



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Efectos de la subsidencia
regional en la interacción
suelo-cimentación-estructura**

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniera Civil

P R E S E N T A

Ingrid Guzmán Montijo

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Juan Manuel Mayoral Villa



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2026

Dedicatoria

A mi papá, por enseñarme a no tomarme la vida tan en serio.

A mi mamá, por su calma, en la que siempre encontré calidez.

A mi hermano, por apapacharme siempre.

A mi hermana, por ser mi cómplice.

A mi tía, por su fortaleza.

A mis tíos, por su guía y por siempre estar presentes.

A mi nana y tata, por sus cálidos recordatorios de amor.

A los amigos que se convirtieron en familia.

A mi novio, por su alegría y compartir conmigo este camino.

Agradecimientos

Al Dr. Juan Manuel Mayora Villa por su tiempo, apoyo, dirección y mentoría durante la realización de este trabajo, por impulsarme a crecer tanto en lo personal como en lo profesional.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería por su apoyo a lo largo de este trabajo, en especial al Dr. Mauricio Pérez Díaz por su paciencia, sus explicaciones y la disposición de compartir sus conocimientos.

A la Facultad de Ingeniería por la formación académica recibida y por brindar un espacio donde los retos se vuelven oportunidades.

A los sinodales por su retroalimentación, aportando claridad a este trabajo.

Índice

RESUMEN	1
OBJETIVO.....	2
ALCANCES.....	2
1. ANTECEDENTES	4
1.1. EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	5
1.1.1. Contexto Mundial.....	8
1.1.2. Contexto en México.....	11
1.1.3. Contexto en la Ciudad de México.....	13
1.2. CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	17
1.2.1. Pilotes.....	18
1.2.1.1. Tipos de Pilotes	18
1.2.1.2. Pilotes utilizados en la Ciudad de México	25
1.2.2. Pilas.....	26
1.3. MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN	27
1.3.1. Pilotes.....	27
1.3.1.1. Prefabricados Hincados	28
1.3.1.2. Ejecución “In Situ”	30
1.3.2. Pilas.....	37
1.3.2.1. Ejecución “In Situ”	37
1.4. EL FENÓMENO DE SUBSIDENCIA Y SU IMPACTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS	38
1.5. INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA	43
1.5.1. Efectos Derivados de la Interacción Suelo-Estructura.....	54
1.5.1.1. Interacción Inercial	55
1.5.1.2. Constantes de Resortes.....	57
1.5.1.3. Interacción Cinemática	60
1.5.1.4. Efectos en pilas y pilotes	61
1.5.1.5. Efectos de grupos en pilas y pilotes	63
1.5.2. Interacción Estática Suelo-Estructura	64
1.5.3. Interacción Dinámica Suelo-Estructura.....	65
1.6. IMPEDANCIA DINÁMICA	66
2. ESTADO DEL ARTE.....	69
2.1. MODELOS ANALÍTICOS	69
2.1.1. Capacidad de Carga.....	71
2.1.1.1. Capacidad de Carga por Punta	71
2.1.1.2. Capacidad de Carga por Fricción.....	80
2.1.1.3. Capacidad de Carga Última	86
2.1.2. Fricción Negativa	87
2.1.3. Asentamientos	92
2.1.4. Capacidad de Carga Lateral.....	94
2.1.4.1. Método de Broms	95
2.1.4.2. Método de Brinch Hansen	98
2.1.4.3. Solución de la Reacción de la Subrasante	98
2.1.5. Efectos de Grupo.....	101

2.1.5.1. Eficiencia del Grupo	101
2.1.5.2. Capacidad última	102
2.1.5.3. Asentamientos	103
2.1.5.4. Carga lateral	105
2.1.6. Estado Limite De Servicio	110
2.2. MODELOS NUMÉRICOS	113
2.2.1. Modelos Bidimensionales	113
2.2.2. Modelos Tridimensionales	114
2.2.2.1. Método de Elementos Finitos	115
2.2.2.2. Método de Diferencias Finitas	116
2.2.2.3. Método de Volúmenes Finito	116
2.2.2.4. Método de Elementos de Contorno	117
2.2.2.5. Método de Elementos Discretos	117
2.2.3. Modelos Constitutivos	118
2.2.3.1. Modelo hiperbólico de Duncan Chang	118
2.2.3.2. Modelo de Hardening Soil	120
2.2.3.3. Modelo de Cam-Clay	123
2.2.3.4. Modelo de Mohr Coulomb	125
2.2.3.5. Modelo de Drucker Pajer	126
2.3. CONDICIONES DE CARGA	127
2.3.1. Condiciones Sustentadas	127
2.3.2. Condiciones Cíclicas	128
2.3.3. Condiciones de Cargas Residuales	130
3. MARCO METODOLÓGICO.....	131
3.1. INSTRUMENTACIÓN DE MEDICIÓN	134
3.1.1. Distribución de presión de poro	134
3.1.2. Monitoreo Topográfico	135
3.2. MODELADO NUMÉRICO	136
3.2.1. Malla de diferencias finitas	136
3.2.2. Calibración de las propiedades del suelo y modelos constitutivos	137
3.2.3. Elementos estructurales	138
3.2.4. Simulación de la Consolidación Regional	138
3.2.5. Simulación Cíclica	139
3.3. PRUEBAS DE CONTROL DE CALIDAD	144
3.3.1. Prueba Cross Hole	146
3.3.1.1. Procedimiento	147
3.3.1.1.1. Instalación de los tubos de acceso	147
3.3.1.1.2. Prueba en General	148
3.3.2. Pruebas de Carga	149
3.3.2.1. Pruebas de Carga Sostenida	150
3.3.2.1.1. Ensayo de Carga a Compresión	151
3.3.2.1.2. Ensayo de Carga a Tracción	152
3.3.2.1.3. Ensayo de Carga Lateral	154
3.3.2.2. Prueba de Carga Cíclica	155
3.3.2.3. Prueba de Carga Bidireccional (Célula Osterberg)	159
4. CASO DE ESTUDIO	161

4.1. CARACTERIZACIÓN DEL SITIO	162
4.1.1. <i>Zonificación geotécnica</i>	162
4.1.2. Subsistencia Regional	163
4.1.3. Perfil estratigráfico	163
4.1.4. <i>Ambiente sísmico</i>	165
4.1.5. <i>Sistema estructural del puente</i>	168
4.2. MODELO NUMÉRICO	168
4.2.1. <i>Modelo estructural</i>	169
4.2.2. <i>Modelo del suelo</i>	170
4.2.3. <i>Simulación de los elementos de la cimentación</i>	171
4.2.4. <i>Simulación de la subsidencia del suelo</i>	172
4.2.5. <i>Simulación de la respuesta sísmica del sitio</i>	173
4.3. <i>Resultados</i>	175
4.3.1. <i>Comportamiento estático a largo plazo</i>	175
4.3.2. <i>Efectos de la interacción suelo-estructura</i>	180
5. CONCLUSIONES	185
REFERENCIAS	187

Efectos de la Subsistencia Regional en la Interacción Suelo-Cimentación-Estructura

Resumen

La seguridad, estabilidad y desempeño a largo plazo de estructuras, en particular de infraestructura crítica como aeropuertos, puertos, presas, puentes, entre otros, están profundamente influenciados por la interacción entre la subestructura y el suelo sobre el que se desplantan.

Las pilas de punta desempeñan un papel crucial en el soporte de cargas axiales y en el control de asentamientos bajo condiciones estáticas (p. ej., Firoj & Maheshwari, 2022). No obstante, bajo excitaciones sísmicas su comportamiento se vuelve más complejo por la interacción dinámica suelo-estructura (ISE), que modifica parámetros clave como la rigidez de la cimentación, el amortiguamiento y la frecuencia natural de vibración del sistema (Zhao et al., 2017); por ello, modelar explícitamente dicha interacción resulta determinante para el desempeño bajo carga sísmica. Aunque estos efectos han sido cada vez más reconocidos, su incorporación plenamente acoplada en el diseño sísmico sigue siendo un reto, tanto por las dificultades inherentes del modelado como por la limitada adopción de métodos avanzados en los códigos de diseño (p. ej., Mital & Samanta, 2024).

La Ciudad de México, se trata de una zona urbana densamente poblada afectada por el hundimiento regional debido a la presencia de depósitos lacustres provenientes de los antiguos lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco. Estas arcillas, altamente compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, junto con la sobreexplotación de los acuíferos, han intensificado la subsidencia regional. Además, la región se sitúa en un contexto de alta sismicidad, tanto por eventos interplaca debido a la subducción de la placa de Cocos bajo la placa Norteamericana como por eventos intraplaca dentro de la propia placa subducida.

A medida que la presión de poro en el suelo disminuye debido a la extracción de agua de los acuíferos, hay una reestructuración de esfuerzos que modifica de manera significativa la rigidez, la resistencia y el comportamiento mecánico del terreno (Auvinet, 2019; Merino, 2019). En el caso de cimentaciones profundas, este cambio en el estado de esfuerzos puede inducir fricción negativa en el fuste de las pilas, incrementando las cargas axiales incluso antes de un evento sísmico (O’Riordan, Clayton & Morton, 2018; Vallarino, Mejía-Barba & Grajales-Saavedra, 2023). Además, los efectos acumulativos de la subsidencia pueden generar esfuerzos adicionales y alterar las propiedades del suelo circundante, lo que tiende a subestimarse en los enfoques convencionales de diseño sísmico (Sepúlveda Pinto, 2020; Zhao, Chen & Wang, 2017).

Eventos sísmicos históricos como los de Kobe y Loma Prieta, han resaltado el riesgo que conlleva desatender la ISE (e.g., Tsipianitis et al., 2020; Barbosa et al., 2014), riesgo que se acentúa cuando coexiste con los desafíos derivados del hundimiento regional.

En la Ciudad de México, los sismos de 1985 y 2017 evidenciaron, en la zona de lago y transición, asentamientos diferenciales severos y desplome en edificios por la reducción de la capacidad portante y la deformación significativa del estrato arcilloso, así como daños y desconexiones en el sistema cimentación–superestructura (fisuras y punzonamientos locales en cajones y losas de cimentación, y demanda flexo-cortante elevada en pilas por interacción cinemática), factores que condicionaron el colapso o el desempeño deficiente de numerosas edificaciones (Mayoral et al., 2019; GEER, 2017; Galvis et al., 2020). En particular para 2017, se documentaron inclinación de edificios, hundimientos diferenciales, pérdida parcial de apoyo, y amplificación de sitio en periodos de 0.8–1.5 s, acordes a las arcillas lacustres sometidas a subsidencia regional, lo que exacerbó la demanda inercial y cinemática de las cimentaciones profundas (Mayoral et al., 2019; GEER, 2017). Estos patrones concuerdan con estudios recientes que muestran cómo la interacción suelo-estructura (ISE o SSI por sus siglas en inglés) controla la fragilidad de las pilas (formación de rótulas plásticas y daño por flexión/cortante bajo cargas laterales sísmicas) y la respuesta del sistema suelo–pila–estructura, por lo que su modelación explícita resulta determinante en el diseño (Forcellini, 2021). No obstante, en la práctica aún es frecuente simplificar u omitir de manera explícita la ISE y los efectos de la subsidencia en el diseño y la verificación de desempeño, en especial en etapas tempranas o realizarlo bajo enfoques puramente estáticos.

Objetivo

Determinar los efectos que produce el fenómeno de hundimiento regional en la interacción suelo cimentación-estructura de cimentaciones profundas resueltas con pilas de punta situadas en la zona lacustre de la Ciudad de México.

Alcances

Para la mayoría de las personas, la cimentación pasa por desapercibido. Sin embargo, su diseño exige destreza y criterio de todas las partes involucradas, ya que es la base de todo el proceso constructivo de cualquier estructura. En la elaboración de este escrito se explorará las peculiaridades del uso de cimentaciones profundas ante condiciones estáticas y dinámicas en la zona de lago de la Ciudad de México. Siendo esta última, conocida por sus diversos paradigmas y conflictividad.

En este contexto, el presente trabajo de tesis analiza de forma integral la efectos que tiene la subsidencia regional en la interacción suelo-cimentación-estructura (ISE), aportando hallazgos clave sobre el comportamiento complejo y la vulnerabilidad sísmica de estructuras cimentadas sobre pilas de punta. A través del desarrolló de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas por medio del software FLAC^{3D}, el comportamiento del suelo es definido mediante los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb para suelos granulares y Plastic-Hardening para suelos arcillosos. La superestructura se compone de elementos tipo BEAM y SHELL, mientras que la subestructura cuenta con elementos tipo PILE. Calibrando el modelo con las mediciones piezométricas realizadas en campo, y pruebas de laboratorio disponibles, buscando representar fielmente el comportamiento del suelo. Sometiendo el modelo ante el efecto

del hundimiento regional debido a la sobreexplotación de acuíferos para distintos años de estudio (0 años, 15 años, 25 años, 50 años) y acciones sísmicas, donde se logra identificar los efectos del hundimiento regional en la interacción suelo-estructura bajo condiciones tanto estáticas como dinámicas.

1. Antecedentes

En las últimas décadas, el estudio de la interacción suelo-estructura ha experimentado avances significativos orientados a comprender con mayor precisión los patrones de interacción entre la cimentación y el suelo, especialmente en contextos dinámicos y de alta complejidad geotécnica. A pesar de los progresos alcanzados, la representación fiel del comportamiento del suelo y de los mecanismos de respuesta ante cargas estáticas y dinámicas sigue siendo un desafío, debido a la naturaleza heterogénea, no lineal y dependiente del tiempo de los suelos, así como a las limitaciones de los modelos constitutivos y las simplificaciones necesarias en el análisis numérico (Duncan, 2000; Phoon & Kulhawy, 1999).

Debido a esto, se ha hecho el uso de enfoques híbridos como el método observacional propuesto por Terzagui (1968) y desarrollado por Peck (1969) que combinan la teoría con la observación, siendo posible ajustar la hipótesis de diseño tomando en cuenta el comportamiento real observado durante la ejecución de la construcción. Metodología que ha sido clave para mejorar la confiabilidad de los modelos y desarrollar técnicas de instrumentación más precisas, ofreciendo validar y retroalimentar los análisis numéricos (Finno & Calvello, 2005; Elgamal et al., 2008).

Las cimentaciones de manera general se clasifican de acuerdo con la profundidad a la que las cargas son transmitidas al suelo. Como su nombre lo indica las cimentaciones superficiales, entre ellas las compensadas, son las que se encuentran apoyadas en estratos cercanos a la superficie que cuentan con una buena capacidad portante. Mientras que, las cimentaciones profundas son utilizadas cuando los estratos superiores no cuentan con una capacidad portante adecuada, por lo que se transmiten las cargas a estratos más profundos con una mayor capacidad portante.

En zonas de alta sismicidad que presentan hundimiento regional, como en la caso de la Ciudad de México, la interacción entre la cimentación y el suelo es crítica. Siendo usual el uso de pilotes y pilas que permiten transmitir las cargas a estratos más resistentes, sin embargo, se encuentran expuestos a fenómenos como la fricción negativa, asentamientos diferenciales y la acción de fuerzas sísmicas que alteren la respuesta global del sistema. Aunque diversas investigaciones han demostrado que no tomar en cuenta la ISE y simplemente asumir una condición de base empotrada conduce a subestimar desplazamientos, periodos de vibración y demandas sísmicas, lo cual afecta la precisión del diseño estructural. (Rodríguez & Villavicencio, 2021; Sepúlveda Pinto, 2020).

Los hallazgos que han llevado a la adopción de un nuevo paradigma, están impulsando la definición de criterios en los que se imponga explícitamente la interacción entre el suelo y la cimentación, en el modelado estructural. Esto ha sido necesario, dado que la ISE transforma procesos inherentes, tales como magnitudes de parámetros claves en la estructura, como la rigidez global, el amortiguamiento efectivo y la intrínseca distribución de esfuerzos, característicos de edificaciones con asientos profundos.

1.1. Evolución Histórica de Cimentaciones Profundas

Distintas comunidades a lo largo de la historia han hecho uso de cimentaciones para poder construir sus hogares e inclusive civilizaciones enteras, de acuerdo con las necesidades de la población.

Una de las primeras técnicas de cimentación utilizada por las primeras civilizaciones, es la técnica de hinca por medio de ramas, troncos de árboles o huesos de animales, realizando una penetración reducida en el suelo para compactarlo y aumentar su resistencia.

Con el tiempo, esta técnica evolucionó a viviendas semi-excavadas que datan aproximadamente del año 12,000 a.C. Las cuales implicaban realizar excavaciones a cierta profundidad del terreno con el fin de crear espacios habitables, capaces de dar protección contra los elementos. Es posible encontrarlas en distintas partes del mundo, incluyendo Europa, en donde se han descubierto numerosos asentamientos prehistóricos de viviendas semi-excavadas. Al mismo tiempo, las primeras excavaciones profundas y la búsqueda de métodos para contenerlas representaron otro avance significativo.

En el caso de Suiza, donde se colocaron troncos de madera en suelos blandos lacustres para poder construir casas desde hace miles de años. Método mejor conocido como construcción sobre pilotes o pilas en la actualidad, la cual permite construir sobre terrenos que de otra forma serían inadecuados para la construcción tradicional. En este caso, los pilotes de madera proporcionaban estabilidad y elevaban las estructuras por encima del nivel de agua para poder proteger las viviendas de las inundaciones.

Por otro lado, Venecia es famosa por su peculiar arquitectura construida sobre una red de pilotes de madera en la laguna veneciana. Esta ciudad, fundada en el siglo V, se construyó sobre un archipiélago de islas en el norte del mar Adriático. Los pilotes de madera se hincaron en el suelo fangoso para proporcionar una base sólida sobre la cual construir edificaciones. Esta técnica permitió a los venecianos establecer una ciudad única y próspera que, a pesar de los desafíos del entorno, se convirtió en un importante centro comercial y cultural durante la Edad Media y el Renacimiento al ser capaces de protegerse de invasores sin perder su fuente de sustento.

Antes de la revolución industrial, las cimentaciones profundas no experimentaron cambios innovadores en comparación con las técnicas empleadas en construcciones primitivas. En aquella época, no existían normas estrictas para su diseño y construcción. El grosor de la madera se seleccionaba a criterio del constructor, basándose en la capacidad de carga requerida, la cual se estimaba de forma rudimentaria mediante golpes de un martillo con peso y altura de caída conocidos. Debido a que las estructuras de la época no experimentaban grandes asentamientos, no existía una necesidad apremiante de buscar un material que reemplazara la madera. La abundancia y la facilidad de maniobra de este material lo convertían en la opción ideal, junto con la compactación como técnica de mejora del terreno.

La mecanización del trabajo y el surgimiento de grandes fábricas a finales del siglo XIX y principios del XX transformaron la economía y la sociedad. Estas nuevas fábricas impulsaron la invención de las primeras máquinas con energía continua, las cuales, junto con los mecanismos de trinquete y biela-manivela, introdujeron nuevas fuerzas dinámicas en los procesos industriales. Llevando a la creación de máquinas de perforación a gran profundidad y diámetro.

Estas innovaciones requerían cambios radicales en las técnicas de cimentación, ya que las estructuras construidas por medio de métodos tradicionales eran incapaces de soportar las vibraciones y las cargas que generaban las máquinas. Siendo necesario un conocimiento más preciso del comportamiento del suelo para poder garantizar la estabilidad de las edificaciones.

Así, pues el siglo XX fue el que más cambios aportó a lo que el estudio de la capacidad portante del suelo suponía. Por eso la manera de diseñar las fundaciones pasó a ser de manera analítica. El desarrollo de los sectores del acero también ayudó a darle soltura tanto al material como a su flexibilidad de manera que se puedan obtener estructuras más complejas y resistentes. La puesta en acción del acero y el hormigón para construir terraplenes o para construir pilares también fue una gran innovación para poder aplicar esos materiales a terrenos problemáticos.

El mejoramiento de los ensayos y pruebas de campo permitieron obtener información acerca de las propiedades del suelo y la capacidad portante de las cimentaciones. Superando las incertidumbre de los métodos empíricos tradicionales, dando paso a una era de mayor eficiencia y optimización de cimentaciones.

Mientras que, los desarrollos teóricos de la elasticidad del siglo XIX dan pie al estudio de la interacción suelo-cimentación-estructura (ISE). Estos trabajos sentaron el precedente para poder modelar el suelo como un medio continuo deformable. El modelo de Winkler (1867), fue pionero al idealizar el suelo como una serie de resortes independientes, introduciendo el concepto de la rigidez del suelo.

Con el transcurso de la evolución de la teoría de la elasticidad, surgieron otros modelos destinados a eliminar la falta de continuidad en el modelo de Winkler. Así, en el año 1885, Boussinesq proporcionó un modelo teórico fundamental al proponer una solución para el campo de esfuerzos y deformaciones debajo de la acción de una carga puntual en un medio elástico semi-infinito, conocido bajo el nombre de semi-espacio de Boussinesq. En 1936, Mindlin amplió estas soluciones para incluir cargas en el semi-espacio, lo que las hizo útiles para analizar los esfuerzos en el suelo causados por cimentaciones profundas. Estas formulaciones elásticas del semi-espacio son la piedra angular del método moderno de análisis por elementos finitos y de la teoría de la ISE estática.

Los desarrollos teóricos de la elasticidad abrieron el paso al análisis dinámico de la ISE, donde Reissner (1936) con su teoría de vibraciones de cimentaciones sobre un medio elástico, introdujo el concepto clave de la radiación de energía (amortiguamiento geométrico) hacia el suelo, que

junto con las contribuciones de distintos autores que surgieron posteriormente establecieron las bases de la ISE dinámica.

En las décadas de 1950 y 1960 se consolidaron los primeros modelos dinámicos de cimentaciones. Estudiando la vibración de cimentaciones rígidas circulares, Bycroft (1956) evidenció la influencia de la masa y el amortiguamiento del suelo. Mientras que, Housner (1963) y Whitman (1969) distinguieron la interacción cinemática de la interacción inercial. Clasificación fundamental para el método de la subestructura, siendo ampliamente adoptada y difundida por Roesset y Kausel en las siguientes décadas.

En paralelo, Newmark y Veletsos desarrollaron las formulaciones de la rigidez dinámica y el amortiguamiento equivalente de cimentaciones superficiales y profundas. Las cuales representan al suelo por medio de las funciones de impedancia, es decir, resortes y amortiguadores. Permitiendo extender el análisis de la ISE a configuraciones más complejas como pilotes y grupos de pilotes, facilitando la incorporación de la deformabilidad del suelo en el análisis sísmico de estructuras.

La consolidación teórica comenzó a tomar forma durante los años setenta. En esos años, Novak (1974, 1977) presenta las primeras funciones de impedancia dinámica para pilotes aislados y grupos de pilotes. Estos modelos consideran la rigidez y amortiguamiento radiativo, por lo que pueden representar de mejor manera la interacción de los pilotes y su medio circundante. A decir de Roesset (2013), en este mismo periodo se dieron importantes aportes en lo que respecta a los efectos de la estratigrafía, el empotramiento y la interacción entre pilotes en grupo, todos en torno a la respuesta dinámica de cimentaciones profundas. En esta etapa, aparece el método de la subestructura, lo que impulsó los tratamientos numéricos modernos.

La década de 1980 marcó un avance significativo gracias a la computación. Por ejemplo, Kausel y Peek (1982) experimentaron con formulaciones de elementos de frontera y funciones de Green, lo que permitió modelar cimientos en suelos estratificados. Kaynia y Kausel (1982, 1986) generalizaron estas ideas al análisis dinámico de pilotes en cimientos estratificados mediante matrices de prioridad, lo que era imprescindible para los cimientos en el diseño práctico. Es un gran avance si se tiene en cuenta que Wolf (1985) daba modelos simplificados de impedancia que muchas veces eran sólo aplicables.

En los años noventa y los inicios del nuevo milenio, las funciones de impedancia de Gazetas (1991) se convirtieron en el estándar de la profesión. Gracias a su siguiente uso y al siguiente modelo simplificado de resortes y amortiguadores equivalentes de programas comerciales, la ISE se ha integrado en el diseño sísmico de puentes, edificios altos y centrales nucleares. Esto fue posible por la combinación de enfoques experimentales (ensayos de vibración, ensayo en mesa, centrífuga, etc.) con modelos analíticos y numéricos.

Con el inicio del siglo XXI, se dio un paso hacia la complejidad y el realismo en la modelación. Se incorporaron análisis no lineales del suelo y de las cimentaciones, integrando fenómenos como la

degradación de rigidez, el deslizamiento, el gapping y la licuación. Plataformas como OpenSees desarrollaron módulos especializados en cimentaciones profundas, lo que permitió aplicar modelos p-y y t-z dinámicos a pilotes en estudios sísmicos avanzados (Raychowdhury & Hutchinson, 2008). Paralelamente, surgieron macro-modelos simplificados, como el Plasticity Based Macroelement (PBM) y el Contact Interface Model (CIM) (Nova & Montrasio, 1997; Gajan & Kutter, 2008), que facilitaron la representación de la interacción no lineal cimentación-suelo sin necesidad de discretizaciones muy finas, los cuales fueron validados mediante ensayos de centrifuga geotécnica.

En el ámbito experimental, se ha presenciado un incremento significativo en pruebas dinámicas a escala completa utilizando mesas vibratorias y centrífugas. Por ejemplo, Boulanger prueba pilotes en cargas cíclicas sísmicas; la experimentación mencionada anteriormente destaca la importancia de los efectos de grupo y de la estratigrafía del sitio de estudio en la respuesta. También, las respuestas dinámicas de diferentes configuraciones de pilotes se grabaron y se describen; resultando en la interacción entre los efectos inerciales y cinemáticos, los cuales se modelaron en el laboratorio de manera confiable comparándolos con los diferentes modelos en campo.

Finalmente, los grandes sismos de las últimas décadas como los de Loma Prieta (1989) y Kobe (1995) han impulsado el estudio de cimentaciones profundas. Debido a que, estos eventos evidenciaron que la ISE no siempre es benéfica, ya que en algunos casos es posible que los periodos estructurales se alarguen y que se amplifique la demanda sísmica (Mylonakis y Gazetas, 2000), contribuyendo a daños severos en puentes y edificios cimentados en pilotes. Combinando de manera sistemática los enfoques directos y de subestructura, junto con métodos computacionales que permiten considerar las no linealidades del suelo, la cimentación y la superestructura, buscando consolidar una visión integral del comportamiento de cimentaciones profundas bajo efectos sísmicos.

1.1.1. Contexto Mundial

Las cimentaciones profundas han sido utilizadas desde hace milenios en todo el mundo. El avance de las tecnologías ha buscado mejorar el comportamiento de las cimentaciones profundas con métodos de construcción más seguros y económicos que se adapten a las condiciones del subsuelo.

Sin embargo, tanto la estructura como la cimentación se expone a las características de movimiento del terreno donde se encuentra. Existiendo dos tipos de comportamiento, uno cuando esta la estructura y otro cuando no se encuentra, de acuerdo con la definición de Interacción Suelo-Estructura (ISE) de Espinoza (1999).

De acuerdo con Huseyin Cilsalar (2020), se tiene una gran incidencia en la respuesta sísmica de la estructura considerando las propiedades del suelo de cimentación. Por otro lado, Khalil L. (2005) determina los beneficios del uso de una base flexible en comparación con una base

empotrada cuando se someten a los efectos del ISE bajo cargas sísmicas, ya que las incidencias directas con el periodo fundamental y el amortiguamiento del sistema, llevando a un proyecto conservador al no considerar estos efectos.

Al considerarlos se tiene una mejor respuesta sísmica de la estructura al tener en cuenta las características del sitio, la cimentación y el sistema estructural que incide en el comportamiento dinámico, al igual, que los efectos locales en la edificación.

Las investigaciones conducidas por Chopra et al. (1985) determinan que las estructuras que se encuentran en un suelo flexible con la facilidad de presentar desprendimientos cuentan con efectos benéficos según los parámetros del sistema, al igual que las características de la fuente de excitación. Los parámetros involucrados en relación con la estructura-rigidez del suelo son en su mayoría la geometría de la edificación, la cimentación, el módulo del suelo y el perfil de velocidad de onda de corte. Sus efectos se dividen en inerciales y cinemáticos gracias a Whitman y Bielak (1982), al igual que Avilés (1999). Los efectos inerciales que se explicaran más a detalle posteriormente, son la modificación de la ductilidad con respecto a su estado de base rígida, mientras que la interacción cinemática se reduce a los elementos de traslación de la cimentación por el efecto promediador y el filtrado de componentes de alta frecuencia que derivan de la excitación sísmica.

A pesar de su importancia, muchas veces no se toma en cuenta tanto en el análisis como en el diseño de la estructura. Siendo no recomendable está practica en suelos firmes pero sobre todo en suelos blandos como los que se presentan en la Ciudad de México.

Tabla 1-1. Desarrollo de cimentaciones profundas y métodos de análisis de Interacción-Suelo-Estructura.

Periodo	Desarrollo en Cimentaciones Profundas	Métodos de Análisis en Subsistencia e Interacción Suelo-Pila-Estructura (ISE)	Referencias
Antigüedad (~5000 a.C.)	Uso de pilotes de madera en zonas húmedas para soportar estructuras.	Empírico, basado en la observación directa de fallas y deformaciones.	Burland, J. B., & Wroth, C. P. (1975). <i>Settlement of buildings and associated damage</i> (No. CP 33/75).
Edad Media (500-1500 d.C.)	Pilotes de madera tratados con resina como sustento para mejorar su durabilidad.	Analítico cualitativo. Inspecciones visuales, procesos constructivos que se justifican en la experiencia.	Fang, H. Y., & Daniels, J. L. (2017). <i>Introductory geotechnical engineering: an environmental perspective</i> . CRC Press.
Revolución Industrial (1750-1850)	Llegada de pilotes de acero y concreto reforzado, junto con el desarrollo de	Estudios iniciales sobre asentamientos diferenciales y las primeras ecuaciones de elasticidad aplicadas a cimentaciones.	Terzaghi, K. (1943). <i>Theoretical soil mechanics</i> .

	técnicas de hincado mecánico.		
Siglo XIX	Uso de cimentaciones profundas para construir edificaciones grandes, puentes, ferrocarriles, entre otros. Cimentaciones profundas para la construcción de puente, ferrocarriles y edificios grandes.	Las teorías de elasticidad y esfuerzos son usadas, también se presentan las primeras soluciones para poder abordar problemas de asentamientos y subsidencia.	Das, B. M., & Sivakugan, N. (2017). <i>Fundamentals of geotechnical engineering</i> . Cengage Learning.
1930 a 1950	La introducción del hormigón pretensado y de las nuevas técnicas de hincado de pilotes son temas importantes de la construcción.	También entran en juego los nuevos métodos analíticos, basados en la teoría de Terzaghi, que versan sobre la consolidación y la resistencia al corte.	Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1980). <i>Pile foundation analysis and design</i> .
1960 a 1970	Desarrollo de pilotes de cimentación prefabricados y métodos de perforación con bentonita.	Se aceptan métodos numéricos básicos por medio de los elementos finitos en 2D. Se llevan a cabo análisis simplificados de la interacción entre componentes.	Bowles, J. E., & Guo, Y. (1996). <i>Foundation analysis and design</i> (Vol. 5, p. 127). New York: McGraw-hill.
1980	La utilización de pilotes de tipo fricción y punta - destinados específicamente a aquellos suelos blandos- es obligatoria.	Se han aplicado un gran número de modelos numéricos tridimensionales que han propiciado un desarrollo en la teoría de interacción suelo-estructura.	Zienkiewicz, O.C. & Taylor, R.L. (2000). <i>The Finite Element Method</i> . Butterworth-Heinemann.
1990	El uso de pilotes de fricción y punta, diseñados específicamente para suelos blandos, es fundamental.	Se aplican modelos numéricos tridimensionales, lo que ha llevado a un crecimiento en la teoría de interacción entre el suelo y la estructura.	Brinkgreve, R.B.J. (2002). <i>PLAXIS Manual</i> . Delft University of Technology.
2000	El uso de pilotes de fricción y punta, diseñados específicamente para suelos blandos, es fundamental.	Se aplican modelos numéricos tridimensionales, lo que ha llevado a un crecimiento en la teoría de interacción entre el suelo y la estructura.	Conte, J.P. & Yang, J. (2006). <i>Numerical Modeling of Soil-Structure Interaction</i> . ASCE Publications.

Actualidad (2020-2025)	Estamos hablando del uso de pilotes inteligentes equipados con sensores para un monitoreo en tiempo real, así como de técnicas avanzadas de hincado y perforación.	Se aplican modelos de machine learning para la predicción de la subsidencia y se utiliza el BIM para el diseño y el análisis de las cimentaciones.	Liu, H., et al. (2023). <i>Advances in Foundation Engineering</i> . Springer.
---------------------------	--	--	---

1.1.2. Contexto en México

El hundimiento y agrietamiento del terreno es un problema geológico-geotécnico que, a nivel mundial, ha llamado la atención de especialistas, investigadores, urbanistas, constructores, medios de comunicación y gobiernos (CENAPRED, 2014) debido a los cuantiosos y recurrentes daños que ocasionan en los sectores de vivienda, carreteras, vías férreas, líneas de comunicación y conducción, instalaciones industriales y en obras de ingeniería.

La República Mexicana cuenta con una superficie de 1 964 375 km² de los cuales 1 042 369.56 km² (53.06%) de la superficie presenta afectaciones por hundimiento y agrietamiento muy bajas, 149 523.92 km² (7.61%) presenta afectaciones bajas, 632 156.87 km² (32.18%) presenta una afectación media, 122 045.05 km² (6.21%) afectaciones altas, así como 18 279.57 km² (0.96%) presentan afectaciones en el rango de muy alto. Las tasas de hundimiento son variables debido a que están controladas por el espesor y las características geomecánicas de los sedimentos. Asimismo, la intensidad de las tasas de extracción de agua subterránea y la recarga del acuífero juegan un papel crucial en su evolución, control y minimización de riesgo (Tuxpan, 2018).

El hundimiento se caracteriza por ser un movimiento tridimensional que depende del estado de esfuerzos y geodinámicas del terreno, dominando tanto los movimientos verticales como los horizontales. Siendo reflejado el movimiento vertical en la topografía por una oquedad o subsidencia, la cual es fácilmente estudiada por métodos geológicos-geodésicos, entre otros; no obstante, los movimientos laterales son menos evidentes y se manifiesta menos en superficie, sobre todo en áreas planas, donde la componente vertical es muy pequeña, siendo difícil identificar dichas deformaciones con métodos tradicionales. El hundimiento regional se puede definir como un descenso de la superficie del terreno (Lugo, 2011), respecto a un punto fijo que no presenta movimientos o que sus desplazamientos (verticales, principalmente) son insignificantes y mucho menores a los del resto del terreno.

El fenómeno se presenta principalmente en suelos de origen lacustre y en depósitos aluviales y fluviales, constituidos por partículas finas de suelo como arcillas, limos y arenas finas (CENAPRED, 2014). Son varias las causas que pueden provocar la deformación del terreno, entre éstas se tienen: i) la aplicación de cargas superficiales, ii) la deformación natural, iii) el hundimiento por extracción de agua y iv) la contracción por desecación natural. Sin embargo, el proceso que más influye en la deformación del subsuelo es la consolidación por extracción de agua.

El fenómeno de subsidencia hoy, a 95 años de su descubrimiento por Roberto Gayol (1925) y cerca de 70 años de su explicación científica por Nabor Carrillo (1948), persiste con efectos acumulados a través del tiempo que causan asentamientos totales y diferenciales considerables.

La presencia de depósitos de arcillas compresibles en el Valle de México condiciona la evolución de las cimentaciones profundas, que tiene que ver con el surgimiento de nuevos métodos de análisis. A continuación se hace una reseña histórica de las cimentaciones profundas en México.

Tabla 1-2. Evolución de las cimentaciones profundas en México.

Periodo	Desarrollo en Cimentaciones Profundas en México	Métodos de Análisis en Subsidencia e Interacción Suelo-Pila-Estructura (ISE)	Referencias
Época Prehispánica (1325 a 1521)	El uso de pilotes de madera en las chinampas y construcciones lacustres de Tenochtitlán.	Emplea las técnicas empíricas en función de observar el comportamiento del suelo en los casos de terrenos blandos y acuáticos.	Aguilar, L. F. (1988). Irrigación y urbanismo en la Cuenca Mesoamericana de México. <i>Revista Geográfica</i> , (107), 5-28.
Siglo XVI (1521 a 1600)	Cimentaciones de piedra y pilotes de madera para las iglesias y edificios coloniales.	Sin análisis formal; el primer predecesor se basa en la observación empírica de asentamientos diferenciales en suelos blandos.	De Anda, A. (1995). <i>El Lago de Texcoco y la Ciudad de México</i> . Conaculta.
Siglo XIX (1800 a 1900)	La introducción de cimentaciones profundas hechas de mampostería y madera para grandes edificios.	Análisis básico de la estabilidad, basado en la experiencia práctica, y diseños que han sido adaptados a través de ensayo y error.	Santoyo, E., & Ovando-Shelley, E. (2004). <i>Geotecnia e Ingeniería en la Ciudad de México</i> . UNAM.
1930 a 1950	Aplicación de pilotes de concreto armado en proyectos urbanos y de infraestructura.	Introducción de teorías de elasticidad aplicadas al análisis de asentamientos y subsidencia en suelos arcillosos.	Terzaghi, K. (1943). <i>Theoretical Soil Mechanics</i> . Wiley & Sons.
1960 a 1970	Uso de pilotes de fricción y punta en cimentaciones de edificios altos en la Ciudad de México.	Métodos analíticos para comprender la interacción suelo-pila-estructura y sus primeras aplicaciones dentro de los modelos bidimensionales.	Reséndiz, D. (1971). <i>Análisis de Fundaciones en Suelos Suaves</i> . UNAM.
Años 1980	Incremento en el uso de pilotes hincados en de proyectos	Métodos numéricos como elementos finitos para modelar	Ovando-Shelley, E. (1988). <i>Interacción Suelo-</i>

	infraestructura urbana y transporte.	interacción suelo-estructura en suelos altamente compresibles.	<i>Estructura en Suelos Blandos</i> . UNAM.
Años 1990	Ejecución de pilotes de gran diámetro y cimentaciones mixtas en obra pública.	Integración de software geotécnico avanzado (ej., PLAXIS) para modelar subsidencia y su interacción con estructuras.	Marsal, R.J., & Mazari, M. (1990). <i>El Subsuelo de la Ciudad de México</i> . UNAM.
Años 2000	Uso de pilotes prefabricados y cimentaciones profundas híbridas en mega construcciones.	Simulaciones numéricas tridimensionales avanzadas; incorporación del análisis dinámico y subsidencia regional.	Ovando-Shelley, E. (2004). <i>Geotecnia e Ingeniería en la Ciudad de México</i> . UNAM.
Actualidad (2020 a 2025)	Adición de cimentaciones profundas con sensores para monitoreo en tiempo real y métodos sustentables.	Uso de aprendizaje automático para predecir la subsidencia; al igual que el análisis integral con modelos tridimensionales y BIM.	Garduño-Monroy, V.H., et al. (2021). <i>Engineering Challenges in Mexico City</i> . Springer.

1.1.3. Contexto en la Ciudad de México

La fundación de la Ciudad de México-Tenochtitlan en 1325 con la llegada de los Chichimecas del norte de Mesoamérica, que no tuvieron otra opción más que ocupar la zona lacustre pantanosa de la Cuenca de México. Se enfrentaron a la problemática que representaba el suelo para sus obras e hicieron uso de procedimientos y conceptos geotécnicos que hoy en día siguen en uso. Ejemplificando esto con la construcción del Templo Mayor, donde, se mejoró el terreno por medio del hincado de troncos, se precargo el subsuelo con un relleno para usar estacones que transfirieran la carga al subsuelo, usando tezontle para reducir el peso de la pirámide que se realizó en seis etapas constructivas.

Esta edificación se mantuvo estable hasta la llegada de los conquistadores, quienes construyeron sobre las ruinas. Ocasionando la aparición de asentamientos diferenciales hoy en día en el Centro Histórico de la ciudad, siendo el resultado de un subsuelo con una historia de distintas cargas y descargas en zonas precomprimidas que inevitablemente variaron las propiedades mecánicas del subsuelo.

En los tres siglos que duró la Colonia se llevó a cabo la desecación de las zonas anegadas, perdiendo en totalidad su agua hasta que se convirtieron actualmente en avenidas por donde circulan diversos sistemas de transportes. Siendo el único vestigio de lo que alguna vez fue un valle lleno de lagos, los canales de Xochimilco.

Actualmente, las cimentaciones en la Ciudad de México enfrentan materiales depositados en lo que solían ser los antiguos lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco. Una gran porción del área

urbana se caracteriza por los suelos arcillosos, muy compresibles y con baja resistencia al esfuerzo cortante en la Zona de Lago, denominada Zona III en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Que en conjunto con una zona sísmica activa con pronunciados efectos de sitio y el fenómeno de subsidencia debido a la disminución de cargas piezométricas en los acuíferos superficiales por la sobreexplotación del agua para consumo humano e industrial, la vulnerabilidad de las estructuras a sufrir hundimientos importantes, desplomes e inclusive colapsos es mayor.

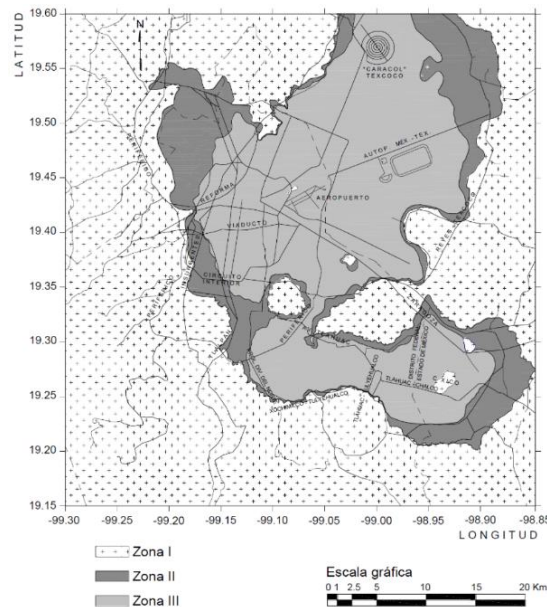


Figura 1-1. Zonificación geotécnica de acuerdo con la NTC-CIMENTACIONES-2023.

Debido a la Zonificación Geosísmica que compone la metrópoli (Figura 1-1), la mayoría de las cimentaciones que se utilizan son de tipo profundo. Aunque, en el caso de edificaciones pequeñas o casas aún se hace uso de cimentaciones superficiales, mostrando los tipos de cimentaciones más usadas en la Figura 1-2.

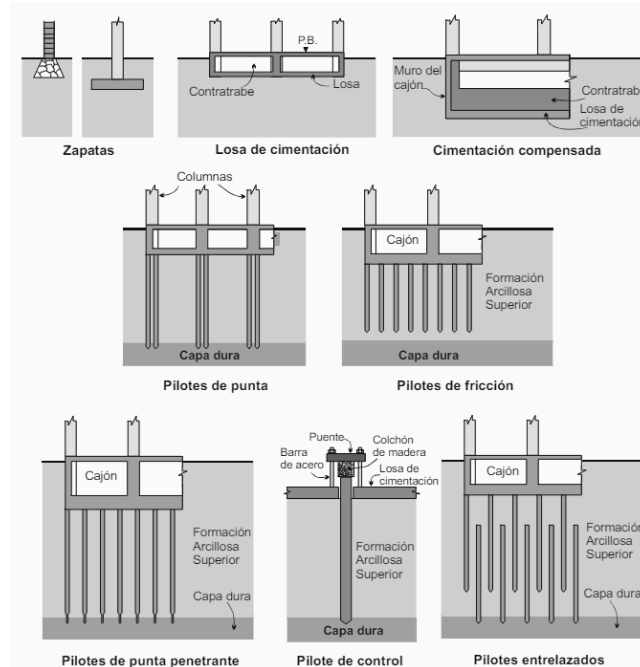


Figura 1-2. Tipos de cimentación para casas y edificios de la CDMX.

Comenzando con los cimientos superficiales de mampostería que se usaron por varios siglos, se pasó a las losas de cimentación de concreto reforzado que transfieren la carga del suelo de apoyo por medio de toda el área en planta de la superestructura. Después, hizo su aparición la cimentación compensada que reduce la presión sobre el subsuelo al igualar el peso del material excavado en la estructura. Después, en un cajón monolítico con contratraveses peraltados con una losa fondo y una losa tapa el Ingeniero Miguel Ángel de Quevedo construyó un banco y una tienda departamental con un sótano de 4 m de profundidad.

Conforme las edificaciones aumentaban de pisos, se empezó transferir el peso de la estructuración a estratos con mejores propiedades al desplantar pilotes de punta en la Primera Capa Dura. Al pasar el tiempo con la presencia del hundimiento regional en el valle se empezó a elevar el terreno circundante, causando problemas en las cimentaciones superficiales.

De esto surgió la cimentación mixta compensada, compuesta de un cajón de cimentación con pilotes de fricción que se encuentran en los depósitos arcillosos blandos para edificios de entre 6 y 15 pisos, los apoyos de puentes vehiculares o las líneas elevadas del Metro ubicadas en la zona de lago.

Asimismo, para los edificios hay otras propuestas de cimentación como se muestran en la Figura 2. Las cuales evitan por medio de mecanismos de control la emersión al aprovechar la capacidad de los pilotes de punta, adecuando a la superficie del terreno adyacente los desplazamientos del edificio.

Mostrando en la siguiente tabla una breve evolución histórica de cimentaciones profundas y métodos de análisis ante efectos de subsidencia en la Ciudad de México.

Tabla 1-3. Evolución de las cimentaciones profundas y métodos de análisis en la Ciudad de México.

Periodo	Desarrollo en Cimentaciones Profundas en la CDMX	Métodos de Análisis en Subsidencia e Interacción Suelo-Pila-Estructura (ISE)	Ejemplos Representativos	Referencias
Época Prehispánica (~1325-1521)	Mediante pilotes de madera y plataformas artificiales en construcciones como templos o chinampas.	Técnicas empíricas basadas en la experiencia en el manejo de suelos lacustres.	Chinampas de Xochimilco y Templo Mayor.	Palerm, A. (1973). <i>Agricultura Chinampera en el Valle de México</i> . UNAM.
Siglo XVI (1521-1600)	Cimentaciones de piedra y pilotes de madera para iglesias y edificios coloniales.	Observación empírica de asentamientos diferenciales, sin análisis formal.	Catedral Metropolitana: cimentación reforzada con pilotes de madera en el subsuelo blando.	De Anda, A. (1995). <i>El Lago de Texcoco y la Ciudad de México</i> . Conaculta.
Siglo XIX (1800-1900)	Construcción de cimentaciones profundas de mampostería en obras públicas y edificios históricos.	Métodos basados en ensayo y error, con registros de deformaciones significativas.	Palacio de Bellas Artes: cimentación hundida parcialmente durante la construcción debido a la subsidencia.	Santoyo, E., & Ovando-Shelley, E. (2004). <i>Geotecnia e Ingeniería en la Ciudad de México</i> . UNAM.
1930 a 1950	Introducción de pilotes de concreto armado en edificios y obras de infraestructura.	Métodos básicos de elasticidad y consolidación para estimar asentamientos.	Torre Latinoamericana: cimentada sobre pilotes de concreto que aprovechan la capa dura del subsuelo.	Reséndiz, D. (1971). <i>Análisis de Fundaciones en Suelos Suaves</i> . UNAM.
1960 a 1970	Incremento en el uso de pilotes hincados y sistemas combinados en	Modelos bidimensionales suelo-pila-estructura-acción (en la dirección transversal al eje	Edificio Torre Insignia: cimentación que se basa en pilotes introducidos en el horario para	Ovando-Shelley, E. (1988). <i>Interacción Suelo-Estructura en Suelos Blandos</i> . UNAM.

	edificios de gran altura.	principal de la construcción) y análisis dinámicos iniciales.	permitir a la unidad aceptar las condiciones del terreno.	
1980	Adopción de pilotes de fricción y gran diámetro en áreas de subsidencia de especial relevancia.	Utilización de métodos numéricos (elementos finitos) para la modelización de subsidencia y del comportamiento no lineal del suelo.	Metro de la Ciudad de México: soluciones de cimentación adaptadas a los efectos de la subsidencia regional.	Marsal, R.J., & Mazari, M. (1990). <i>El Subsuelo de la Ciudad de México</i> . UNAM.
Años 2000	Incorporación de pilotes prefabricados y cimentaciones con diseño híbrido en grandes proyectos.	Software avanzado como PLAXIS para simulaciones tridimensionales de interacción suelo-estructura.	Torre Mayor: cimentación diseñada para soportar tanto la subsidencia como cargas sísmicas importantes.	Ovando-Shelley, E. (2004). <i>Geotecnia e Ingeniería en la Ciudad de México</i> . UNAM.
Actualidad (2020 a 2025)	Implementación de pilotes inteligentes con sistemas de monitoreo integrado y soluciones sostenibles.	Complejos modelos tridimensionales; análisis integrado de subsidencia y la propia dinámica del terreno por medio de sistemas BIM.	Tren Interurbano México-Toluca: diseñar cimentaciones ante suelos con alta subsidencia y con condiciones dinámicas.	Garduño-Monroy, V.H., et al. (2021). <i>Engineering Challenges in Mexico City</i> . Springer.

1.2. Clasificación de Cimentaciones Profundas

Cuando los estratos superficiales del terreno presentan un alto grado de compresibilidad y una resistencia insuficiente para soportar las cargas que transmite la superestructura se debe recurrir al uso de cimentaciones profundas que permiten transmitir las cargas estructurales al estrato más competente, que puede ser un lecho rocoso u otro estrato con capacidad portante adecuada.

No obstante, hay situaciones en las que no es posible localizar un estrato resistente o rocoso a una profundidad razonable, por lo que se hace uso de cimentaciones que transmiten las cargas por medio de la resistencia por fricción generada en la interfaz suelo-cimentación. Mecanismos que aprovecha la resistencia al esfuerzo cortante del terreno entre el fuste de la pila y el suelo circundante. Ambos mecanismos, tanto la resistencia por fricción lateral como por la resistencia por punta contribuyen al soporte total de la carga. La transferencia de carga de cada mecanismo, depende de distintos factores como el tipo de suelo, la geometría de la pila, el método

constructivo utilizado y las condiciones de carga (Tomlinson y Woodward, 2015; Poulos y Davis, 1980).

Usualmente la distinción entre pilas y pilotes se basa la magnitud del diámetro o lado, dependiendo de su geometría. De manera general, las pilas normalmente cuentan con mayores dimensiones que los pilotes, siendo construidas por medio de la excavación y colado en sitio por sus dimensiones. Por otro lado, es más común que los pilotes sean prefabricados o colados en el sitio con diámetros más reducidos. En ambos tipos de elementos sus secciones suelen ser circulares o rectangulares, según las condiciones del terreno, las cargas estructurales y el método constructivo.

1.2.1. Pilotes

Son elementos alargados con una sección transversal pequeña en comparación con su longitud que transmiten parcial o totalmente el peso de la estructura a estratos profundos resistentes o en su caso menos compresibles que los superiores. Usualmente cuentan con dimensiones transversales de entre 0.3 m y 1 m. Se usan normalmente cuando las capas cercanas al subsuelo son muy compresibles por la presencia de arcilla muy blanda, suelos orgánicos y turba o limo y arena en estado suelto.

1.2.1.1. Tipos de Pilotes

Los pilotes, al igual que las pilas, pueden clasificarse según tres criterios fundamentales: su configuración estructural, el mecanismo de transferencia de carga al suelo y el material que los conforma.

1.2.1.1.1. Configuración

1.2.1.1.1.1. Pilote aislado

Es un elemento que se encuentra lo suficientemente alejado de los demás para no interactuar con otros elementos. En caso de que sean ejecutados “in situ” su diámetro no debe de ser menor a 450 mm, mientras que si cuentan con un diámetro de 450-1000 mm se deben arriostrar lateralmente. En el caso en que sean prefabricados hincados, se pueden construir arriostrándolos en ambas direcciones ortogonales de tal manera en la que los momentos resultantes de estas direcciones sean nulo o absorbidos por la armadura del pilote o las vigas arriostradas.

1.2.1.1.1.2. Grupo de pilotes

Se denomina un conjunto de pilotes que se encuentran lo suficientemente cercanos entre sí, por lo que interactúan mediante elementos estructurales de manera unida.

1.2.1.1.1.3. Zonas pilotadas

Componente espaciado o en puntos estratégicos que por su escasa capacidad portante individual, su uso se enfoca auxiliar la prevención del hundimiento de las cimentaciones.

1.2.1.1.4. Micropilotes

Elementos que suelen ser de sección circular que se distinguen por contar con un diámetro pequeño que con una capacidad alta de compresión transfiere las cargas a una capa resistente o lecho recoso del suelo. También se pueden diseñar para soportar esfuerzos de flexión, cortante e incluso tensión,

1.2.1.1.2. Forma de Trabajo

Determinar la longitud adecuada para cada tipo de cimentación según las características del proyecto requiere de un buen juicio. Por lo que, los pilotes se dividen de acuerdo con su longitud o los mecanismos de transferencia de carga del suelo. Centrándonos en este último, se subdivide en dos categorías principales, pilotes de punta y de fricción.

1.2.1.1.2.1. Pilotes de Punta

Son aquellos cuya capacidad de carga es desarrollada a partir de apoyos directos con el estrato resistente, en caso de que haya presencia de roca madre o material firme a una profundidad razonable. La capacidad última de estos, se ve reflejada por la capacidad de soporte de carga del material subyacente y del área de su sección. (Figura 1-3)

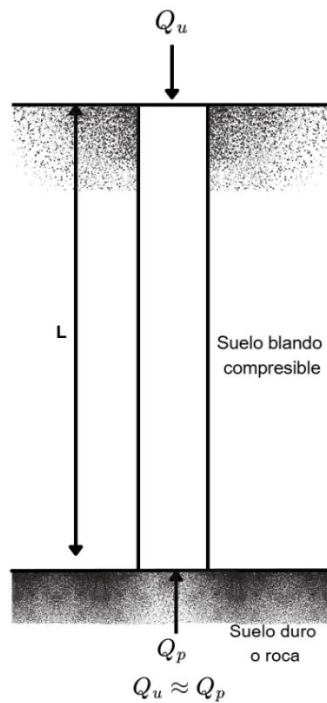


Figura 1-3. Pilote de punta.

Al yacer en el estrato duro, su carga última se expresa como:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (1-1)$$

$$Q_p = A_p + q_p \quad (1-2)$$

$$Q_s = \int_0^L f_s C d d z \quad (1-3)$$

Donde

Q_p ; la carga soportada por el pilote de punta

Q_s ; la carga soportada por la fricción que se desarrolla en el lado del pilote.

A_p ; área de la sección en la punta

q_p , capacidad portante en la punta

f_s , resistencia unitaria a la fricción

Cd , perímetro efectivo del pilote

L , longitud del pilote que se encuentra en contacto con el suelo

z , profundidad

En el caso de que Q_s sea despreciable, entonces

$$Q_u \approx Q_p \quad (1-4)$$

Por lo que, la longitud del pilote se puede estimar por medio de los registros de exploración del subsuelo disponibles.

1.2.1.1.2.2. Pilotes de Fricción

La resistencia de este tipo de pilotes se basa en la fricción lateral que se genera entre la superficie del pilote y el suelo más blando que lo rodea a cierta profundidad (Figura 1-4). El suelo ejerce una presión radial sobre el pilote, lo que genera una fuerza de fricción que se opone al movimiento de este. Esta fricción es la que permite al pilote soportar las cargas que se le aplican.

Su carga última suele ser directamente proporcional a la carga soportada que resiste el corte entre el suelo y el pilote, debido a que la carga soportada en la punta suele ser despreciable.

$$Q_u \approx Q_s \quad (1-5)$$

Además de la fricción, en suelos arcillosos esta resistencia a la carga aplicada también se debe a la adhesión. Es posible determinar la longitud necesaria por medio de la resistencia del suelo al corte, la carga aplicada y el tamaño del pilote.

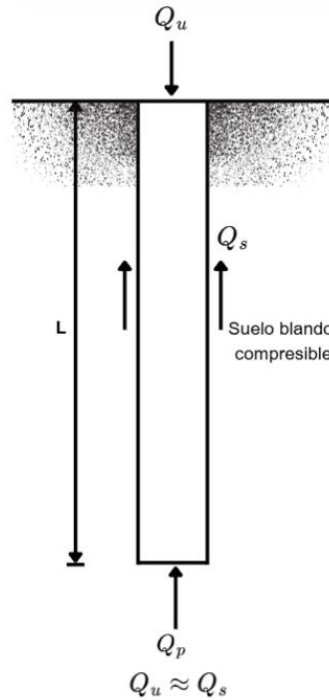


Figura 1-4. Pilote de fricción.

1.2.1.1.2.3. Pilotes Mixtos

La resistencia de los pilotes no solo depende de la fricción lateral y la capacidad de punta, sino también de la interacción entre ambos mecanismos. La distribución de las cargas entre la punta y el fuste del pilote está influenciada por la rigidez tanto del pilote como del terreno circundante.

En el caso de que el nivel del agua subterránea se encuentre por encima del fondo del pilote, este puede estar sometido a esfuerzos de tracción debidos a la subpresión del agua, que ejercerá su correspondiente empuje ascendente capaz de equilibrar la carga axial del pilote e incluso levantarlo, en lo que se conoce como "rozamiento negativo".

Los esfuerzos horizontales que actúan sobre la estructura también pueden afectar el comportamiento de los pilotes. Estos esfuerzos pueden generar cargas de tracción o compresión en el pilote, dependiendo de su dirección y magnitud. Siendo los pilotes inclinados la solución más efectiva para esto, ya que se inclinan hacia la dirección en la que se presente la fuerza horizontal que induce un sismo.

Utilizando de manera general con la punta en el estrato duro,

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (1-6)$$

Donde

Q_p ; la carga soportada por el pilote de punta

Q_s ; la carga soportada por la fricción que se desarrolla en el lado del pilote.

1.2.1.1.3. Material

1.2.1.1.3.1. Pilotes de Madera

Son troncos de árboles sin ramas ni corteza rectos, sanos y sin defectos. Su longitud máxima se encuentra entre los 10 y 20 m, dividiéndose en tres clases:

Tabla 1-4. Características generales de pilotes de madera.

Clases	Diámetro mínimo [mm]	Tipo de Carga/Usos
A	356	Carga pesada
B	305-330	Carga media
C	305	Trabajos provisionales o de manera permanente debajo del nivel freático.

Al tener una capacidad limitada de 25-30 ton, se utilizan elementos de acero para evitar daños en su punta y en su parte superior se coloca una banda metálica, al realizar el hincado. Debido a esto, se limita su uso a las estructuras provisionales o con el fin de compactar arenas.

En suelos saturados, permanecen de manera indefinida sin daños. De manera contraria, en un ambiente marino son dañados por los microorganismos en pocos meses y en el caso de que se encuentren encima del nivel freático los insectos acaban con estos, teniendo que hacer uso de preservadores.

1.2.1.1.3.2. Pilotes de Concreto

Elementos usualmente prefabricados o vaciados *in situ*, son los más usados en el mundo debido a su relación calidad-precio. Siendo los prefabricados los más comunes en el caso de los pilotes.

Con una sección transversal cuadrada u ortogonal, soportan cargas axiales de trabajo de 450 a 3500, estos suelen ser de sección llena pero se ha estado desarrollando el uso de pilotes huecos como una manera de economizar y eficientizar los

Los pilotes pretensados usando cables de acero de alta resistencia de 1800 Mn/m² son una mejor opción que los postensados, cuentan con una mayor resistencia a flexión teniendo menor probabilidad de dañarse mientras se manipulan e hincan. Por lo que, es posible cortar los pilotes sin afectar su fuerza.

Sin embargo, en comparación con los de acero se pueden dañar fácilmente al estar en condiciones difíciles de hincado. A pesar de esto, su popularidad se debe a favorable relación calidad-costos, ya que ofrecen una capacidad de carga relevante. Presentando en la Tabla 1-5 las características generales de pilotes prefabricados de concreto.

Tabla 1-5. Características generales de los pilotes de concreto prefabricados.

Pilotes de Concreto	Longitud promedio [m]	Carga promedio [kN]	Ventajas	Desventajas
Prefabricados	10-15	300-3000	Ideales para excavaciones difíciles.	
Prefabricados Pretensados	10-45 Extensión máxima de 60 metros.	7500-8500	- Resistentes a la corrosión. - Posibilidad de combinarlo con la superestructura de concreto.	- Complicada ejecución del corte adecuado. - Transporte.

A diferencia de los pilotes prefabricados, los de concreto colado en el lugar se construyen directamente en el sitio de la obra. Para ello, se excava un orificio en el suelo, el cual posteriormente se rellena con concreto fresco. En el siguiente subcapítulo se profundizará en el procedimiento constructivo de estos elementos. Cabe destacar que los pilotes de concreto colado en el lugar pueden clasificarse en dos tipos: entubados y sin entubar.

Una descripción breve de los pilotes entubados, son aquellos donde se coloca un revestimiento de acero en el suelo que con un madril se coloca en la carcasa. Al llegar a la profundidad prevista el mandril se retira y es relleno de concreto. Presentando algunas de sus características en la

Tabla 1-6.

Tabla 1-6. Características generales de los pilotes de concreto entubados colados “in situ”.

Longitud promedio [m]	Carga promedio [kN]	Ventajas	Desventajas
5-15	200-500	Buena relación calidad-precio.	
Extensión máxima 30-40	Carga máxima 800	- Realizar una inspección antes del vertido del concreto es posible. - Modificación en su geometría fácilmente.	- Realizar empalmes una vez vertido el concreto es complicado. - Durante la excavación pueden sufrir daños las carcasas.

1.2.1.1.3.3. Pilotes de Acero

Esta clase de pilotes están compuestos generalmente por perfiles H laminados sobre los que se realizan a base de tubos o los perfiles I, ya que los espesores de almas y patines son iguales. Son una buena opción cuando la longitud requerida es mayor que los 18 m, ya que de esta forma se unen sencillamente al hincar una sección y soldar la sección, repitiendo este proceso hasta que se alcance la profundidad deseada.

Sin embargo, tienen un alto costo y son ruidosos al hincarlos. Además, están sujetos a sufrir corrosión en ciertos medios. En cuanto a sus empalmes, son realizados por soldadura o remaches o pernos. Teniendo algunas de sus características en la Tabla 1-7.

Tabla 1-7. Características generales de los pilotes de acero.

Longitud promedio [m]	Carga promedio [kN]	Ventajas	Desventajas
15-60	300-1200	• Maniobrabilidad sencilla. • Soportan altos esfuerzos de excavación. • Capaces de penetrar capas duras.	• Costoso. • Contaminación auditiva durante el clavado. • Propenso a la corrosión. • Pilotes H son capaces de sufrir daños o desviarse durante la excavación por medio de capas duras.

1.2.1.1.3.4. Pilotes Mixtos

Elementos que están compuestos de distintos materiales como es el caso del acero y concreto o de madera y concreto. El primero es usado cuando se excede la capacidad de los pilotes simples de concreto colocando puntas de acero para su protección en el hincado, mientras que en el último se combina un pilote de madera debajo del nivel de agua freático y en el resto de la porción superior se utiliza concreto.

No obstante, realizar las juntas apropiadas entre dos materiales con distintas propiedades físicas es complicado, debido a esto no son muy utilizados a excepción de las de concreto reforzado. Por otro lado, se ha hecho uso de pilotes de acero con una cubierta de plástico en ambientes donde se tiene contacto con el agua, teniendo una mayor resistencia pero a un mayor costo.

1.2.1.2. Pilotes utilizados en la Ciudad de México

1.2.1.2.1. Pilotes de punta

Conocidos por su uso en la zona lacustre del Valle de México, especialmente en cimentaciones que cuentan con edificaciones altas y pesadas. En esta zona, normalmente se hincan pilotes de concreto prefabricado, mientras que en las zonas de transición se colocan pilas coladas in situ teniendo un diámetro considerable.

Es normal que la punta sea desplantada en el primer estrato de arena o si es necesario en los depósitos profundos del suelo.

1.2.1.2.2. Pilotes de fricción

Caracterizados por colocarse en la formación arcillosa superior contando con algunos metros de distancia entre la punta y la capa dura, la cual al desarrollarse la fricción negativa, que será explicada con mayor profundidad más adelante, evita que penetre el estrato y previene la emersión aparente.

Hay dos sistemas que se usan principalmente. El primer sistema se basa en el uso tradicional de pilotes de fricción, diseñados según su capacidad de carga y con un factor de seguridad que garantiza la estabilidad de la estructura tanto en condiciones estáticas como sísmicas. Este factor de seguridad es crucial, porque puede determinar el comportamiento del pilote, ya que si este es muy amplio actuaría como un pilote de punta. En ese caso, podría desarrollarse fricción negativa por encima del eje neutro, lo que podría dar lugar a la emersión aparente

Por otro lado, en el segundo sistema los pilotes de fricción trabajan junto con un cajón que refuerza los estratos más compresibles y la reducción de asentamientos para obtener una compensación parcial. Los elementos se encuentran siempre en fluencia, asegurando por medio del suelo debajo del nivel de desplante del cajón de cimentación la estabilidad en el caso de las condiciones estáticas y dinámicas.

1.2.1.2.3. Pilotes de punta penetrante

Acuñado por Reséndiz en 1984, se propone que la punta trabaje junto con los pilotes de fricción para contar con una mayor capacidad de carga pero con reservas para que la punta no genere una emersión aparente. Esta última es de un diámetro menor que el resto de la punta con el propósito de que la penetración en el estrato de apoyo sea beneficiada por la combinación de la carga y la fricción negativa. Esta puede ser de concreto o acero, siendo el acero ideal para conocer con mayor precisión la capacidad de carga de la punta por medio de una carga de fluencia determinada pero con la limitante de que es más difícil su colocación por su flexibilidad.

1.2.1.2.4. Pilotes de fricción negativa

Definidos como pilotes de punta que por medio de su cabeza penetran con libertad la losa de cimentación, contribuyendo a la reducción de asentamientos debido a que las presiones transmitidas por la construcción y la consolidación natural que generan la fricción negativa.

1.2.1.2.5. Pilotes de control

Explicados con anterioridad, son aquellos pilotes de fricción negativa que cuentan con un aparato en su parte superior para controlar la carga que reciben para que a través del tiempo se descargue en su totalidad con el fin de poder implementar movimientos correctivos si se llega a presentar desplomes en el edificio.

1.2.1.2.6. Pilotes telescópicos

Son aquellos que por medio de una sección tubular superior con relleno de grava y una sección inferior que cuenta con un pistón en la capa resistente. Este conjunto desarrolla un arqueo para pasar los esfuerzos de la parte superior a la parte inferior cuando el relleno se encuentra a cierta altura, controlando la capacidad de punta del pilote.

1.2.1.2.7. Pilotes con funda antifricción

De acuerdo con, Sánchez y Santoyo (1966) son pilotes compuestos por una ampliación de su diámetro en la punta que se desplantan en la capa dura, al igual que de una funda metálica compuesta de acero y neopreno que al fluir bajo carga se deforma para reducir la fricción negativa que hay entre el suelo y el pilote.

1.2.1.2.8. Pilotes entrelazados

Basados en dos grupo de pilotes de fricción, uno se liga a la capa dura y el otro a la subestructura. De esta manera los esfuerzos que sufre el suelo debido al peso de la estructura tienen una menor magnitud y los espacios que quedan entre la losa de cimentación y la capa dura según los grupos de pilotes, absorbiendo las contracciones de la formación arcillosa superior que se presentan.

1.2.2. Pilas

Aunque no existe una distinción normativa estricta entre pilas y pilotes, diversos especialistas las diferencian principalmente en función de sus dimensiones geométricas y su función estructural, por lo que las clasificaciones aplicables para los pilotes en su mayoría también son aplicables en pilas.

Las pilas suelen presentar diámetros o lados mayores, típicamente en el rango de 1 a 2 metros, y en algunos casos se definen como zapatas profundas que transmiten cargas a estratos más resistentes que los considerados en cimentaciones superficiales convencionales. También se les reconoce como elementos de apoyo intermedio en estructuras como puentes. Una característica distintiva de las pilas es que generalmente se fabrican in situ, mediante excavación y colado directo en el subsuelo, a diferencia de los pilotes prefabricados que se hincan o introducen por otros métodos. Su capacidad de adaptación a condiciones específicas del terreno ha contribuido a que las pilas se conviertan en una de las tipologías de cimentación profunda más utilizadas en la actualidad, especialmente en zonas urbanas con suelos (Tomlinson & Woodward, 2015; Poulos & Davis, 1980).

Considerando la geometría de las pilas, se considera que tienen una relación entre la profundidad y la base mayor o igual a 4, por lo que tienen una capacidad de carga mayor que los pilotes

convencionales. Las cuales están compuestas de un elemento prismático, normalmente circular o rectangular, que por medio de la perforación se apoya en roca o en suelos compactos y competentes. Puede contar con una ampliación en la punta, conocida como campana, que mejora la capacidad portante en la punta debido al incremento del área de contacto con el terreno.

De acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones, 2023), una pila es aquel elemento colado in situ por medio de una perforación previa con una dimensión transversal (diámetro) mayor a 60 cm.

Su uso está determinado por las condiciones del subsuelo y los procedimientos constructivos disponibles, pudiendo alcanzar alturas promedio de hasta 35 metros y resistencias axiales superiores a las 500 toneladas, e incluso más de 1000 toneladas en casos especiales. También influyen las condiciones del agua subterránea en la selección de materiales para su fabricación.

En el caso en el que los esfuerzos sean transmitidos puramente por compresión, entonces se utilizan materiales que cumplan con la resistencia requerida como la grava, cal, mortero o cemento. No obstante, si los esfuerzos se transmiten tanto por compresión o tensión, es necesario el uso de concreto reforzado con varillas de acero corrugado, tubos metálicos o perfiles estructurales.

1.3. Métodos de Construcción

La elección del método de construcción adecuado para una obra en particular depende de diversos factores, entre los que se encuentran las características del terreno, las cargas que debe soportar la estructura, el presupuesto disponible y el plazo de ejecución. Un factor crucial que considerar es el desplazamiento del terreno que genera la construcción, según este criterio se distinguen en dos categorías los métodos constructivos que no causan desplazamientos en el terreno y los que causan desplazamientos en este.

1.3.1. Pilotes

Los métodos constructivos de pilotes se agrupan, en términos generales, en hincados, perforados colados in situ y prefabricados hincados. Los hincados se introducen en el terreno por golpeo (martillo diésel/hidráulico) o vibración, lo que permite instalación rápida y sin generación de escombros; se emplean con frecuencia en pilotes prefabricados de acero, concreto o madera. Los perforados colados in situ consisten en excavar el terreno con barrena o herramienta rotatoria, colocar la armadura y verter el concreto; cuando existe agua o suelos sueltos, el colado se realiza mediante tubería tremie para evitar segregación y contaminación del concreto. Los prefabricados hincados combinan la calidad y control del elemento prefabricado con la eficiencia del hincado, por lo que son útiles cuando los plazos de obra son críticos.

Usualmente, su colocación se realiza por medio de sistemas hincados o por perforación. El primero, compacta el suelo y desplazan lateralmente el terreno durante su proceso, mientras que el segundo, es utilizado para colados in situ, también conocido como de reemplazo porque se extrae el material para colocar el elemento estructural de concreto reforzado. Su uso depende del

tipo de suelo del terreno, debido a que en suelos blandos su desplazamiento causa el remoldeo del suelo, lo cual reduce la resistencia cortante del suelo, por otro lado, en suelos granulares su desplazamiento incrementa su compacidad, lo cual mejora la capacidad portante.

1.3.1.1. Prefabricados Hincados

Método en donde se desplaza el terreno por medio del hincado por percusión, presión, vibración o perforaciones elaboradas previamente. Normalmente los elementos ya se encuentran prefabricados en su totalidad o por tramos que se empalman entre sí.

Los pilotes prefabricados son costosos debido a la gran cantidad de acero de refuerzo que se utiliza para que puedan resistir las fuerzas del transporte y el hincado. Suelen ser de sección circular, cuadrada o, en ocasiones, octogonal. Sus dimensiones habituales son:

Tabla 1-8. Dimensiones comunes de pilotes hincados.

Tamaño del pilote	Pequeño	Grande
Longitud [m]	15-18	60
Tipo	Sólido	30-50 ton
Carga típica [ton]	30-50	200

Gracias a su durabilidad son usados en ambientes con severas condiciones como las construcciones marinas o puentes. Asimismo, los que cuentan con concreto armado trabajan a compresión, mientras que los de concreto pretensado trabajan a tracción y tablestacado en construcciones costeras.

Por otro lado, el armado cuenta con refuerzo longitudinal que tiene 4 redondos de 25 mm y refuerzo transversal de estribos de 8 mm como mínimo. Los cuales se colocan con una separación de 5 cm en la cabeza del pilote, no obstante, esto puede variar según los requerimientos que se necesiten.

Estos al hincarse cuentan con un azuche, es decir, una punta de acero para facilitar su penetración en el terreno la cual puede ser recuperable o irre recuperable. La parte superior del componente es por medio de un tronco de madera

El proceso de hincado se lleva a cabo al acercar la maquinaria al punto del hincado, en donde se emboca al pilote y se comienza el hincado, describiendo algunos métodos de hinca de pilotes en la Tabla 1-9.

Tabla 1-9. Métodos de hinca de pilotes con desplazamiento.

Tipo de hincado	Maquinaria	Consideraciones	Método Constructivo
------------------------	-------------------	------------------------	----------------------------

A percusión	Martillo impacto	de	• Masa y longitud del pilote. • Peso y energía del martillo. • Tipo de suelo en el cual se hinca.	Se sostiene verticalmente o con cierta inclinación a una estructura guía en donde se patina el martillo. En caso de que no se pueda realizar en un tramo, se hincan varios unidos con una junta rápida o soldada. Si no hay suficiente espacio disponible para la guía de hincado se usa una colgante con cables.
A presión	Sistema hidráulico		• Tramos de sección cilíndrica de 1.5 m de largo. • Punta cónica en pilotes de concreto. • El cable de acero de refuerzo se ahoga y coloca en el hueco central.	Se colocan los tramos del pilote al realiza presión con el sistema hidráulico. Al contar con
Con vibración	Vibrador pesado de frecuencia controlada		• Compone de una carga estática y dos contrapesos rotatorios excéntricos en fase. • Se utilizan pilotes usualmente metálicos o tablaestacas. • Es fundamental analizar los efectos de las vibraciones en estructuras e instalaciones adyacentes, ya que la resonancia puede ocasionar daños estructurales y hundimientos.	Se penetra el suelo por medio de las vibraciones y el peso del pilote-vibrador-lastre. Asimismo, puede funcionar para extracción de pilotes desviados o cimentaciones antiguas.

En la tabla anterior se describen distintos procedimientos para realizar el hincado de los pilotes. Sin embargo, si se complementa con otras características tanto constructivas como geométricas se

puede llegar a disminuir el desplazamiento que se ocasiona en el suelo, describiendo algunos de estos complementos en la Tabla 1-10.

Tabla 1-10. Complementos en el hincado de pilotes para controlar el desplazamiento del suelo.

Complemento	Consideraciones	Método Constructivo
Hincado con perforación previa	• Si aparecen deformaciones sobre la resistencia al esfuerzo cortante de suelos sin perforación previa • Si debe atravesar estratos duros • Si se colocan muchos pilotes y los desplazamientos pueden provocar el levantamiento del terreno.	Es aplicable a todos los métodos mencionados en la tabla anterior. Como su nombre lo indica, se realiza una perforación previa que se estabiliza con lodo de perforación.
Hincado con chiflón	• Se ha disminuido el volumen de suelo desplazado mediante el hincado de pilotes de suelos arenosos. • En viguetas de varias secciones se complica la continuidad del chiflón. • Si se ha de utilizar el martinete para llegar al rechazo después de haber operado el chiflón.	Por medio de un chiflón de agua a presión en la punta se erosiona y transporte a la superficie arena, junto con el golpe del martillo o la excitación del vibrador. Se puede agregar aire a presión para facilitar la extracción del agua.
Pilotes de área transversal pequeña	• Perfiles de acero porque su área transversal es 15 veces mayor que los pilotes de concreto. • Pueden ocasionar desplazamientos si crean un tapón de suelo cerca de la punta, entre los patines, y se continua con el hincado. • La adherencia entre el pilote y el suelo se incrementa por medio de tratamientos eléctricos de corta duración.	

1.3.1.2. Ejecución “In Situ”

Son elementos de cimentación colados en el lugar cuya ejecución puede implicar desplazamiento del terreno o el reemplazo de este. La elección del procedimiento depende del perfil estratigráfico, el nivel freático y las exigencias estructurales.

1.3.1.2.1. Excavación

En las cimentaciones profundas coladas en sitio, los métodos de excavación se pueden clasificar en dos grandes categorías, como ya se mencionó anteriormente, en elementos de reemplazo, en las que el suelo se extrae y se sustituye por concreto, o en elementos de desplazamiento, en las que el terreno se compacta o desplaza lateralmente sin generar material excavado. Esta clasificación, establecida en la literatura técnica internacional, permite distinguir entre los procesos que modifican la estructura del suelo por extracción y aquellos que preservan su continuidad, influyendo directamente en la interacción suelo–estructura, la capacidad portante y la respuesta frente a asentamientos (Caltrans, Design and Construction of Driven Pile Foundations, 2020).

Los métodos basados en la remoción del suelo para posteriormente rellenar el hueco con concreto armado, incluyen los pilotes o pilas perforadas convencionales, en las que se realiza la excavación mediante barrenas helicoidales, cucharas rotatorias o buckets, según el tipo de suelo y profundidad requerida, normalmente no se coloca un sistema que soporte los pozos de perforación en suelos cohesivos que se encuentren arriba del nivel freático, sin embargo, es posible usar fluidos durante la excavación como lodo bentonítico o agua sistema de soporte, como se muestra en la Figura 1-5. Una vez alcanzada la cota de desplante, se coloca la armadura y se realiza el colado del concreto, que puede ejecutarse por gravedad o mediante el uso de tubería tremie cuando existe presencia de agua o lodo bentonítico. Este procedimiento permite un control geométrico preciso del diámetro y la verticalidad, y se caracteriza por su bajo nivel de vibración, lo que lo hace adecuado para zonas urbanas y suelos blandos (Tensar International, 2022; Herrera, 2011).

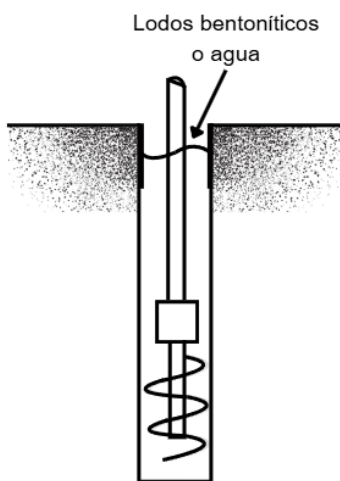


Figura 1-5. Esquema de excavación para la construcción de pilas o pilotes.

Una variante de este método es el sistema de hélice continua (CFA), en el cual se introduce una barrena continua hueca hasta la profundidad de diseño y, durante su extracción controlada, se inyecta concreto a presión por el eje central, logrando un colado ascendente continuo y el

reemplazo uniforme del suelo excavado. La armadura se introduce de inmediato mientras el concreto mantiene su plasticidad, como se ilustra en la Figura 1-6. Este procedimiento combina alta productividad, mínima vibración y excelente control de calidad, por lo que resulta idóneo para entornos urbanos con nivel freático alto o arcillas saturadas. Sin embargo, requiere una adecuada coordinación entre la velocidad de extracción y la presión de inyección para evitar discontinuidades o segregación (Keller Group, 2019; Palacios, 2004).

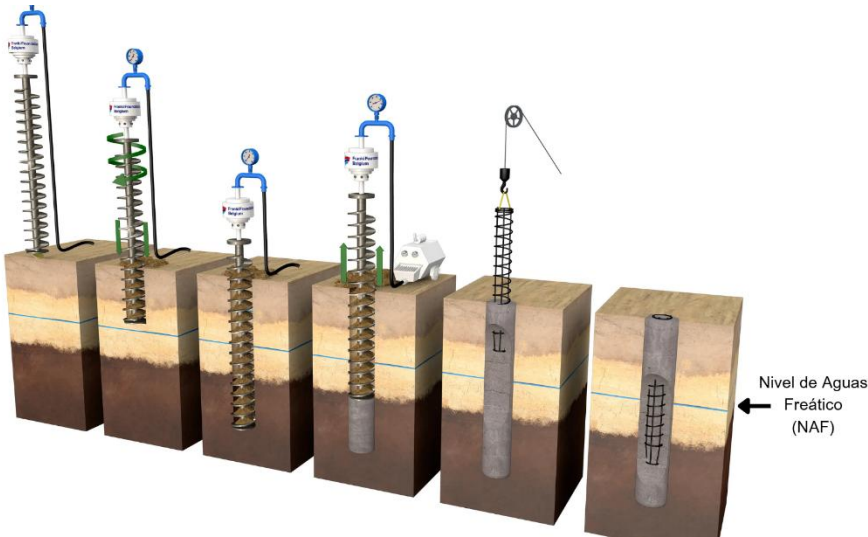


Figura 1-6. Excavación del sistema de hélice continua (CFA).

Los pilotes perforados de gran diámetro representan una aplicación de esta misma categoría para cargas estructurales elevadas. En este caso, se emplean barrenadoras rotatorias Kelly con camisas metálicas de estabilización o sistemas de lodo bentonítico, dependiendo de la estratigrafía. Estos pilotes permiten alcanzar grandes profundidades y desarrollar secciones amplias, siendo comunes en estructuras de gran envergadura, como puentes, torres o cimentaciones masivas (Bauer Maschinen GmbH, 2015). Estos no presentan ningún inconveniente relevante y al contrario cuentan con múltiples ventajas. Su diferencia con el hincado radica en la extracción de tierra que se hace previamente antes de su colocación, sus distintos tipos se diferencian por el sistema de compactación del concreto el cual se muestra en la Tabla 1-11.

Tabla 1-11. Perforación de pilotes.

Perforación	Funcionamiento	Colado
Wolfsholz	Se rota en el suelo un tubo cilíndrico que al roscar elementos mecánicos se alcanza la longitud determinada.	Después de introducir la armadura metálica, la parte superior se cierra con una tapa roscada para dejar pasar un tubo de conducción para extraer el agua infiltrada, comprimir el concreto y la extracción del tubo con

		aire comprimido y la conducción del concreto.
Strauss	Por medio de perforación se introduce un tubo.	Se vierte el concreto para compactar con el pisón cuando se extraiga el tubo, utilizando una cabria con dos poleas pero no suelen ser suficiente y se emplean gatos hidráulicos. Actualmente, este sistema no es usado y se encuentra abandonado.
Rodio	La perforación se realiza por medio de una sonda que por rotación se llega al nivel deseado.	Con ayuda de una cuchara, después de que se coloca la armadura metálica, se coloca el concreto evitando su lavado por el agua subterránea y se extrae el tubo progresivamente, compactándolo posteriormente con aire comprimido o con agua a presión en casos especiales.
Froté	Se perfora un pozo en el suelo, mientras que se entuba el mismo con elementos mecánicos roscados.	Se hace con la ayuda de un cubilote de válvulas que no permitan su lavado. La parte superior del tubo se cierra y lo atraviesa un tubo de aire comprimido para compactar.
Forum	Pilote moldeado con tubo recuperable que se modificó para la extracción del suelo con el uso de cucharas, taladros y campanas con válvulas.	Se realiza de manera usual, usando para la ejecución de la compactación un pisón de entre 500-1000 kg. En caso de que se realice por debajo del agua, con un tubo sumergible se realiza el colado sin lavado.
Benoto (Gran diámetro)	Con el uso de una cuchara trepano que cae en caída libre, penetra el suelo sacando posteriormente los productos de la excavación a la superficie.	El movimiento de vaivén continua de la misma forma en la que el tubo se maniobra de arriba-abajo y viceversa, para compactar el concreto. Es posible hacer pilotes inclinados de un 10-15% de acuerdo con la vertical.

Por otro lado, los métodos de desplazamiento compactan el terreno circundante en lugar de retirarlo. Por lo que, la densidad incrementa y se tiene un mayor confinamiento lateral, lo que suele elevar la capacidad portante y reducir la generación de escombros. En este grupo se incluyen los pilotes hincados o de desplazamiento total: se introduce un tubo metálico con punta cerrada mediante impacto, vibración o presión estática hasta la cota prevista; luego se coloca la armadura, se vierte el concreto y, finalmente, se retira la camisa. El procedimiento desplaza el

suelo más que removerlo, pero genera vibraciones y ruido apreciables, por lo que su uso suele restringirse en entornos urbanos sensibles (Franki Foundations Belgium, 2024).

Esta técnica ha evolucionado a pilotes de desplazamiento que no provocan vibración por medio de tubos roscados o con hélices de desplazamiento que penetran el suelo de manera controlada sin tener que usar martillos o vibradores. Durante de su instalación, se inyecta lechada o concreto a presión por medio de un tubo central para estabilizar la excavación y reemplazar el volumen de suelo que fue desplazado. Después se coloca el armado y se retira el equipo para asegurar un fuste continuo y homogéneo. Sistema que elimina las vibraciones y no genera material excavado, siendo útil para proyectos que cuentan con estructuras aledañas ya existentes o en zonas urbanas densas.

1.3.1.2.2. Colocación de las armaduras

En pilas, las armaduras de acero son usualmente jaulas de barras de acero corrugado colocadas según el procedimiento constructivo antes o durante el colado del concreto. El cual aporta la resistencia a tensión del elemento estructural, controlando de esta manera la fisuración del fuste y mejorar su ductilidad, complementando la resistencia a compresión del concreto para resistir esfuerzo axiales, momentos y cortantes causados por cargas estáticas o dinámicas.

En el diseño del refuerzo, las armaduras longitudinales son dimensionadas tomando en cuenta acciones combinadas (compresión–flexión–tensión) y los efectos por interacción entre suelo y estructura que se dan a lo largo del fuste. Las armaduras transversales (estribos o espirales) confinan el concreto, mantienen la geometría de la jaula de refuerzo durante la instalación, evitan el pandeo de las armaduras principales y colaboran también al cortante. Los detalles (diámetros, separaciones, anclajes, recubrimientos y áreas de confinamiento intensivo en cabeza/punta) deben cumplir con la normativa aplicable, sobre todo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones, 2023), según el tipo de proyecto y su localización.

Según las demandas estructurales del proyecto y el tipo de pila se emplean distintos refuerzos estructurales como los que se muestran en la Figura 1-7. Las más comunes en pilas coladas in situ son las jaulas convencionales de acero corrugado, los perfiles estructurales en el núcleo se utilizan para aumentar la rigidez y la resistencia a la flexión, los sistemas mixtos se componen de barras corrugadas con perfiles tubulares u otros elemento metálicos, mientras que los ademes metálicos permanentes aportan al refuerzo, confinan y protegen al concreto actuando como protección contra la corrosión e impactos.

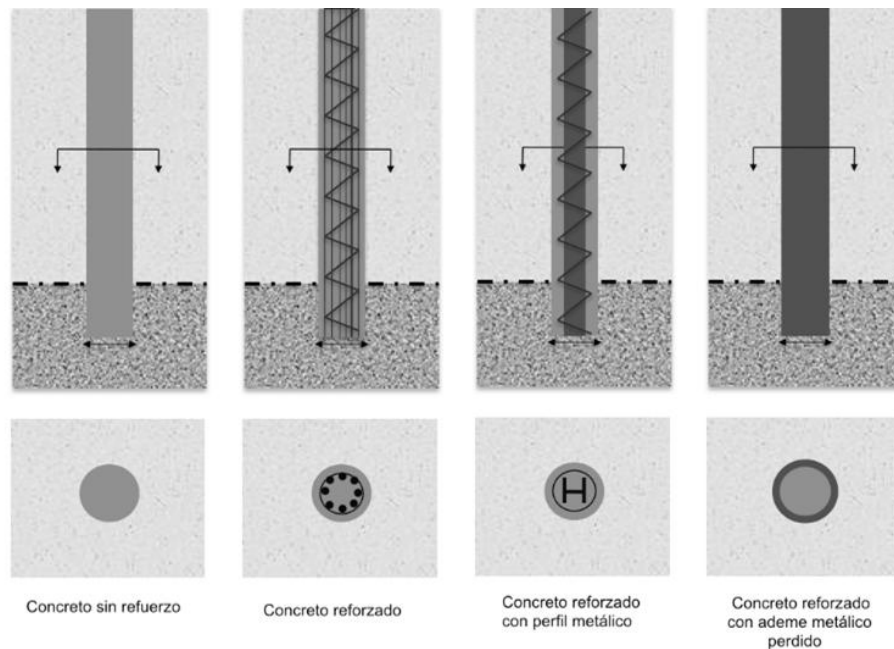


Figura 1-7. Tipos de refuerzo en pilotes y pilas de cimentación.

1.3.1.2.3. Colado del concreto

Durante la excavación y conformación de pilotes y pilas coladas in situ, el uso de tubos camisa (casing) cumple una función esencial para estabilizar el pozo y evitar el colapso de paredes o la entrada de agua durante la perforación y el colado. La elección entre camisas recuperables o no recuperables depende del método de ejecución, de las condiciones estratigráficas y del nivel freático, así como de las solicitaciones que actuará sobre la cimentación.

En condiciones de presencia de agua o en lodos estabilizadores, el colado debe realizarse mediante tubería tremie, descendiendo hasta el fondo del pozo, manteniendo siempre la boca tremie completamente sumergida durante el vertido para evitar la segregación, el lavado del cemento y la inyección del material. Para los métodos tipo helicoidal continua (CFA) se inyecta concreto a presión por el vástago hueco mientras que se retira la hélice de forma controlada, obteniendo un vertido en columnas uniforme, además de la sustitución completa del volumen de tierra extraído. En la perforación con camisa temporal, el método de la tubería tremie o el colado por gravedad también se utilizan tras la colocación de la jaula de refuerzo, verificando recubrimientos, verticalidad y la profundidad efectiva.

Con el fin de que la calidad del colado no se vea afectada la trabajabilidad y consistencia debe ser compatible con el método constructivo; en caso de hacer uso de una hélice continua se debe tener en cuenta la presión, caudal de inyección y la velocidad de extracción para evitar huecos o segregación en el colado; el vertido del concreto debe ser continuo y sin interrupciones para evitar la formación de juntas frías, sin embargo, si son necesarios se deben aplicar protocolos para su reanudación como su limpieza, flush y la reinmersión del tubo tremie; se debe tomar en cuenta

la altura del concreto en tiempo real y el nivel final para corroborar el sobrelleno del elemento para compensar los asentamientos iniciales y el efecto de extracción de la camisa en caso de ser utilizada; finalmente, el retiro de la lechada y los escombros que se encuentren alrededor del fuste para evitar la contaminación del concreto fresco.

Una vez que el vaciado del concreto haya sido concluido, es recomendable evaluar su integridad por medio de pruebas de integridad como la Prueba de Integridad de Pilotes (PIT) de baja deformación, métodos ultrasónicos como el cross-hole y down-hole, entre otros.

1.3.1.2.3.1. Con Tubos Recuperables

Los tubos recuperables se emplean principalmente en pilas perforadas convencionales y en pilas de reemplazo, cuando el suelo presenta consistencia media o blanda, o cuando existe presencia de agua que podría desestabilizar las paredes de la excavación. Estas camisas, generalmente metálicas, se introducen simultáneamente con la perforación o de manera previa, confinando las paredes del pozo durante la excavación y el colado. Una vez que el concreto alcanza una altura suficiente para equilibrar la presión lateral del terreno, la camisa se extrae gradualmente mediante vibración o rotación inversa, permitiendo su reutilización en otras perforaciones. Este procedimiento es característico de los sistemas con barrenadoras Kelly, barrenas continuas (CFA) o pilas perforadas de gran diámetro, donde la camisa actúa como elemento temporal de contención. El empleo de camisas recuperables reduce costos en obra y tiempos de instalación, pero exige un control estricto para evitar fricción excesiva o adherencia al concreto, que dificulten su extracción (Bauer Maschinen GmbH, 2015; Keller Group, 2019).

Mostrando en la Figura 1-8 un esquema con las distintas fases que involucra la ejecución “in situ” con tubo recuperable.

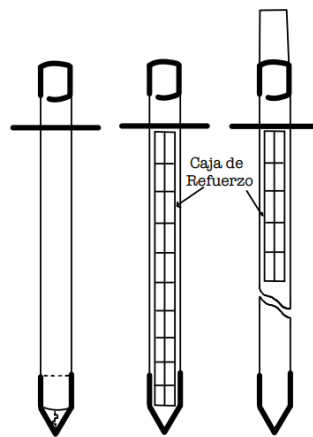


Figura 1-8. Diferente fases de la ejecución "in situ" con tubo recuperable.

1.3.1.2.3.2. Sin Tubos Recuperables

Por otro lado, los tubos no recuperables se dejan integradas al elemento estructural, formando parte del fuste final. Este tipo se utiliza cuando el terreno presenta condiciones muy blandas o

saturadas, riesgo de colapso inmediato, o presión de agua elevada, que impide el retiro del tubo sin comprometer la estabilidad de la pila. También son comunes en pilas de desplazamiento o pilas hincadas, como las pilas tipo Franki, screwed-tube o driven piles, donde el tubo actúa simultáneamente como molde y refuerzo externo, mejorando la capacidad a tracción y la resistencia lateral del elemento. En algunos casos, los tubos permanentes se emplean deliberadamente para mejorar la durabilidad frente a la corrosión o para incrementar la rigidez en zonas de transición suelo-aire o suelo-agua (Franki Foundations Belgium, 2024).

1.3.2. Pilas

Debido a sus dimensiones y peso, usualmente se realizan mediante una excavación controlada las pilas no pueden ser hincadas por impacto como los pilotes, por lo que su ejecución normalmente requiere una excavación controlada, realizada mediante maquinaria especializada y adaptada a las condiciones del terreno. La perforación se efectúa de manera que minimice el desplazamiento lateral del suelo, lo cual resulta especialmente importante en zonas urbanas, infraestructuras adyacentes o suelos sensibles a deformaciones.

Una vez que se haya alcanzado la profundidad de diseño requerida, se coloca el acero de refuerzo y se cola el concreto directamente en la excavación, el cual puede ser siempre o reforzado, según la demanda estructural del elemento. En caso de que haya un nivel de aguas freáticas alto o que se tengan suelos inestables, es posible complementar su construcción por medio de ademes, lodo bentonítico o tubería tremie, con el fin de estabilizar el pozo de excavación y garantizar su calidad.

1.3.2.1. Ejecución “In Situ”

Dado que usualmente se trata de pilas de reemplazo, la excavación se realiza con cuchara (bucket) en suelos granulares o con trépano en suelos duros/semiduros, introduciendo progresivamente la herramienta hasta alcanzar la profundidad de diseño. Este procedimiento retira el material sin generar desplazamientos laterales significativos en el macizo, condición crítica para mantener la estabilidad del terreno en zonas urbanas o sensibles.

De manera general, de acuerdo con el estándar europeo se divide en las siguientes fases:

- Perforación mediante barrena, usando cuchara en terrenos granulares o trépano en terrenos duros. En caso de colocar tubo recuperable o no, se introduce al realizar este paso.
- Se introduce la armadura compuesta de armado tanto longitudinal como transversal.
- Se realiza el vaciado de concreto por medio de un tubo Tremie que se coloca desde la parte inferior por tramos a la vez en la que se extrae el tubo en caso de ser recuperable. La cual debe ser totalmente lisa por dentro con un diámetro interno seis veces mayor que el tamaño máximo del agregado grueso del concreto.
- Finalmente se realiza el vibrado del concreto.

Es común que durante la perforación se usen lodos bentónicos con el fin de estabilizar las paredes del pozo excavado y evitar desprendimientos que potencialmente generen un colapso, en suelos blandos también se suele hacer uso de ademes. La excavación normalmente se realiza con una

perforadora hidráulica que tiene un torque mínimo de 30-50 t-m, siendo complementada con el dragado y la limpieza del material dentro del pozo de excavación. Para tener un control sobre la ejecución, a cada 5 m se verifica la verticalidad de la perforación para que cumpla con las dimensiones del proyecto, evitando de esta manera la sobre excavación y la alteración innecesaria del terreno. Una vez que el nivel de desplante se ha alcanzado, se limpia el fondo de la perforación para evitar la contaminación del concreto y debilitar la pila en este punto. A la par, se va armando el acero de refuerzo con elementos rigidizadores para evitar deformaciones o desplazamientos durante su colocación.

Después de la limpieza del fondo, se coloca el armado de acero de refuerzo con separadores para que se encuentre centrado, tomando en cuenta el recubrimiento. Una vez colocado el acero de refuerzo, se lleva a cabo el colado de concreto con tubería tremie que se coloca a 50 cm del fondo, teniendo el extremo siempre inmerso durante el vertido para evitar la segregación del concreto.

A partir de esto, se elabora un registro datado, en el que queda reflejado los turnos de ejecución de cada pila colada, su ubicación (de forma correspondiente a coordenadas y ejes de referenciación, dimensiones, verticalidad medida durante su perforación). Dicha descripción indica la profundidad final alcanzada, así como el espesor y el tipo de materiales hallados a lo largo del fuste, siendo el espesor de soporte, así como los criterios de aceptación aplicados por la supervisión geotécnica, de particular relevancia. También se registran el volumen de concreto vertido y el sobrerrelleno empleado para atender a los asentamientos iniciales y a los efectos de extracción de camisa. Por último, se compara la información de cubicación de la pila calculada con el volumen de concreto consumido durante el colado para controlar la calidad del elemento. Durante la década de los noventa y los comienzos del siglo XXI, las funciones de impedancia de Gazetas (1991) se convirtieron en la norma de la práctica profesional. Gracias a su empleo y a la simplificación que se hizo de resortes y amortiguadores equivalentes para programas comerciales, la ISE nos ha podido introducir en el diseño sísmico de puentes, edificios altos y centrales nucleares. Esto fue alcanzado gracias a la combinación de las vías experimentales (ensayos de vibración, pruebas en mesa, pruebas en centrífuga, etc.) con los modelos analíticos y modelos numéricos.

1.4. El fenómeno de subsidencia y su impacto en cimentaciones profundas

Refiriéndonos al concepto de subsidencia como el hundimiento paulatino ya sea de la corteza terrestre, la continental o la submarina, implica un asentamiento extenso de la superficie a causa de diversos factores naturales o antrópicos (Corapcioglu, 1984).

La subsidencia cuenta con diversas clasificaciones según distintos autores, Prokopovich en 1979 propone la clasificación que se encuentra en la Figura 1-9.

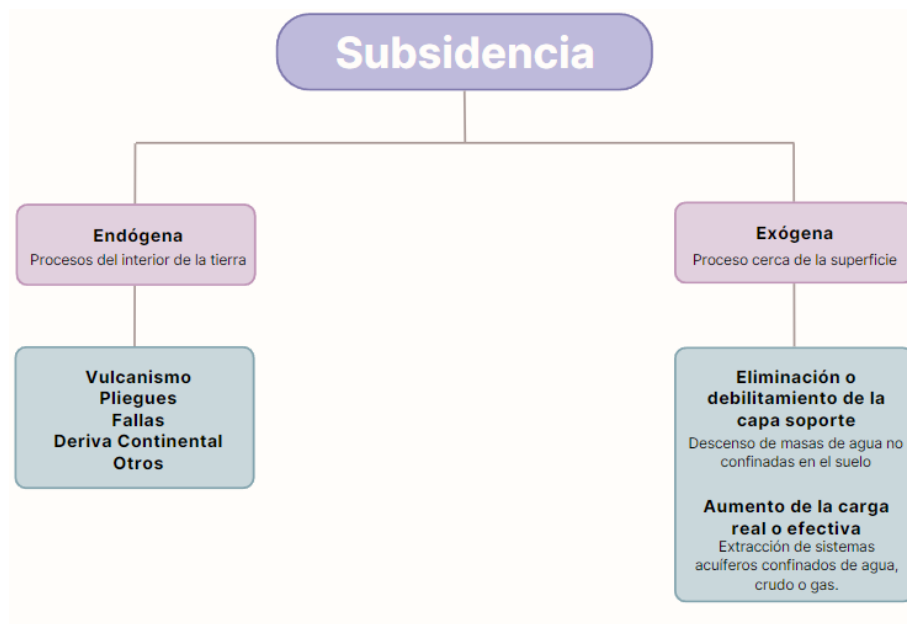


Figura 1-9. Clasificación de la subsidencia según Prokopovich (1979).

La clasificación de Prokopovich se deriva del punto de vista genético, mientras que Scott (1979) se centra en los mecanismos que lo desencadenan y González Vallejo et al. (2002) en las causas que origina la subsidencia, resumidos en la Tabla 1-12.

Tabla 1-12. Clasificación de la subsidencia según Scott (1979) y González Vallejo et al. (2002).

Clasificación	
Mecanismos que lo desencadenan Scott (1979)	Causas que originan la subsidencia González Vallejo et al. (2002)
Ajustes de la corteza terrestre	Descenso del nivel freático
Actividad volcánica y tectónica	Minería subterránea y túneles
Terremotos	Extracción o expulsión de petróleo o gas
Traslado de sólidos (minerales, carbón) y fluidos	Explotación intensiva de acuíferos
Cargas superficiales	Procesos lentos de disolución y lavado de materiales
Hidrocompactación	Procesos morfotectónicos y de sedimentación
Extracción de fluidos	Consolidación de suelos blandos y orgánicos

En este caso es de interés la ocasionada por el peso de las construcciones que causa que se reduzcan gradualmente los huecos del suelo, al igual que la causada por las vibraciones de terremotos u otras situaciones que impliquen una densificación de los terrenos granulares debido al reajuste de las partículas al contar con una estructura más compacta. Sobre todo, la extracción de agua cierra paulatinamente los huecos en donde el fluido se albergaba como en el caso de la

Ciudad de México (México), Venecia (Italia), Valle de San Joaquín (EE. UU.), Taipei (Taiwán), Tokio (Japón), Pekín (China) y Murcia (España).

En la Ciudad de México se juntan varias causas que vuelven complejo el proceso de consolidación. Desde la época prehispánica se colocaron rellenos para ganar terreno y construir viviendas y templos. Con el crecimiento urbano llegaron los túneles y colectores para lluvia y aguas negras; al bajar el nivel freático, se fue engrosando la costra superficial y consolidando las arcillas superficiales. Después, la extracción sostenida de agua del subsuelo trasladó esa consolidación a estratos cada vez más profundos. (Ortega-Guerrero, Rudolph, & Cherry, 1999; Ovando-Shelley, Ossa, & Romo, 2007).

Cuando disminuye la presión de poro, aumentan los esfuerzos efectivos. En consecuencia, bajan el contenido de agua y la relación de vacíos; el peso volumétrico de las arcillas sube, y la rigidez, tanto estática como dinámica, crece de forma gradual. Todo esto cambia la manera en que los depósitos lacustres amplifican el movimiento sísmico y lo hace variar de una zona a otra, según su historia de cargas y el abatimiento del acuífero. (Ovando-Shelley et al., 2007; Chaussard, Havazli, Fattahi, Cabral-Cano, & Solano-Rojas, 2021). Mostrado de manera esquemática este efecto en la Figura 1-10.

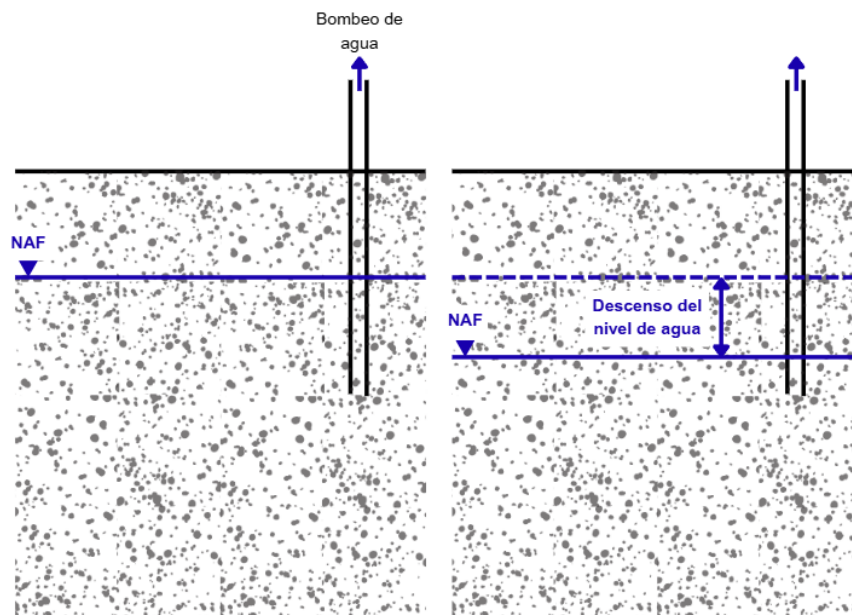


Figura 1-10. Subsidencia debido a la extracción del agua.

La estratigrafía de la Ciudad de México es conocida por su complejidad geotécnica e incertidumbre por contar con contenidos de agua que rebasan el 200%, con baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad (Ovando-Shelley, Ossa, & Romo, 2007). Aunado a ello, la extracción desmedida de los mantos acuíferos para cumplir con las necesidades de la población ha provocado el hundimiento de la metrópoli por más de 10 m en los últimos 100 años; a este evento se le denomina subsidencia por consolidación regional (Ortega-Guerrero, Rudolph, &

Cherry, 1999; Cabral-Cano et al., 2008; Chaussard, Havazli, Fattahi, Cabral-Cano, & Solano-Rojas, 2021). Recientes mediciones indican que en algunas zonas la velocidad de hundimiento ha disminuido con el tiempo, pero en otras áreas esta velocidad se ha visto aumentada hasta 10 veces, sobre todo por la construcción de nuevos desarrollos urbanos como en el lago de Texcoco, el lago de Xochimilco y Chalco (Osmanoğlu, Dixon, Wdowski, Cabral-Cano, & Jiang, 2011; Cigna & Tapete, 2021; Chaussard et al., 2021).

Es de relevancia denotar que los edificios históricos y las construcciones modernas tienen distintos comportamientos ante la subsidencia. En su parte debido a que los edificios históricos cuentan con distintos grados de consolidación generando una deformación no uniforme, sin embargo se deforman menos que otras con menor grado de consolidación. Por su parte, en construcciones modernas los asentamientos diferenciales no son una problemática pero si el fenómeno de emersión debido a la subsidencia regional. Este efecto se presenta en pilotes apoyados en estratos duros debajo de niveles arcillosos evitando la consolidación de las arcillas pero conforme evoluciona la consolidación de la ciudad con el paso del tiempo al no sufrir un movimiento alguno con el suelo el edificio emerge causando que los pilotes se sobrecarguen con el terreno que cuelga disminuyendo hasta un 50% la capacidad útil de los pilotes, fenómeno mejor conocido como fricción negativa, la cual se presenta de manera desigual siendo mayor en los pilotes centrales que en los pilotes de esquina, lo cual puede causar que serias deformaciones en la estructura del edificio y en las colindancias. Como alternativa es posible hacer uso de pilotes de control, no obstante sin el mantenimiento adecuado también pueden sufrir emersión.

A través de los nuevos desarrollos científicos con los que ha contado la mecánica de suelos moderna a partir de Terzaghi (1925), se han tenido aportaciones tanto teóricas como prácticas para enfrentar la subsidencia de los suelos. No obstante, la consolidación del subsuelo de la Ciudad de México es una problemática que a la fecha ha sido desafiante, por lo que las cimentaciones en las zonas que cuentan con espesores de suelo lacustre grandes sufren grandes asentamientos en el caso de las cimentaciones compensadas, mientras que las cimentaciones sobre compensadas sobresalen del terreno circundante.

En el Valle de México, la subsidencia que se presenta es variable de acuerdo con el espesor y la compresibilidad de los depósitos de suelo de la zona. Esto ocasiona asentamientos diferenciales insignificantes en comparación con la gran subsidencia que se presenta pero en las localidades en donde el espesor y/o la compresibilidad cambia de manera drástica, se cuenta con mayores asentamientos diferenciales.

La acumulación paulatina de los asentamientos diferenciales ha dado lugar a grietas verticales profundas que pueden o no contar con desplazamiento relativo entre los lados de la grieta. Repercutiendo en las edificaciones, objetos y personas circundantes a las grietas, que normalmente se encuentran cerca de la intersección de los depósitos compresibles y los afloramientos de roca en la periferia del Valle o los promontorios rocosos de la zona lacustre.

Por lo que, la consolidación regional en la zona ha traído como consecuencias los hundimientos de terreno grandes en zonas planas que cuentan con un espesor grande de gran espesor, creando la acumulación de asentamientos diferenciales que terminan por causar el grietas verticales cuya aparición es súbita por la diferencia de compresibilidad del subsuelo.

La afectación que tiene este fenómeno en las cimentaciones profundas compuestas por pilotes o pilas ya sean de punta o de fricción, puede resultar en la emersión del terreno circundante y pueden dar pie a diversas afectaciones tanto en la subestructura, superestructura, al igual que en las estructuras colindantes. Esta emersión (Figura 1-11), genera asentamientos diferenciales considerables en su entorno inmediato, alterando la geometría de los servicios públicos y la posición relativa de las edificaciones adyacentes. Asimismo, la seguridad estructural de la edificación se ve comprometida, ya que la resistencia de los pilotes al cortante basal disminuye con la pérdida del confinamiento superficial. Esta condición reduce la rigidez lateral efectiva del sistema suelo–estructura y favorece la concentración de esfuerzos en los fustes. Además, en la mayoría de los casos se genera un espacio entre la losa de la subestructura y el terreno de desplante, lo que interrumpe la transmisión de esfuerzos por fricción entre ambos y limita la participación del suelo en la resistencia al cortante basal, incrementando así la demanda interna de los elementos estructurales.

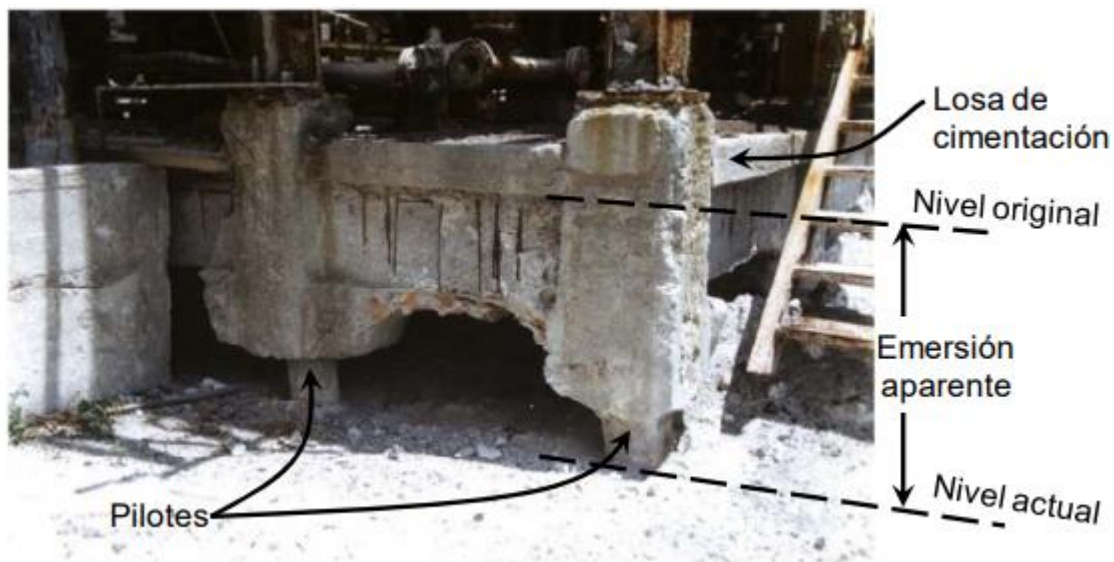


Figura 1-11. Emersión de un grupo de pilotes de punta en el lago de Texcoco.

Razones por las cuales se utilizan diversos sistemas de cimentación en la Ciudad de México, con el objetivo de que la estructura vaya a la par del hundimiento regional, evitando sobrepasar los estados límite de falla y servicio que se presentan en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias asociadas.

1.5. Interacción Suelo – Estructura

En el concepto de interacción-suelo-estructura (ISE) intervienen diversos efectos, siendo de manera general el comportamiento entre el suelo, la cimentación y la estructura en condiciones tanto estáticas como dinámicas, donde la flexibilidad del terreno con la rigidez de la cimentación y la estructura se afectan recíprocamente.

A finales del siglo XIX se acuñan los principios teóricos pero fue hasta la segunda mitad del siglo XX que la ISE toma relevancia debido a que el diseño de infraestructura como plantas nucleares y grandes instalaciones industriales aledañas a la costa, implicaban un análisis más riguroso del suelo y su interacción con las estructuras. Consolidando de esta manera modelos elastodinámicos y soluciones fundamentales como las funciones de Green para poder comprender y describir con precisión la propagación de esfuerzos y desplazamiento en medios semi infinitos. Tratando de abordar en esta teoría de interacción suelo-estructura distintas problemáticas, como las que se describen a continuación:

- La respuesta ante condiciones estáticas o dinámicas, ya sean puntuales o distribuidas en estructuras desplantadas en el suelo, por medio de las funciones de Green es posible determinar los campos de desplazamiento y esfuerzos en medios elásticos.
- Campo libre, la cual es la respuesta de solamente el ante vibraciones externas (sismos, tránsito ferroviario, maquinaria). Permite definir la excitación que actuara sobre la cimentación y estructura.
- La respuesta de la cimentación y estructura que idealmente debe ser rígida y sin masa ante la interacción cinemática con el fin de conocer cómo es que su geometría y empotramiento afectan el movimiento de la estructura.
- Rigideces del sistema suelo–cimentación, que son la respuesta de cimentaciones empotradas en suelos deformables frente a cargas estáticas, armónicas o transitorias, de la cual se obtienen rigideces e impedancias necesarias para el diseño sísmico.
- La interacción inercial, que es la deformación que se presenta en el suelo por la masa e inercia de la superestructura en eventos transitorios donde la respuesta global del sistema se ve alterada.
- Su formulación numérica con el uso de elementos finitos de fronteras absorbentes, elementos de contorno o enfoques híbridos que representen dominios semiinfinitos, al igual que las condiciones de radiación adecuadas.

Aunque, todavía no es posible predecir con exactitud el movimiento de la superficie del terreno durante un sismo, es posible prever algunas de las características que caracterizan al movimiento a partir de registros históricos y del análisis de propagación de ondas.

Estudios de caracterización del movimiento sísmico en superficie, como el financiado por la Comisión Reguladora de la Energía Nuclear de Estados Unidos (USNRC, 1978), permiten estimar un movimiento de cálculo a partir de parámetros básicos como la distancia epicentral, la profundidad focal, la magnitud, la intensidad local, entre otros. Sin embargo, la respuesta de la estructura ante un sismo no sólo depende de las características del terreno subyacente en movimiento, sino que también está condicionado por el movimiento experimentado en la cimentación de la estructura.

Por lo que, el movimiento que se presenta en campo libre es modificado cuando se tiene la presencia de una estructura en la superficie, siendo distinta la respuesta que se observa en campo libre, es decir sin estructura, que cuando hay una estructura. (Figura 1-12)

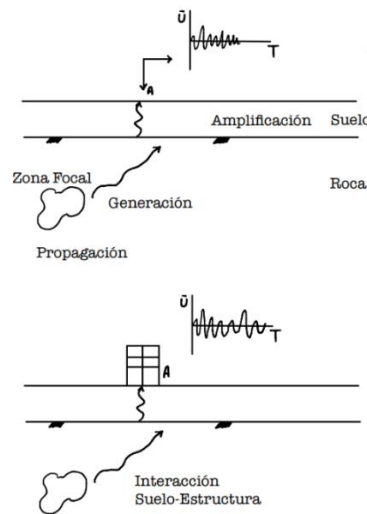


Figura 1-12. Movimiento del campo libre afectado por la presencia de estructuras.

La interacción suelo-cimentación estructura en condiciones dinámicas afecta el periodo fundamental de la estructura y el amortiguamiento efectivo, por lo que el punto de diseño que se toma del espectro de respuesta es desplazado y modifica tanto las fuerzas como los desplazamientos de diseño. Tomando importancia este fenómeno sobre todo en estructuras sismorresistentes pero también en infraestructuras críticas con estándares de seguridad más exigentes como instalaciones nucleares, infraestructuras de alto riesgo, entre otras.

En el diseño de estructuras bajas o con cimentaciones superficiales el efecto de la ISE usualmente es despreciado porque el efecto que causa es despreciable y muchas veces esto se considera beneficiosos porque aporta un amortiguamiento adicional y una base empotrada (Sepúlveda y Zapata, 2020). No obstante, no siempre es beneficioso toman en cuenta esta consideración, ya que en el caso de estructuras con sótanos o cimentaciones profundas, la ISE aumenta los desplazamientos laterales, modifica la frecuencia natural de vibración de una estructura y amplifica el efecto de cabeceo bajo condiciones sísmicas (Rodríguez y Villavicencio, 2021). Por lo

que, ignorar en estos casos la ISE conduce a la subestimación de la demanda estructural, comprometiendo la seguridad y desempeño de la estructura.

La flexibilidad de suelo, el tipo de cimentación y la demanda sísmica son los factores principales que determinan la ISE. Según el suelo donde la cimentación se desplanta, los efectos de la ISE son diversos. De manera general, en suelos blandos y estratificados el periodo fundamental de la estructura se alarga de manera considerable, por lo que las fuerzas internas se reducen pero aumentan los desplazamientos laterales, siendo este incremento desfavorable en el caso de edificaciones esbeltas o cimentaciones profundas, ya que incrementa las deformaciones de los elementos estructurales y la demanda de las cimentaciones profundas. Por otro lado, en suelos rígidos, la deformación del suelo suele ser menor, por lo que los efectos de la ISE son menos significativos, pero es posible que se presente un ligero aumento del amortiguamiento y la flexibilidad de la base e incluso puede ayudar a reducir ligeramente las acciones sísmicas de diseño.

Por consiguiente, su consideración ha de ser evaluada en función del tipo de estructura, la profundidad de la cimentación, las condiciones dinámicas del suelo y la demanda sísmica exigida, siendo fundamental en proyectos ubicados en zonas de alta sismicidad o en suelos blandos como los de la Ciudad de México (Arias Marín, 2016).

El estudio de la interacción suelo-estructura no consiste solamente en considerar los efectos que producen en el diseño o en el comportamiento de las edificaciones, sino que también se ocupan en explicar el origen de los mecanismos físicos que los generan. La respuesta del suelo frente a la propagación de ondas sísmicas y su acoplamiento con las cimentaciones profundas son los que determinan los efectos cinemáticos e inerciales que, junto con los efectos de la inercia producirá la respuesta dinámica de la interacción suelo-estructura.

Al atravesar un suelo blando una onda sísmica o por un medio estratificado, su amplitud se atenúa o amplifica de acuerdo con la diferencia de rigidez que hay con suelo más firmes, debido a la difracción múltiple y a la reflexión de ondas. Cuando la onda llega a donde se encuentra desplanta la cimentación, entonces la interacción que esta tiene con el suelo genera tanto efectos cinemáticos como inerciales, que dependen de la deformabilidad del suelo bajo la excitación sísmica y la respuesta de la estructura.

Considerando la excitación sísmica en la base de la estructura igual al movimiento en campo libre, el efecto de la interacción resulta de la inercia y elasticidad de la estructura y el suelo. Esto último se conoce como la interacción inercial, la cual depende principalmente de la masa de la estructura. No obstante, se debe considerar el efecto creado por las ondas sísmicas debido a que la rigidez de la cimentación no se deforma como el suelo en campo libre, se presenta el fenómeno de difracción y reflexión de ondas que modifica el movimiento del suelo en las cercanías de la estructura, mejor conocido como interacción cinemática. Obteniendo de esta manera, el movimiento efectivo de la cimentación por medio de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la

excitación sísmica al superponer las ondas incidentes con las reflejadas en la superficie del terreno sin tomar en cuenta la estructura, mejor conocido como la interacción cinemática.

Por medio de los dos sistemas distintos que se muestran en la Figura 1-13, Wolf (1994) explica el análisis de respuesta de sitio por medio de la respuesta sísmica de una estructura.

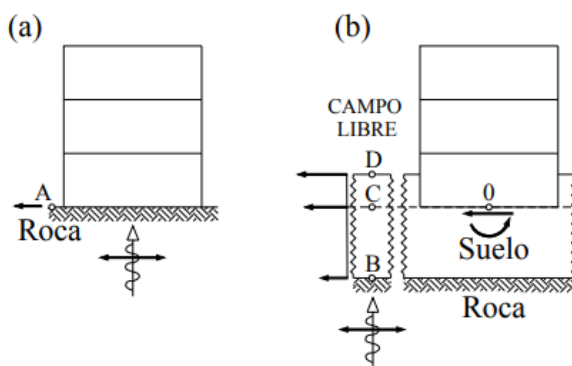


Figura 1-13. Respuesta sísmica de la estructura (a) cimentada en roca (b) cimentada en suelo blando descansando en campo libre.

En el caso de la estructura cimentada en roca (Figura 1-13.a), el movimiento en la base de la estructura (punto A) es igual al movimiento en campo libre. Por lo que, el análisis de la respuesta de la estructura se modela como base empotrada.

Mientras que, en el caso de la estructura cimentada en suelo blando (Figura 1-13.b), el movimiento de la base de la estructura es modificado con respecto al que sería si estuviera cimentado en roca. El movimiento en la superficie de la roca (punto B) es ligeramente diferente cuando se tiene un punto en roca que no se encuentra en la superficie o cuando por encima de este se encuentra un depósito de suelo, sin embargo como la modificación es muy pequeña suelen ser despreciables.

Por otro lado, el movimiento en la superficie de la roca (punto B) es significativamente diferente al que puede ocurrir en la superficie (punto D) o a una pequeña profundidad (punto C), debido a que la respuesta dinámica del depósito del suelo se ve modificado por su flexibilidad en el movimiento sísmico, modificando tanto la intensidad como el contenido de frecuencias, ya que entre más blando el suelo en comparación con la roca, se tienen una mayor modificación del movimiento.

De igual manera, el movimiento a una cierta profundidad (punto C) es modificado por la excavación realizada para llegar a la profundidad de desplante de la cimentación (punto 0). Siendo el movimiento a nivel de desplante de la estructura modificado por la presencia de la cimentación, debido a que la cimentación tiene una rigidez considerablemente mayor a la del suelo, por lo que no se va a poder mover de la misma manera a como se movería sin la cimentación, este efecto es mejor conocido como interacción cinemática, el cual filtra el movimiento, disminuyendo su intensidad. También puede haber rotación con respecto a un eje

horizontal (cabecceo) y con respecto a un eje vertical (torsión). Algunos factores que determinan la importancia de la interacción cinemática con la rigidez de la cimentación, la forma de la cimentación, la profundidad de desplante de la cimentación, el tamaño de la cimentación y la longitud de onda del movimiento de terreno.

Igualmente, el movimiento en la base de la estructura es modificado por la presencia y movimiento de la estructura, también conocida como interacción inercial, ya que es el resultado de las fuerzas inerciales que actúan sobre la masa de la estructura. Generalmente, existe una mayor interacción inercial entre más blando sea el suelo, la estructura tenga una mayor masa y la estructura sea más esbelta. Efecto que introduce una flexibilidad adicional al sistema dinámico y el incremento del amortiguamiento, modificando el periodo fundamental de vibración del sistema y las formas modales de vibración.

Una manera de definir el movimiento de un punto durante un sismo consiste en tres acelerogramas sintéticos según las direcciones ortogonales. Debido a la complejidad de esta solución, se simplifica a un solo acelerograma relativo a un eje horizontal que es paralelo a la superficie del suelo para después suponer que en la otra dirección horizontal el acelerograma es similar y que en la dirección vertical es proporcional al acelerograma del eje horizontal.

Los acelerogramas son leyes de evolución temporal de la aceleración que resultan bastante complejas, de donde se deduce directamente la máxima aceleración del sismo pero de manera sencilla otros parámetros de interés de los efectos que se tuvo en la estructura. Por lo que, se realiza un procedimiento para transformar el acelerograma para obtener información útil.

Tomando de referencia a la estructura sencilla unida a un resorte K y a un amortiguador viscoso C , en paralelo, que están unidos de manera rígida al terreno de la Figura 1-14. Siendo la representación de una estructura básica simple que de su comportamiento sísmico se deducen las leyes aplicables a estructuraciones más complejas.

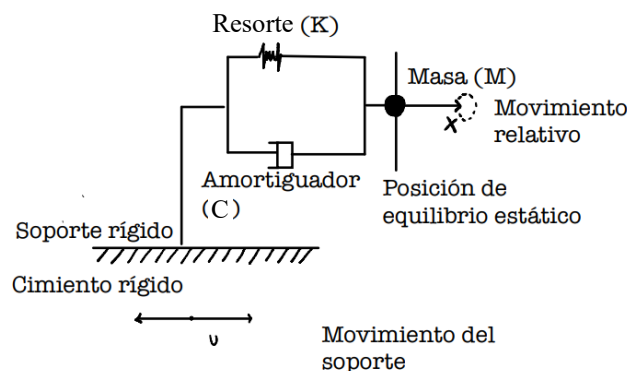


Figura 1-14. Sistema de un grado de libertad sin contar con interacción en un estructura básica.

Cuando un sismo mueve la estructura en sólo la dirección horizontal en la que se encuentran el resorte y el amortiguador, suponiendo que el suelo no se deforma por mover la estructura, entonces se calcula el movimiento de la masa M en función del acelerograma del sismo $\ddot{u}(t)$. Teniendo la siguiente ecuación básica de la dinámica,

$$M * (\ddot{x} + \ddot{u}(t)) + C\dot{x} + Kx = 0 \quad (1-7)$$

En esta ecuación, la variable x se deriva respecto al tiempo para obtener $\dot{x}$ y $\ddot{x}$, definiendo el movimiento relativo al medir la aceleración, la velocidad y el desplazamiento de la masa M respecto al terreno, respectivamente. En donde la aceleración absoluta de la masa, es determinada por la suma de $\ddot{x} + \ddot{u}(t)$. Reescribiendo la ecuación de la siguiente manera,

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{u}(t) \quad (1-8)$$

Gracias a su carácter lineal, las soluciones conocidas de casos de movimientos sencillos del terreno se superponen de acuerdo con las aceleraciones que sufre el movimiento.

En cuanto al movimiento sísmico $\ddot{u}(t)$, se descompone en una serie de impulsos de aceleración constante con una intensidad $\ddot{u}(T)$ en un intervalo de tiempo de T a $T+dT$.

La resolución del sistema para uno de los impulsos es comienza con un sistema en reposo que gracias al impulso dado el sistema oscilar de manera libre. Representando la oscilación libre del sistema de la siguiente forma,

$$x = A e^{-xDt} \sin(w't) \quad (1-9)$$

Donde,

A , es la amplitud del movimiento.

w , es la frecuencia natural del sistema.

$$w \cdot w = K \cdot M \quad (1-10)$$

D , es el amortiguamiento relativo.

$$D \cdot D = \frac{C \cdot C}{4 \cdot K \cdot M} \quad (1-11)$$

w' , es la frecuencia amortiguada.

$$w' \cdot w' = w \cdot w \cdot (1 - D \cdot D) \quad D \cdot D = \frac{C \cdot C}{4 \cdot K \cdot M} \quad (1-12)$$

La amplitud es el único parámetro que depende del movimiento, los demás resultan ser independientes de este y los define la frecuencia natural del sistema junto con el amortiguamiento. Al moverse el sistema con cierta amplitud, el desplazamiento relativo dT y la velocidad relativa resulta ser,

$$A \cdot w' = \ddot{u}(t) \cdot dT \quad (1-13)$$

De la cual se obtiene la amplitud diferencial para el impulso considerado,

$$A = \ddot{u}(T) \cdot \frac{dT}{w'} \quad (1-14)$$

La solución de los efectos que crean los impulsos durante un sismo, está dada por la siguiente ecuación,

$$x(t) = \frac{1}{w'[e^{-wD(t-T)} \cdot \ddot{u}(t) \cdot dT]} \quad (1-15)$$

Integrando para obtener el valor máximo absoluto del sistema se obtiene lo siguiente,

$$x(t) = \frac{1}{w'[e^{-wD(t-T)} \cdot \ddot{u}(t) \cdot dT]} \quad (1-16)$$

El cual al ser función de los distintos amortiguamientos relativos y frecuencias naturales, $X(w, D)$.Termina siendo el espectro de respuesta del sismo que al ser multiplicada por la frecuencia natural del sistema se obtiene el espectro de pseudovelocidades relativas,

$$V(w, D) = w \cdot X(w, D) \quad (1-17)$$

Alcanzando la máxima velocidad relativa al ser el sistema excitado por el sismo. Por lo que, al alcanzar el máximo desplazamiento relativo se obtiene una velocidad relativa nula que se resuelve por medio de la siguiente ecuación diferencial,

$$M * (\ddot{x} + \ddot{u}) + Kx = 0 \quad (1-18)$$

Obteniendo el espectro de pseudoaceleraciones absolutas o máximo valor absoluto y aproximado de la aceleración absoluta $\ddot{x} + \ddot{u}(t)$.

$$A(w, D) = w \cdot w \cdot X(w, D) \quad (1-19)$$

Ilustrando el procedimiento para obtener el espectro de respuesta de un acelerograma en la Figura 1-15.

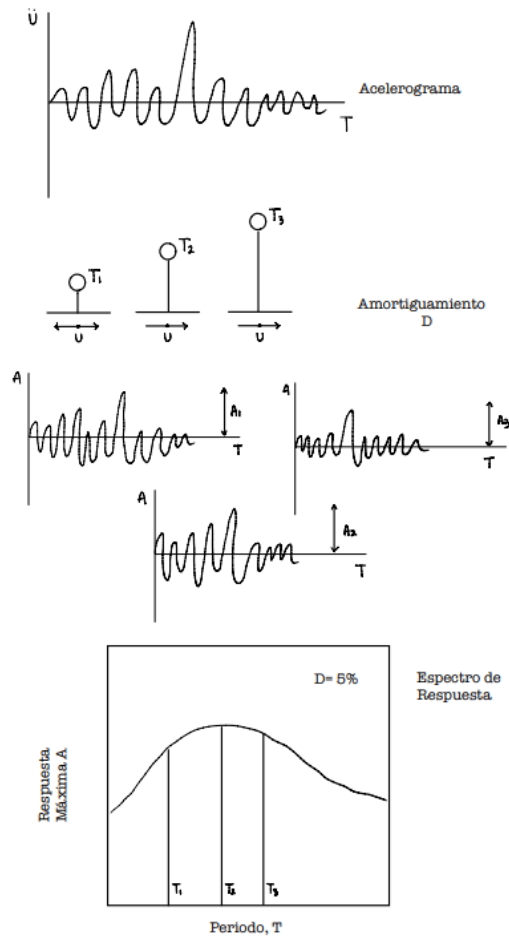


Figura 1-15. Proceso para obtener un espectro de respuesta por medio de un acelerograma.

Sin embargo, la relación entre espectro-acelerograma no es biunívoca, es decir, el espectro de respuesta no define el acelerograma que lo causó. Por lo que, frecuentemente se prefiere representar el movimiento del terreno por medio del espectro de respuesta asociado, ya que el espectro de respuesta mantiene rasgos del acelerograma. En la figura anterior se muestra que la aceleración máxima del acelerograma es igual que la aceleración espectral para $T=0$ porque al ser nulo el período natural, este es infinitamente rígido sin la capacidad de tener otro movimiento aparte que el del propio terreno. Por otro lado, en periodos altos se tiene un sistema flexible al terreno que tiende a anular las aceleraciones absolutas.

El estudio de la respuesta del espacio, así como también de la respuesta de un depósito de superficie; ambos, son fundamentales para entender el comportamiento de un depósito de suelo ante un terremoto. Tiene como objetivo definir cómo son las ondas cuando éstas viajan a través de la más material; o sea, se trataría de calcular las historias de aceleración, de velocidad y de desplazamiento así como los esfuerzos estáticos consecuencia de la deformación dinámica desarrollada a lo largo del perfil. Con los resultados de estos cálculos se determinan los riesgos

que un movimiento del terreno conlleva; además se calcula la fuerza que puede producirse y que puede afectar la estabilidad

Es común hacer uso de modelos unidimensionales en la práctica por su sencillez y eficiencia computacional. Los cuales suponen que las fronteras estratigráficas son horizontales, siendo la respuesta del depósito de suelo gobernada principalmente por ondas de corte horizontales (SH) las cuales se propagan en dirección vertical de los estratos de mayor rigidez, denominados como roca de basamento o bedrock (Figura 1-16). En esta hipótesis, el suelo y la superficie de la base se extienden infinitamente en el plano horizontal, lo que elimina los efectos tridimensionales y de borde (Kramer, 1996).

Si bien este enfoque 1D constituye la base de la mayoría de los códigos sísmicos y es adecuado en zonas con estratigrafía relativamente horizontal y homogénea, diversos autores han señalado sus limitaciones en suelos irregulares o con variaciones laterales significativas, donde es necesario recurrir a modelos bidimensionales o tridimensionales que capten los efectos de difracción y concentración de ondas (Bard, 1999; Assimaki & Kausel, 2002).

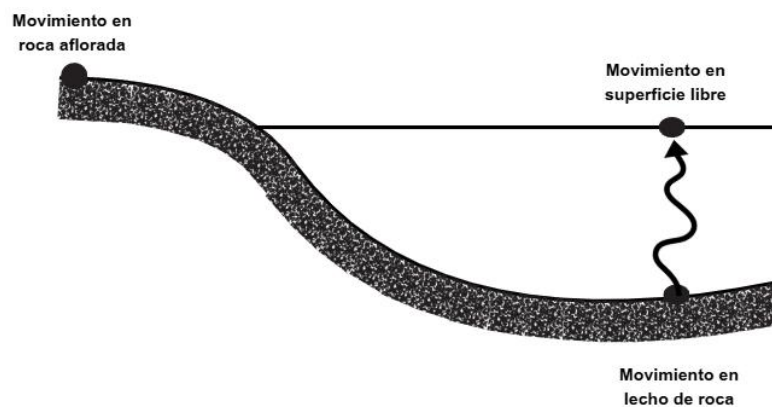


Figura 1-16. Análisis de respuesta de sitio.

El análisis de respuesta de sitio puede abordarse en el dominio de la frecuencia o en el dominio del tiempo, según la modelación de la propagación de ondas. Los enfoques en el dominio de la frecuencia han sido muy utilizados en la práctica por su simplicidad y eficiencia. Entre ellos destacan SHAKE (Schnabel et al., 1972) para configuraciones unidimensionales (Figura 1-17) y FLUSH (Lysmer et al., 1975) para casos bidimensionales. En ambos se aplica el procedimiento lineal equivalente, donde el comportamiento no lineal del suelo se aproxima mediante la asignación de rigideces y amortiguamientos efectivos que se ajustan iterativamente a una fracción de la deformación de corte máxima estimada durante el sismo (Seed et al., 1993).

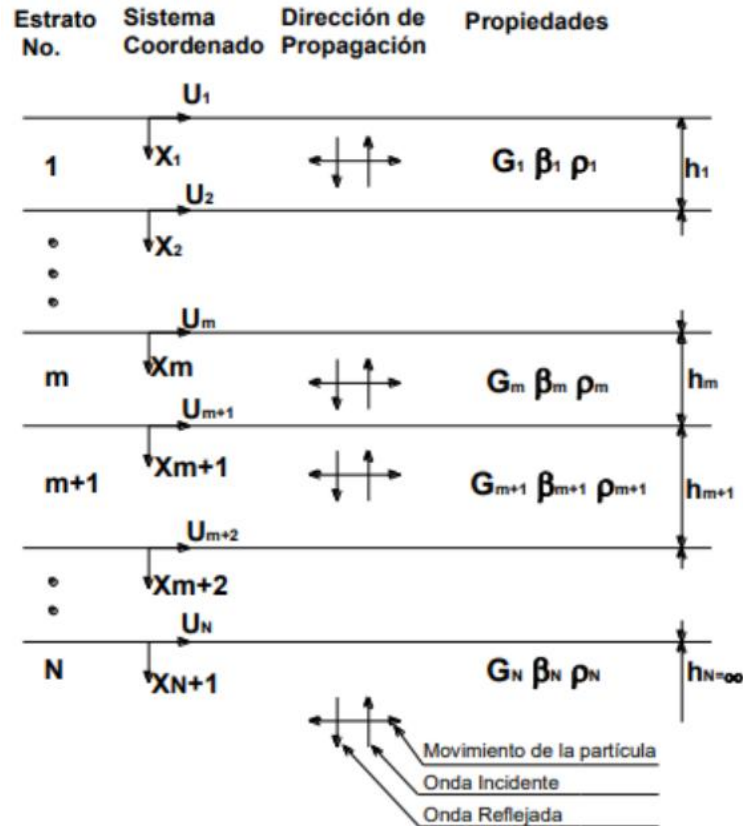


Figura 1-17. Sistema unidimensional.

Mientras que, en el dominio del tiempo los programas simulan los registros sísmicos transitorios para modelar la evolución temporal de la respuesta. En los cuales se puede incorporar de manera explícita la no linealidad del suelo y la histéresis del suelo. Siendo uno de programas pioneros QUAD4 (Idriss et al., 1973), teniendo una versión mejorada para análisis bidimensionales QUAD4M (Hudson et al., 1994). Posteriormente, empezaron a surgir programas más avanzados como DEEPSOIL (Hashash et al., 2011) para análisis unidimensionales con modelos constitutivos que representen la no linealidad del suelo sin tener que recurrir a realizar un lineal equivalente. Además OpenSees (Mazzoni et al., 2007) se distingue por proporcionar una peculiar plataforma que permite abordar la respuesta del propio sitio como la interacción suelo-estructura acoplada, teniendo en cuenta la no linealidad tanto en el suelo como en la superestructura.

De igual manera, los programas de análisis de elementos finitos han permitido ampliar las capacidades del análisis. FLAC2D/FLAC3D (Itasca, 2011) y Plaxis 2D/3D (Brinkgreve et al., 2015) ofrecen la posibilidad de representar configuraciones bidimensionales y tridimensionales, modelando estratigrafías complejas, fenómenos de licuación y condiciones de frontera absorbentes que simulan la radiación de ondas hacia el infinito. Estos desarrollos marcan una evolución significativa, ya que combinan la robustez matemática con la versatilidad del análisis

no lineal, lo que ha permitido realizar estudios de respuesta de sitio hacia escenarios cada vez más realistas y aplicables en la práctica de la ingeniería sísmica moderna.

En el análisis de respuesta de sitio, la amenaza sísmica se puede considerar por medio de dos enfoques. El enfoque determinista hace uso del máximo sismo potencial en la zona, mientras que, el enfoque probabilista considera todos los sismos posible para obtener la probabilidad de que excedan una intensidad determinada en un periodo de tiempo.

Ahora bien, más allá del análisis de respuesta de sitio, al abordar de manera integral la interacción suelo–estructura (ISE) existen distintos métodos de análisis para evaluar su efecto en la respuesta estructural. Estos se agrupan a grandes rasgos en directos y de superposición. El método directo (Figura 1-18) consiste en modelar simultáneamente el suelo, la cimentación y la estructura como un sistema único, resolviendo de manera integral las ecuaciones de movimiento. Este enfoque, aunque más preciso, requiere un alto costo computacional, pues debe representar con detalle tanto el comportamiento no lineal del suelo como las condiciones dinámicas de la cimentación y la superestructura (Kausel, 2010).

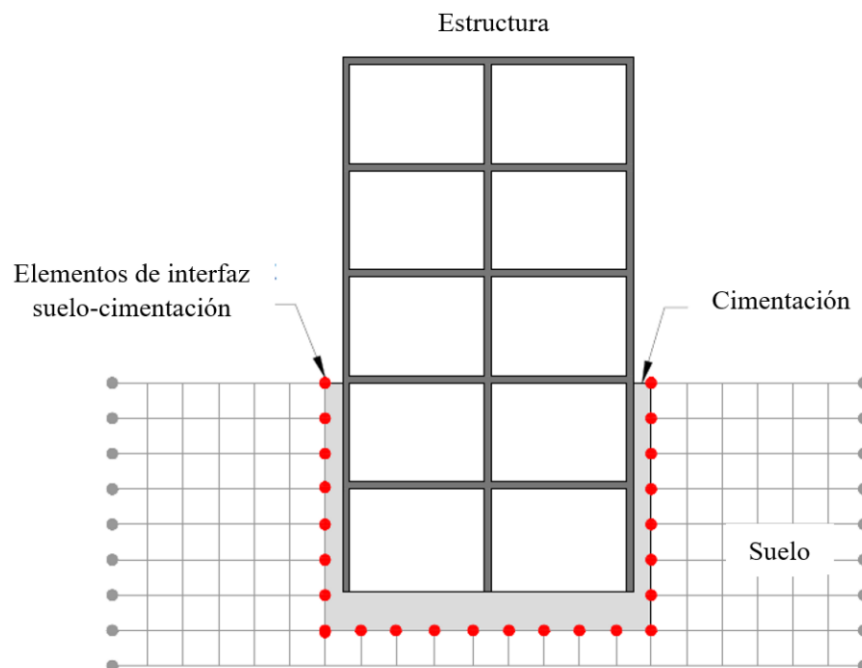


Figura 1-18. Esquema del método directo.

En contraste, los métodos de superposición o de subestructuración (Figura 1-19) dividen el problema en dos etapas: primero se determina la respuesta dinámica del suelo y de la cimentación mediante funciones de impedancia o soluciones de Green, y posteriormente se acopla esta respuesta al análisis estructural en el dominio de la frecuencia. Este enfoque, impulsado por Roesset y sus colaboradores desde los años setenta, resulta más eficiente y es el más empleado en la práctica ingenieril, ya que permite representar los efectos de rigidez y amortiguamiento equivalentes de la cimentación mediante resortes y amortiguadores lineales.

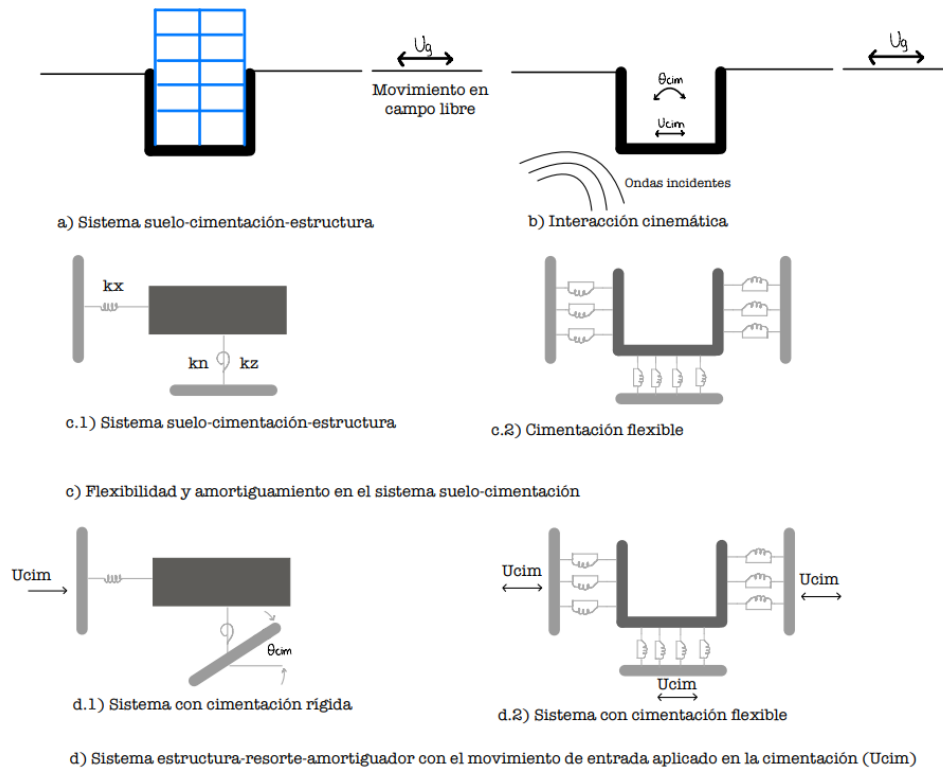


Figura 1-19. Esquema del método de superposición.

Mientras el primero ofrece una descripción más realista del fenómeno en toda su complejidad, el segundo ha permitido la incorporación práctica de la ISE en proyectos de ingeniería, códigos de diseño y programas de análisis estructural. En los primeros, se analiza el sistema por medio de una excitación armónica de acuerdo con un punto de control en la superficie del terreno que en conjunto con una función de transferencia y la síntesis de Fourier se obtiene la respuesta estructural que se tendría ante la presencia de una excitación sísmica. Por otro lado, en el segundo grupo se descompone la respuesta en interacción inercial y dinámica descritas con anterioridad.

1.5.1. Efectos Derivados de la Interacción Suelo-Estructura

Centrándonos en el dominio de la frecuencia para el análisis de la ISE, se distinguen tres mecanismos principales (Figura 1-20): la interacción cinemática, las funciones de impedancia y la interacción inercial. La primera se presenta a causa de la difracción de las ondas incidentes por la cimentación, afectando la respuesta de la estructura en comparación con la del suelo libre; la segunda nos permite obtener las fuerzas y momentos de los desplazamientos y giros armónicos del suelo mediante elementos de resorte y amortiguadores que representan las propiedades dinámicas del suelo; siendo la última debido a la flexibilidad del suelo, así como de la radiación de ondas infinitamente, generando una interacción entre la estructura y el suelo que afecta la respuesta dinámica del sistema.

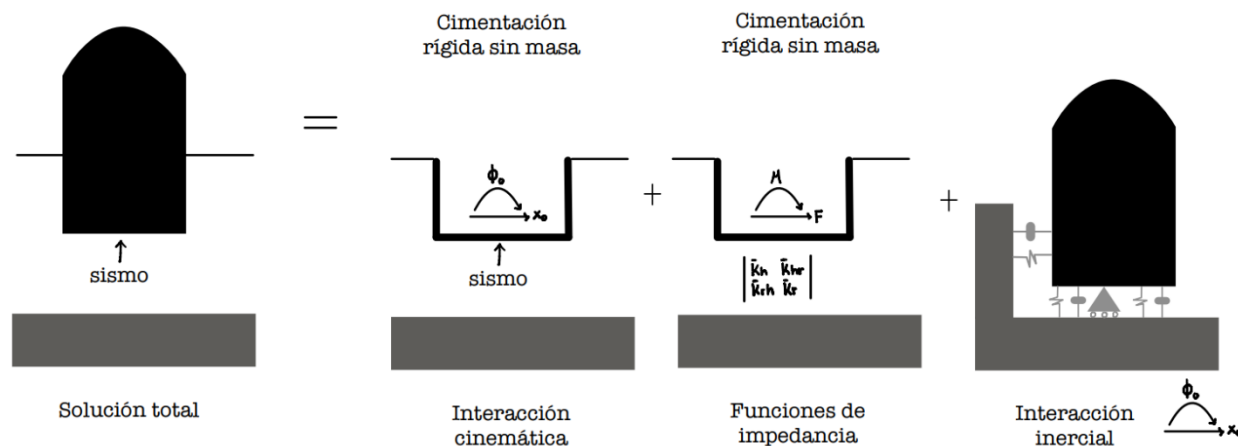


Figura 1-20. Solución de la interacción suelo-estructura en tres pasos.

En la primera, se determina el movimiento de la cimentación rígida sin considerar la masa, causada por la excitación sísmica, dependiendo del movimiento efectivo de traslaciones y rotaciones. El segundo se fundamenta en el cálculo de las rigideces dinámicas de la cimentación rígida sin masa, representando los resortes y amortiguadores del suelo mediante fuerzas y momentos que generan desplazamientos y rotaciones armónicas unitarias en la cimentación, respectivamente. Finalmente, en el tercero se considera la respuesta de la estructura real con resortes y amortiguamientos que simulan el suelo (funciones de impedancia) junto con el movimiento efectivo obtenido en la interacción cinemática.

1.5.1.1. Interacción Inercial

Efecto que integra el amortiguamiento del suelo y los coeficientes de rigidez a la respuesta estructural, resultando en el incremento o disminución de las fuerzas de diseño de la base rígida, acorde al periodo usado. De la misma manera, se ve afectación en los desplazamientos laterales por la contribución del corrimiento y cabeceo de la cimentación.

Describe cuando la zona de contacto terreno-estructura es lo suficientemente pequeña y superficial, por lo que las ondas sísmicas y la compatibilidad de deformación con el movimiento de la estructura se presentan de manera puntual. Conceptualizándolo como la respuesta de la estructura por el movimiento del terreno, tomando en cuenta la flexibilidad del apoyo. Es necesario modelarla mediante funciones de impedancia, las cuales permiten reemplazar la rigidez y el amortiguamiento del suelo con resortes y amortiguadores viscosos. Estos últimos elementos dependen fundamentalmente de la frecuencia de la excitación y de las características del suelo circundante.

El efecto de interacción inercial es igual al aumento del período del propio periodo y la modificación del amortiguamiento en movimientos absolutos y de campo libre, mientras que en el caso del campo libre se disminuye la amplitud por el movimiento relativo de la cimentación. Para sistemas que se compongan de varios grados de libertad, se añade flexibilidad a la

cimentación por medio de constantes de resortes. Calculando las deformaciones por medio de la siguiente ecuación de movimiento,

$$[M](\ddot{u}_{II}) + [K^*](u_{II}) = -[M_{estructura}](\ddot{u}_{KI}(t) + \ddot{u}_b(t)) \quad (1-20)$$

Donde,

$M_{estructura}$, la matriz de masa sin considerar la masa del suelo.

La parte derecha de la ecuación representa la fuerza inercial que tiene el movimiento de la base y el movimiento de entrada de la cimentación de la interacción cinemática. Fuerza que sólo es aplicable en la estructura.

Es común hacer uso de soluciones aproximadas que permiten obtener soluciones de manera concreta y precisa sin tomar en cuenta la masa de la cimentación ni el momento de inercia ni las rigideces tanto de traslación como de rotación del suelo para obtener tanto el periodo como el amortiguamiento efectivo, con el fin de seguir los lineamientos de los reglamentos sísmicos para conocer los efectos de interacción. (Avilés y Pérez-Rocha, 1992)

Donde el periodo natural de la estructura infinitamente rígida y de la base que permite traslaciones o giros, respectivamente. Son los siguientes,

$$\tilde{T} = (T^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} \quad (1-21)$$

$$\tilde{\zeta} = \zeta \left(\frac{T}{\tilde{T}} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}} \right)^2 \quad (1-22)$$

Por otro lado, los coeficientes de amortiguamiento en el suelo en los modos de traslación y rotación en el orden dado de la siguiente manera,

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T} K_h} \quad (1-23)$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T} K_r} \quad (1-24)$$

Para su obtención, es necesario hacer uso de iteraciones al valorar la excitación armónica del periodo $\tilde{T}$ con el fin de conseguir los resortes K_h y K_r . Sin embargo, es posible tener valores lógicos a través de las rigideces dinámicas que corresponden al periodo fundamental de la estructura considerando su base rígida. Determinando el amortiguamiento del sistema al conocer su periodo efectivo. Las cuales no toman en cuenta la interacción cinemática al justificar que esta se incluye al modificar la ecuación de la siguiente manera,

$$\tilde{\zeta}^* = \frac{\tilde{\zeta}}{\left| \frac{X_o}{X_g} + (H + D) \frac{\Phi_o}{X_g} \right|} \quad (1-25)$$

Este se altera con la fluctuación de la traslación efectiva X_o y la rotación efectiva Φ_o que sufre la cimentación, en caso de que se igualen los valores de $X_o = X_g$ y $\Phi_o = 0$ se exceptúa la interacción

cinemática, tomando en cuenta solamente la interacción inercial. Respecto al periodo del sistema, al no mantener una relación con la interacción cinemática se mantiene igual.

1.5.1.2. Constantes de Resortes

Conocidas también como funciones de rigidez del suelo o funciones de impedancia, estas relaciones vinculan la rigidez e inercia del suelo con el amortiguamiento del suelo. Estos factores se representan mediante resortes y amortiguadores, según la frecuencia de excitación, así como los aspectos geométricos de la cimentación y las características estratigráficas del subsuelo. Expresan las fuerzas y momentos necesarios para crear desplazamientos y giros armónicos unitarios en el suelo. Dependientes de la frecuencia de excitación.

Representando la flexibilidad de la cimentación de la siguiente forma,

$$F = K \cdot y + C \cdot \dot{y} \quad (1-26)$$

En donde K y C son las constantes de resorte. Matemáticamente se asocia la parte real, es decir la rigidez e inercia del suelo con la parte imaginaria del suelo, siendo esta el amortiguamiento del suelo. Resultando las siguientes relaciones al combinar ambas partes,

$$K_m = K_m^0(k_m - 2\zeta\eta c_m) \quad (1-27)$$

$$C_m = \frac{K_m^0(\eta c_m - 2\zeta k_m)}{\omega} \quad (1-28)$$

Donde,

K_m , resorte lineal que representa la rigidez de la inercia del suelo en función del comportamiento histerético.

K_m^0 , rigidez estática de traslación y rotación.

$$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) \quad (1-29)$$

$$K_r^0 = \frac{8G_s R_r}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) \quad (1-30)$$

En función de los siguientes parámetros, H_s es el espesor del estrato, ν_s es el módulo de relación de Poisson.

Radios de círculos equivalentes a la superficie de desplante de misma área (A) y momento de inercia (I).

$$R_h = \left(\frac{A}{\pi}\right)^{1/2} \quad (1-31)$$

$$R_r = \left(\frac{4I}{\pi}\right)^{1/4} \quad (1-32)$$

k_m y c_m , coeficientes de impedancia.

$$k_m = \frac{1 - \omega^2}{\omega_0^2}; \omega_0 = \text{frecuencia natural} \quad (1-33)$$

$$c_m = \frac{2\zeta_0}{\omega_0}; \zeta_0 = \text{amortiguamiento viscoso} \quad (1-34)$$

η , frecuencia adimensional.

Traslación horizontal,

$$\eta_h = \frac{\omega R_h}{v_s} \quad (1-35)$$

Rotación o cabeceo,

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{v_s} \quad (1-36)$$

Sistema acoplado

Traslación horizontal,

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2H_s} \quad (1-37)$$

Rotación o cabeceo,

$$\eta_p = \sqrt{\frac{2(1 - v_s)}{(1 - 2v_s)}} * \frac{\pi R_r}{2H_s} \quad (1-38)$$

Donde:

ζ , coeficientes tanto de rigidez como de amortiguamiento.

C_m , amortiguador viscoso que representa el amortiguamiento del material y la geometría del suelo en función de la frecuencia y la radiación de ondas.

ω , frecuencia de excitación.

m , modo de vibración horizontal, vertical, de cabeceo o acoplados según el tipo de cimentación.

No obstante, su verdadera representación no depende sólo de cómo actúa la cimentación sino que también se debe considerar el tipo y dimensión de la cimentación. Ya que el amortiguamiento se da a través de la disipación de energía de un proceso mecánico. En este caso, se cuentan con dos tipos de amortiguamiento: histerético y geométrico. El primero se presenta cuando una onda de vibración pasa por medio del suelo. Mientras que, el segundo es conocido como el

amortiguamiento por radiación por su disipación de las ondas en un medio seminfinito. (Mayoral, 1996)

Generalmente se usa el amortiguamiento viscoso en lugar del físico, gracias a su simplicidad matemática. Sin embargo, si se cuenta con un sistema inelástico es necesario dar solución a una ecuación diferencial no lineal, por medio de una linealización equivalente usualmente.

Por medio de la relación de energía mediante la proporcionalidad de la energía disipada por cada ciclo con el área debajo de la curva de histéresis, se cuenta con la siguiente relación.

$$ER = \frac{\Delta W}{W} = 4\pi D \quad (1-39)$$

Donde,

W , resulta ser $\frac{1}{2}k_{eq}A^2$.

D , es la relación de amortiguamiento.

Cuyo sistema equivalente está compuesto por la rigidez estática y dinámica que se muestra a continuación, respectivamente.

$$k_{eq}(1 + 2iD) \quad (1-40)$$

$$k^* = k_{eq} - M\Omega^2 + 2ik_{eq}D = k_{eq}\left(1 - \frac{\Omega}{\omega_{eq}^2} + 2iD\right) \quad (1-41)$$

Siendo,

k_{eq} , D y ω_{eq} , funciones de amplitud del movimiento que suelen ser constantes al atender un sistema histerético lineal.

Sistemas que al graficarlos de acuerdo con la frecuencia, resultan en un coeficiente de rigidez representado por una parábola de segundo grado, mientras que es constante el termino imaginario. La relación de amortiguamiento efectiva D , mencionada anteriormente se define gracias al amortiguamiento crítico β .

$$\beta = \frac{c}{\sqrt{2kM}} = \frac{c}{\sqrt{2M\omega}} = \frac{1}{2} \frac{c}{k} \omega \quad (1-42)$$

$$D = \beta \frac{\Omega}{\omega} \quad (1-43)$$

Siendo,

$\omega = \sqrt{\frac{k}{M}}$, la frecuencia natural del sistema sin amortiguamiento.

k , resorte K .

M, masa.

c, amortiguador.

Lo que lleva a la rigidez dinámica del sistema,

$$k^* = k_{st}(k_1 + ik_2) \quad (1-44)$$

En el cual, k_1 indica los impacto de la inercia y k_2 es el amortiguamiento efectivo al variar ambos con la frecuencia.

1.5.1.3. Interacción Cinemática

Es común encontrar cimentaciones de gran profundidad, en las cuales no es posible considerar en su análisis como puntual y superficial como en la interacción inercial, ya que llevaría a imprecisiones. Razón por la cual, se prevé la respuesta estructural por medio de la diferencia entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva de la base. (Soriano, 1989)

Despreciarla sólo es factible en casos en los que la cimentación y la estructura mantienen sincronía en su movimiento, como el caso teórico expuesto anteriormente de una cimentación superficial puntual o cuando la cimentación somera sólo se ve afectada por ondas SV que se propagan verticalmente. En caso contrario, la interacción cinemática toma importancia.

Este problema es resuelto generalmente con el uso de algoritmos como el método de elementos finitos, el método de elementos de contorno o por medio de métodos mixtos. En los cuales se superpone el campo sin estructura con el campo difractado por la cimentación rígida y sin masa, resultando de esta diferencia la excitación efectiva que la cimentación tolera de traslaciones y rotaciones. Alrededor de la cimentación, su movimiento es promediado al verse afectado por la rigidez de la cimentación, disminuyendo las traslaciones en consecuencia. Mientras que las rotaciones, se presentan por la no deformabilidad de la cimentación al ser incapaz de seguir la deformación de los desplazamientos diferenciales del suelo.

A pesar del uso de métodos numéricos para su determinación es muy efectiva, de manera práctica se puede hacer uso de soluciones aproximadas como el método que desarrollo Iguchi. Este método es conocido por su sencillez y precisión al obtener la excitación efectiva de la cimentación a través del promedio entre los desplazamientos y esfuerzos de campo libre que existe entre el suelo y la cimentación. Esto se mide a partir de un punto de referencia arbitrario (x_0, y_0, z_0) donde ocurre el movimiento de entrada del cimientto.

$$U_o = H^{-1} \iint A^T U_g dS + K^{-1} \iint A^T T_g dS \quad (1-45)$$

Donde,

$$U_o H = \iint A^T A dS = H^{-1} \iint A^T U_g dS + K^{-1} \iint A^T T_g dS \quad (1-46)$$

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z - z_0 & y_0 - y \\ 0 & 1 & 0 & z_0 - z & 0 & x - x_0 \\ 0 & 0 & 1 & y - y_0 & x_0 - x & 0 \end{bmatrix} \quad (1-47)$$

En el cual,

U_g y T_g , son los desplazamientos y esfuerzos de campo libre, respectivamente.

S, superficie de contacto que hay entre la cimentación y el suelo.

(x,y,z), cualquier punto.

La multiplicación entre A y U_o , resulta el movimiento de cualquier punto en la frontera S. Los límites de las integrales es el largo de la superficie de contacto S. En el caso de las cimentaciones superficiales el segundo término del lado derecho de U_o es nulo porque la superficie del suelo no sufre esfuerzos.

Siendo la ecuación de movimiento para este caso, la siguiente,

$$[M_{suelo}](u_{KI}) + [K^*](u_{KI}) = -[M_{suelo}](u_b(t)) \quad (1-48)$$

Donde,

M_{suelo} , la matriz de masa sin considerar la masa de la estructura y cimentación.

u_{KI} , movimiento de entrada que tiene la cimentación.

1.5.1.4. Efectos en pilas y pilotes

En el caso de pilas y pilotes, las rigideces dinámicas expuestas anteriormente sólo pueden ser usadas al cumplirse la relación,

$$L_p > L_c \quad (1-49)$$

$$L_c = 2d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.25} \quad (1-50)$$

Donde,

L_p y L_c , longitud total y activa del pilote, correspondientemente.

d, diámetro.

E_p , módulo de elasticidad del pilote.

E_s , módulo de Young del suelo.

Teniendo como enfoque a los pilotes de fricción, los modos de vibración ya sea horizontal, vertical, cabeceo y acoplado se aproximan acorde a lo estipulado por Tabla 1-13. Rigideces

dinámicas en el caso de pilotes de fricción propuesta por H. Aguilar y J. Avilés (2001)., de la modificación dada por H. Aguilar y J. Avilés (2001) a la propuesta por Gazetas (1991).

Tabla 1-13. Rigideces dinámicas en el caso de pilotes de fricción propuesta por H. Aguilar y J. Avilés (2001).

Modo de Vibración	Rigidez Estática	Coficiente de rigidez	de Coficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = \begin{cases} 0.8\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0.8\zeta + 0.175 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.17} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$
Vertical	$K_v^0 = 1.9dE_s \left(\frac{L_p}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = \begin{cases} 1 & \text{para } \frac{L_p}{d} < 15 \\ 1 + \sqrt{n} & \text{para } \frac{L_p}{d} \geq 15 \end{cases}$	$c_v = \begin{cases} 0 & \text{para } \eta \leq \frac{3.4}{\pi(1+v)}\eta_s \\ \left(\frac{0.413}{(1+v)}\left(\frac{L_p}{d}\right)^{0.33} \Psi \eta^{0.8}\right) & \text{para } \eta > \frac{5.1}{\pi(1+v)}\eta_s \end{cases}$ donde, $\Psi = (1 - e^{-\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\left(\frac{L_p}{d}\right)^{-2}}$
Cabeceo	$K_r^0 = 0.15d^3E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.75}$	$k_r = 1$	$c_r = \begin{cases} 0.25\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0.25\zeta + 0.056 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.2} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$
Acoplado	$K_{hr}^0 = -0.22d^2E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.5}$	$k_{hr} = 1$	$c_{hr} = \begin{cases} 0.5\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0.5\zeta + 0.135 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.18} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$

Siendo, $\eta = \frac{\omega d}{\beta_s}$ la frecuencia normalizada, $\eta_s = \frac{\pi d}{2H_s}$ y $\eta_p = \frac{\pi d \alpha_s}{2H_s \beta_s}$ las frecuencias fundamentales adimensionales del estrato de suelo que se encuentra en vibración transversal (β_s) y vertical (α_s), respectivamente. Por otro lado, se tiene el amortiguamiento (ζ) y la relación de Poisson (ν).

En la NTC-SISMO-2023, se encuentra una tabla similar que expone tanto las rigideces como el amortiguamiento de cimentaciones que contengan pilotes o pilas de fricción. La cuál se presenta en la siguiente Tabla 1-14.

Tabla 1-14. Rigideces y amortiguamientos en el caso de cimentaciones con pilotes o pilas de fricción de acuerdo con la NTC-2023-SISMO.

Cimentaciones con pilotes			
$K_m = K_m^0 k_m \text{ y } C_m = 2 \frac{K_m^0 C_m}{\omega}$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{Frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T}$ $\text{Parámetros de frecuencia} \begin{cases} \eta = \omega d \sqrt{\frac{\gamma_s}{g G_s}} \\ \eta_s = \frac{\pi d}{2H_s} \\ \eta_{pv} = \frac{3.4\eta_s}{[\pi(1-\nu_s)]} \end{cases}$			
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coficiente de rigidez	Coficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = \begin{cases} 0.8\zeta_s; \text{ para } \eta \leq \eta_s \\ 0.8\zeta_s + 0.175(E_p/E_s)^{0.17}\eta; \text{ para } \eta > \eta_s \end{cases}$
Vertical	$K_v^0 = 1.9dE_s \left(\frac{L_p}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = \begin{cases} 1; & \text{para } L_p/d < 15 \\ 1 + \sqrt{\eta}; & \text{para } L_p/d \geq 50 \end{cases}$ Interpolar linealmente para $15 \leq L_p/d < 50$	$c_v = \begin{cases} \zeta_s; & \text{para } \eta \leq \eta_p \\ \left(\frac{0.413}{(1-\nu_s)}\left(\frac{L_p}{d}\right)^{0.33} \left[1 - e^{-\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\left(\frac{L_p}{d}\right)^{-2}}\right] \eta^{0.8}\right); & \text{para } \eta > 1.5\eta_p \end{cases}$

1.5.1.5. Efectos de grupos en pilas y pilotes

En el estudio de la dinámica de pilotes se han propuesto distintos procedimientos, siendo uno de los más utilizados el método de superposición propuesto por Poulos (1968 y 1971) que considera el efecto que tiene un pilote sobre otro. Procedimiento que ha demostrado dar aproximaciones certeras para distintas soluciones, en el cual el dominio que un pilote activo (p) tiene sobre uno pasivo (q) al ser reemplazado este último por un eje. Dobry y Gazetas (1988) aplicando los factores de interacción proponen un método para obtener las rigideces y amortiguamientos dinámicos de pilotes en grupo según el modo de vibración.

Suponiendo un pilote de diámetro $d = 2r_0$ que oscila de manera vertical a una distancia S del pilote contiguo, se tiene la siguiente vibración vertical de un pilote/pila p respecto a un pilote/pila q,

$$\alpha_v(w) \approx \left(\frac{S}{r_0}\right)^{-0.5} e^{-\zeta\omega S/\beta} e^{-i\omega S/\beta} \quad (1-51)$$

A partir de esta expresión, se construye un sistema matricial junto con una matriz de factores de interacción para obtener una función de impedancia global del grupo de pilotes. A partir de un desplazamiento $\bar{X}_i e^{i\omega t}$ de un pilote i, se determina el de los demás pilotes,

$$\bar{X}_i = X_{ii}(1 + \Sigma\alpha_{ij}) \quad \text{para } j=1,n. \quad (1-52)$$

$$\bar{X}_i = \frac{P_i}{\bar{K}_v}(1 + \Sigma\alpha_{ij}) \quad \text{para } j=1,n. \quad (1-53)$$

Del cual, se llega al siguiente sistema matricial,

$$\frac{1}{\bar{K}_v} \begin{bmatrix} 1 & \alpha_{12} & \alpha_{13} & \cdot & \cdot & \cdot & \alpha_{1n} \\ \alpha_{21} & 1 & \alpha_{23} & \cdot & \cdot & \cdot & \alpha_{2n} \\ \alpha_{31} & \alpha_{32} & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \alpha_{3n} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \alpha_{n1} & \alpha_{n2} & \alpha_{n3} & \cdot & \cdot & \cdot & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ P_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (1-54)$$

Conteniendo la siguiente solución que iguala la rigidez dinámica vertical con la suma de fuerzas verticales que actúa en cada pilote junto con el desplazamiento que se generó,

$$\bar{K}_v^G = \frac{\Sigma P_i}{X^G} \quad (1-55)$$

Obteniendo a partir de la función de impedancia, lo siguiente:

$$X_G = X_1 = X_2 = X_3 = \dots = X_n = 1 \quad (1-56)$$

Análogamente, es posible determinar para los demás modos de vibrar los sistemas matriciales. El factor de interacción α_h que se presenta en el balanceo lateral es dependiente de la frecuencia ω , la distancia S , el ángulo θ de la línea virtual que los separa, así como de la dirección de la fuerza horizontal que se aplica. Aplicando la siguiente expresión para cualquier ángulo,

$$\alpha_h(\theta^o) \approx \alpha_h(0^o) \cos^2 \theta + \alpha_h(90^o) \sin^2 \theta \quad (1-57)$$

$$\alpha_h(0^o) \approx \left(\frac{S}{r_0}\right)^{-0.5} e^{\frac{-\zeta\omega S}{\beta L}} e^{\frac{-i\omega S}{\beta L}} \quad (1-58)$$

$$\alpha_h(90^o) \approx \alpha_v \quad (1-59)$$

Con la velocidad análoga de Lysmer,

$$\beta L = \frac{3.4\beta}{(1-\nu)} \quad (1-60)$$

En cuanto al cabeceo, este es despreciable porque no existe la interacción entre los pilotes a causa de la deformación por rotación de cada uno. Las deformaciones se presentan a pocos diámetros debajo de la cabeza de la pila/pilote, disminuyendo el campo de esfuerzos alrededor del pilote.

1.5.2. Interacción Estática Suelo-Estructura

Las cargas estáticas o pseudo-estáticas que generan efectos de deformación a largo plazo, se consideran en el fenómeno de interacción estática suelo-estructura al hacer uso del coeficiente de balastro o de rigidez estática (k). El cual se expresa de la siguiente forma,

$$\rho = k_o y \quad (1-61)$$

En cimentaciones se suele hacer uso de un módulo de reacción $k = k_o B$, siendo B el ancho del elemento de cimentación. No obstante, debido a esta característica es complicada la selección de un módulo de reacción adecuado. El enfoque está en tener un estado de equilibrio de la estructura y el suelo, sin considerar los efectos dependientes del tiempo. El comportamiento del suelo generalmente se modela utilizando parámetros como el módulo de elasticidad, la relación de Poisson y la cohesión bajo condiciones estáticas.

Su respuesta estructural es independiente del tiempo e involucra la deformación y la distribución de tensiones debido a cargas estáticas. Razón por la cual hay distintos planteamientos para considerar la interacción suelo-estructura estática, como los modelos simplificados, los modelos del semiespacio elástico y los modelos con base en elementos finitos. Siendo este último el que ha contado con más auge y aceptación por el avance de la informática en las últimas décadas.

Métodos en los cuales se considera las deformaciones de la estructura y el suelo iguales, tomando en cuenta la rigidez para calcular los desplazamientos y deformaciones del suelo de cimentación. De manera general consta de tres pasos, estos involucran el cálculo de desplazamientos de la cimentación para luego obtener los del suelo de cimentación y establecer la compatibilidad de deformaciones entre estos.

Este último es establecido por medio de una serie de reacciones de ambos (la cimentación y el suelo) para ser aplicadas juntamente y crear el mismo sistema de deformaciones diferenciales en ambos. Este tipo de formulación constituye el antecedente directo del método de subestructuración utilizado en el análisis dinámico, ya que la idea de descomponer el problema

en suelo y estructura surge precisamente de estos enfoques estáticos. Este tipo de interacción es particularmente relevante en el diseño de cimentaciones, muros de contención y estructuras subterráneas donde predominan las cargas estáticas.

1.5.3. Interacción Dinámica Suelo-Estructura

En cuanto al fenómeno de la respuesta dinámica de las estructuras, depende de diversas variables tanto del suelo como de la estructura, además de la excitación que afecta a la estructura. Siendo las modificaciones producidas en el movimiento del terreno la causa de la reacción estructural.

La principal distinción entre la interacción suelo-estructura estática y la dinámica está en su relación con el tiempo. En la estática predominan cargas lentas o sostenidas como el peso propio y la consolidación, siendo la inercia despreciable; en donde el comportamiento es gobernado por la rigidez y en caso de ser necesario la no linealidad cuasiestática del suelo. Mientras que, en la dinámica actúan cargas transitorias o cíclicas, como los sismos, el oleaje y maquinaria, teniendo que considerar la inercia del suelo y de la estructura.

También se presentan otros mecanismos como la disipación por el amortiguamiento del suelo, el amortiguamiento por radiación, es decir la energía que se propaga al suelo, y su dependencia con la frecuencia.

Describiendo cómo el movimiento del suelo afecta a una estructura durante un sismo y viceversa, se descompone en dos sistemas por el método de superposición: la interacción cinemática y la interacción inercial. La interacción cinemática define la alteración del movimiento sísmico con respecto al campo libre por la difracción de ondas sísmicas causada por la rigidez de la cimentación sin tomar en cuenta su masa, mientras que, la interacción inercial se centra en las fuerzas inerciales (funciones de impedancia) que se generan por la vibración de la estructura y cimentación, tomando en cuenta su masa. Utilizando impedancias dinámicas para representar estas interacciones, las cuales son relaciones de fuerza que por medio de resortes y amortiguadores equivalentes, representan la resistencia de un sistema a los desplazamientos y rotaciones inducidos por cargas dinámicas, los cuales impactan directamente en la respuesta de la estructura como: alargar el periodo por base flexible, variar el amortiguamiento efectivo, la aparición de cabeceo y torsión en la estructura, así como patrones de amplificación o atenuación debido al contraste de rigideces y el contenido espectral de la excitación.

Dos enfoques principales para analizar la interacción suelo-estructura es mediante el método directo o el método de subestructuración (paso a paso). El método directo, resuelve todo el sistema, es decir el suelo, la cimentación y la superestructura en un solo modelo con fronteras absorbentes. Los movimientos de campo libre $u_{ff}(t)$ se imponen en las fronteras del dominio de suelo, y se resuelven las ecuaciones de movimiento acopladas para obtener la respuesta conjunta. Este enfoque captura la interacción cinemática e inercial, así como la radiación de energía y, también, la no linealidad del suelo y de la estructura.

En el modelo se aplica el movimiento en campo libre (u_{ff}) del suelo para hacer uso de la siguiente ecuación de movimiento;

$$[M](u) + [K](u) = -[M](u_{ff}(t)) \quad (1-62)$$

Donde,

$u_{ff}(t)$, son las aceleraciones en campo libre en las fronteras del modelo.

A diferencia del método directo, en el método de subestructuración se representa a la cimentación como un apoyo rígido o por medio de resortes se representa la flexibilidad del suelo con resortes, siendo un enfoque eficiente, sin embargo, cuando se tiene no linealidades, geometrías complejas o una interacción tridimensional significativa, no es recomendable usarla debido a las simplificaciones que se realizan.

Resultando que el movimiento del suelo con la cimentación no coincide con el del campo libre, por lo que, cambian los desplazamientos relativos (drifts), las fuerzas internas, las rotaciones y crecen las demandas estructurales de la cimentación. En suelos blandos la no linealidad puede provocar la acumulación de deformaciones y excesos de presión de poro.

Siendo especialmente importante cuando se cuenta con suelos blandos o muy estratificadas con cimentaciones profundas o grupos de pilotes que desplantan edificaciones altas, puentes, turbinas, estructurar marinas, edificios con múltiples sótanos, entre otros.

1.6. Impedancia Dinámica

La impedancia dinámica es uno de los conceptos fundamentales en el estudio de la interacción dinámica suelo-estructura. Desde hace más de cuatro décadas ha sido objeto de numerosos estudios, pues permite representar de manera simplificada la rigidez y el amortiguamiento que el suelo transmite a la cimentación bajo cargas dinámicas. En líneas generales, se distinguen dos componentes principales: la interacción inercial y la interacción cinemática, que determinan, respectivamente, la excitación efectiva y la respuesta de la superestructura.

En el ámbito profesional, el suelo usualmente se modela como un material elástico lineal o viscoelástico, lo que permite definir las impedancias dependientes de la frecuencia. Para captar los efectos no lineales, se han propuesto aproximaciones sencillas. Una de ellas es el equivalente lineal, que ajusta los módulos de corte y amortiguamiento a una deformación característica promedio representativa de todo el depósito (Stewart et al., 2003). Otro introduce explícitamente la dependencia de la frecuencia en la rigidez y el amortiguamiento de la cimentación bajo cargas armónicas, sustentado en pruebas de campo realizadas por Barkan (1948) y en los análisis de Luco y Westman (1971). Estos desarrollos fueron los primeros intentos de llevar la impedancia más allá del régimen lineal, abriendo la puerta a formulaciones dependientes tanto de la frecuencia como de la amplitud de deformación.

En el régimen elástico lineal existen soluciones analíticas bien establecidas para modelar la interacción suelo–estructura mediante impedancias dinámicas. No obstante, en el régimen inelástico los avances han sido más limitados y se han apoyado principalmente en métodos numéricos, como los propuestos por Borja y Wu (1944), Caballero y Modaressi-Farahmand-Razavi, y Chatterjee y Basu (2008). Estos trabajos arrojaron resultados relevantes sobre el acoplamiento no lineal entre el suelo y la cimentación. En particular, Borja y Wu (1944) encontraron que la heterogeneidad en la masa del suelo inducida por esfuerzos incrementa los desplazamientos de la cimentación a altas frecuencias bajo cargas constantes, fenómeno crítico para el diseño de cimentaciones profundas en suelos estratificados.

El concepto de impedancia dinámica fue clave para poder acoplar el análisis del suelo con el de la superestructura. Mediante funciones complejas dependientes de la frecuencia, es posible representar de forma compacta la rigidez y el amortiguamiento del medio, su incorporación en modelos estructurales convencionales. Las formulaciones de Novak (1974, 1977) y la sistematización de Kausel y Peek (1982) marcaron un punto de quiebre, haciendo viable el cálculo práctico de cimentaciones, incluyendo el de pilotes y grupos, en suelos estratificados, integrando la interacción cinemática e inercial.

La cual es definida por la siguiente expresión, para una cimentación rígida en cualquier grado de libertad.

$$S = K + i\omega C \quad (1-63)$$

En donde,

K , el resorte que representa la rigidez dinámica.

ω , es la frecuencia cíclica de excitación.

C , es el coeficiente de amortiguamiento geométrico e hysterético.

Ecuación lineal que también se puede expresar en términos de la parte estática K por los modificadores dinámicos k y c .

$$S = K[k(a_0, v) + ia_0c(a_0, v)](1 + 2i\xi) \quad (1-64)$$

$$a_0 = \frac{\omega r}{V_s} \quad (1-65)$$

Teniendo que,

ξ , radio de amortiguamiento del comportamiento hysterético del material.

v , radio de poisson.

i , termino imaginario.

r , dimensión característica de la base interior.

Esta formulación tiene lugar la respuesta dinámica del suelo en la práctica de programas estructurales, mediante el uso de resortes y amortiguadores equivalentes dependientes de la frecuencia.

Su desarrollo se apoyó en distintos modelos. Las formulaciones tipo Winkler representan el suelo como un conjunto continuo de resortes (k) y amortiguadores (c) que están distribuidos a lo largo del elemento de cimentación, de donde se obtienen las rigideces y amortiguamientos equivalentes de manera directa. Una alternativa es la solución elastodinámica en medio continuo de Novak, incorporando las deformaciones del suelo durante la excitación, estimando el amortiguamiento por radiación de manera más realista. Teniendo estas formulaciones como base, surgieron otros modelos derivados que permiten la calibración de los parámetros de acuerdo con la geometría de la cimentación y las propiedades dinámicas del suelo.

Con el fin de tomar en cuenta la no linealidad del suelo, se recurre al uso de curvas empíricas que relacionen los esfuerzos y desplazamientos locales. Las curvas p - y describen la interacción lateral suelo-pilote por unidad de longitud y capturan fenómenos como separación (gapping) y deslizamiento. De manera similar, las curvas t - z representan la interacción entre el fuste-suelo en sentido axial y las q - z que modelan la punta. Las cuales combinadas con análisis en el tiempo o esquemas secante/tangente, estas herramientas extienden el concepto de impedancia al régimen no lineal, acercando la respuesta calculada a la real de los suelos blandos, donde la rigidez y amortiguamientos son dependientes de la deformación y la sucesión de ciclos de carga y descarga aplicada al suelo durante la excitación.

2. Estado del arte

En este capítulo se hablará tanto del origen como el desarrollo de los métodos más utilizados en el análisis de pilas y grupos de pilas que son sometidos a carga axial y carga lateral en suelos arcillosos. Estos modelos se basan en la mecánica de suelos y la teoría de la elasticidad para calcular la distribución de tensiones y deformaciones en el suelo circundante de la pila.

2.1. Modelos Analíticos

En el análisis del comportamiento de las pilas bajo carga axial fue por mucho tiempo realizada de manera empírica de la mano de la experiencia de los ingenieros usando generalmente el análisis teórico por Terzaghi y Peck (1967), sin embargo, con el paso de los años varios modelos analíticos han sido propuestos como alternativas. (Poulos,1989)

Dividiéndolos en tres categorías en la Tabla 2-1, de acuerdo con el nivel de disciplina, su base teórica y la dificultad del análisis.

Tabla 2-1. Categorías de análisis. (Poulos, 1989)

Categoría	Subdivisión	Características	Método para la determinación de parámetros
1	-	Empírica	In situ o por medio de pruebas de laboratorio con correlaciones
2	2 A	Teoría simplificada que se basa en los principios de la mecánica de suelos. Teoría elástica-lineal o plástico-rígido.	Son requeridos pruebas en el lugar que pueden requerir correlaciones.
	2 B	Similar al anterior pero la teoría es no lineal y elasto plástica.	
3	3 A	Teoría que se basa en el uso de análisis específicos del sitio con principios de la mecánica de suelos. Teoría elástica-lineal (deformación) o plástico-rígido (estabilidad).	Laboratorio cuidado con/o pruebas del lugar que siguen la correcta trayectoria de tensiones.

3 B	Similar al anterior pero es posible la no linealidad de manera simple.
3 C	Similar al anterior pero es posible la no linealidad por modelos constitutivos del comportamiento del suelo.

Exponiendo ejemplos de las distintas categorías en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2. Métodos según su categoría de análisis.

Categoría	Capacidad Axial	Asentamiento
1	Correlaciones con CPT (Schmertmann, 1975; De Ruiter & Beringen, 1979)	Aproximadas
	Correlaciones con SPT (Thorburn & McVicar, 1971; Meyerhof, 1956)	Correlaciones con el diámetro de la pila. (Meyerhof, 1959; Frank, 1985)
	Método de esfuerzo total (α) (Tomlinson, 1957; Semple & Rigden, 1984)	Deflexión de la columna multiplicada por un factor. (Focht, 1967)
	Método de esfuerzo efectivo (β) (Burland, 1973; Meyerhof, 1976; Stas & Kulhawy, 1984)	Soluciones elásticas (Randolph & Wroth, 1978; Poulos & Davis, 1980)
2 A		
2 B	Método de esfuerzo efectivo (β) (Fleming et al., 1985)	Soluciones elásticas modificadas para el deslizamiento (Poulos & Davis, 1980)
3 A	Soluciones de plasticidad para la capacidad portante en punta. (Giroud et al., 1973; Meyerhof, 1963)	Elástico finita Análisis de elementos (Valliappan et al., 1974)
3 B	Análisis de transferencia de carga no lineal (Cole & Reese, 1966; Kraft et al., 1981)	
	Análisis de elementos de borde no lineal (Poulos & Davis, 1980)	
	Análisis de elementos finitos no lineal (Desai, 1974; Jardine et al., 1986)	

2.1.1. Capacidad de Carga

La estimación de la capacidad de carga de una pila es dependiente de varios factores como las características con las que cuenta en longitud, forma y el área transversal; la configuración del suelo y sus propiedades a corto y largo plazo; el método constructivo usado para instalarla. Esta puede ser calculada de dos maneras, por medio de la punta en compresión que es mejor conocida como la resistencia a punta y por el esfuerzo cortante que se tiene a lo largo de la superficie latera, es decir la fricción lateral. La mayoría de los pilotes trabajan por medio de ambas resistencias, en este apartado se mencionarán algunos métodos conocidos y usados internacionalmente.

2.1.1.1. Capacidad de Carga por Punta

La carga por punta se expresa generalmente como se muestra en la siguiente ecuación, la cual se deriva de la ecuación general de Terzaghi,

$$q_{hp} = C'Nc^* + q'Nq^* + \frac{1}{2}\gamma DN\gamma^* \quad (2-1)$$

Donde,

Nc^* , Nq^* y $N\gamma^*$ son factores de carga que ya contienen factores de corrección de forma y de profundidad.

D, es el diámetro o ancho respectivo.

Debido a que este último valor suele ser poco significativo (Brinch-Hansen, 1961), se multiplica por el área de sección del pilote.

$$Q_p = (C'Nc^* + q'Nq^*)A_p \quad (2-2)$$

Donde,

A_p , Área de sección de la punta del pilote

Nc^* y Nq^* , Factores de capacidad de carga.

C' , cohesión de suelo en la punta del pilote.

q' , esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote.

Existiendo varios métodos para la determinación de Q_p , siendo los factores de capacidad de carga los que han dado pie a discusiones y a diferentes tipos de teorías y formulaciones. Mostrando la recopilación de Vesic (1967) para Nq que está en función del ángulo de resistencia al corte, desde los valores más conservadores a los más resistentes en el siguiente diagrama.

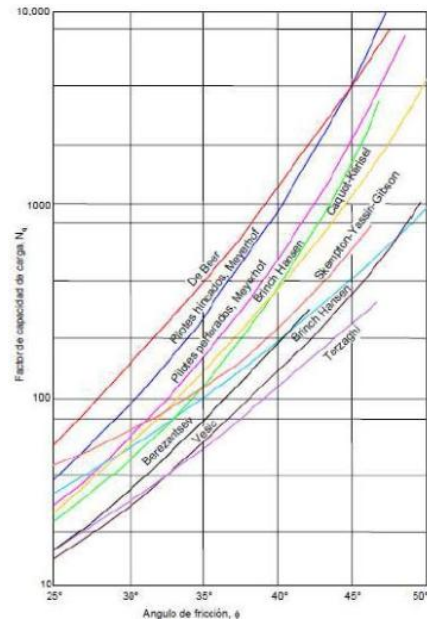


Figura 2-1. Factor de capacidad de carga N_q de acuerdo con distintos autores. (Vesic, 1967)

2.1.1.1.1. Método de Meyerhof

2.1.1.1.1.1. Suelos granulares

La capacidad última de la punta es,

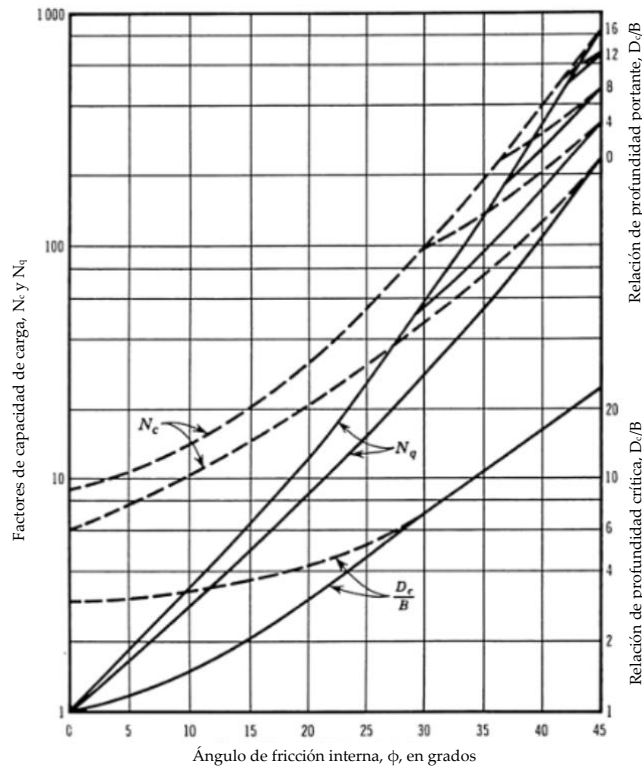
$$q_p = p_o N_q \leq q_l \quad (2-3)$$

Siendo,

p_o , presión efectiva de sobrecarga en la punta.

N_q , factor de capacidad de carga respecto a la presión de sobrecarga (Figura 2-2).

q_l , valor límite para la resistencia de la punta $\frac{D}{B} \geq \frac{D_c}{B}$ con B es el ancho de la pila, D la profundidad, D_c la profundidad crítica de penetración de la pila.



**Figura 2-2. Factor de Capacidad de Carga N_q para distintos radios de profundidad.
(Meyerhof, 1976)**

El valor límite q_l se determina por medio de la resistencia de la penetración estática con cono q_c en arena homogénea como se muestra en la siguiente Figura 2-3. También existe una relación con el ángulo de fricción interna que de manera aproximada equivale a $q_l = 0.5N_q \tan \phi$, limitando el esfuerzo vertical efectivo cerca de la punta de la pila en falla que puede tener valores de 25 kN/m² para arena suelta a 50 kN/m² para arena densa, el cual es independiente del esfuerzo efectivo de sobrecarga y las condiciones del agua subterránea que superan la profundidad crítica.

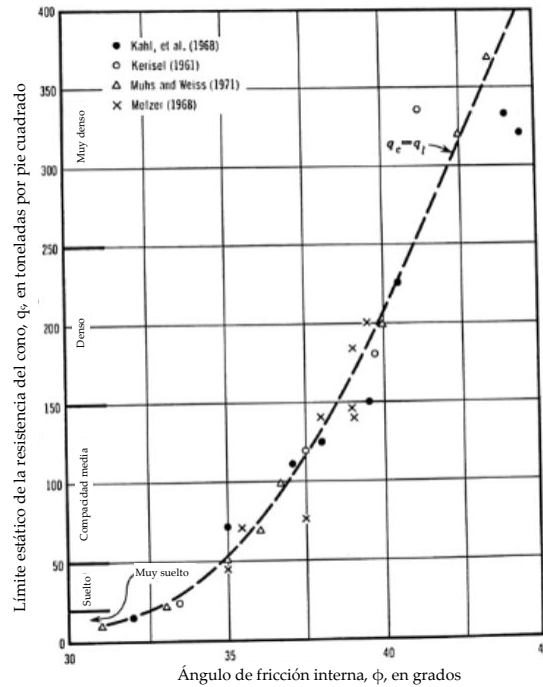


Figura 2-3. Relación aproximada entre el límite de la resistencia estática de cono con el ángulo de fricción de arena.

Tomando en cuenta ciertas consideraciones, no es posible hacer uso de N_q de manera convencional cuando las pilas sobrepasan la profundidad crítica o penetran material compresible a un estrato firme. Por lo que, q_p se vuelve independiente de la sobrecarga de la punta.

$$q_p = q_o + \frac{(q_l - q_o)D_b}{10B} \leq q_l \quad (2-4)$$

De manera conservadora, se hace uso de la siguiente expresión,

$$q_p = \frac{q_l D_b}{10B} \leq q_l \quad (2-5)$$

En donde,

q_o, q_l , limitan la resistencia de la punta entre el estrato superior débil y el estrato inferior firme, respectivamente.

D_b , profundidad penetrante de la pila en el estrato firme.

B , ancho de la pila.

A través de relaciones empíricas de resistencia estáticas y dinámicas de pruebas de penetración para suelos no cohesivos de acuerdo con las características del tamaño de grano de arena o grava y el análisis de las pruebas de carga, se puede hacer su uso para estimaciones preliminares del último punto de resistencia y la fricción. En el caso de pilas con una longitud D_b en un estrato de

arena con una resistencia puntual unitaria en la punta del pilote de 100 kN/m², la fricción se puede aproximar a,

$$q_p = \frac{0.4ND_b}{B} \leq 4N \quad (2-6)$$

Considerando que,

N, resistencia promedio de la penetración estándar en golpes por 0.3 m.

Sugiriendo la siguiente relación,

$$f_s = \frac{\bar{N}}{50} \quad (2-7)$$

Con,

$\bar{N}$, resistencia promedio de la penetración estándar en golpes por 0.3 m a lo largo de la longitud empotrada del pilote.

Para pilas en limo no plástico se obtiene una mejor concordancia utilizando un límite superior aproximando de,

$$q_p = 3N \text{ (Figura 2-4)} \quad (2-8)$$

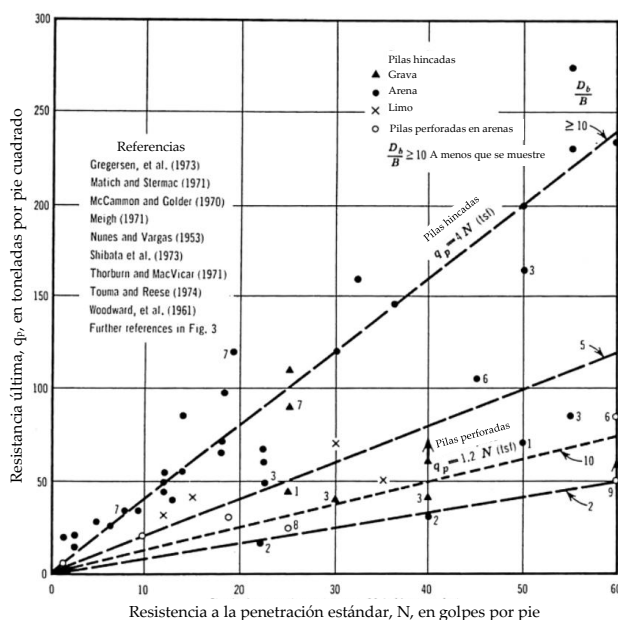


Figura 2-4. Relación empírica entre qp y N. (Meyerhof, 1972)

2.1.1.1.1.2. Suelos cohesivos

Realizando las mismas suposiciones que para los suelos no cohesivos, en el caso de suelos cohesivos homogéneos la resistencia última de la punta se expresa de la siguiente forma,

$$q_p = cN_c + p_o N_q \leq q_m \quad (2-9)$$

Donde,

c , cohesión del suelo promedio cerca de la punta.

N_c , factor de capacidad de carga de acuerdo con la cohesión (Gráfica 3).

q_m , valor límite unitario de la resistencia de punta debajo de la profundidad crítica.

2.1.1.1.2. Método de esfuerzo total (α)

Método que se usa en suelos cohesivos para obtener la capacidad de carga a corto plazo de pilotes. El cual se basa en la resistencia al corte sin drenar. Para suelos cohesivos se hace uso de la ecuación de Terzaghi donde se tiene la siguiente capacidad portante en la base del pilote,

$$f_b = (c_u)_b N_c \quad (2-10)$$

Donde,

$(c_u)_b$, es la fuerza cortante sin drenar del suelo cohesivo que se encuentra debajo de la base de la pila.

N_c , es el coeficiente de capacidad portante que se puede asumir como 9.0 (Skempton, 1959).

Teniendo la siguiente capacidad de carga en la punta,

$$Q_p = f_b A_b = (c_u)_b N_c A_b \quad (2-11)$$

Siendo,

A_b , área de sección transversal de la punta de la pila.

2.1.1.1.3. Método de esfuerzo efectivo (β)

Método que es usado para calcular tanto la capacidad de carga a corto plazo como a largo plazo en suelos cohesivos y no cohesivos. El cual se basa en el análisis del esfuerzo efectivo. Haciendo uso de la ecuación de Terzaghi, se puede calcular de la siguiente manera,

$$f_b = (\sigma'_v)_b N_q + c'_b N_c \quad (2-12)$$

Donde,

$(\sigma'_v)_b$, esfuerzo efectivo vertical de la base de la pila

c'_b , cohesión del suelo debajo de la base de la pila

N_q, N_c , coeficientes de capacidad de carga

Obteniendo la siguiente capacidad de carga,

$$Q_p = f_b A_b = [(\sigma'_v)_b N_q + c'_b N_c] A_b \quad (2-13)$$

Siendo,

A_b , área de sección transversal de la punta de la pila.

Para los coeficientes de capacidad de carga Janbu (1976) presenta las siguientes estimaciones para diversos suelos,

$$N_q = \left(\tan \phi' + \sqrt{1 + \tan^2 \phi'} \right)^2 \exp (2\eta \tan \phi') \quad (2-14)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (2-15)$$

Donde,

η , ángulo que defina la forma de la superficie de corte alrededor de la punta de un pilote.

$$\eta \begin{cases} \frac{\pi}{3} & \text{para arcillas suaves} \\ 0.58\pi & \text{para arenas densas} \end{cases}$$

2.1.1.1.4. Método de O'Neill y Reese

2.1.1.1.4.1. Suelos cohesivos

Respaldando la expresión propuesta por Skempton (1951) con pruebas de carga en pilas instrumentadas,

$$f_p = N_c^* S_u \quad (2-16)$$

Donde,

N_c^* , factor de carga de acuerdo con Skempton (1951). Asumiendo que alcanza la falla se hace uso de la siguiente expresión,

$$N_c^* = 1.33(\ln |I_r| + 1) \quad (2-17)$$

Donde,

I_r , Índice de rigidez.

En el caso de los estratos arcillosos, el caso crítico se presenta cuando se tiene solamente un comportamiento cohesivo ($\Phi=0$). Teniendo la siguiente expresión para el índice de rigidez,

$$I_r = \frac{E_s}{3S_u} \quad (2-18)$$

Donde,

E_s , Módulo de Young en condiciones no drenadas = 741 N_{spt} [kPa].

S_u , Resistencia cortante no drenada promedio en un rango de profundidad que se encuentre entre la punta de la pila y dos veces su diámetro.

2.1.1.1.4.2. Suelos granulares

Se relaciona la capacidad de carga unitaria de acuerdo con el número de golpes N_{60} promedio desde la punta de la pila hasta una profundidad que iguale 2 veces su diámetro. De igual manera, se espera que alcance un desplazamiento del 5% del diámetro de la base.

$$f_p = 0.0575N_{60} \leq 2.90 \text{ [MPa]} \quad \text{Para } L \geq 10 \text{ m} \quad (2-19)$$

Donde,

L , longitud de la pila.

2.1.1.1.5. Método de Poulos y Davis

2.1.1.1.5.1. Suelos cohesivos

Con el fin de obtener la resistencia unitaria de la punta se recomienda hacer uso de la siguiente ecuación, de acuerdo con Poulos y Davus (1980),

$$f_p = (S_u N_c + \sigma_{vb}) \quad (2-20)$$

Donde,

S_u , resistencia al cortante no drenada.

N_c , factor de capacidad de carga.

σ_{vb} , esfuerzo vertical efectivo en la punta de la pila de acuerdo con lo estipulado por Vesic (1967).

Para el factor de capacidad de carga N_c , se ha estimado por diversos autores. El propuesto por Ladanyi (1963) es el siguiente,

$$N_c = 1 + \frac{4}{3} \left[1 + \ln \left(\frac{E_s}{3S_u} \right) \right] \quad (2-21)$$

Donde,

N_c , factor de capacidad de carga propuesto por Ladanyi.

S_u , resistencia al cortante no drenada promedio que se encuentra a una profundidad entre la punta de la pila y dos veces el diámetro de esta.

2.1.1.1.5.2. Suelos granulares

Se utiliza la siguiente ecuación en el caso de la resistencia unitaria por punta en arenas,

$$f_p = \sigma'_{vb} N_q \quad (2-22)$$

Donde,

σ'_{vb} , esfuerzo vertical efectivo en la base de la pila según Vesic (1967).

N_q , factor de capacidad de carga de acuerdo con Berezantev et al. (1961) que se evalúa acorde al valor ϕ (Figura 2-5). Se relaciona de manera indirecta con el número de golpes N_{60p} promedio para profundidades que se encuentren entre la pila y dos veces su diámetro.

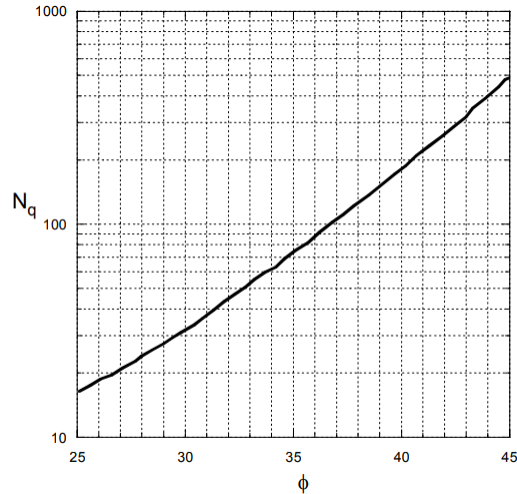


Figura 2-5. Relación entre N_q y ϕ , según Berezantzev et al. (1961).

2.1.1.1.6. Método de la FHWA88 Modificado

Método adaptado del propuesto por el manual de la Federal Highway Administration (1999) en donde Wysocky incluye el criterio propuesto por Resse y O'Neil (1988).

Para su aplicación se debe de cumplir con ciertas condiciones como tener una longitud de pila mayor a 4.5 m con un diámetro mayor a 0.3 m con un desplazamiento de por lo menos el 4% de su diámetro o mostrar en la curva-desplazamiento un pico en las pruebas de capacidad de carga. De igual manera, la capacidad de carga por fricción debe contar con mínimo 13 mm y fallar debido a la capacidad portante del suelo, que no debe de tener valores de N_{60} mayores a 75 golpes.

2.1.1.1.6.1. Suelos cohesivos

En el caso de la resistencia unitaria por punta no se sufren cambios respecto al método original, en donde en lugar de considerar la variación del factor de capacidad de carga N_n se utiliza un valor constante de 9.

$$f_p = 9S_u \quad (2-23)$$

2.1.1.1.6.2. Suelos granulares

En el caso de las arenas se utilizan valores de N_{60} promedio del estrato que se encuentra debajo de la pila hasta alcanzar dos veces su diámetro.

$$f_p = 67N_{60} \quad (2-24)$$

2.1.1.1.7. Método de Decourt

Propuesto en 1995, se basa en el número de golpes de acuerdo con la penetración estándar y los coeficientes del suelo.

2.1.1.1.7.1. Suelos cohesivos

En arcillas se cuenta con la siguiente expresión,

$$f_p = k_2 N_{60p} \quad (2-25)$$

Donde,

k_2 , 80 en arcillas.

N_{60p} , promedio de N_{60} de los estratos en los que se desarrolla el mecanismo de falla de la pila, de la punta hasta dos veces el diámetro de la pila.

2.1.1.1.7.2. Suelos granulares

Dada por la siguiente expresión,

$$f_p = k_2 N_{60p} \quad (2-26)$$

Donde,

k_2 , 165 en arenas, 115 en limos arenosos y 100 en limos arcillosos.

N_{60p} , promedio de N_{60} de los estratos en los que se desarrolla el mecanismo de falla de la pila, de la punta hasta dos veces el diámetro de la pila.

2.1.1.2. Capacidad de Carga por Fricción

Es expresada la resistencia por fricción de la siguiente manera,

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f \quad (2-27)$$

Donde,

p , el perímetro de la sección del pilote

ΔL , la longitud del pilote en la que se consideran constantes los valores de p y f .

f , la resistencia unitaria por fricción a una profundidad z .

Existiendo varios métodos para poder estimar Q_s .

2.1.1.2.1. Método de Meyerhof

2.1.1.2.1.1. Suelos granulares

El valor promedio de la fricción en el fuste en arena homogénea, está dada por,

$$f_s = K_s \bar{p}_o \tan \delta \leq f_l \quad (2-28)$$

En donde,

K_s , coeficiente promedio de la presión de la tierra en el fuste de la pila.

$\bar{p}_o$, presión efectiva de sobrecarga promedio a lo largo de la pila.

δ , ángulo de fricción.

f_l , valor limite promedio de la fricción del fuste para $\frac{D}{B} \geq \frac{D_c}{B}$.

No obstante, no solo depende de estos factores. También, depende de la compresibilidad del suelo, el esfuerzo horizontal del suelo inicial que es representado por el coeficiente de presión de la tierra en reposo K_0 , el tamaño de la pila y la forma. Los valores de f_l y K_s , sólo pueden ser deducidos de pruebas de carga en las pilas del sitio, asimismo es posible tener un estimado de la primera mediante pruebas de penetración.

El análisis de las pruebas de carga en pilotes instrumentados en arena muestra que la fricción cutánea unitaria local última f_z , aumenta a lo largo de la porción superior de un pilote hasta un máximo para después disminuir hasta un mínimo en la punta del pilote siendo f_s . Gracias a esto, el coeficiente local de presión de tierra K_z , disminuye con la profundidad a lo largo del pilote desde un máximo cerca de la parte superior en donde K_z puede ser similar al coeficiente de tierra pasivo hasta un mínimo cerca de la punta del pilote el cual puede ser menor que la presión efectiva de la tierra inicial K_0 , siendo el promedio del último valor de K_z denotado como K_s . En cuanto al análisis de pilas corta encima de la profundidad crítica en arena homogénea normalmente consolidada indica que el valor de K_s inicial para un ángulo de fricción ϕ , varía considerablemente a partir de un límite inferior de aproximadamente K_0 en arena suelta a cuatro veces este valor o más para arena densa debió a los efectos de dilatación y otros factores.

Por lo que, esta teoría no se puede usar en pilas con un largo más grandes que 15-20 veces el diámetro de la pila porque el valor f_s se vuelve independiente de la presión efectiva de sobrecarga promedio a lo largo de la pila y es dada por f_l .

2.1.1.2.1.2. Suelos cohesivos

La fricción promedio unitaria se expresa usualmente como,

$$c_a = \alpha c_u \quad (2-29)$$

Teniendo que,

α , coeficiente de adhesión empírico.

c_u , fuerza cortante de arcilla sin alterar a lo largo de la longitud empotrada del pilote.

Los valores de $\alpha \begin{cases} \approx 1 \text{ para arcillas blandas} \\ \approx 0.5 \text{ o menos para arcillas duras} \end{cases}$ varían de acuerdo con la naturaleza y fuerza del suelo. No obstante, en las últimas etapas la resistencia del fuste estará gobernado por los parámetros del esfuerzo cortante drenado efectivo, c y ϕ para arcilla remodelada que está fallando cerca de la arcilla. Donde se tiene la siguiente fricción efectiva unitaria f_s de arcilla homogénea,

$$f_s = c + K_s \bar{p}_o \tan \delta \leq c_u \quad (2-30)$$

Asumiendo, que el exceso de la presión de poro es despreciable tomando en cuenta la presión efectiva de sobrecarga. La cual se puede aproximar para pilas en arcilla saturada con la resistencia

cortante drenada de suelo remoldeado para el cual la cohesión generalmente se puede considerar como cero, obteniendo lo siguiente:

$$f_s = \beta \bar{p}_o \leq c_u \quad (2-31)$$

En donde,

$$\beta = K_s \tan \phi \quad (2-32)$$

En el caso de la arcilla blanda saturada se tiene que $K_s \approx K_o$, por lo que el factor de fricción cambia a,

$$\beta = (1 - \sin \phi) \tan \phi \quad (2-33)$$

El cual varia se 0.2 a 0.3 para el rango típico de ϕ en arcillas. En el cual se puede estimar de manera aproximada,

$$K_o = (1 - \sin \phi) \sqrt{R_o} \quad (2-34)$$

Siendo,

R_o , radio de sobreconsolidación de la arcilla.

También es posible estimar la fricción por medio de relaciones semi-empíricas basadas en la resistencia cortante promedio sin drenar y la presión efectiva de sobrecarga a lo largo del fuste o solamente con la resistencia cortante sin drenar.

$$f_s = c_u \tan \phi \quad (2-35)$$

2.1.1.2.2. Método de esfuerzo total (α)

La resistencia unitaria por fricción entre la pila y el suelo que la rodea determina la resistencia por rozamiento desarrollada entre estos elementos. En este método se asume que el esfuerzo cortante esta es proporcional a la resistencia al corte sin drenaje como se muestra a continuación:

$$f_s = \alpha c_u \quad (2-36)$$

Obteniendo α (Figura 2-6) de una ecuación semiempírica realizada por diversos autores (API, 1984; Semple and Ridgen, 1984; Fleming et al., 1985). A modo de ejemplificación se muestra la ecuación sugerida por el primer autor nombrado anteriormente donde α se encuentra en función de c_u .

$$\alpha = \begin{cases} 1 - \frac{c_u - 25}{90} & \text{para } 25 \text{ kPa} < c_u < 70 \text{ kPa} \\ 1 & \text{para } c_u \leq 25 \text{ kPa} \\ 0.5 & \text{para } c_u \geq 70 \text{ kPa} \end{cases}$$

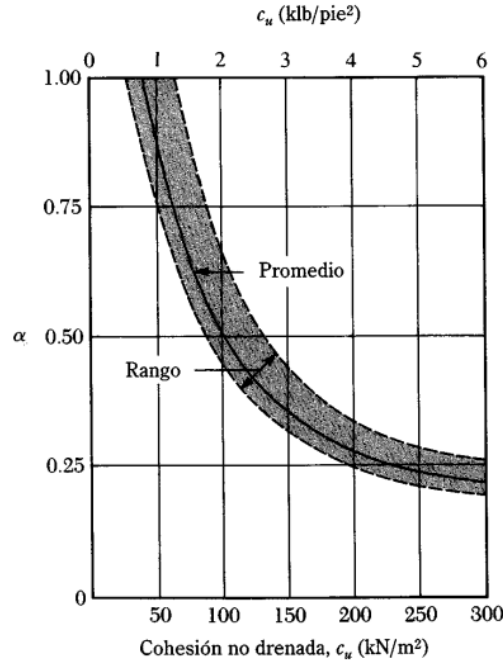


Figura 2-6. Variación de α en función de la cohesión no drenada de una arcilla. (“Análisis y factibilidad técnica para fundaciones”)

Calculando la fuerza de fricción entre la superficie de una pila con el suelo, se tiene que,

$$Q_s = f_s * (\text{área de contacto}) = \alpha c_u * \text{perimetro} * \text{longitud} \quad (2-37)$$

Para una pila de diámetro variable, queda de la siguiente forma,

$$Q_s = \sum_{i=1}^{i=n} [\alpha_i (c_u)_i * \text{perimetro}_i * \text{longitud}_i] \quad (2-38)$$

2.1.1.2.3. Método de esfuerzo efectivo (β)

En una pila que se encuentra en un suelo blando homogéneo completamente saturados se tiene un esfuerzo efectivo lateral promedio σ'_h , causado por el suelo que lo rodea. Este esfuerzo se puede tomar como el esfuerzo que actúa a la mitad de la pila. Mientras que el esfuerzo de fricción f_s entre la pila y el suelo se calcula por medio del factor de fricción μ entre la pila y el suelo σ'_h . Por lo que, $f_s = \mu \sigma'_h$ pero se sabe que $\sigma'_h = \sigma'_v K_0$, siendo σ'_v el esfuerzo efectivo vertical a la mitad de la pila y K_0 es el coeficiente de la presión lateral de la tierra en reposo. Obteniendo finalmente que, $f_s = \mu \sigma'_v K_0$

La fricción entre la superficie de la pila y el suelo, está dada por la siguiente ecuación,

$$Q_f = f_s * (\text{área de contacto}) = \sigma'_v \mu K_0 * \text{perimetro} * \text{longitud} = \sigma'_v \beta * \text{perimetro} * \text{longitud}$$

Donde,

$$\beta = \sigma'_v K_0 \quad (2-39)$$

El coeficiente de la presión lateral de la tierra en reposo, está dada de manera general por:

$$K_0 = (1 - \sin \phi')(OCR)^{0.5} \quad (2-40)$$

Donde

OCR, es el radio de sobreconsolidación.

$$OCR \begin{cases} 1, \text{arcillas consolidadas} \\ > 1, \text{arcillas sobreconsolidadas} \end{cases}$$

Teniendo para una pila con diámetro variable en un sistema de diversas capas n,

$$Q_s = \sum_{i=1}^{i=n} [(\sigma'_v)_i \beta_i * \text{perimetro}_i * \text{longitud}_i] \quad (2-41)$$

2.1.1.2.4. Método de O'Neill y Reese

2.1.1.2.4.1. Suelos cohesivos

Basado en el método alfa descrito anteriormente, se tiene la siguiente expresión,

$$f_s = \alpha S_u \quad (2-42)$$

Donde,

f_s , resistencia unitaria en el cuerpo de la pila con una profundidad z.

S_u , es la resistencia al cortante no drenada de la profundidad z.

α , es el factor empírico que va acorde con la resistencia al corte no drenada.

El factor empírico α , se expresa con las siguientes ecuaciones. Resultados de las pruebas de carga realizadas en pilas instrumentadas de pilas que se colaron en el lugar.

$$\alpha \begin{cases} 0.55 \text{ para } \frac{S_u}{P_A} < 1.5 \\ 0.55 - 0.10 \left(\frac{S_u}{P_A} - 1.5 \right) \text{ para } 1.5 \leq \frac{S_u}{P_A} \leq 2.5 \end{cases}$$

Donde,

P_A , presión atmosférica de 101.3 kPa.

2.1.1.2.4.2. Suelos granulares

Tanto en suelos arenosos como limosos se fundamenta la siguiente expresión por medio del método beta descrito anteriormente.

$$f_s = \beta \sigma'_z \quad (2-43)$$

Donde,

f_s , resistencia unitaria en el cuerpo de la pila con una profundidad z.

σ'_z , esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z .

β , factor que mezcla la influencia del coeficiente de presión lateral de tierras y la tangente del ángulo de fricción en la interfaz del concreto con el suelo.

El valor que se obtiene no es un límite teórico, sino que uno máximo de acuerdo con las pruebas experimentales expedidas por los autores. En caso de usarse para valores más altos, es posible justificarlo según las pruebas de carga del proyecto.

De esta manera, por medio de la siguiente expresión se calcula el parámetro β ,

$$\beta = 1.5 - 0.245\sqrt{Z(m)} \quad \text{para } 0.25 \leq \beta \leq 1.20 \quad (2-44)$$

No obstante, en caso de que se presenten un número de golpes N_{60} menor o igual a 15, se tiene la siguiente expresión,

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245\sqrt{Z(m)}) \quad \text{para } N_{60} \leq 15 \quad (2-45)$$

Donde,

Z , profundidad en metros.

N_{60} , Número de golpes SPT, con corrección de la energía del martillo.

2.1.1.2.5. Método de Poulos y Davis

2.1.1.2.5.1. Suelos cohesivos

La resistencia unitaria del fuste en estratos que se encuentran en suelos arcillosos para pilas coladas es la siguiente,

$$f_s = C_a \quad (2-46)$$

Donde,

C_a , adherencia no drenada que irrumpe el suelo y la profundidad de la pila Z .

Este último valor depende de diversos factores como el suelo, la clase de pila que se utiliza y su método constructivo. Diversos investigadores han establecido la correlación entre la resistencia al cortante no drenada C_a y las pilas de desplazamiento S_u . No obstante en pilas coladas in situ no se han reportado en demasía estos valores, por lo que normalmente se relaciona con la arcilla de Londres con valores de entre 0.25 y 0.7 de acuerdo con Golder y Leonard (1954), Tomlinson (1957) y Skempton (1959). De manera conservadora, se utiliza 0.45 para el análisis.

2.1.1.2.5.2. Suelos granulares

Dada por la siguiente expresión,

$$f_s = \sigma'_v K_s \tan \phi'_a \quad (2-47)$$

Siendo,

σ'_v , esfuerzo efectivo vertical que se tiene a lo largo de la pila.

K_s , coeficiente de presión lateral de tierras establecido por Meyerhof (1956).

$\tan\phi'_a$, tangente del ángulo de fricción dado en la interfaz entre el suelo y la pila de acuerdo con Meyerhof (1956).

2.1.1.2.6. Método de la FHWA88 Modificado

2.1.1.2.6.1. Suelos cohesivos

A través de la variable α , acuñada por Chen y Kulhawy (1994) se analiza la resistencia unitaria a la fricción de arcillas.

$$\alpha = 0.31 + 0.17 \left(\frac{P_a}{S_u} \right) \quad (2-48)$$

Con la siguiente resistencia,

$$f_s = \alpha S_u < 260 \text{ kPa} \quad (2-49)$$

2.1.1.2.6.2. Suelos granulares

En este caso se utiliza la siguiente expresión,

$$f_s = 4N_{60} \quad (2-50)$$

Donde,

L, longitud de la pila.

N_{60} , número de golpes que se corrigen por energía a lo largo de la L.

2.1.1.2.7. Método de Decourt

2.1.1.2.7.1. Suelos cohesivos

En arcillas se cuenta con la siguiente expresión,

$$f_s = (2.8N_{60} + 10) \quad (2-51)$$

Donde,

N_{60} , número de golpes que se corrigen por energía a lo largo de la L.

2.1.1.2.7.2. Suelos granulares

Dada por la siguiente expresión,

$$f_s = 0.6(2.8N_{60} + 10) \quad (2-52)$$

Donde,

N_{60} , número de golpes que se corrigen por energía a lo largo de la L.

2.1.1.3. Capacidad de Carga Última

La capacidad de carga última es la resistencia de la punta Q_p y la resistencia del fuste de la pila Q_s .

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p A_p + f_s A_s \quad (2-53)$$

En donde,

q_p , capacidad de carga de la pila.

A_p , área de la punta de la pila.

f_s , fricción promedio en el cuerpo de la pila.

A_s , área del eje del pilote.

Los cuales se obtienen a través de diversos métodos mostrando algunos de ellos en los apartados anteriores. No obstante, a través de la obtención de la capacidad de carga última se obtiene la capacidad de carga admisible la cual es la anterior afectada por un factor de seguridad según las características tanto de la estructura como del terreno.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS} \quad (2-54)$$

Donde,

Q_{adm} , capacidad de carga admisible de carga para cada pilote.

FS , factor de seguridad, varía entre 2.5 y 4 según las incertidumbre del cálculo de la carga última.

2.1.2. Fricción Negativa

El movimiento que tiene una pila con el suelo ocasiona un esfuerzo cortante en la interfaz de la pila y el suelo. La causa de este movimiento se debe a la carga inducida en la pila que la presiona hacia el suelo o la empuja hacia arriba; también se puede producir un movimiento cuando el suelo se asienta en la pila o en los suelos expansivos esto sucede cuando el suelo se mueve hacia arriba tomando como referencia a la posición de la pila. Por lo que, si el movimiento de la pila es hacia abajo el esfuerzo cortante en la pila es hacia arriba, siendo esta la dirección positiva. En caso contrario, si el movimiento es hacia arriba se tiene un esfuerzo cortante negativo que es llamado positivo o negativo.

La terminología ha ido cambiado a través del tiempo, primero se refirió como la fricción del pilote pero hoy en día es usado el término resistencia del eje. A pesar de su similitud, hay diferencias entre estos términos. Mientras que, la resistencia del eje positiva y negativa es inducida por el esfuerzo cortante de la carga en la pila debido al empuje o tracción de esta, la fricción negativa y positiva es impulsada por la fuerza cortante del suelo expansivo o consolidado, respectivamente.

De acuerdo con diversos autores (Johannsen & Bjerrum, 1965; Bjerrum et al., 1969 y Bozozuk, 1972), la fricción negativa genera una carga de arrastre que muchas veces excede las cargas permitidas de manera ordinaria. Su presencia sucede cuando hay presencia de asentamientos en el suelo circundado por la consolidación del peso de una sobrecarga o relleno de arcilla.

El movimiento necesario para que se desarrolle esta fricción observado por algunos autores (Walker & Darvall, 1973; Bjerin, 1977; Bozozuk, 1981; Bjerrum et al., 1969), indican que no hay presencia de deslizamiento entre el suelo circundante y la pila sino que un movimiento escaso es todo lo que se necesita para poder generar un esfuerzo cortante o cambiar la dirección de este esfuerzo en la interfaz de la pila-suelo.

La fricción positiva a lo largo de la superficie de la pila y el suelo sucede cuando la pila se asienta de acuerdo con el suelo que se encuentra alrededor (Figura 2-7). De manera general, la carga axial P es contrarrestada con la fricción positiva F_p y la reacción de la punta Q .

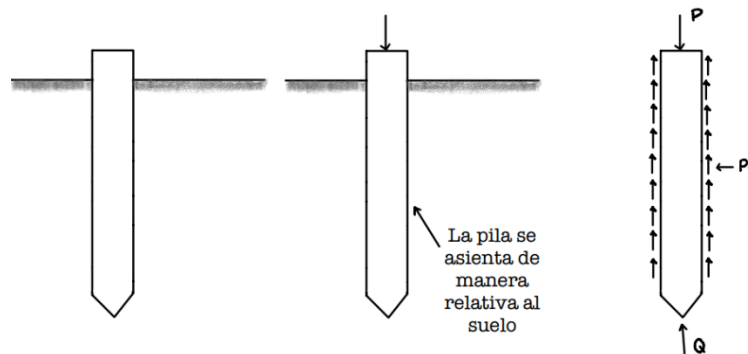


Figura 2-7. Fricción positiva.

Mientras que, la fricción negativa se desarrolla a lo largo de la superficie entre el suelo y la pila cuando el suelo se asienta respecto a la pila (Figura 2-8). Esto ocurre normalmente cuando se tiene una sobrecarga en la superficie del suelo, un relleno reciente, la reducción de los niveles piezométricos por bombeo de agua de acuíferos, abatimiento del nivel freático por evaporación o recarga insuficiente, así como el remoldeo debido a la hincia de los pilotes.

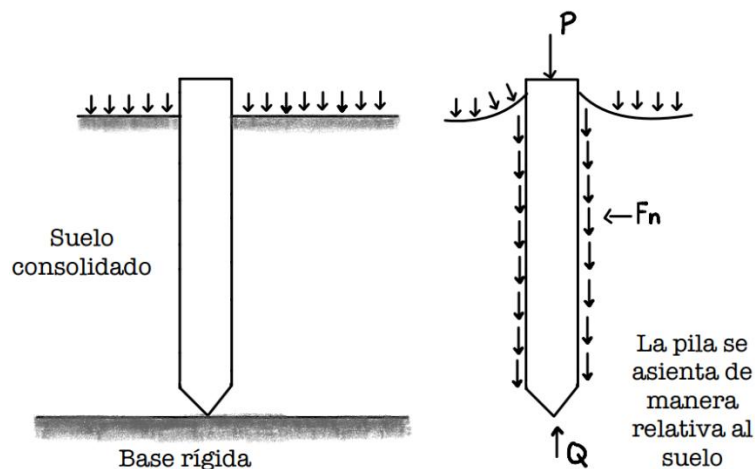


Figura 2-8. Fricción negativa.

La presencia de ambos casos a lo largo de una pila, sucede por el cambio de dirección de asentamiento entre la pila y el suelo. Mejor conocido como el plano neutro (Figura 2-9), punto donde se presenta la carga axial máxima que puede ocurrir en la pila. Encima de este punto se genera fricción negativa debido a que el suelo tiende a asentarse más que la pila y por el contrario, debajo de este punto predomina fricción positiva. No hay desplazamiento entre la pila y el suelo, siendo el punto en donde la fuerza cortante cambia de fuerza de fricción negativa a fuerza del eje positiva.

La posición del plano neutro es determinada por diversas condiciones entre el suelo y la pila como la rigidez relativa entre el suelo y la pila, la estratigrafía, los asentamientos del terreno, la carga estructural, entre otros. Cuando la pila se apoya en un estrato competente, el plano neutro suele quedar próximo a la punta o dentro del estrato portante. Por lo que, se tendrá fricción negativa en la mayoría del tramo superior del fuste y fricción positiva en las cercanías a la punta, donde la carga de arrastre se concentra alrededor del plano neutro, la cual se transmite a la punta junto con la carga de la superestructura.

En el caso en el que la pila trabaje por fricción en suelos compresibles, el plano neutro tiende a ubicarse en la mitad superior del fuste. Acortando la presencia de la fricción negativa a sólo el tramo superior del fuste, mientras que el tramo inferior aporta fricción positiva. Dependiendo la magnitud de arrastre del asentamiento inducido y el grado de movilización en el fuste.

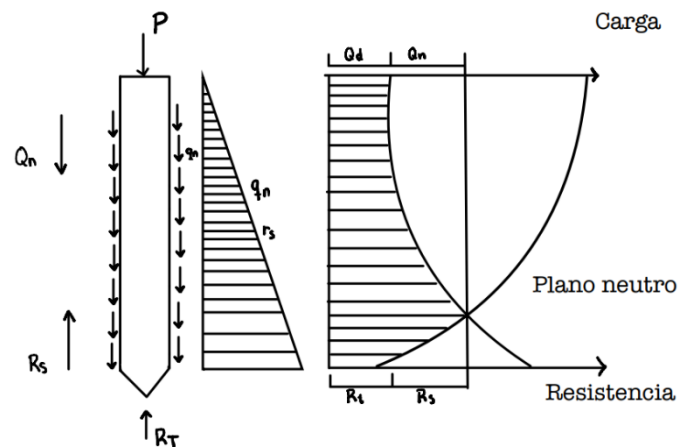


Figura 2-9. Plano neutro.

A través del tiempo es imposible no generar asentamientos que ocasionan un ligero desplazamiento entre la pila y el suelo que como se mencionó anteriormente puede ser lo suficientemente grande para que se tenga una fuerza cortante a lo largo de la pila, llegando a la conclusión de que todas las pilas presentan movimiento de arrastre. Debido a esto, las cargas vivas y las cargas muertas no se combinan porque en algún momento la fuerza cortante cambia de dirección.

Ocasionando que la fricción negativa sea proporcional al esfuerzo de sobrecarga que sufre el suelo alrededor de la pila (Johannessen and Bjerrum, 1965). Siguiendo la siguiente relación,

$$q_n = \beta \sigma'_v = MK_s \tan \varphi' \quad (2-55)$$

Donde,

q_n , fricción negativa

β , constante de proporcionalidad determinada experimentalmente (Tabla 2-3 y Figura 2-10).

K_s , coeficiente de la presión de la tierra en el suelo

φ' , fricción de la tierra

M , radio de la pared de fricción

$$M = \frac{\tan \delta'}{\tan \varphi'} \quad (\text{Bozozuk, 1972}) \quad (2-56)$$

Siendo la constante de proporcionalidad variable según el tipo de suelo, se muestran las reportadas por algunos autores en la siguiente tabla y gráfica.

Tabla 2-3. Valores de β según diversos autores.

Autor(es)	Tipo de suelo	β
Bjerrum et al (1969)	Arcilla limosa suave	0.2-0.3
Bjerin (1977)	Arcilla de consistencia de mediana a firme	0.2-0.25

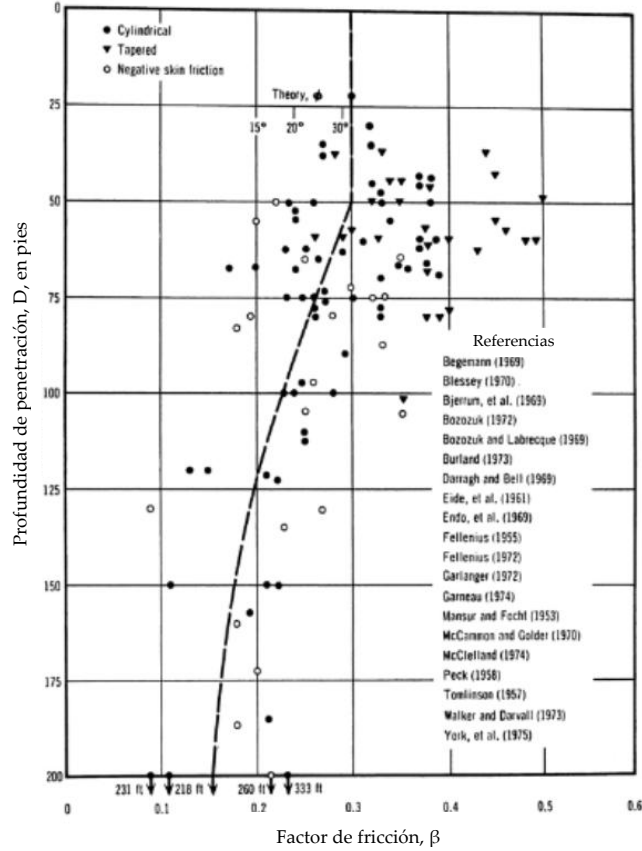


Figura 2-10. Factores de fricción positiva y negativa para pilas en arcilla suave y media.

Después, Zeevaert (1959; 1972) presentó un método basado en el esfuerzo de sobrecarga creado por el suelo que se cuelga de la pila para obtener la fricción negativa. Siendo, DeBeer (1966) el que se dio a la tarea de diseñar gráficas de acuerdo con este método. La diferencia entre el esfuerzo cortante, la fricción y la resistencia del eje hacen que se tengan seis posibles casos en los que se puede cargar la pila axialmente.

En el caso de que la fricción negativa se presente desde la parte superior del pilote con una fricción negativa en el nivel $i-1$ igual a cero y el esfuerzo $\sigma_{0i} = \sigma_{i-1}$. La cual se calcula de la siguiente manera,

$$(FN)_i = (\sigma_{0i} - \sigma_i) \overline{a_i} \quad (2-57)$$

Por otro lado, si la fricción se desarrolla en la punta del pilote, se tiene la siguiente expresión,

$$(FN)_{i-1} = (\sigma_{0i} - \sigma_i) \overline{a_{i-1}} \quad (2-58)$$

Donde,

FN , la fricción negativa

σ_{0i} , esfuerzo efectivo inicial

σ_i , esfuerzo efectivo final por la fricción negativa

$\bar{a}_i$, área tributaria del pilote o pila

Esta condición de carga, debe de cumplir con la siguiente condición:

$$P + FN \leq Q_u + FP \quad (2-59)$$

Como ya se mencionó anteriormente, todas las pilas están sujetas a presentar fricción negativa y fuerza de arrastre. Sin embargo, si la carga estructural de la pila no es excedida se tienen asentamientos menores que no significan ningún problema. En caso de que se presente un asentamiento grande el empuje de arrastre inducido en la pila no es diferente en el caso de un asentamiento mínimo pero si es una pila inclinada está se podría curvar, este tipo de pilas junto con daños ocasionados durante su instalación reducen la capacidad de soporte por lo que esto no debe ocurrir.

En caso de que los cálculos de diseño muestren que los asentamientos son excesivos se puede optar por diversas soluciones como incrementar el largo de la pila o disminuir su diámetro podrían hacer que se trabajara. Esto no siempre es posible, siendo el recubrimiento bituminoso, el uso de bentonita para rodear la pila y electroósmosis opciones viables para reducir la fricción negativa. El más efectivo de estos tres es el recubrimiento bituminoso reduciendo un 90% la fricción con la técnica de Bjerrum et al. (1965).

2.1.3. Asentamientos

Las cargas que intervienen en las pilas de manera irremediable generan un asentamiento, sin embargo, su cálculo se dificulta por la cantidad de factores que se deben de considerar como la magnitud de la carga con la que se trabaja, la forma y dimensiones de la pila, la forma y espacio entre pilas de un grupo, las características entre el suelo y la pila, propiedades características tanto del suelo como de la pila.

Sin embargo, al calcular el asentamiento de un pilote bajo carga axial es ocasionado por tres factores,

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (2-60)$$

Teniendo que,

s , asentamiento total del pilote.

s_1 , asentamiento elástico del pilote.

s_2 , asentamiento por la carga en la punta del pilote.

s_3 , asentamiento por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote.

En caso de que se suponga elástico el material del pilote, se remonta a los principios fundamentales de la mecánica de materiales.

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (2-61)$$

Donde,

Q_{wp} , carga en la punta en condiciones de carga de trabajo.

Q_{ws} , carga por resistencia superficial en condiciones de carga de trabajo.

A_p , área de la sección transversal del pilote.

L , longitud del pilote.

E_p , módulo de elasticidad del material del pilote.

ξ , depende de la distribución de la resistencia por fricción a lo largo del fuste f (Figura 2-11).

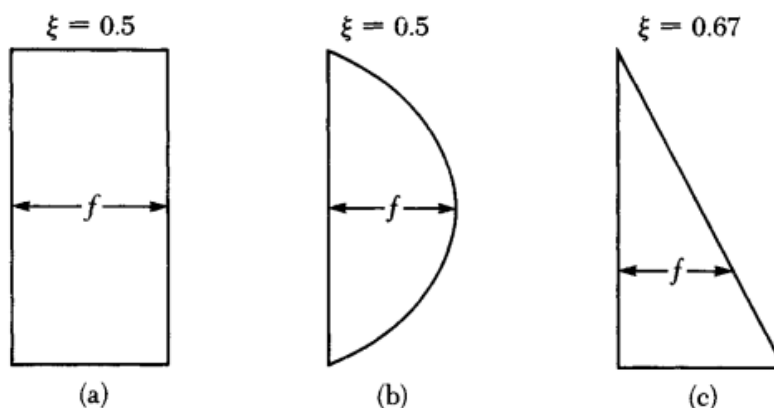


Figura 2-11. Distribución de f junto con los valores de ξ correspondientes.

Por otro lado, el asentamiento debido a la carga en la punta se expresa como se muestra a continuación,

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (2-62)$$

Donde,

D , ancho o perímetro del pilote.

q_{wp} , carga puntual por área unitaria en la punta.

E_s , módulo de elasticidad del suelo o del estrato situado debajo de la punta del pilote.

μ_s , relación de Poisson del suelo

I_{wp} , factor de influencia que suele tener un valor de 0.85.

También se cuenta con un método semi-empírico propuesto por Vesic (1977) para obtener este asentamiento.

$$s_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \quad (2-63)$$

Donde,

q_p , resistencia última en la punta.

C_p , coeficiente empírico (Tabla 2-4).

Tabla 2-4. Valores típico de C_p . (Vesic, 1977)

Tipo de suelo	Pilote hincado	Pilote perforado
---------------	----------------	------------------

Arena (densa a suelta)	0.02-0.04	0.09-0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02-0.03	0.03-0.06
Limo (denso a suelto)	0.03-0.05	0.09-0.12

El asentamiento ocasionado por la carga que es transmitida a lo largo del fuste tiene la siguiente relación,

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (2-64)$$

Teniendo que,

p , perímetro del pilote

L , longitud empotrada del pilote

I_{ws} , factor de influencia con una relación $I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$ (Vesic, 1977).

Considerando que la relación $\left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right)$ es el promedio de f a lo largo del fuste de pilote.

Igualmente se tiene una relación empírica propuesta por Vesic (1977),

$$s_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} \text{ con } C_s = \left(0.96 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) C_p \quad (2-65)$$

2.1.4. Capacidad de Carga Lateral

La presión pasiva del suelo que rodea al elemento hace que este resista cargas laterales. Según la rigidez del pilote, del suelo y la restricción en los extremos de este es el grado de distribución de la reacción que sufre el suelo. Estos se clasifican en dos tipos principalmente en pilotes cortos/rígidos y pilotes largos/elásticos, siendo capaces de observar la variación de fuerza cortante y momento flexionante Figura 2-12.

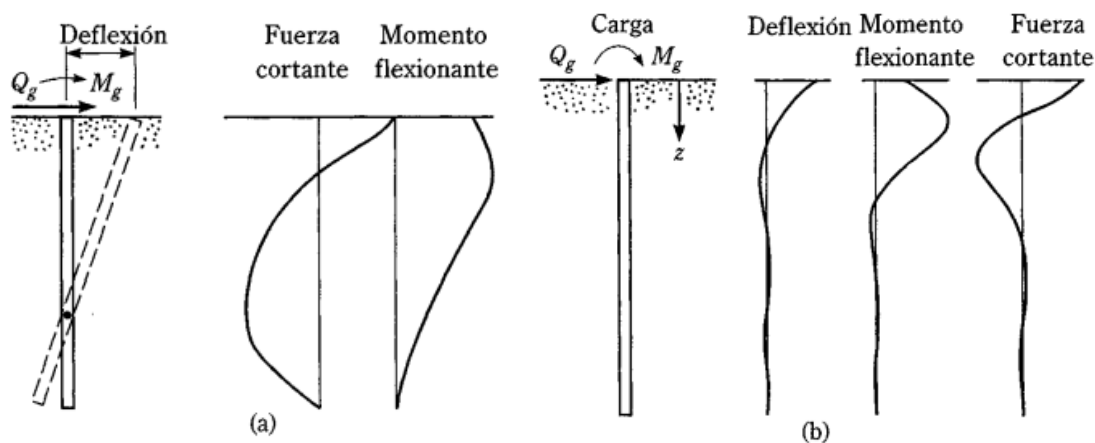


Figura 2-12. Variación en la deflexión, momento y fuerza cortante en pilotes (a) rígidos y (b) elásticos.

Las cargas permisibles en el fuste pueden ser determinadas por medio de distintos criterios de falla, tomando en consideración la falla ultima de carga o el desplazamiento permisible a partir del cual se define un valor de carga aceptable. La interacción suelo-estructura es tan rígida que en muchos casos se asume un comportamiento no lineal del suelo sin considerar cambios en la forma de la estructura pero en pilas esto no puede ser pasado por alto y se debe considerar la deformación tanto de la pila como del suelo debido a la interdependencia que tienen entre sí, por lo que las soluciones iterativas son necesarias.

Para evaluar la capacidad de carga lateral máxima de pilotes, se dispone de dos métodos ampliamente utilizados: el método de Brinch Hansen (1961) y el método de Broms (1964). Ambos métodos se basan en la teoría de distribución de la presión de tierras. Por otro lado, para el cálculo de las deflexiones laterales principalmente se usan dos enfoques, el enfoque de reacción del subsuelo propuesto por Reese y Matlock (1960) o el enfoque elástico continuo de Poulos (1971).

2.1.4.1. Método de Broms

Autor que desarrolló una solución simplificada para pilotes cargados lateralmente para el caso de pilotes cortos con una falla cortante del suelo y para los pilotes largos, considerando una flexión del pilote gobernada por la resistencia de fluencia de la sección del pilote de acuerdo con el tipo de suelo.

En pilotes largos en suelos cohesivos, Broms diseñó las siguientes curvas de diseño (Figura 2-13) para que a partir del momento flector se obtenga la resistencia lateral última según las restricciones de este.

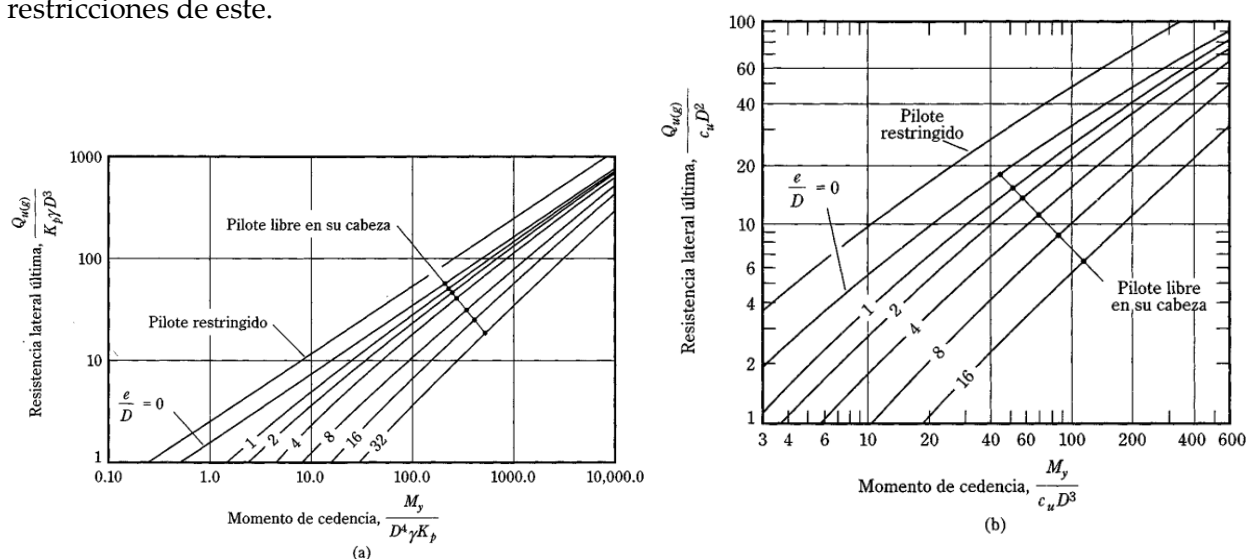


Figura 2-13. Solución de Broms para resistencia lateral última de pilotes largos (a) en arena y (b) en arcilla.

Al realizar la solución es necesario revisarla. Tomando en cuenta que la deflexión de la cabeza del pilote, conocida como x_0 , se obtiene por medio de la siguiente gráfica,

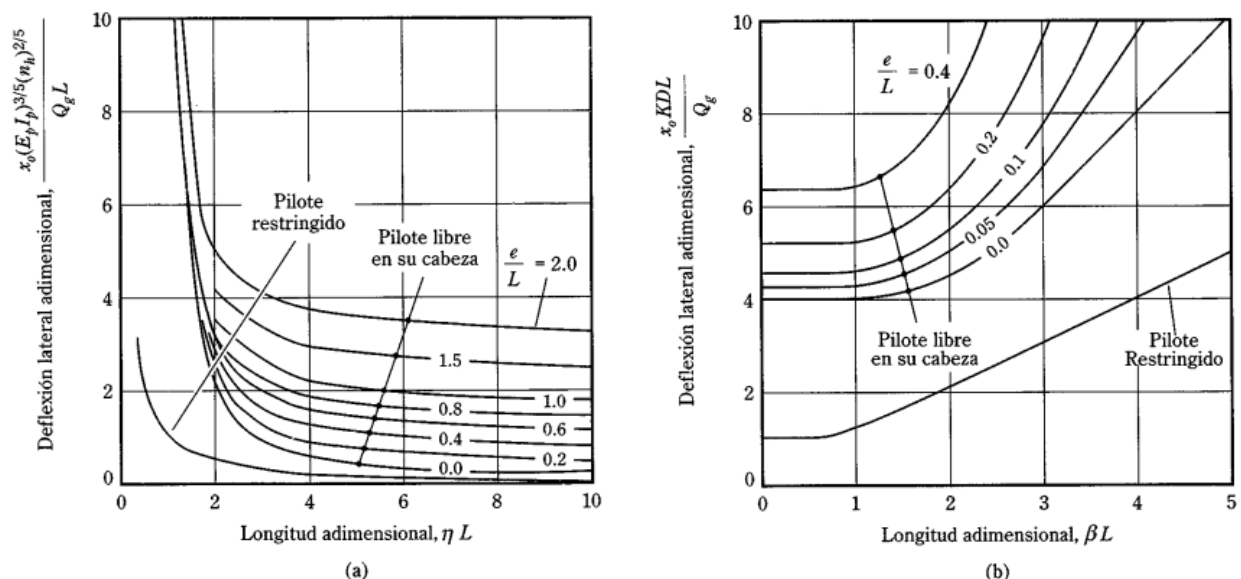


Figura 2-14. Solución de Broms para obtener la deflexión de la cabeza de un pilote (a) en arena y (b) en arcilla.

En donde se expresa de la siguiente manera $\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_p I_p}}$ con n_h siendo un rango para suelo granular (Tabla 2-5) y arcilla (Figura 2-14.b Figura 2-14. Solución de Broms para obtener la deflexión de la cabeza de un pilote (a) en arena y (b) en arcilla.).

Siendo,

Q_g , la carga de trabajo

$K = \frac{\text{presión} \left[\frac{kN}{m^2} \right]}{\text{desplazamiento} [m]}$, el módulo horizontal del suelo

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4E_p I_p}}.$$

Tabla 2-5. Valores típicos de n_h para suelos granulares.

Suelo	n_h kN/m ³
Arena Seca o Húmeda	
Suelta	1800-2200
Media	5500-7000
Densa	15000-18000
Arena Sumergida	
Suelta	1000-1400

Media	3500-4500
Densa	9000-12000

Se pueden presentar diversos valores de la longitud adimensional βL en la Figura 2-14.b, por lo que se resume el desplazamiento lateral a nivel de la superficie del suelo en la siguiente tabla.

Tabla 2-6. Desplazamiento lateral a nivel de la superficie de suelos cohesivos a partir de la longitud adimensional.

βL	Y_0
≤ 1.5	$\frac{4P \left(1 + 1.5 \frac{e}{L} \right)}{k_h b L}$
≤ 0.5 , con rotación restringida en la cabeza	$\frac{P}{k_h b L}$
	$\frac{2P\beta(e\beta + 1)}{k_\infty b}$
	Coficiente de balastro horizontal para un pilote infinito.
≥ 2.5	$k_\infty = \frac{\alpha k_o}{b}$
	$\alpha = 0.52^{12} \sqrt{\frac{k_o b^4}{E_p I_p}}$, siendo de manera aproximada con un ensayo uniaxial del suelo y del material respectivamente:
	$\alpha = n_1 n_2$ (Tabla 2-7)
≥ 1.5 , con restricción en la cabeza	$\frac{P\beta}{k_\infty b}$
Arena Sumergida	
Suelta	1000-1400
Media	3500-4500
Densa	9000-12000

Tabla 2-7. Coeficiente n_1 y n_2 .

Coeficientes n_1 y n_2	
Fuerza de compresión no confinada, q_u	Coeficiente n_1
$\frac{ton}{m^2}$	
< 0.5	0.32
0.5-2	0.36

>2	0.40
Material de la pila	Coefficiente n ₂
Acero	1
Concreto	1.15
Madera	1.30

2.1.4.2. Método de Brinch Hansen

Método que se basa en el ángulo de fricción interna del suelo y en la cohesión, asume que el material de la pila es lo suficientemente rígido, por lo que no se deforma. Debido a esto, el cuerpo rota respecto a una profundidad debajo de la superficie del suelo, arriba de este centro de rotación actúa la presión pasiva en el lado derecho de la pila, mientras que en el lado izquierdo del cuerpo se presente la presión activa en el cuerpo. Asimismo, debajo del centro de rotación se asume el mismo comportamiento de manera opuesta.

La resistencia lateral última por unidad de área frontal de la pila a cualquier profundidad ρ_u , está dada por la siguiente ecuación,

$$\rho_u = K_q \gamma z + c K_c \quad (2-66)$$

Donde,

K_q y K_c , coeficientes de la presión de la tierra propuestos por el autor en función de ϕ' .

γ , unidad efectiva del peso del suelo.

2.1.4.3. Solución de la Reacción de la Subrasante

El enfoque fue primero acuñado por Palmer & Thompson (1948) para ser después desarrollado más a profundidad por Resse y Matlock (1956).

2.1.4.3.1. Comportamiento Elástico del Suelo

La capacidad de carga lateral se puede tomar como una losa sobre el terreno que está siendo sometida a una carga distribuida pero la resistencia del suelo no se desarrolla en base a esto, sino a los desplazamiento de flexión y cortantes del elemento de la cimentación profunda que se aplica en el punto de transferencias de las cargas estructurales a la subestructura. De igual forma, el módulo elástico del suelo varía con la profundidad y es proporcional al coeficiente de reacción del subsuelo k_n .

Representando las hipótesis de Winkler (Figura 2-15), que es una aproximación del comportamiento del suelo ante una carga distribuida. Donde de manera simplificada el suelo que es un medio elástico es reemplazado por una serie de resortes elásticos que son independientes e infinitamente cercanos entre sí.

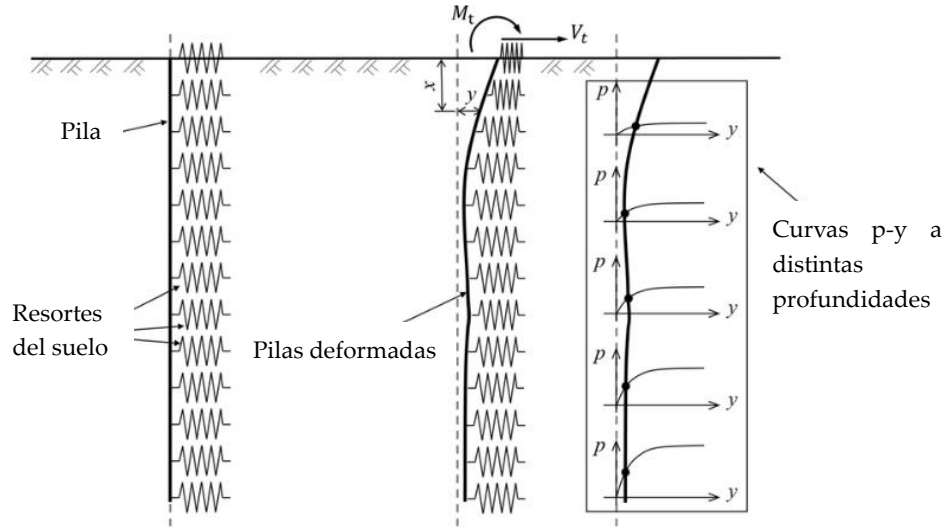


Figura 2-15. Analogía de Winkler para cimentaciones profundas.

Teniendo la siguiente ecuación,

$$p = k_h y \quad (2-67)$$

Donde,

k_h , la reacción del subsuelo.

p , la presión sobre el suelo.

y , deflexión de la pila.

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k_h y}{EI} = 0 \quad (2-68)$$

Esta solución depende de los siguientes parámetros:

$$y = f(x, T, L, k_h, EI, Q_g, M_g) \quad (2-69)$$

Donde,

x , profundidad debajo del suelo.

T , factor de rigidez relativa para el fuste y el suelo.

L , longitud del fuste.

K_h , módulo de la reacción horizontal del subsuelo.

EI , rigidez.

Q_g , carga lateral en la cabeza del fuste.

M_g , momento aplicado en la cabeza del fuste.

En el caso de desplazamientos menores, se puede considerar el desplazamiento debido a la carga lateral y el desplazamiento por el momento considerados de manera separada a través del concepto de curvas $p-y$ que será explicado con más detalle posteriormente.

Por lo que, el desplazamiento total puede ser representado como,

$$y = y_a + y_b \quad (2-70)$$

Donde,

y_a , desplazamiento debido a la carga lateral Q_g .

y_b , desplazamiento debido al momento M_g .

Teniendo la siguiente ecuación sugerida por Reese y Matlock (1962)

$$\frac{y_a EI}{Q_g T^3} = A_y, \frac{y_b EI}{M_g T^2} = B_y, \frac{x}{T} = Z, \frac{L}{T} = Z_{m\acute{a}x}, \frac{K_h T^4}{EI} = \varphi(x) \quad (2-71)$$

Siendo los primeros dos términos los coeficientes de deflexión para carga lateral y de momento, los siguientes dos son los coeficientes de profundidad y profundidad máxima, para al final obtener la función del módulo del suelo.

De manera simplificada, Palmer & Thompson lo presentan de la siguiente forma,

$$k_h = k_L \left(\frac{z}{L} \right)^N \quad (2-72)$$

Siendo,

k_L , el valor de k_h en la punta de la pila en donde $z=L$.

n , coeficiente que debe ser mayor a cero.

Sin embargo, para arenas y arcillas consolidadas en cargas de largo plazo, n se considera como una unidad. Por otro lado, para arcillas sobreconsolidadas se considera como cero.

De manera general se usa $n=1$ con una variación de k_h respecto a la profundidad de la pila en suelos no cohesivos y arcillas normalmente consolidadas porque aumenta su fuerza con la profundidad por la presión de la sobrecarga.

$$k_h = n_h \left(\frac{z}{d} \right) \quad (2-73)$$

Donde,

n_h , coeficiente de la reacción del subsuelo.

d , diámetro de la pila.

En el caso de suelos cohesivos hay diversas correlaciones propuestas como se muestra en la siguiente tabla,

Tabla 2-8. Correlaciones empíricas de k_h para suelos cohesivos.

Autores	k_h	Parámetros
Broms (1946)	$1.67 \left(\frac{E_{50}}{d} \right)$	E_{50} , módulo secante a la mitad del esfuerzo último en una prueba no drenada. d , diámetro de la pila.

$$\text{Skempton (1951)} \quad (80 - 320) \left(\frac{C_u}{d} \right) \quad \begin{array}{l} C_u, \text{ fuerza cortante no} \\ \text{drenada.} \\ d, \text{ diámetro de la pila.} \end{array}$$

Para suelos cohesivos cuya reacción del subsuelo incrementa con la profundidad expresada por la ultima corrección, se cuenta con los siguiente valores típicos de n_h de diversos autores.

Tabla 2-9. Valores típicos de n_h para suelos cohesivos.

Tipo de Suelo	$n_h \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	Autor (es)
Arcilla suave NC	163-3447	Reese & Matlock (1956)
	271-543	Davidsson & Prakash (1963)
Arcilla orgánica NC	179-271	Peck & Davisson (1962)
	179-814	Davisson (1970)
Turba	54	Davisson (1970)
	27-109	Wilson & Hilts (1967)
Loess	7872-10858	Bowles (1968)

2.1.5. Efectos de Grupo

Frecuentemente, las pilas o pilotes se construyen en grupos con el fin de poder transmitir fácilmente la carga estructural del suelo teniendo un encepado encima de este grupo. Normalmente suelen tener una separación “d” de alrededor de 3D y 3.5D, siendo la mínima de centro a centro del pilote de 2.5D.

2.1.5.1. Eficiencia del Grupo

La eficiencia con la que cuenta un grupo de pilotes respecto a su capacidad de soporte de carga se puede definir de la siguiente manera:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \quad (2-74)$$

Donde,

η , eficiencia de grupo

$Q_{g(u)}$, capacidad de carga máxima del grupo de pilotes

Q_u , capacidad de carga máxima sin tomar en cuenta el efecto de grupo de cada pilote.

No obstante, se debe considerar el tipo de suelo en el que está desplantado el pilote porque si no se puede ver afectada la eficiencia de grupo.

En el caso de las arcillas la eficiencia puede llegar a tener valores de 0.6 o menos, en caso de que no se cuente con un espaciamiento que cumpla con el mínimo. Teniendo en cuenta, las siguientes ecuaciones empíricas para suelos cohesivos.

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90nm} \right] \theta \quad \text{Converse-Labarrane} \quad (2-75)$$

Siendo,

n, número de pilotes por columna.

m, número de pilotes por fila.

$\theta = \tan\left(\frac{D}{d}\right)$, D = diámetro del pilote, d= separación entre pilotes

$$\eta = \left\{ 1 - \left[\frac{11d}{72(d^2-1)} \right] \left[\frac{n+m-2}{n+m-1} \right] \right\} + \frac{0.3}{n+m} \quad \text{Seller Kenny} \quad (2-76)$$

Donde,

d, se considera en pies.

2.1.5.2. Capacidad última

La resolución de la capacidad de carga de los pilotes en grupo es complicada y no se ha llevado a cabo completamente. Tomando en cuenta la suposición de que los esfuerzos que son llevados a cabo por los pilotes se traslapan debido a su contigüidad, se reduce la capacidad de soporte de carga de los pilotes. Esta capacidad última de carga de grupo de pilotes se obtiene de la siguiente manera si se encuentra en un medio arcilloso:

1. Se desarrolla la siguiente ecuación,

$$\sum Q_u = n_1 n_2 (Q_p + Q_s) \quad (2-77)$$

Por medio de la siguiente ecuación para pilotes en arcillas saturadas en condiciones sin drenaje ($\phi=0$).

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9 c_u A_p \quad (2-78)$$

Resultando en que,

$$Q_p = A_p [9 c_{u(p)}] \quad (2-79)$$

Siendo,

$c_{u(p)}$, la cohesión no drenada de la arcilla en la punta del pilote.

Por otro lado, se tiene que:

$$Q_s = \sum \alpha p c_u \Delta L \quad (2-80)$$

Obteniendo que,

$$\sum Q_u = n_1 n_2 \left[9c_{u(p)} A_p + \sum \alpha p c_u \Delta L \right] \quad (2-81)$$

2. Se determina la capacidad última de los pilotes en grupo que están involucrados, considerándolos como un bloque con las dimensiones de $L_g \times B_g \times L$. Teniendo la siguiente resistencia superficial del bloque,

$$\sum \alpha p c_u \Delta L = \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \quad (2-82)$$

Mientras que la capacidad de soporte de la punta se obtiene a partir de,

$$A_p q_p = N_c^* c_{u(p)} A_p = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^* \quad (2-83)$$

De la siguiente variación de N_c^* ,

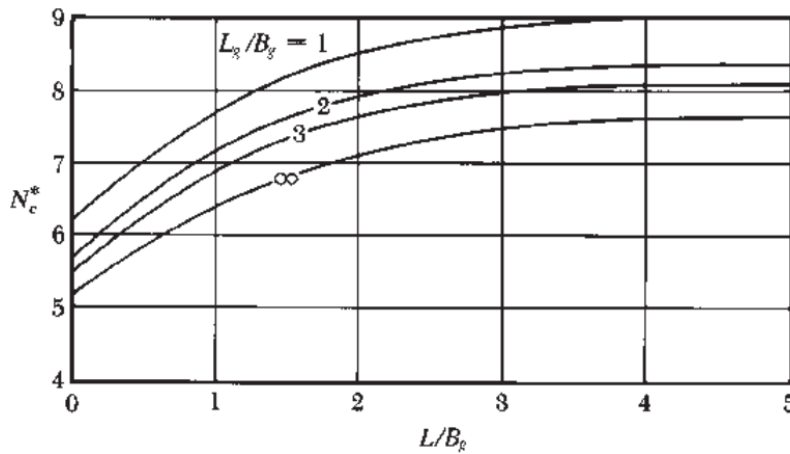


Figura 2-16. Variación de N_c^* con respecto a L_g/B_g y L/B_g .

Se puede determinar entonces la siguiente expresión para la carga última,

$$\sum Q_u = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \quad (2-84)$$

3. Realizar la comparación entre los valores obtenidos para cada una de las expresiones para carga última, tomando el menor valor para $Q_{g(u)}$.

2.1.5.3. Asentamientos

El asentamiento de pilotes individuales suele considerarse insignificante, no obstante, en el caso de un grupo de pilotes este es apreciable. Su estimación anteriormente, se basaba en el uso de datos empíricos o simplificaciones de la teoría de consolidación unidimensional.

Actualmente, con el uso de la teoría de la elasticidad a través de métodos analíticos se ha tenido un mayor éxito para determinar los asentamientos (Poulos H.D. & E.H., 1980). Sin embargo, estas son aproximadas y no se tiene una manera precisa para su obtención.

De manera general un grupo de dos pilotes con condiciones elásticas se considera que los asentamientos desde el centro son equivalentes siendo afectado el desplazamiento por el segundo pilote que se encuentra. Teniendo la siguiente ecuación,

$$\alpha = \frac{\text{asentamiento adicional debido al pilote contiguo}}{\text{asentamiento del pilote debido a su propia carga}} \quad (2-85)$$

El factor de interacción α varia de acuerdo con el espacio que existe entre los pilotes. Considerando que 1 es cuando se encuentran superpuestos y 0 si la distancia es infinita.

En el caso de los grupos de pilotes con mayor número de pilotes, se aplica el mismo análisis en donde se asume que tienen el mismo espaciamiento y actúan de la misma manera. Determinando que para un grupo n de pilotes idénticos, cualquier pilote k tiene el asentamiento p_k como se muestra a continuación (Poulos H.D. & E.H., 1980),

$$p_k = p_l \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n (P_j \alpha_{kj}) + p_l P_k \quad (2-86)$$

Teniendo que,

p_l , desplazamiento de un pilote individual bajo una unidad de carga.

P_j , carga en el pilote j.

α_{kj} , factor de interacción por el espaciamiento entre los pilotes k y j.

Poulos (1980), determino una fórmula para obtener los asentamientos de un grupo de pilotes pero esta cambia según las condiciones del suelo, de los pilotes, así como de la capa. En el caso de suelos arcillosos, el asentamiento de un pilote i en un grupo determinado se obtiene de la siguiente forma,

$$p_i = p_l \left(Q_i + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n (Q_j \alpha_{ij}) \right) \quad (2-87)$$

Siendo,

p_i , asentamiento del pilote i que se encuentra sometido a una carga unitaria.

Q_i , carga del pilote i.

Q_j , carga del pilote j el cual es cualquier pilote del grupo de pilotes por turno.

α_{ij} , factor de interacción de los pilotes i y j.

Si se tiene el caso en que los elementos cuentan con longitudes distintas, la relación (h/L) se ve afectada de manera mínima, por lo que se puede hacer uso de la solución sin problema alguno. En el caso que los elementos cuenten con diámetros o anchos distintos para obtener el factor de interacción se tiene que hacer uso de la relación (B/S).

2.1.5.4. Carga lateral

En el caso en que se sometan a cargas laterales un grupo de pilotes, estos se diferencian enormemente del comportamiento de los pilotes aislados debido a la interacción que hay entre el pilote-suelo-pilote se presentan mayores cargas, deflexiones y momentos de los que se tendría si sólo fuera un pilote individual. (Sainea V., 2011).

En 1988, Dan Brown realizó un análisis de este comportamiento. Determinando que el grupo de pilotes tenía mayor desviación que un pilote individual con una carga promedio parecida. Además, encontró un patrón entre la respuesta del pilote con su posición con los pilotes de la primera fila más rígidos que los que se encontraban en la última fila.

Por medio de estudios teóricos, se obtuvo una ecuación para obtener los desplazamiento o giros por carga lateral en un medio elástico lineal e isotrópico.

$$u = C_1 H + C_2 M \quad (2-88)$$

Donde,

C_1 y C_2 , constantes de acuerdo con los parámetros del suelo.

H , fuerza lateral.

M , momento aplicado.

No obstante, las constantes no son de acuerdo con el nivel de esfuerzo o desplazamiento unitario del suelo. Haciendo la ecuación vulnerable a imprecisiones. Por lo que, diversos autores desarrollaron métodos analíticos para el comportamiento de pilotes bajo carga lateral para suplir la deficiencia de la ecuación anterior. Mostrando a continuación los tres métodos que son utilizados mayormente en el ámbito,

2.1.5.4.1. Método del módulo de reacción de la subrasante

Este método se centra en la presión p y la deflexión ρ por medio del módulo de reacción k_h el cual se puede asumir como un valor constante para obtener soluciones analíticas. Esta relación se muestra en la siguiente ecuación,

$$p = k_h x \rho \quad (2-89)$$

Se considera al pilote como una viga, permitiendo realizar el cálculo de su deflexión por medio de la siguiente ecuación diferencial (Hernández C. Rodrigo, 2011).

$$E_p I_p \frac{d^4 \rho}{dz^4} + k_h x \rho x d = 0 \quad (2-90)$$

Siendo,

E_p , módulo de elasticidad del pilote

I_p , Momento de inercia de la sección transversal del pilote

z , profundidad del suelo

d , diámetro del pilote

2.1.5.4.2. Método de las curvas p-y

Se resuelve el método del módulo de reacción de la subrasante descrito anteriormente con diferencias finitas. Obteniendo de esta manera curvas no lineales denominadas como curvas p-y que exhiben la relación entre la resistencia del suelo y el desplazamiento lateral a lo largo del pilote.

Teniendo como requisito la realización de pruebas de campo para obtener la respuesta esfuerzo-deformación del suelo en distintos puntos para que en conjunto de herramientas numéricas sea posible llegar a la solución. Se idealiza tanto a la pila como a la resistencia del suelo con resortes unidimensionales para tres traslaciones y tres rotaciones con los módulos de resorte (k_x , k_y , k_z) y ($k_{\theta x}$, $k_{\theta y}$, $k_{\theta z}$), en orden. Generalmente, se asumen como independientes entre sí para simplificar la problemática, sin embargo, realmente se encuentran acopladas.

En la dirección y, la resistencia lateral se expresa como,

$$p_y = k_y(x)v \quad (2-91)$$

Donde,

p_y , la resistencia del suelo (F/L).

k_y , el resorte de rigidez (F/L²).

v , el desplazamiento lateral L.

De manera similar, se expresa la resistencia lateral z en función de la resistencia axial del suelo y su desplazamiento en la dirección axial, conocida igualmente como las curvas t-z y el comportamiento axial en x, respectivamente.

$$p_z = k_z(x)w \quad (2-92)$$

$$p_x = k_x(x)u \quad (2-93)$$

Siendo,

w , el desplazamiento lateral.

u , el desplazamiento axial.

En específico, las curvas p-y toman importancia cuando las cargas laterales se presentan gracias a acciones (oleaje, sismos, ...) que resultan en cargas dinámicas, frecuentemente en cargas sísmicas. Las curvas cambian de acuerdo con la dependencia de la rigidez con los demás elementos como se muestra en la siguiente figura.

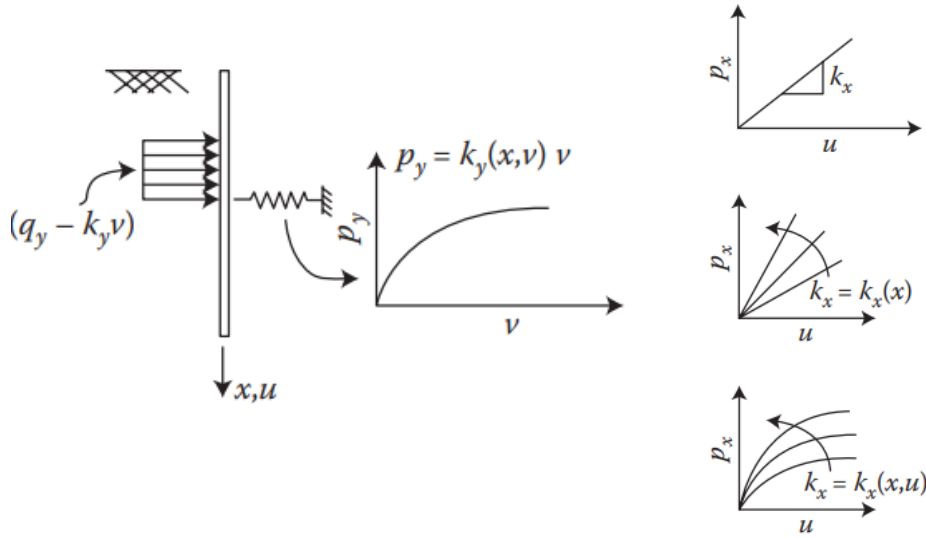


Figura 2-17. Respuesta de la resistencia del suelo y su desplazamiento en dirección de y. Cuando la constante de rigidez es lineal con v, cuando es lineal en x y v, así como cuando no es lineal con x, ni con v.

A menudo, son representadas por una conjunto de datos (p_{yi}, v_i) que se unen por medio de líneas rectas a una dada profundidad cuya pendiente resulta ser la rigidez k_y . Es posible hacer uso de funciones polinomiales, hiperbólicas y los modelos de Ramberg-Osgood.

En el caso de arcillas blancas, se realiza el siguiente procedimiento:

1. Se obtiene la resistencia al corte no drenada del suelo y el peso unitario del suelo con el uso de pruebas triaxiales del sitio a distintas profundidades.
2. La resistencia última del suelo se obtiene con formas simplificadas en función de la fuerza cohesiva (c), el peso unitario promedio (γ), el diámetro de la pila (b) y la profundidad de la pila (x).

$$p_u \begin{cases} \left(3 + \frac{g}{c} x + \frac{0.5}{b} x \right) cb \\ (8 \text{ a } 11) cb \end{cases} \quad (2-94)$$

Se adquiere el valor menor, en el caso de las arcillas suaves medias en la primera ecuación se reduce el termino de 0.5 a 0.25.

3. Se computan los desplazamientos,

$$v_{50} = 2.5 e_{50} b \quad (2-95)$$

$$e_{50} = \frac{((\sigma_1 - \sigma_3)_{max})}{2E} \quad (2-96)$$

Donde,

E, el módulo secante del origen al punto a.

Obteniendo la siguiente curva p-y de la siguiente manera,

$$\frac{p_y}{p_u} = 0.5 \left(\frac{v}{v_{50}} \right)^{1/3} \quad (2-97)$$

Asumiendo su intersección en muchos casos en el nivel constante $p/p_u=1$ con $v/v_{50}=0$
Para arcillas duras se sigue el mismo procedimiento anteriormente descrito con el cambio de la siguiente expresión.

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{v}{v_{50}} \right)^{1/4} \quad (2-98)$$

En cuanto a las arenas,

1. Se obtienen los siguiente parámetros de laboratorio y/o por medio de pruebas geotécnicas en el sitio.

Ángulo de Fricción interna	ϕ
Parámetro	$\alpha=\phi/2$
Coeficiente de presión de tierras en reposo	$K_o=0.4$
Coeficiente de presión de tierras activa	$K_a=\tan^2(45-\alpha)$
Parámetro	$\beta=45+\phi/2$

2. Se calcula la resistencia última del suelo cerca de la superficie y cuando ya no está cerca de la superficie del suelo, aplicando la primera cuando la profundidad está por encima de la profundidad crítica x_c y la segunda al encontrarse la profundidad debajo de la profundidad crítica.

$$p_u \left\{ \begin{array}{l} gx \left[\frac{K_o x \tan f \sin b}{\tan(b-f) \cos a} + \frac{\tan b}{\tan(b-f)} (b + x \tan b \tan a) + K_o x \tan b (\tan f \sin b - \tan a) - K_a b \right] \\ K_a b g x (\tan^8 b - 1) + K_a b g x \tan^4 b \tan f \end{array} \right. \quad (2-99)$$

Donde,

x , es igual a x_c que para obtenerla es posible realizar un proceso iterativo entre ambas ecuaciones.

a, b , son coeficientes no dimensionales (Figura 2-18).

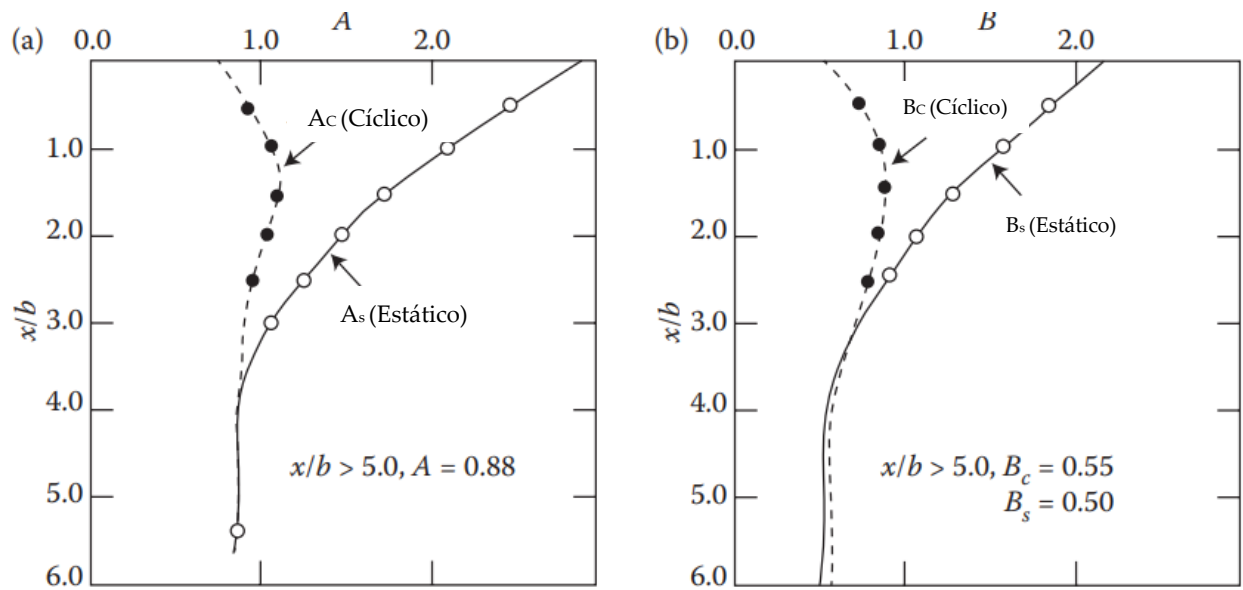


Figura 2-18. Coeficientes a, b para la resistencia última del suelo.

- Se encuentra el último valor de la resistencia del suelo (p_{yu}) y su respectivo desplazamiento.

$$p_{yu} = A p_u \quad (2-100)$$

$$v_u = \frac{3b}{80} \quad (2-101)$$

- Se obtiene v_m y p_m .

$$v_m = \frac{b}{60} \quad (2-102)$$

$$p_m = B p_u \quad (2-103)$$

- Se selecciona el valor inicial de la pendiente k_0 , teniendo algunos valores recomendados en Tabla 2-10.

Tabla 2-10. Valores recomendados de k .

Estado del suelo	Suelto	Medio	Denso
k_0 (lb/in ²)	20	60	125

Con 1 psi = 6 895 kPa.

- Se realiza el cálculo de v_k .

$$v_k = \left(\frac{C}{kx} \right)^{n/(n-1)} \quad (2-104)$$

Siendo,

$$C = \frac{p_{ym}}{v_m^{\frac{1}{n}}}$$

$$n = \frac{p_{ym}}{mv_m}$$

$$m = \frac{(p_{yu} - p_{ym})}{(v_u - v_m)}$$

El intervalo entre k y m, se expresa de la siguiente manera,

$$p_y = Cv^{1/n} \quad (2-105)$$

2.1.5.4.3. Método de elementos finitos

Método que se basa en la teoría de la elasticidad, teniendo su foco en la discretización del pilote en pequeños elementos por medio de una aproximación numérica. Modelando de esta manera la manera en la que interactúa el suelo con la pila en un suelo de material elastoplástico.

2.1.6. Estado Limite De Servicio

De los diversos parámetros necesarios para determinar si el diseño de la cimentación es correcto o no, se comparan con valores establecidos en diversas normas. En este caso los establecidos en la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones de la Ciudad de México (NTCDCC), 2023, en el caso de las cimentaciones profundas que se encuentran en la zona III.

Capacidad de carga

De acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones de la Ciudad de México 2023, se debe de verificar para cada elemento individual de pilotes o pilas que se cumpla la siguiente desigualdad.

$$\sum QF_c < R \quad (2-106)$$

Donde,

$\sum QF_c$, la suma de las acciones verticales de acuerdo con la combinación usada junto con su correspondiente factor de carga. Incluyendo el peso propio de la subestructura y de las pilas.

R, capacidad de carga reducida por los factores de resistencia correspondientes (Tabla 2-11).

Tabla 2-11. Capacidad de Carga Reducida de acuerdo con el tipo de revisión de acuerdo con la NTC-CIMENTACIONES-2023.

Revisión	R
Pilote o pila individual	Capacidad de carga de punta más la capacidad de adherencia o fricción.
Subgrupos de pilotes o pilas	Suma de las capacidades de carga individuales junto con la capacidad de carga por adherencia o fricción de una pila con geometría idéntica a la envoltura del conjunto de elementos evaluados.
Cimentación en conjunto	Suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes o pilas, junto con la capacidad de adherencia o fricción de una pila que tiene la misma geometría que la envoltura del conjunto de elementos analizados.

Contando con la siguiente ecuación,

$$R = C_f + C_p \quad (2-107)$$

Siendo,

C_f , capacidad de carga reducida debido a la adherencia o fricción lateral de acuerdo con el tipo de revisión.

C_p , capacidad de carga reducida que aporta la punta de manera individual, en grupo o subgrupo según el tipo de revisión.

En el caso de los suelos cohesivos colados in situ en la Formación Arcillosa Superior, la capacidad de carga reducida por adherencia lateral se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i c_{ui} L_i \quad (2-108)$$

Teniendo,

P_p , perímetro de la pila o pilote, que corresponde a la envoltura del grupo o subgrupo de pilotes o pilas.

F_R , factor de resistencia igual a 0.55.

m , número de capas cohesivas a lo largo del fuste de la pila o pilote

α_i , coeficiente de adherencia entre el suelo del estrato i y la cara lateral del pilote o pila con valores mínimo y máximo de 0.45 y 0.85.

c_{ui} , resistencia no-drenada del estrato i por medio de un ensaye triaxial no consolidado no drenado (UU) del suelo.

L_i , longitud que le corresponde al pilote según el estrato i .

En cuanto a la capacidad de carga reducida por punta, en el caso de suelos cohesivos se obtiene a través de la siguiente ecuación,

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (2-109)$$

Siendo,

A_p , área de la sección transversal en la base de la pila o pilote.

p_v , presión vertical total causada por el peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas.

F_R , factor de resistencia igual a 0.65.

c_u , resistencia no-drenada del estrato de apoyo por medio de un ensaye triaxial no consolidado no drenado (UU) del suelo.

N_c^* , coeficiente de capacidad de carga que se define en la Tabla 2-12.

Tabla 2-12. Coeficiente N_c^* .

Φ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

Φ_u , ángulo de fricción aparente.

Asentamientos y emersiones

Los valores límite para asentamientos y emersiones de cimentaciones ubicadas en la zona III, son los presentados en la Tabla 2-13.

Tabla 2-13. Valores límite para asentamientos, así como emersiones de cimentaciones en la zona III. (NTCDCC,2023)

Movimiento vertical	Tipo de construcción	Valor límite (mm)
Asentamiento	Construcción aislada	300
	Construcción colindante	150
Emersión	Construcción aislada	300
	Construcción colindante	150

Fricción Negativa

En el caso de pilas apoyadas en un estrato duro, la norma dicta que a la fricción negativa (FN) es igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (factor de resistencia FR unitario) afectado por un coeficiente de reducción (CR) (Tabla 2-14).

Tabla 2-14. Coeficiente de reducción para obtener FN de pilas apoyadas en estrato duro, según la NTCDCC (2023).

Tipo de pila	S/B	C _R
Individual	--	1,0
De esquina	2,5	0,5

	5	0,9
De borde	2,5	0,4
	5	0,8
Interior	2,5	0,15
	5	0,5

Donde,

S, separación de centro a centro de las pilas.

B, diámetro de la pila.

2.2. Modelos Numéricos

El novedoso desarrollo de las técnicas computacionales alrededor de los años setenta, abrieron paso a modelos numéricos de interacción suelo-estructura conforme la demanda de su estudio era catapultada por la construcción de estructuras a gran escala como el caso de las plantas nucleares.

Actualmente el desarrollo de software especializado ha permitido realizar tanto la modelación bidimensional (2D) como la modelación tridimensional (3D) en distintas aplicaciones de la Ingeniería Geotécnica, gracias a que es posible considerar factores complejos e indispensables que no se podía con las soluciones empíricas y analíticas.

Siendo modelos con un mayor nivel de realismo en cuanto a su comportamientos por la respuesta no lineal tanto de los materiales como de las interfaces, las condiciones de frontera complejas, los sistemas de materiales no homogéneos y las cargas que afectan a la estructura.

Estas técnicas numéricas se pueden categorizar en continuos y discontinuas. En la primera, se asume que se tiene un geomaterial continuo sin distinguir las partículas que lo compone, haciendo uso de modelos constitutivos para representar la variación de propiedades y esfuerzos en el material. Por otro lado, en la segunda se representa al geomaterial como partículas que puede o no representar un arreglo real de partículas. Ambos siguen la segunda y tercera ley de Newton como ecuaciones de equilibrio pero su aplicabilidad, así como uso contiene diferencias.

Las ecuaciones de equilibrio de un modelo continuo, por su propia naturaleza, se resuelven o mediante una aproximaciones quasi-estáticas o bien de forma dinámica. Un modelo discontinuo en cambio discretiza el medio en partículas que a través de una interacción dinámica buscan el equilibrio entre ellas.

2.2.1. Modelos Bidimensionales

Representaciones en plano, usualmente en la dirección vertical o horizontal. Usados comúnmente al contar con sistemas simétricos cuyas condiciones en la tercera dimensión no varían de manera significativa, ya sea en profundidad o longitud. Utilizados generalmente en problemas de perfil estratigráfico o de cargas uniformemente variables en cimentaciones superficies, muros de contención, túneles y taludes.

Para la resolución de problemas de interacción suelo-estructura, se utilizan diversas metodologías numéricas, entre las que destacan el método de elementos finitos (FEM), el método de elementos de frontera (BEM) y el método de diferencias finitas (FDM). Cada uno de estos enfoques ofrece soluciones efectivas para diferentes aspectos del análisis de la interacción entre el suelo y las estructuras.

El Método de Elementos Finitos (FEM) es una de las estrategias más utilizadas, ya que ofrece claro proceso de discretización tanto para el suelo como para la estructura en pequeños elementos, el cual permite analizar el funcionamiento de estos materiales bajo diferentes estados de carga. En este sentido, incorpora propiedades elásticas o plásticas de los materiales, por lo que se puede aplicar en problemas complejos en los que el análisis del estado de tensión y deformación es importante.

Por otro lado, el Método de Elementos de Frontera (BEM), como su propio nombre indica, se puede aplicar en problemas en que el suelo es modelado como un dominio semi-infinito. En este caso, como no se discretiza todo el volumen del medio, sino que se recurre a la frontera del sistema, el cálculo resulta más conlleva menos sobrecarga en el cálculo, lo que resulta evidente en problemas de elasticidad y propagación de ondas, lo que permite abordar de manera directa problemas de comportamiento del suelo en contacto con estructuras.

Mientras que, el Método de Diferencias Finitas (FDM) normalmente se usa para análisis tanto dinámicos como de estabilidad, ya que evalúa los cambios del sistema a lo largo del tiempo como los fenómenos de licuefacción del suelo o la respuesta de estructuras a cargas sísmicas, permitiendo observar la evolución de esfuerzos y deformaciones en un periodo dado.

Sin embargo, las simplificaciones que van de la mano con estos métodos tienden a tener una menor precisión en problemas complejos, debido a que puede que se omitan fenómenos que si tienen relevancia en el modelos. Las cuales muchas veces se hacen con el fin de reducir el costo y tiempo computacional, facilitando el análisis pero omitiendo la no linealidad del suelo, la completa interacción tridimensional, la estratificación del suelo, entre otros, llevando a una discrepancia con el comportamiento real del sistema.

2.2.2. Modelos Tridimensionales

Los modelos tridimensionales ofrecen una representación fiel y detallada de la ISE, al tener un mayor detalle y precisión cuando las condiciones del problema no se pueden idealizar en dos dimensiones como en el caso de geometrías complejas o cargas que varían en el espacio. En el caso de la ISE, abordarlo de manera tridimensional aumenta la precisión de los fenómenos físicos que se modelan y analizan.

De la misma manera que en los métodos bidimensionales, se destacan el método de elementos finitos (FEM), el método de elementos de frontera (BEM) y el método de diferencias finitas (FDM) para el análisis de la interacción entre el suelo y las estructuras, de igual manera existen otros métodos que serán mencionados a mayor detalles más adelante.

Cuando se tienen problemas complejos como estructuras con cimentaciones profundas, túneles, diques, presas y edificaciones grandes, se hace uso de los modelos tridimensionales para evaluar las estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, permitiendo visualizar las interacciones entre el suelo, la cimentación y la estructura de manera realista que de otra forma se tendrían que simplificar.

Elegir entre un modelo bidimensional o un modelo tridimensional depende de la complejidad del proyecto, las limitaciones computacionales, las características estructurales y geotécnicas. A pesar de que los modelos tridimensionales brindan una representación más precisa y completo de las condiciones del proyecto, también requieren un mayor tiempo de cálculo y recursos computacionales que no siempre es factible cumplir. Por lo que, normalmente se usan cuando los problemas requieren mayor precisión debido a la interacción entre el suelo y la estructura, como en el caso de infraestructura crítica.

2.2.2.1. Método de Elementos Finitos

Mejor conocido como FEM por sus siglas en inglés (Finite Element Method). Actualmente, es el modelo con mayor auge en el campo de la geotecnia gracias a su versatilidad en estructuras con irregularidades y estratificaciones erráticas en el suelo que permiten considerar diversos efectos de construcción y de interacción suelo-estructura que antes era difícil obtener por métodos tradicionales. Permite evaluar el comportamiento del suelo y la estructura de manera detallada, considerando efectos tridimensionales como la torsión, deformaciones complejas y la influencia de cargas fuera del plano. Esto es fundamental en situaciones donde las fuerzas actúan en múltiples direcciones y el comportamiento del material se vuelve altamente no lineal, proporcionando un análisis más preciso de las tensiones y deformaciones en comparación con los modelos bidimensionales.

La estructura, cuerpo o dominio se discretizan en un conjunto de elementos que siguen leyes constitutivas específicas, permitiendo capturar con precisión el complejo comportamiento del suelo. Cada elemento es compuesto por una serie de puntos que suelen ser denominados nodos, los cuales son contiguos si se encuentran dentro del mismo elemento finito pero también puede pertenecer a varios elementos si se localiza en una frontera. Juntos crean una malla, que facilita la evaluación detallada de deformaciones, asentamientos y tensiones. Además, es posible incorporar la no linealidad del sistema mediante un análisis no lineal en función del tiempo o un análisis iterativo, ajustando el módulo de elasticidad y el amortiguamiento en cada ciclo en respuesta a las deformaciones unitarias. Esto permite una representación más realista del comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de carga y estrés.

Lysmer y Kuhlemeyer (1969) fueron los primeros en usarlos en problemas de interacción suelo-estructura, quienes por medio de contornos absorbentes evitaron la reflexión de ondas en los bordes del modelo, permitiendo evaluar los efectos de confinamiento de la cimentación. Después, Wass (1972) generó matrices de rigidez dinámica para regiones estratificadas e infinitas en dirección horizontal, teniendo en cuenta la influencia del suelo excluido del modelado.

Kausel (1974), amplió estas técnicas para poder aplicarlas a regiones con geometría axisimétrica y excitaciones no axisimétricas explorando la influencia del distinto aspectos del modelado como el tamaño de la malla, el confinamiento de la cimentación, la profundidad de los estratos y proponiendo de acuerdo con sus hallazgos fórmulas de cálculo aproximadas. Posteriormente, Ettouney (1976) comparó los resultados obtenidos de diversos tiempos de contornos, mientras que Elsabee y Morray (1977) presentaron fórmulas complementando las propuestas realizadas por Kausel. A la par, González (1977) estudió las cimentaciones cuadradas, igualándolas a circulares o cilíndricas según fueran superficiales o confinadas.

Incorporando las condiciones de frontera (Dirichlet, Neumann o mixtas) por medio de derivadas o valores en los bordes, sin embargo, cuando el dominio es abierto se emplean fronteras absorbentes que evitan su reflexión, usado normalmente en la propagación de ondas.

Sin embargo, cuenta con algunas desventajas, ya que su uso implica cumplir con las exigencias computacionales de alto rendimiento y de gran memoria para poder llevar a cabo las computaciones.

2.2.2.2. Método de Diferencias Finitas

Método cuyas aplicaciones tanto en la física como en la ingeniería ha sido de gran valor. El cual permite obtener la resolución aproximada de ecuaciones diferenciales que se descomponen en derivadas parciales para definir un dominio finito. Adecuado para su uso en una, dos o tres dimensiones por la claridad conceptual que presenta.

La aproximación de las derivadas parciales se determina por medio de combinaciones lineales de valores de dicha función en nodos vecinos de la malla. Por lo que, se transforma la ecuación diferencial parcial que define al problema en un conjunto finito de ecuaciones algebraicas, que depende de los valores de la variable dependiente en los puntos seleccionados, los cuales se convierten en las incógnitas a resolver del sistema, obteniendo las aproximaciones de cada punto en la malla como solución.

2.2.2.3. Método de Volúmenes Finito

Utilizado por una amplia variedad de disciplinas, este método discretiza la solución numérica de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales. Se basa en la idea de que si una ecuación de transporte es válida para un dominio completo, también debe ser válida para regiones más pequeñas dentro de ese dominio.

Teniendo en cuenta una malla que discretiza el espacio, alrededor de cada punto en la malla un volumen de control es definido pero los volúmenes de los puntos vecinos no se superponen. Debido a que los volúmenes no se superponen, entonces el volumen total es la suma de los volúmenes de control individuales. Definiendo como varía la variable dependiente entre los puntos de la malla, se integra la ecuación diferencial sobre cada volumen de control, con el fin de obtener una discretización de la ecuación original por volumen. Al contar con las ecuaciones

discretizadas, la solución obtenida cumple exactamente con las ecuaciones de conservación consideradas, sin ser de relevancia el tamaño de la malla.

2.2.2.4. Método de Elementos de Contorno

Conocido de igual manera como el Método de Elementos en la Frontera (BEM, por sus siglas en inglés) es una técnica numérica utilizada para resolver ecuaciones diferenciales parciales resulta efectivo en el análisis de dominios semi-infinitos, aunque implica una mayor demanda computacional. A diferencia de otras técnicas que requieren la aproximación en todo el dominio, se distingue por su capacidad de aproximar las variables y la geometría del problema únicamente en la frontera del modelo. Esta característica le permite modelar geometrías complejas de manera eficiente y obtener resultados precisos sin necesidad de generar mallas extremadamente finas, lo que lo hace especialmente útil en problemas de interacción suelo-estructura (ISE).

Usualmente se utiliza por su eficacia en la representación de medios finitos tanto en el dominio del tiempo como el de la frecuencia, haciendo uso de transformadas de Fourier o de Laplace.

Este método formula la ecuación diferencial junto con las condiciones iniciales y de frontera derivadas del equilibrio dinámico en una forma integral, que depende de los valores de frontera que tengan magnitudes relevantes. En problemas unidimensionales, la frontera se define por dos puntos extremos y la integral se reduce a una suma. En cambio, en problemas bidimensionales y tridimensionales, la complejidad aumenta. En un problema de valores de frontera expresado en forma integral, solo se prescriben la mitad de los valores de frontera, mientras que las condiciones desconocidas deben determinarse a través de ecuaciones integrales de frontera.

A pesar de que tiene una formulación más simple que la de otros método de elementos finitos, suele destacar en problemas de ondas e interacciones elásticas, ya que traslada la física del dominio a una frontera por medio de funciones de Green, es decir, en lugar de mallar todo el volumen solamente discretiza la superficie, reduciendo la dimensión del problema para facilitar las condiciones de radiación en dominios abiertos, captando con gran precisión la difracción de ondas y la radiación de energía.

2.2.2.5. Método de Elementos Discretos

En el método de los elementos discretos, el comportamiento mecánico de un medio que está constituido por una serie de partículas que se encuentran en interacciones a través de sus puntos de contacto, se simula. En el método de los elementos discretos las partículas se distribuyen aleatoriamente en el sistema y se crean medios dispuestos con partículas de diferentes tamaños. Este método idealiza la naturaleza granular de los materiales que se analizan y simulan por medio de este método de simulación numérica. Justamente este método ofrece la forma de simular el comportamiento individual de cada partícula y su interacción de contacto, lo cual es muy aplicable para suelos sueltos o aquellas situaciones en donde la naturaleza granular del suelo sea clave.

Entre las características fundamentales de este método se encuentran las partículas, que se consideran como elementos individuales que forman un sistema complejo en conjunto. Cada partícula se desplaza de manera independiente, y las interacciones entre ellas ocurren en las zonas de contacto. Además, se aplica la mecánica del cuerpo rígido a cada partícula, tratándola como un elemento rígido en sí mismo. El comportamiento global del material se define a través de las interacciones en estas zonas de contacto entre las partículas. Su para representar el comportamiento de cada partícula en su entorno lo hace una opción eficaz para estudiar la respuesta de materiales granulares bajo diferentes condiciones de carga y deformación.

2.2.3. Modelos Constitutivos

Se define como el comportamiento físico macroscópico de un "sólido ideal", surge a partir de la aplicación de hipótesis simplificadas sobre un "sólido real". Por lo tanto, la formulación de los modelos constitutivos solo representa una "realidad condicionada" por las hipótesis, lo que implica que su utilización debe realizarse de manera coherente con dichas hipótesis. El cual se representa por elementos mecánicos que simulan el comportamiento global del material en las zonas de contacto entre partículas.

Siendo fundamental la compresión de la elasticidad y plasticidad del suelo para la aplicación de los modelos. Los suelos cuentan con una elasticidad pequeña, es decir, el rango en donde las deformaciones asociadas vuelven a su estado natural. Al pasar este rango, se presentan deformaciones permanentes, conocidas como plasticidad.

En el caso de suelos arcillosos, se da la plasticidad con strain softening donde al alcanzar una carga específica, el suelo experimenta deformaciones significativamente mayores incluso cuando se aplican cargas de menor magnitud. Por otra parte, en el estado de plasticidad el suelo es sometido a un esfuerzo constante, experimenta una deformación incremental continua. Este es el rango en el que se modela el comportamiento del material utilizando el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Sin embargo, en general, los suelos suelen exhibir comportamientos de endurecimiento o ablandamiento en lugar de mantenerse en un estado de plasticidad perfecta.

Existen diversos modelos de los que se hace uso para poder plasmar el comportamiento del material, centrándonos en los siguientes modelos descritos a continuación con el fin de dar un panorama general de los modelos más comunes en problemas geotécnicos con arcillas blandas. El modelo hiperbólico de Duncan Chang y el modelo de Hardening Soil describen el comportamiento de condiciones no lineales e inelásticas con el uso de curvas de tendencia hiperbólica, por otro lado los modelos elastoplásticos de Mohr Coulomb y Drucker Pager se basan en la deformación que tiene una carga al actuar en modelos plásticos. Existiendo también otros como el lineal elástico, Hiperbólico, Cam-Clay y Cap-Yield, entre otros.

2.2.3.1. Modelo hiperbólico de Duncan Chang

El modelo hiperbólico fue acuñado inicialmente por Kondner y Zelasko (1963) y posteriormente ajustado y formalizado por Duncan y Chang (1970), quienes propusieron que las curvas esfuerzo–

deformación de los suelos podían aproximarse mediante una relación hiperbólica entre el esfuerzo desviador q y la deformación axial ε_a . Esta formulación permitió representar de manera sencilla el comportamiento no lineal de los suelos en condiciones de carga monotónica, constituyendo la base de numerosos análisis posteriormente.

$$\varepsilon_a = \frac{q}{a + bq} \quad (2-110)$$

Donde,

ε_a , es la deformación axial unitaria, adimensional.

q , es el esfuerzo desviador en kPa.

a y b son parámetros que se obtienen directamente de ensayos triaxiales, representando la rigidez inicial y la tasa de degradación de la rigidez con el incremento del esfuerzo desviador, adimensionales.

Modelo característico por describir el comportamiento no lineal del suelo a través de una curva hiperbólica esfuerzo–deformación, que presenta:

$$E_t = E_i \left(\frac{R_f(1 - \text{sen}\phi)q}{2C\cos\phi + 2(\sigma_3 + Pa)\text{sen}\phi} \right) \quad (2-111)$$

Donde,

E_t , módulo tangente del suelo.

E_i , módulo tangente inicial.

C , cohesión.

Φ , ángulo de fricción interna.

R_f , factor de falla.

σ_3 , presión de confinamiento

Pa , presión atmosférica.

El módulo tangente inicial se propone por Jambu (1963) como una función de las tensiones principales menores.

$$E_i = KPa \left(\frac{(\sigma_3 + Pa)}{Pa} \right)^n \quad (2-112)$$

Donde,

K, n – Parámetros adimensionales que se determinan experimentalmente

Al igual que en otros modelos hiperbólicos, la formulación de Duncan–Chang permite calcular módulos dependientes del nivel de esfuerzo, lo que constituye una mejora respecto a modelos elásticos lineales. Sin embargo, se considera un modelo de primer orden, ya que no incluye el concepto de endurecimiento (hardening) ni superficies de fluencia que evolucionen con la historia de carga.

Entre sus ventajas se encuentra la simplicidad en la determinación de parámetros y la posibilidad de aplicarlo de manera directa en programas de análisis numérico, especialmente en el diseño de cimentaciones superficiales y análisis de estabilidad de taludes.

No obstante, presenta limitaciones importantes que deben considerarse al momento de su aplicación. En primer lugar, no distingue de manera adecuada entre los procesos de carga y descarga, lo que genera discrepancias cuando se utiliza en análisis de tipo cíclico o dinámico. Esto restringe su capacidad para representar de forma precisa fenómenos donde la respuesta del suelo depende del historial de esfuerzos.

En segundo lugar, el modelo no logra reproducir correctamente el comportamiento volumétrico del suelo, limitando su capacidad para modelar procesos como la consolidación o la dilatancia. Esta simplificación puede conducir a resultados poco realistas en problemas donde la variación del volumen juega un papel determinante en la respuesta del terreno.

Finalmente, su aplicabilidad es más confiable en suelos granulares que en arcillas, debido a que en estas últimas los efectos de preconsolidación y la evolución progresiva de la rigidez requieren la utilización de modelos constitutivos más avanzados.

2.2.3.2. Modelo de Hardening Soil

El modelo Hardening Soil (HS) constituye una variación elastoplástica avanzada del modelo hiperbólico tradicional, diseñada para simular de manera más realista el comportamiento de suelos cohesivos y granulares bajo diferentes estados de carga. Se considera una aproximación de segundo orden, ya que supera las limitaciones del modelo elástico–perfectamente plástico y del modelo de Duncan–Chang al incorporar el concepto de endurecimiento (hardening), es decir, la expansión progresiva de la superficie de fluencia conforme el material experimenta deformaciones plásticas y en función del esfuerzo de preconsolidación. En otras palabras, este modelo es capaz de diferenciar de manera automática cuándo el suelo se comporta en régimen elástico o plástico, dependiendo de la magnitud y dirección de los esfuerzos aplicados.

Basado en el modelo propuesto por Schanz, Vermeer y Bonnier (1999), el Hardening Soil se apoya en la formulación double-hardening, que combina dos mecanismos de plastificación:

- Superficie de fluencia de corte de forma hiperbólica, que regula el comportamiento en condiciones de esfuerzos desviadores y simula con precisión la evolución de la resistencia al corte.
- Superficie de fluencia volumétrica de forma elíptica, que controla la compresibilidad volumétrica y permite modelar procesos de consolidación y cambios de volumen bajo cargas isotrópicas.

El comportamiento esfuerzo–deformación se describe mediante una relación hiperbólica inspirada en el modelo de Duncan–Chang (1970), pero con mayor robustez en la representación

de la rigidez dependiente del nivel de esfuerzo. En particular, el modelo HS se caracteriza por tres parámetros de rigidez fundamentales:

- E_{50} : módulo de deformación secante en compresión triaxial drenada, que controla la respuesta del suelo bajo esfuerzos desviadores.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c * \cos\varphi - \sigma'_1 * \sin\varphi}{c * \cos\varphi - p^{ref} * \sin\varphi} \right)^m \quad (2-113)$$

- E_{oed} : módulo de deformación en condiciones de consolidación unidimensional (edómetro), asociado a la compresibilidad volumétrica del material.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c * \cos\varphi - \sigma'_3 * \sin\varphi}{c * \cos\varphi - p^{ref} * \sin\varphi} \right)^m \quad (2-114)$$

- E_{ur} : módulo de recarga–descarga, que representa la rigidez del suelo en ciclos de carga parcial o durante fases de descarga, generalmente de mayor magnitud que E_{50} .

$$E_{ur} = 4E_{50}^{ref} \quad (2-115)$$

Estos parámetros se activan dependiendo del camino de esfuerzo al que está sometido el suelo, permitiendo representar fenómenos como la dependencia de la rigidez con el confinamiento, la anisotropía inducida y el comportamiento no lineal bajo ciclos de carga y descarga. Mostrando en la Figura 2-19 su superficie de fluencia en el espacio y las curvas esfuerzo-deformación.

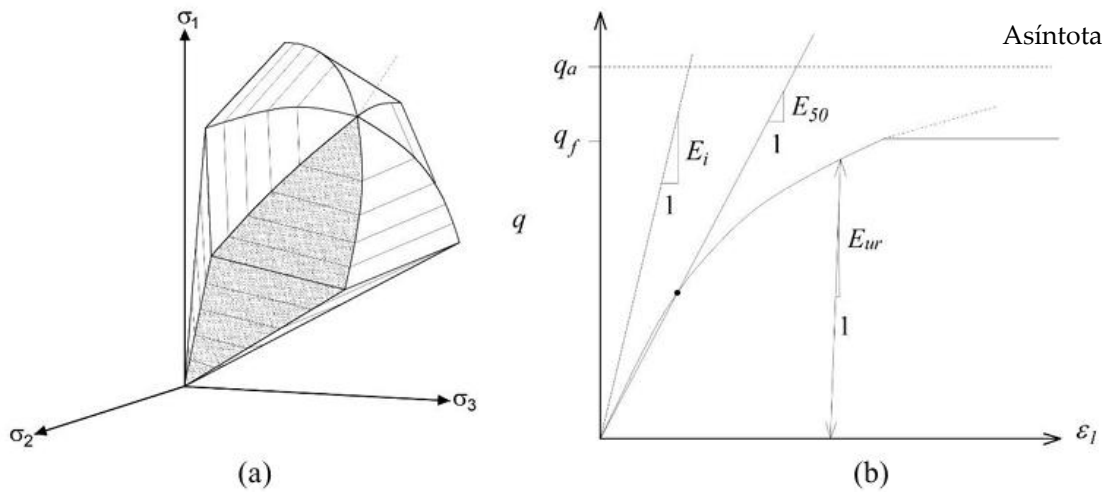


Figura 2-19. (a) Superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos principales y (b) curvas esfuerzo-deformación del modelo HS Schanz et al. (1999).

De manera general, se tiene la siguiente función de fluencia,

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (2-116)$$

Donde,

$\bar{f}$, es la función dependiente de los esfuerzos considerados y los parámetros de rigidez.

γ^p , es la función de las deformaciones plásticas.

A través del módulo de rigidez tanto en descarga como recarga E_{ur} , se simula la conducta del suelo en las situaciones de carga y descarga. En conjunto con el módulo edométrico E_{oed} para la representación de la deformación del suelo en compresión unidimensional y la relación entre la rigidez del suelo en el estado de esfuerzos específico, explicando el modelo de endurecimiento.

Este modelo incorpora tanto el endurecimiento por fricción de los suelos en estado plástico como la compactación irreversible provocada por la compresión primaria. Estos dos fenómenos permiten describir el comportamiento del suelo bajo cargas, considerando tanto el aumento de resistencia debido a la fricción interna como los cambios permanentes en su estructura tras la consolidación. Incluyendo además de la superficie de fluencia variable en el espacio, el fenómeno de dilatación en el suelo junto con la teoría de plasticidad y elasticidad.

La formulación entre la deformación axial vertical ε_a y el esfuerzo desviador q , se puede expresar mediante la siguiente ecuación,

$$\varepsilon_a = \frac{1}{\frac{2E_{50}}{2 - R_f}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \text{ para } q < q_f \quad (2-117)$$

Donde,

q_a , el valor asintótico de la resistencia.

E_{50} , el módulo de Young al 50% de la tensión desviadora de rotura.

q_f , la tensión desviadora de rotura del criterio Mohr-Coulomb.

$$q_f = (c' \cot \varphi' + \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2-118)$$

q_a , la fracción de q_f .

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2-119)$$

Presentándose la plasticidad perfecta al momento en el que $q_a = q_f$. El modelo establece 11 parámetros para su aplicación, mostrados en la Tabla 2-15.

Tabla 2-15. Parámetros para la elaboración del modelo Hardening Soil.

Parámetros Elastoplásticos		
c'	Cohesión	kPa
φ'	Ángulo de fricción	°
ψ	Ángulo de dilatación	°

E_{50}^{ref}	Rigidez secante en ensayos triaxiales	kPa
E_{oed}^{ref}	Rigidez secante en cargas edométricas	kPa
m	Potencia de la dependencia tensional de la rigidez.	-
E_{ur}^{ref}	Rigidez en descarga-recarga.	kPa
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson en descarga-recarga.	-
σ'_{ref}	Tensión de referencia para las rigideces.	kPa
K_0^{nc}	Coefficiente de presión lateral de tierras.	-
R_f	Relación entre q_f y q_a .	-

Generalmente es usado en aplicaciones tridimensionales al contar con bordes suaves en la superficie de fluencia que no interfiere sino favorece la convergencia de los modelos. No obstante, requiere de una cantidad considerable de parámetros para ser implementado y obtener estimaciones realistas de la resistencia cortante del suelo.

2.2.3.3. Modelo de Cam-Clay

Enfocado principalmente en arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas, este modelo elastoplástico incorpora un esquema de endurecimiento isotrópico y un potencial plástico dependiente de la plasticidad. Sus ecuaciones constitutivas se apoyan en cuatro parámetros del suelo: índice de compresibilidad λ , índice de hinchamiento k , peso unitario y coeficiente de Poisson, lo que ha favorecido su aplicación en diferentes tipos de suelos finos.

Su formulación parte de la variación del índice de vacíos e en función del logaritmo de la tensión media efectiva (σ_m^{eff}), relación que permite describir el proceso de consolidación y la transición entre estados de carga y descarga, como se muestra en la Figura 2-20.

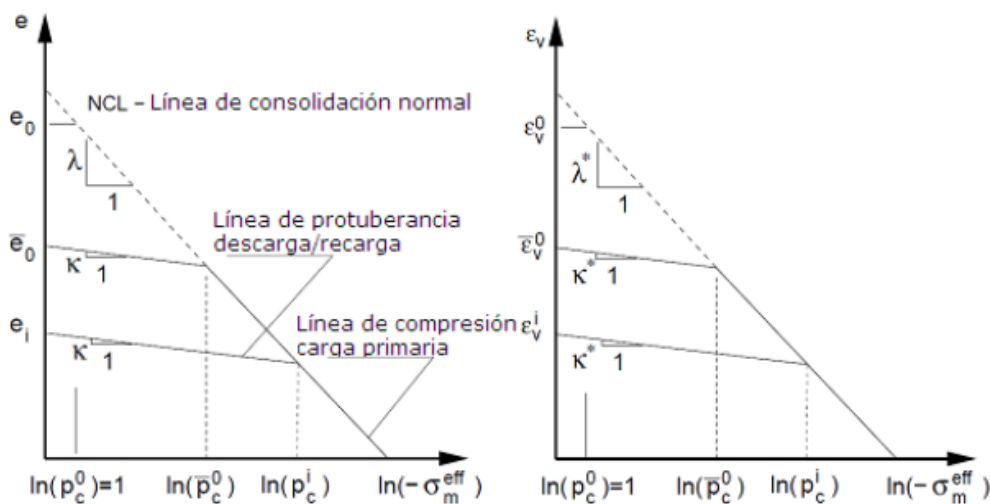


Figura 2-20. Respuesta del material que se encuentra sometido a la consolidación isotrópica.

En este esquema, la pendiente de la línea de consolidación normal (NC) describe la respuesta del suelo bajo carga virgen: a medida que aumenta el esfuerzo efectivo σ' , el índice de vacíos e disminuye de forma progresiva. Al alcanzar la presión de preconsolidación p_c , el material cambia de régimen. Si se descarga, la trayectoria sigue la línea de hinchamiento o reexpansión (*rebound line*), con una pendiente menor ligada al parámetro κ . En una recarga posterior, el suelo desciende de nuevo por esa misma línea hasta reencontrar p_c ; a partir de ahí retoma la NC, recuperando el comportamiento plástico primario.

De esta manera, el modelo capta el carácter histérico del comportamiento del suelo: durante descargas y recargas, la rigidez es mayor que en la compresión virgen, reflejando la memoria de esfuerzos asociada a la presión de preconsolidación. Las expresiones que definen las pendientes de ambas líneas son:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e} \quad (2-120)$$

$$k^* = \frac{k}{1 + e} \quad (2-121)$$

Donde,

k , es la pendiente de la línea de inflamación.

λ , es la pendiente de la línea de consolidación normal.

e_0 , actual índice de vacío.

Obteniendo de la siguiente manera los valores necesarios,

$$\lambda = \frac{C_c}{2.3} (\text{Pendiente de la línea de consolidación normal}) \quad (2-122)$$

$$k = 1.3 \frac{1 - v_c}{1 + v} C_s (\text{Pendiente de la línea de hinchamiento}) \quad (2-123)$$

Valores que se obtienen a partir de una prueba edométrica simple, representando el índice de compresión en una dimensión C_c y el índice de inflamación en una dimensión C_s .

La superficie de fluencia se caracteriza por ser suave sin contar con evolución de fuerzas de tracción. No obstante, permite obtener el modelado directo de endurecimiento o ablandamiento de fuerzas que se da debido a la consolidación o sobreconsolidación de los suelos, el cual se relaciona de manera no lineal con las fuerzas volumétricas de una fuerza media efectiva con condiciones límites de plasticidad ideal.

Este modelo, por tanto, permite simular con fidelidad la evolución de la compresibilidad en arcillas. Presenta la deformación plástica del suelo sin colapsar hasta que alcanza el estado crítico para el endurecimiento y ablandamiento para que después se deforme suponiendo una

plasticidad ideal con una respuesta lineal del suelo en la descarga. Siendo dependiente la evolución de la superficie de fluencia de la presión pre consolidada.

$$p_c^{i+l} = p_c^i \exp \left[\frac{-\Delta \epsilon_v^{pl}}{\lambda^* - k^*} \right] \quad (2-124)$$

Siendo,

p_c^{i+l} , presión de pre-consolidación actual.

$\Delta \epsilon_v^{pl}$, incremento de la deformación plástica volumétrica.

2.2.3.4. Modelo de Mohr Coulomb

El modelo Mohr–Coulomb es uno de los modelos constitutivos más empleados en geotecnia debido a su simplicidad conceptual y facilidad de implementación. Se trata de un modelo elastoplástico de primer orden, que realiza una aproximación inicial al comportamiento no lineal del suelo mediante la combinación de la ley de Hooke para la fase elástica y una superficie de fluencia plana basada en el criterio de falla de Mohr–Coulomb para la fase plástica.

En este modelo, el suelo se idealiza como un material que responde elásticamente hasta alcanzar la condición de falla definida por:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \varphi \quad (2-125)$$

Donde,

τ_f , es la tensión cortante de falla.

c es la cohesión.

σ' , es la tensión normal efectiva.

φ , es el ángulo de fricción interna.

El modelo es capaz de reproducir de una manera razonablemente fiel la típica respuesta de suelos granulares sueltos y también de materiales finos sometidos a cargas monotónicas. En este sentido, se ha recogido un avance inicial cuasi elástico, y después aparece la plastificación como respuesta del modelo, motivada por la resistencia al corte. Su principal limitación radica en que no hace intervenir el efecto del esfuerzo principal intermedio, σ_2 ; en efecto, al trabajar con un criterio tipo Mohr–Coulomb que solo dependa de c y φ , puede llegar a sobrestimar o a subestimar la resistencia en condiciones tridimensionales o en condiciones de deformación plana; incluso presenta deficiencias en la extrapolación de fenómenos como el cambio de modo de falla al variar dicho σ_2 .

Sin embargo, una de sus mayores fortalezas es que requiere parámetros que se obtienen fácilmente por medio de pruebas de laboratorio o correlaciones empíricas como el módulo de Young (E), la relación de Poisson (ν), la cohesión (c), el ángulo de fricción interna (φ) y el ángulo de dilatación (ψ).

A pesar de su utilidad, el modelo presenta limitaciones relevantes. Por un lado, ofrece resultados conservadores de la resistencia cortante, lo cual puede ser adecuado en análisis preliminares pero restrictivo en diseños detallados. Por otro lado, en análisis tridimensionales puede generar problemas de convergencia numérica, ya que la superficie de fluencia tiene esquinas definidas que dificultan la resolución iterativa. Tampoco incorpora la variación de la rigidez con el confinamiento ni los efectos dependientes del tiempo, como la consolidación o la degradación cíclica. En la Figura 2-21 se muestra su superficie de fluencia, la proyección del plano desviadora y la ley de esfuerzo-deformación.

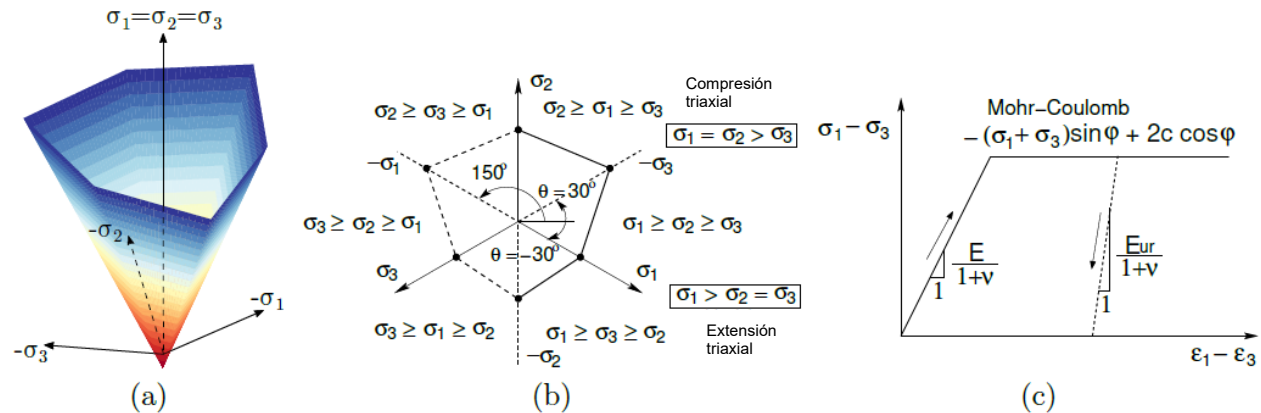


Figura 2-21. (a) superficie de fluencia en el espacio de tensión principal, (b) proyección en el plano desviador, (c) ley de esfuerzo-deformación.

2.2.3.5. Modelo de Drucker Pager

El modelo elastoplástico de Drucker-Prager constituye una extensión suavizada del criterio de Mohr-Coulomb, ampliamente utilizado en mecánica de suelos y rocas. Su principal ventaja radica en que la envolvente de falla es una forma cónica en el espacio de esfuerzos principales, lo cual facilita el cálculo numérico y mejora la convergencia en modelos tridimensionales, en contraste con las esquinas pronunciadas del criterio de Mohr-Coulomb. Normalmente es utilizado para simular el comportamiento de materiales granulares, suponiendo deformaciones unitarias pequeñas

Este modelo aproxima el comportamiento no lineal del suelo mediante una relación entre la ley de Hooke en el régimen elástico y una superficie de fluencia dependiente de los invariantes de esfuerzo: el esfuerzo cortante octaédrico y la tensión hidrostática. De esta manera, se logra una representación más estable del material bajo cargas complejas, siendo especialmente útil en el análisis de problemas tridimensionales.

En la práctica, se caracteriza por parámetros relativamente simples de obtener en laboratorio: módulo de Young, coeficiente de Poisson, cohesión y ángulo de fricción interna, los cuales pueden derivarse de ensayos triaxiales o de corte directo. Una limitación es que tiende a proporcionar resultados más conservadores en comparación con modelos avanzados, al no diferenciar con

precisión el papel del esfuerzo principal intermedio. Teniendo en la Figura 2-22 su superficie de fluencia, la proyección en el plano desviador y el meridiano.

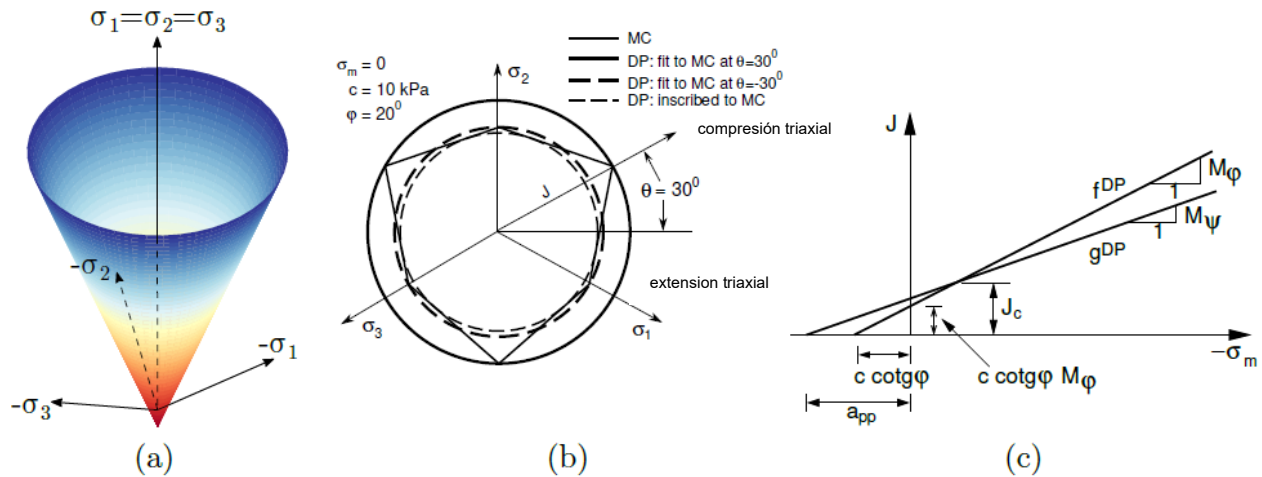


Figura 2-22. (a) superficie de fluencia en el espacio de tensión principal, (b) proyección en el plano desviador, (c) meridianos.

2.3. Condiciones de Carga

Las condiciones de carga se refieren a las diversas fuerzas a las que una estructura está sometida durante su vida útil. Estas cargas pueden ser aplicadas de forma estática o dinámica y deben ser consideradas en el diseño estructural para garantizar la estabilidad, seguridad y durabilidad de una estructura. Bowles (1996) las define como las fuerzas que actúan sobre una estructura y afectan tanto a su diseño como a la interacción con el terreno subyacente, imperantes para comprender en su totalidad este último efecto.

2.3.1. Condiciones Sustentadas

Las cargas sustentadas, también conocidas como cargas permanentes, son aquellas que actúan de manera constante y prolongada durante la vida útil de una estructura. Estas incluyen al peso de los componente permanentes de la estructura (peso muerto) y cualquier otra carga que no cambie significativamente con el paso el tiempo (carga estática o carga viva). Aunque suelen considerarse en el diseño como acciones estáticas, en el terreno pueden provocar efectos diferenciales relevantes, en particular asentamientos diferenciales que comprometen la estabilidad de la estructura.

De manera general, el comportamiento estático de las arcillas cuando se somete a un esfuerzo inferior a un esfuerzo crítico es elástico al superar este esfuerzo, presentando deformaciones excesivas y cambios de volumen. En el caso de arcillas saturadas, su viscoelasticidad y permeabilidad causa que al aplicarse una carga constante expulse gradualmente el agua que se encuentra en sus poros, reduciendo su volumen y el asentamiento del suelo. Esta consolidación del suelo se divide en primaria y secundaria, ya que ocurren en etapas distintas en el proceso de asentamiento del suelo. La consolidación primaria es el asentamiento inicial y rápido que se da

por la disipación de la presión de poro por una carga externa o por su extracción, aumentando progresivamente el esfuerzo efectivo. Después, se presenta el proceso lento de consolidación secundaria donde se realiza un reajuste interno de partículas que se siguen deformando (Terzagui, 1943; Mesri y Godlewski, 1977).

Estos efectos dependientes del tiempo son parte central de la interacción estática suelo-estructura, que condiciona el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil. Los cuales, definen asentamientos diferenciales a largo plazo que al presentarse de manera desigual causan deformaciones excesivas y grietas en las estructuras. También, la capacidad de carga del suelo disminuye de manera progresiva debido a la consolidación excesiva, lo que puede provocar inestabilidad en las cimentaciones. Siendo la base de los análisis dinámicos, ya que una cimentación que presenta asentamientos diferenciales presenta condiciones desfavorables ante cargas sísmicas.

Debido a la baja permeabilidad y alta compresibilidad de las arcillas que prolongan los asentamientos, en el diseño de estructuras se debe tomar en cuenta la magnitud y la velocidad de los asentamientos, siendo usual utilizar cimentaciones profundas que transfieran la carga a estratos más competentes o por fricción, con el fin de que los asentamientos no comprometan la integridad de la estructura.

2.3.2. Condiciones Cíclicas

Las cargas cíclicas son aquellas que, en función del tiempo, son de magnitudes, direcciones y frecuencias diversas, como son las que se originan por el viento, el tráfico y los movimientos sísmicos. Este tipo de carga es particularmente importante en situaciones donde debe valorarse la respuesta dinámica de las estructuras y la del suelo. Por otro lado, la aparición de las cargas cíclicas representa un verdadero reto en la dinámica de la interacción, debido a que las propiedades efectivas del suelo (rigidez y amortiguamiento) tienden a irse degradando de forma acumulativa con cada ciclo.

Estas cargas generan distintos efectos según el tipo de suelo, en suelos granulares saturados las cargas cíclicas pueden causar que la capacidad portante del suelo se pierda de manera temporal como en el fenómeno de licuación, en donde el suelo adquiere un comportamiento similar al de un fluido perdiendo su rigidez. Lo que puede llevar al colapso de estructuras, así como la modificación de la rigidez y el amortiguamiento de la estructura por las deformaciones permanentes que se acumulan en cada ciclo. Por otro lado, los suelos cohesivos ante cargas repetitivas desarrollan deformaciones progresivas y que se van acumulando debido a la fatiga del material, disminuyendo gradualmente su resistencia, donde cada ciclo genera asentamientos adicionales que no permiten regresar al suelo regresa a su estado elástico completamente, perdiendo de manera progresiva su rigidez hasta fallar por completo, comportamiento también conocido como ablandamiento cíclico.

El grado de presencia de los efectos se determina, entre otros, por la compactación, el contenido en agua y la intensidad y la frecuencia de la carga aplicadas. Además, en ambos tipos de suelo el grado de evolución de la presión de poro es capaz de reducir temporalmente la resistencia efectiva, aumentando el riesgo de aparición de deformaciones excesivas en cimentaciones o de deslizamientos en taludes, cuando superamos cierto umbral.

Las cimentaciones que son sometidas a cargas cíclicas desde la perspectiva estructural se centran en predecir los asentamientos diferenciales que se van a presentar en la estructura y la pérdida que tiene el suelo de manera progresiva con el tiempo. Gracias a las cargas repetitivas como en el caso de sismos o vibración de maquinaria, las arcillas acumulan deformaciones como se explicó anteriormente, desarrollando degradación cíclica (ablandamiento y aumento del amortiguamiento) que altera la respuesta global de la estructura.

Ante estos efectos, normalmente se hace uso de pilotes o pilas con el fin de transferir las cargas a estratos competentes que pueden soportar la carga o desarrollando su resistencia por medio la fricción ente el elemento estructural y el suelo. Cualquiera sea el caso, en su diseño es necesario verificar su capacidad cíclica tanto del fuste como de la punta, así como los efectos de grupo entre pilas y la posible presencia de fricción negativa debido al hundimiento regional gradual. Siendo común la combinación de una losa de cimentación junto con cimentaciones profundas para redistribuir los esfuerzos causados por la estructura, y controlar los asentamientos diferenciales.

La mejora del terreno es otra opción eficiente: columnas de grava/piedra, inyecciones (con cementantes o químicos), mezcla profunda, drenes prefabricados y en algunas ocasiones, muy puntuales, también la precarga y el vacío. Estas modalidades persiguen el objetivo de aumentar la rigidez y resistencia, de acelerar el drenaje, de inducir a la disminución de la generación/acumulación relacionada con las presiones de poro bajo carga cíclica. La compactación dinámica es una práctica que suele asociarse a rellenos o capas granulares, mientras que en arcillas blandas se tiende en favor de la mejora de la estructura del terreno o del propio estado de drenaje.

El diseño se debe plantear a partir del desempeño de la estructura, siendo delimitado por medio de límites de servicio para asentamientos totales y diferenciales, teniendo en cuenta la rotaciones en los apoyos y la variación de rigidez efectiva entre el suelo y la cimentación. Incluyendo en el análisis dinámica las impedancias que dependen de la frecuencia, la no linealidad y la histéresis del suelo, así como su degradación cíclica. Acompañándolo de instrumentación como piezómetros, inclinómetros, celdas de carga entre otros para poder validar las suposiciones realizadas en el diseño, así como retroalimentar los modelos para proyectar su comportamiento en condiciones futuras, con el fin de prevenir daños estructurales y en caso de detectar temprano trayectorias hacia falla asociadas al deterioro del suelo.

2.3.3. Condiciones de Cargas Residuales

La resistencia del material y la estructura después de haber ocurrido un evento severo como un sismo se conoce como carga residual, ya que tiene un estado predeformado que modifica su respuesta posteriormente en el suelo y en la estructura.

Las cargas impuestas en el suelo provocan deformaciones irreversibles que no se recuperan después de un evento estático o dinámico. Lo cual altera la respuesta frente a futuras acciones, ya que presentan asentamientos residuales que disminuyen la capacidad portante del suelo y comprometen la estabilidad de la cimentación. Desde el punto de vista estructural, las cargas pueden causar fisuras, deformaciones permanentes o pérdida de rigidez en los elementos estructurales, siendo muchas veces necesario su reparación o la colocación de refuerzos.

En suelos arcillosos, las cargas residuales se asocian con los esfuerzos que permanecen en el suelo después de que la carga externa actuante fue retirada. Gracias a sus propiedades plásticas y viscoelásticas las deformaciones permanentes se acumulan hasta que ya no se encuentran sometidas ante una carga externa, contribuyendo a asentamientos prolongados debido a la disminución de la presión de poro, mientras que su reajuste añade deformaciones debido a la fluencia.

Uno de los efectos más destacados es la persistencia de los asentamientos. En una arcilla saturada, la carga que se aplica provoca la expulsión de agua y la consiguiente compactación del esqueleto del terreno. A pesar de la retirada de la carga aplicada, parte de esas deformaciones no regresan, dado el hecho que se produce un cambio interno en el arreglo de partículas del terreno, que acaba mostrándose con asentamientos residuales. La memoria de la carga permite asegurar que los impactos generados por un acontecimiento dinámico no son solo consecuencia de la excitación en el momento de su aplicación, sino que se encuentran condicionados a la seguridad y al comportamiento de la obra a largo plazo.

Otro efecto que se presenta es la relajación de esfuerzos, lo cual describe como los materiales viscoelásticos actúan ante una carga constante al comportarse de manera no lineal, una vez que el suelo se descarga los esfuerzos internos vuelven a su estado inicial pero teniendo un estado residual, por lo que, si el terreno vuelve a experimentar otra carga cíclica se vuelven a formar los planos de corte pero con una fricción residual, reduciendo la capacidad de carga del suelo.

3. Marco metodológico

El análisis de los efectos de la subsidencia regional sobre la interacción suelo-pila-estructura (ISE) se abordará mediante una estrategia combinada que integra el uso de modelos numéricos tridimensionales y técnicas de monitoreo in situ. Esta metodología permite evaluar de forma rigurosa el comportamiento del sistema estructural bajo condiciones de consolidación progresiva del terreno, así como su respuesta ante solicitaciones sísmicas. El estudio contempla desde la caracterización geotécnica del sitio hasta la evaluación dinámica del desempeño estructural, incorporando explícitamente los efectos de la pérdida de presión de poro y el hundimiento regional.

Debido a la complejidad del caso de estudio, el cual toma en cuenta el hundimiento regional en distintos periodos de tiempo junto con la respuesta sísmica de la interacción suelo-estructura. El método directo es usado para simular el comportamiento del suelo, la cimentación y la estructura, permitiendo representar los componentes involucrados y sus efectos sin hacer uso de simplificaciones que pueden llegar a subestimar los efectos causados por la subsidencia regional y el sismo. Los modelos tridimensionales de diferencias finitas cuentan con condiciones de frontera absorbente y modelos constitutivos que logran representar el comportamiento del suelo.

La metodología se desarrolla en cuatro etapas principales (Figura 3-1):

1. Definir los parámetros de entrada

Se realiza una investigación y recopilación de la información relevante para el caso de estudio, como:

- El perfil estratigráfico y parámetros geotécnicos del suelo.
- La evolución histórica de la proyección de poro.
- Las tasas de subsidencia obtenidas por medio del monitoreo piezométrico.
- La caracterización del ambiente sísmico y la selección de acelerogramas semilla.
- La geometría y propiedades de los elementos estructurales del paso elevado y de la cimentación, junto con su procedimiento constructivo.

2. Consolidación de una columna de suelo

Se modela las condiciones del suelo y el sitio en campo libre en una columna de suelo tomando en cuenta la consolidación,

- Se determinan los modelos constitutivos que mejor representan el comportamiento del suelo y se calibran con las pruebas de laboratorio disponibles.
- Se obtiene la presión de poro actual del proyecto con tasas de subsidencia obtenidas por medio de su evolución histórica o con las mediciones del monitores piezométrico del sitio.
- Las isócronas obtenidas en el punto anterior se proyectan por medio de extrapolaciones lineales a años de consolidación futuros.

- Se modela una columna de suelo con las propiedades geotécnicas y la estratigrafía del sitio.
- Se establece primero la presión de poro hidrostática para después abatir la presión de poro según la isócrona inicial del sitio de estudio.
- Se dictan los modelos constitutivos correspondientes para cada material, usando el modelo Hardening Soil para arcillas y el modelo de Mohr-Coulomb para arenas.
- La presión de poro se abate de acuerdo con las isócronas medidas y proyectadas consideradas para los años de consolidación analizados.
- Obtener la consolidación presentada en la columna de suelo según el tiempo de consolidación.

3. Modelo en condiciones de campo libre

Las condiciones del suelo y el sitio en campo libre se modelan con una malla que cumpla con las dimensiones del proyecto.

- Se genera la malla del modelo con las dimensiones correspondientes según las dimensiones del proyecto.
- Se aplican las condiciones iniciales calibradas en la columna de suelo en la malla del modelo del sitio de estudio.
- Se abate la presión de poro en la malla del modelo de acuerdo con los años de consolidación analizados para comparar los resultados con la columna de suelo y verificar que sean correctos.

4. Modelación del proceso constructivo y de la consolidación por medio del abatimiento de la presión de poro.

Se modela la secuencia constructiva de la cimentación y el puente en el modelo del sitio con las condiciones iniciales del sitio para después aplicar la consolidación correspondiente a los años analizados.

- La excavación por partes para la colocación de zapatas, considerando troqueles en cada etapa de excavación para su estabilización.
- Se colocan los elementos estructurales correspondientes a la cimentación, es decir, las zapatas y pilas considerando sus respectivas propiedades mecánicas y geométricas.
- Se colocan interfaces en las caras laterales y en la base de la zapata para representar los planos de separación entre los elementos de la cimentación con el suelo.
- Por medio de elementos beam y shell se representan los elementos estructurales del puente, junto con sus propiedades mecánicas y geométricas.
- Al modelo con elementos estructurales se aplica la evolución del abatimiento piezométrico para los años de consolidación considerados .
- Se obtiene el análisis del comportamiento estático de la estructura ante el hundimiento regional.

5. Desempeño sísmico de la interacción suelo-cimentación-estructura ante los efectos de subsidencia regional

Se realiza el análisis dinámico tomando en cuenta la interacción suelo-cimentación-estructura en el modelo, aplicando acelerogramas sintéticos ajustados a un EPU,

- Se definen las propiedades dinámicas iniciales para cada etapa de consolidación a partir del modelo estático. Debido a que el modelo Hardening Soil en las arcillas se utilizó para reproducir su comportamiento por consolidación, se sustituyen los estratos al modelo Mohr-Coulomb. Después, el módulo de Young de cada estrato del suelo se ajusta mediante factores de escala para que sea consistente con el módulo de Young dinámico.
- A partir de los acelerogramas semilla, se generan los acelerogramas sintéticos alineados con los espectros de peligro uniforme que emanan de la fuente sismogenética.
- Se determinan los parámetros de rigidez de cortante ($G/G_{m\acute{a}x}$) y la relación de amortiguamiento de acuerdo con las características de los estratos del suelo, ya sea de datos experimentales o de modelos empíricos.
- Se establece el movimiento de entrada aplicado en la base del modelo por medio de la deconvolución del movimiento del suelo en superficie, aplicando una historia de esfuerzos en el tiempo de acuerdo con el enfoque de base flexible en el modelo.
- Se obtiene el análisis del comportamiento dinámica de la interacción suelo-cimentación-estructura ante el hundimiento regional.

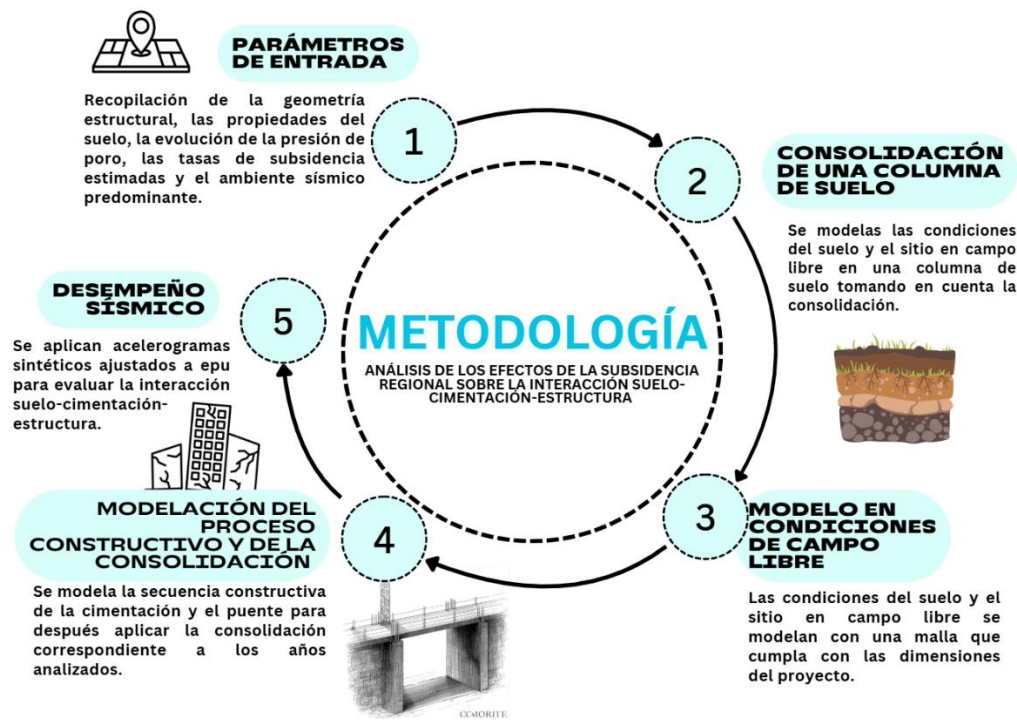


Figura 3-1. Metodología del caso de estudio.

3.1. Instrumentación de medición

Se centra tanto en el monitoreo como en el control de la evolución de movimientos, deformaciones, cargas, presión y niveles de agua en el suelo, subsuelo o roca. En un principio se considera la cantidad de instrumentación apropiada para cada etapa, su mantenimiento durante este periodo, con el fin de poder evaluar e interpretar los datos obtenidos de campo periódicamente para documentar la información.

3.1.1. Distribución de presión de poro

Para medir la presión de poro en suelos arcillosos, se utilizan diversos instrumentos geotécnicos que permiten obtener datos sobre la presión intersticial a distintas profundidades. Los principales dispositivos son los piezómetros Casagrande, los piezómetros de cuerda vibrante y los transductores de presión de poro. No obstante, es frecuente que se mida a través de ensayos CPTU (Ensayo de Penetración con Cono), el cual penetra el suelo a una velocidad constante, generando a la par lecturas en tiempo real con el fin de poder obtener una caracterización realista del perfil de suelo.

La presión de poro se determinó mediante el uso de piezómetros de cuerda vibrante, que se encontraban instalados en el sitio de estudio, de los cuales se tomaron mediciones en distintos periodos de tiempo. Con los registros se logró caracterizar la evolución de la presión de poro, así como la relación que esta tiene con la subsidencia que se registró. A partir de las mediciones se estableció la tendencia del abatimiento de la presión de poro con las que poder definir los periodos de estudio posteriores.

El procedimiento consistió en realizar lecturas a distintas profundidades en un pozo de observación habilitado para el control. En cada una de las profundidades se empleó un tiempo de espera de 15-20 minutos para que el sensor se estabilizara en el entorno. Las lecturas se corrigieron por las variaciones del nivel freático y de la temperatura del ambiente, con la idea de poder reportar los valores de la presión de poro en el datum del proyecto.

Con las mediciones obtenidas de distintos años, se realizó un análisis de tendencias aplicando ajustes lineales para representar el abatimiento piezométrico progresivo futuro (Figura 3-2). Tanto las mediciones como las proyecciones de la presión de poro obtenidas se incorporaron como condiciones de entrada en el modelo numérico, con el fin de que el suelo reproduzca la evolución de la presión de poro en los años de evaluación.

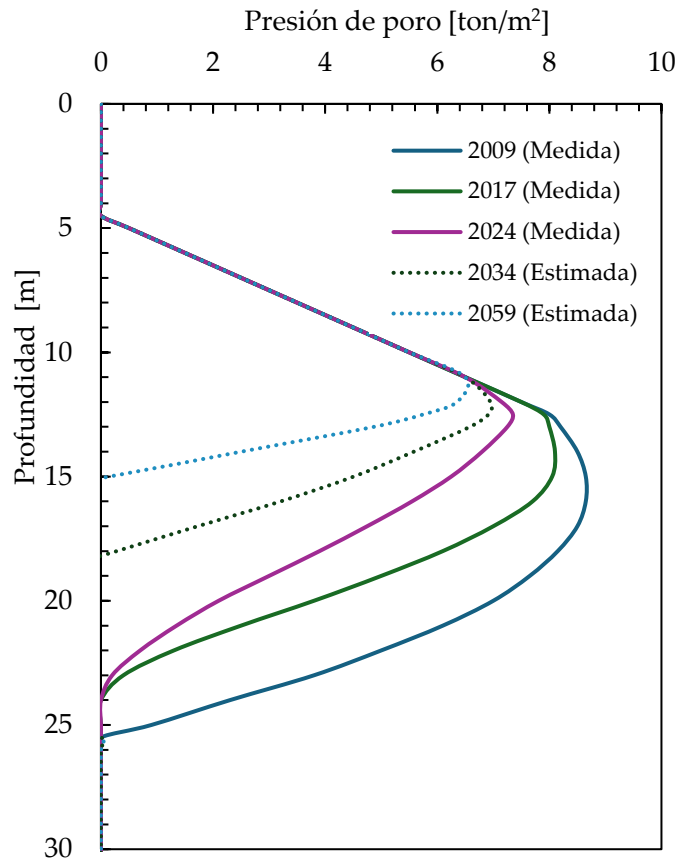


Figura 3-2. Mediciones piezométricas medidas y estimaciones de la presión de poro.

3.1.2. Monitoreo Topográfico

El monitoreo topográfico se utiliza con el propósito de tener en cuenta las deformaciones que se pueden desarrollar en la estructura o para monitorear su comportamiento en relación con la interacción suelo-estructura. A pesar de no contar con esta información del proyecto, es relevante conocerlo.

Tiene como finalidad medir el cambio a través del tiempo de la estructura con el suelo, así como monitorear los riesgos asociados al movimiento y deformación. A través del seguimiento de la ubicación de puntos de control instalados en estructuras mediante el uso de herramientas tradicionales como Estaciones Totales, Niveles Digitales y Receptores GNSS Geodésicos. Después de obtener las mediciones de los puntos de monitoreo en el campo (como dianas, argollas, pernos, varillas, prismas o mojones), los datos recopilados se procesan para calcular las diferencias entre las lecturas y detectar variaciones en los registros sucesivos, permitiendo tomar iniciativa acerca de los potenciales tanto movimientos como deformaciones peligrosas.

Las estaciones totales automatizadas permiten seguir el desplazamiento de las pilas y el comportamiento del suelo en tiempo real, lo que es crucial para garantizar la estabilidad de las estructuras y evitar asentamientos diferenciales que puedan comprometer su integridad. La

precisión en la detección de deformaciones es fundamental para ajustar las cimentaciones de manera oportuna y prevenir posibles fallas estructurales, especialmente en un terreno que experimenta hundimientos constantes por la extracción de agua subterránea y la alta compresibilidad de los sedimentos.

3.2. Modelado Numérico

El modelado numérico se ha posicionado como una herramienta indispensable para estudiar y predecir el comportamiento de sistemas complejos. En contraste con los métodos analíticos tradicionales que construyen sus ideas sobre simplificaciones, los modelos numéricos permiten representar con una mayor fidelidad las condiciones del sitio de estudio, las propiedades de los materiales, las secuencias de carga, entre otro, y por consiguiente, asemejándose con mayor exactitud al escenario real.

Esto hace posible que se puedan evaluar escenarios alternativos con modelos constitutivos que reproducen la respuesta mecánica del suelo, junto con elementos estructurales. El modelo se va ajustando al integrar esfuerzos y/o deformaciones, historias de carga, las condiciones de fricción, y de muchos aspectos. Esto hace posible una interpretación más completa de la interacción suelo–estructura.

Las simulaciones permiten representar el modelo constructivo en 2D o en 3D: las construcciones, los estados intermedios y la forma en que se comporta a lo largo de la vida útil de la estructura.

En este trabajo se utilizó un modelo tridimensional con el programa FLAC3D (Itasca, 2012), que utiliza el método explícito de diferencias finitas para computar en un medio continuo que se encuentra zonificado. Este modelo permite simular el comportamiento elasto-plástico de materiales de suelo, roca y materiales estructurales, siendo muy utilizada en Geotecnia o Ingeniería de Rocas para el análisis de túneles, excavaciones profundas, cimentaciones y estratigrafías complejas. Entre sus puntos fuertes se encuentran la capacidad de prever deformaciones y posibles mecanismos de falla, su facilidad para definir condiciones de borde y etapas de construcción y la integración con procesos automatizados como son las rutinas personalizadas por scripts (FISH o Python) adaptándose con estos aspectos a las particularidades del modelo del proyecto.

3.2.1. Malla de diferencias finitas

En los métodos numéricos basados en diferencias finitas, el primer paso consiste en discretizar el dominio de análisis en una red de nodos denominada malla. A partir de esta discretización, las ecuaciones diferenciales que describen el comportamiento del sistema se aproximan en cada nodo, permitiendo resolver problemas de esfuerzo, deformación y propagación de ondas en medios continuos. La calidad de la malla influye directamente en la precisión y estabilidad de los resultados, por lo que su diseño es un aspecto clave dentro del modelado numérico.

Por otro lado, las mallas irregulares dan mucha más flexibilidad para representar geometrías complejas. En ellas, los nodos no siguen un patrón uniforme y los elementos se adaptan al

dominio. Esto facilita la modelación de cimentaciones profundas, túneles, excavaciones irregulares o estratigrafías con cambios abruptos en sus límites. Una de sus principales ventajas es la posibilidad de refinar la malla en aquellas zonas donde se esperan gradientes elevados de esfuerzo o deformación, sin necesidad de aumentar innecesariamente el número de nodos en el resto del modelo. No obstante, su construcción y resolución son más complejas y demandan mayor capacidad computacional, además de requerir un mayor control en su generación para evitar errores de distorsión en los elementos.'

La elección del tipo de malla se realiza según el propósito del análisis y su geometría (Figura 3-3). Si se cuenta con un perfil estratigráfico que cuente con estratos homogéneos se suele utilizar una malla regular para tener una mayor eficiencia. Mientras que, si se tiene un terreno irregular con geometría compleja se usa una malla irregular para poder capturar con mayor precisión la geometría y obtener resultados más precisos y confiables.

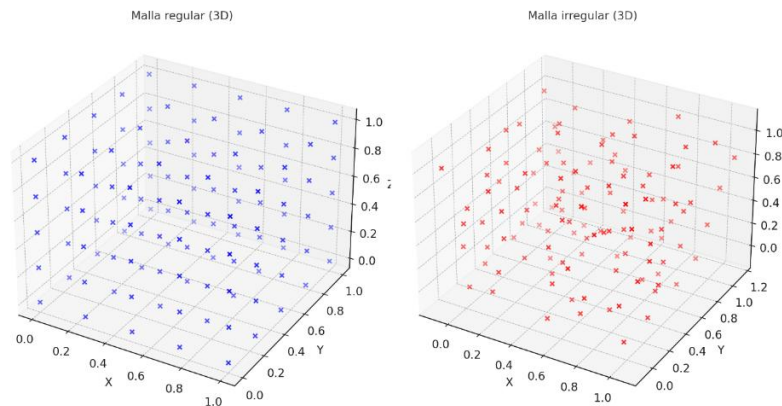


Figura 3-3. Mallas de diferencias finitas tridimensionales.

En este trabajo se hizo uso de una malla regular, ya que la estratigrafía del sitio de estudio se podía discretizar de manera uniforme mediante una malla regular. Además, permite realizar los análisis de manera más rápida con un menor costo computacional.

3.2.2. Calibración de las propiedades del suelo y modelos constitutivos

La calibración de las propiedades del suelo es esencial para que el modelo numérico reproduzca con fidelidad el comportamiento real del suelo. El proceso inicia con la recopilación y el análisis de la información geotécnica disponible, tanto de laboratorio como de campo, y con la definición de parámetros de partida. Los valores iniciales de módulo de elasticidad E , módulo de corte G , relación de Poisson ν , cohesión c y ángulo de fricción interna ϕ se obtuvieron a partir de CPTu, SPT, triaxiales y consolidación unidimensional, y se complementaron con mediciones piezométricas y registros de subsidencia.

Estos parámetros fueron los valores utilizados en los modelos constitutivos seleccionados. En el caso de materiales granulares como limos y arenas, se utilizó el modelo constitutivo Mohr-Coulomb,

mientras que para representar el comportamiento de las arcillas compresibles se utiliza el modelo Hardening Soil.

La calibración de los modelos constitutivos es un proceso iterativo donde se comparan los parámetros del suelo con los obtenidos en las pruebas de laboratorio (ensayos triaxial, pruebas de consolidación, entre otros) de las muestras recuperadas del sitio de estudio hasta obtener una similitud entre el modelo del suelo con las pruebas de laboratorio. De esta manera, es posible que se reproduzca el comportamiento del suelo a largo plazo bajo condiciones estáticas y sustentadas.

3.2.3. Elementos estructurales

En el modelo numérico, para representar la estructura y el sistema de cimentación se hizo uso de elementos estructurales que permiten capturar los elementos mecánicos de la estructura general, usando principalmente elementos tipo pile, tipo beam y tipo shell.

El elemento pile se empleó para modelar las pilas. Este elemento permite considerar cargas axiales y laterales, la interacción suelo–pilote a lo largo del fuste (adherencia y fricción, incluida la fricción negativa) y la contribución de punta, así como los efectos de rigidez en la transferencia de cargas hacia estratos profundos. Estos elementos fueron conectados a la zapata, la cual fue modelada por medio de un modelo elástico con sus respectivas propiedades.

El elemento beam se empleó en componentes lineales de la superestructura, es decir, en las columnas y elementos de apoyo, ya que es posible definir las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos, así como la conexión entre estos.

El elemento shell se usó para modelar el cajón del paso elevado al ser un elemento delgado, él cuenta con contraventeos (elementos tipo beam) para rigidizar su estructura. Su conexión con los elementos de la columna es rígida para poder representar la transferencia de cargas a la cimentación de manera consistente.

Estos elementos en conjunto, representan a la cimentación y la estructura, los cuales forman parte en el análisis de interacción suelo-cimentación-estructura.

3.2.4. Simulación de la Consolidación Regional

La consolidación regional en los modelos tridimensionales de elementos finitos, implica reproducir el hundimiento regional causado por suelos blandos y compresibles, tomando en cuenta la extracción de agua subterránea que afecta la evolución de la presión de poro y los efectos de las cargas estructurales que actúan de manera sostenida sobre el terreno.

En modelos numéricos tridimensionales, la consolidación se simula incorporando de forma explícita la relación entre presión de poro, deformación y permeabilidad del suelo. El suelo se representa como un medio poro elástico con el flujo de agua, lo que permite capturar la disipación de presiones intersticiales a lo largo del tiempo. Razón por la cual, en el caso de las arcillas se seleccionó un modelo constitutivo del tipo Plastic–Hardening, capaz de reproducir los procesos

de deformación y pérdida de rigidez característicos de estos materiales bajo consolidación prolongada.

Se inicia con un perfil inicial de presión de poro obtenido por medio de mediciones piezométricas, aproximaciones de bancos de nivel cercanos al sitio o considerando la presión hidrostática en el nivel freático. Después, en el modelo se introduce un abatimiento progresivo de la presión de poro debido a la extracción de agua, lo cual ajusta los esfuerzos efectivos que se tenían en las condiciones iniciales y de esta manera se presentan los asentamientos debido a la consolidación. Revisando que tanto los esfuerzos efectivos teóricos y los del modelo numérico sean consistentes.

3.2.5. Simulación Cíclica

Utilizada para conocer cómo es que tanto el suelo, la cimentación y el suelo actúa ante cargas repetitivas o cíclicas, normalmente se estudia el comportamiento ante eventos sísmicos para conocer los efectos que puede causar, como el desconfinamiento de los elementos, el deterioro estructural y el rendimiento general de la estructura bajo condiciones dinámicas.

Encontrándonos en un área de elevada actividad sísmica como lo es la Ciudad de México, se presenta una aceleración máxima en los depósitos de suelos blandos ante la ocurrencia de sismos de interplaca o intraplaca de acuerdo con Chávez (1984, 1992). Cuya composición de origen lacustre y volcánico presentan comportamientos complejos, excediendo el contenido de agua a menudo un 500%, el índice de plasticidad por un 300%, con una porosidad y volumen de agua del 90% que resultan en intrincados problemas de cimentación. Ya que, si son sometidas a esfuerzos inferiores a un cierto esfuerzo crítico el suelo es elástico, sin embargo, cuando se supera este esfuerzo las partículas presentan una ruptura llevando a una excesiva deformación y cambios de volumen.

El comportamiento dinámico de estos suelos requiere la determinación de las deformaciones inducidas por carga cíclica, la cuantificación de los efectos cuantificación de los efectos de la aplicación de un número preestablecido de ciclos de carga sobre las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante y la determinación de las propiedades dinámicas (Módulo de G/G_{max} y la relación de amortiguamiento λ) en un rango de deformaciones.

Primero, se establece el ambiente sísmico del sitio. El cual puede ser determinado por medio de dos enfoques, el análisis de peligro sísmico determinista y el análisis de peligro sísmico probabilista cuya diferencia se centra en cómo es que se considera la sismicidad del área de influencia.

El enfoque determinista, se basa en los mayores sismos que se puedan presentar de cada fuente, normalmente, el máximo histórico. A partir de este, se calcula el movimiento que se presentaría en el sitio de estudio sin tomar en cuenta tiempos de recurrencia. De los sismos seleccionados se establecen correlaciones y modelos espectrales para obtener los espectros de respuesta específicos del sitio. Desarrollando un escenario sísmico del sitio, del cual se basa la evaluación de peligro sísmico. No incluye la incertidumbre del evento sísmico, utiliza la magnitud específica que ocurre

en el sitio. Es posible incorporar esta incertidumbre por medio de la incorporación de factores de seguridad de acuerdo con la experiencia pero para evitar el uso excesivo de niveles de seguridad se puede hacer uso de diferentes objetivos de rendimiento para el diseño de estructura.

Por otro lado, se tiene el enfoque probabilista que considera las incertidumbres de tamaño, localización y la tasa anual de excedencia del sismo en la evaluación del peligro sísmico. De igual manera se identifican las fuentes sísmicas junto con sus características, teniendo en cuenta la distribución de probabilidad de localización de la ruptura de la fuente sísmica y la distribución de probabilidad de la distancia entre la fuente sísmica y el sitio de estudio. Siendo posible caracterizar la sismicidad por medio de la probabilidad de excedencia de las ordenadas espectrales para cada una de las fuentes sísmicas. Después se determina el movimiento producido en el sitio por sismos de cualquier magnitud en cualquier punto posible en cada fuente, tomando en cuenta la incertidumbre de esta predicción. Finalmente, las incertidumbres son combinadas para obtener la probabilidad de que los parámetros de movimiento sean excedidos para los periodos de interés, es decir, los espectros de peligro uniforme.

Su aplicación depende del objetivo del análisis, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3-1. Recomendaciones de aplicación del método según la aplicación y el objetivo de análisis.

Aplicación	Objetivo de análisis	Método recomendado
Diseño	Infraestructura crítica de corta vida útil.	Análisis de peligro sísmico determinista.
	Infraestructura crítica de larga vida útil.	Análisis de peligro sísmico determinista o probabilista.
	Estructura civiles en general.	Análisis de peligro sísmico determinista o probabilista.
	Estructuras en general e instalaciones industriales.	Análisis de peligro sísmico determinista.
Evaluación de seguros de riesgo	Infraestructura crítica	Análisis de peligro sísmico probabilista.
Riesgo técnico	Infraestructura crítica	Análisis de peligro sísmico probabilista.

A partir de los espectros de peligro uniforme (EPU) definidos para el sitio, se construye el conjunto de acelerogramas compatibles siguiendo una secuencia sencilla: primero se eligen registros “semilla” con magnitud, distancia y mecanismo acordes a cada fuente; luego se procesan (corrección de línea base, filtrado y recorte de duración); después se aplica un escalamiento inicial para acercar su espectro al EPU, usualmente con 5 % de amortiguamiento; por último, se efectúa el ajuste espectral en el dominio del tiempo mediante el método de Lilhanand y Tseng (1988), modificado por Abrahamson (1993), superponiendo correcciones tipo wavelet en las bandas de

periodo donde el registro queda por encima o por debajo del objetivo, hasta lograr compatibilidad en el rango de periodos de interés.

Los modelos pueden alterar la historia de tiempo, y en el transcurso de esa modificación se transcribe un contenido de periodo largo de la fase no estacionaria de la historia de tiempo original, de origen empírico. Al aplicar el método anteriormente descrito se obtienen los acelerogramas sintéticos por el método descrito en el diagrama de flujo de la Figura 3-4.

Para la generación de los acelerogramas sintéticos se deben considerarse dos parámetros clave:

- a) Número de iteraciones,
- b) Tolerancia de convergencia.

Ambos parámetros influyen directamente en el ajuste espectral, ya que controlan la minimización del error entre el espectro de referencia y el espectro ajustado. El error se define como:

$$|e| = a_{referencia} - a_{ajuste} \quad (3-1)$$

Donde:

$a_{referencia}$, es la aceleración espectral de referencia

a_{ajuste} , es la aceleración espectral ajustada

e_{min} , es el error entre el espectro de referencia y el espectro ajustado, este tiene que ser minimizado en el proceso de ajuste.

En este proceso iterativo (Figura 3-4), se busca llegar al menor error entre ambos espectros. Siendo la tolerancia de convergencia el error máximo admisible donde el ajuste es compatible, a menor número de iteraciones se tienen una mayor tolerancia, y viceversa, a menor número de iteraciones es necesario una tolerancia menor.

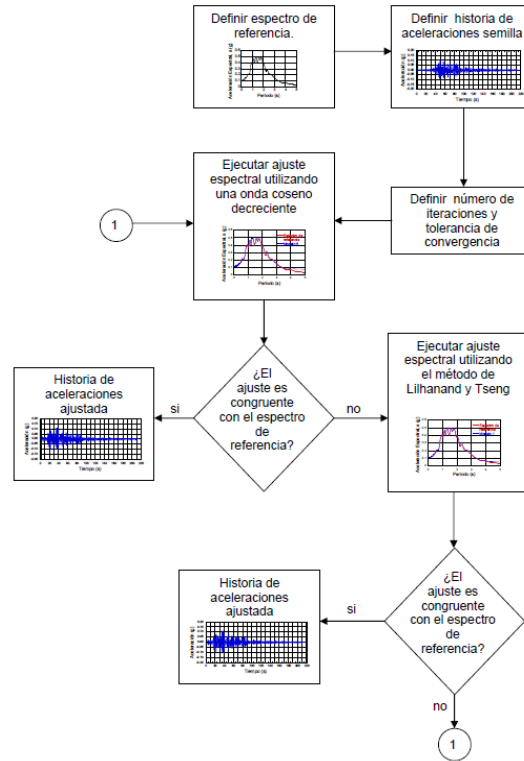


Figura 3-4. Metodología para la obtención de historias de aceleraciones ajustadas a un espectro de referencia.

Tras definir el espectro objetivo, el análisis de respuesta de sitio consiste en llevar el movimiento registrado (normalmente en roca) a la base firme del sitio y propagarlo verticalmente a través de los estratos de suelo para obtener el movimiento en superficie, como se muestra en la Figura 3-5.

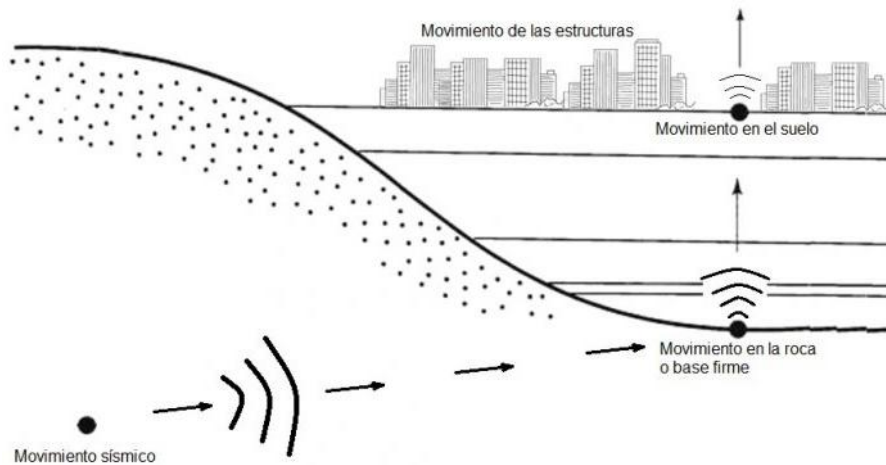


Figura 3-5. Análisis de respuesta de sitio.

Esto puede abordarse con un enfoque determinista o con uno probabilista. En este caso, se utiliza SHAKE (Schnabel et al., 1972), donde se realiza el análisis determinista clásico: se modela la

propagación unidimensional de ondas de corte en un perfil estratificado (Figura 3-6), donde se describen las capas con las curvas de degradación de rigidez al cortante normalizado con respecto a su valor máximo ($G/G_{\text{máx}}$), el amortiguamiento de cada geomaterial, el peso volumétrico y el espesor, donde se actualiza la rigidez y amortiguamiento con el método lineal-equivalente usando las curvas $G/G_{\text{máx}}$ y de amortiguamiento según las propiedades de los estratos. El resultado depende sensiblemente del registro de entrada.

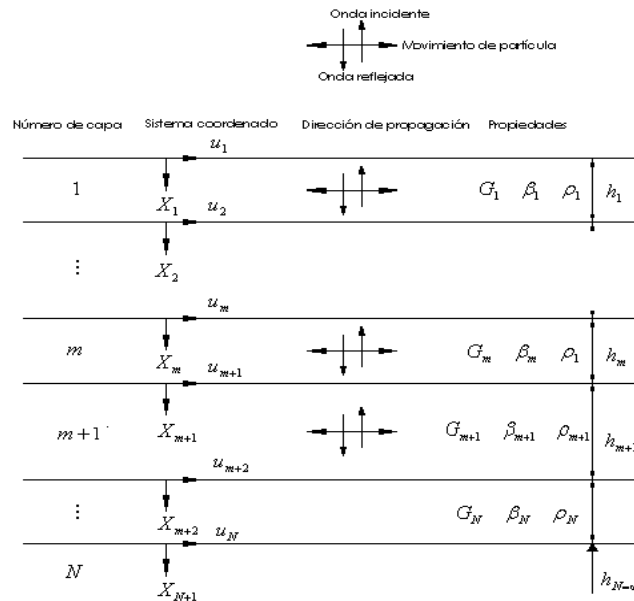


Figura 3-6. Sistema unidimensional de propagación de ondas.

Después de que la respuesta de sitio fue analizada, el movimiento de entrada se ingresa en FLAC3D de acuerdo con lo que se obtuvo de SHAKE, esta etapa comúnmente se conoce como deconvolución. SHAKE establece en sus resultados tres historias de aceleración: base-outcrop, base-within y superficie. Outcrop se corresponde con el movimiento en roca aflorante (sin columna de suelo en la base), within es el movimiento en la base cuando sí existe columna de suelo y superficie es el movimiento en la superficie del sitio en análisis. Existen dos formas de realizar la deconvolución (ver Figura 3-7), bien mediante una base rígida, bien haciendo uso de una base flexible.

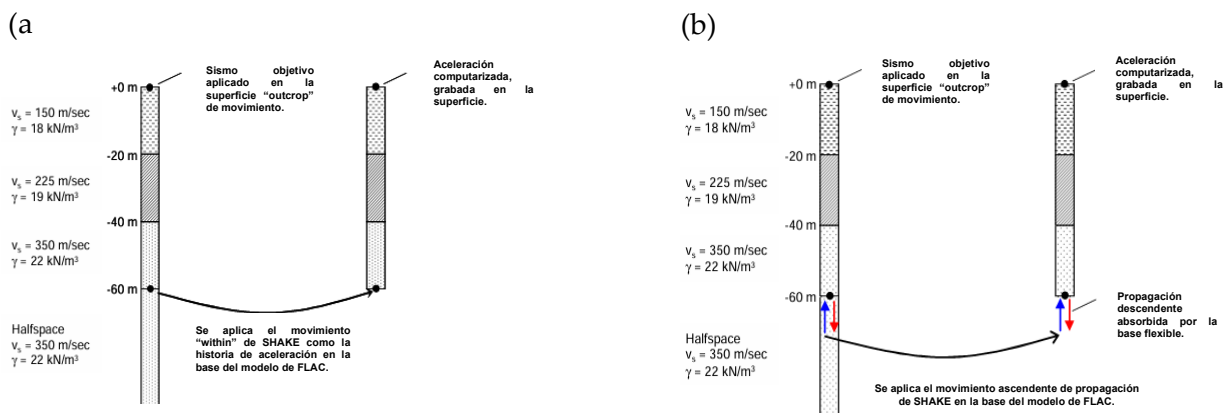


Figura 3-7 Deconvolución de base rígida (a) y base flexible (b).

Normalmente se utiliza una base flexible, ya que modela de manera más precisa la absorción de ondas, evitando las reflexiones no físicas de la base del modelo, utilizando una condición de frontera absorbente que requiere datos de entrada de esfuerzos que se derivan de la historia de aceleraciones de propagación ascendente del análisis realizado en SHAKE.

Tomando en cuenta una base flexible, se seleccionan las historias de aceleración en outcrop, a las cuales se les aplica una corrección de línea base para eliminar errores de integración derivados de los ajustes. Luego, la aceleración se integra para obtener la velocidad y esta historia de velocidad se convierte a una historia de esfuerzos cortantes mediante la relación de onda elástica, incluyendo el factor 2 que exige FLAC3D porque la mitad del esfuerzo la absorben los amortiguadores viscosos de frontera:

$$\sigma(t) = 2\rho V_s v(t) \quad (3-2)$$

Donde: ρ es la densidad y V_s es velocidad de onda de corte de la base del material, y $v(t)$ es la velocidad del propagación ascendente.

Como verificación de que se haya implementado correctamente la deconvolución, se comparan los espectros de respuesta en superficie y within (al aplicarse en FLAC3D el movimiento en la base se lleva a cabo la propagación ascendente del movimiento por medio de los estratos definidos en el modelo) obtenidos tanto de FLAC3D como de SHAKE.

3.3. Pruebas de Control de Calidad

En cimentaciones profundas, el control de calidad puede realizarse mediante pruebas de carga estáticas (compresión, tensión, carga lateral o combinadas) y pruebas de carga dinámicas. No obstante, su ejecución no siempre es viable: a menudo no se contempla el tiempo necesario en la programación del proyecto y, además, el costo limita su aplicación a casos donde el proyecto lo justifica.

Para pilas perforadas coladas en sitio se emplean con frecuencia pruebas de integridad no destructivas para verificar la continuidad y la calidad del concreto logrado en obra. La idea es inducir una excitación controlada en la cabeza de la pila y registrar la respuesta en el tiempo o en la frecuencia para identificar defectos: discontinuidades, cambios marcados de material o variaciones de sección.

La lista de técnicas más habituales incluye el pulso simple, el pulso combinado, el análisis de impedancia, Down-hole, Cross-hole y gamma-gamma, pero ninguna de las técnicas mencionadas cubre el todo por el todo, cada una tiene sus ventajas y sus inconvenientes, pues algunas ven tan solo una porción de la sección del elemento (como una línea entre tubos de acceso) mientras que otras analizan el núcleo del eje pero no el recubrimiento exterior de la jaula.

En la prueba de integridad de baja deformación, mejor conocida como prueba PIT por sus siglas en inglés. Mediante un impacto ligero con un martillo en la cabeza del pilote, se genera una onda de compresión que se propaga a través del pilote. Midiendo el tiempo de viaje entre el golpe en la cabeza y las reflexiones, en caso de que se encuentren discontinuidades o cambios en la sección se reflejan ondas de tensión a la cabeza del pilote, registrándolas por un acelerómetro. La interpretación puede complicarse por varillas sobresalientes, irregularidades del cabezal o un acoplamiento deficiente del sensor.

El Cross-hole (CSL) requiere tubos de acceso (acero o plástico) instalados antes del colado y llenos de agua una vez que el concreto se haya colado; siendo usual el uso de acero por su mejor adherencia al concreto. Se introduce un emisor ultrasónico en un tubo y un receptor en otro, avanzando en paralelo y sincronizados. Con frecuencias típicas de 40–70 kHz, a partir de tiempos de llegada y amplitudes se estiman velocidades de onda y la calidad del concreto. Sin embargo solo cubre el volumen que hay entre los tubos, para ensayar la pila completa es necesario utilizar distintas combinaciones de tubo. También. No es posible inspeccionar el recubrimiento externo cuando los tubos van dentro de la jaula.

El gamma-gamma emplea tubos de acceso para bajar una fuente radiactiva (por ejemplo, Cs-137) y detectar la retrodispersión con un medidor de fotones, lo cual está relacionado con la densidad del material cercano. Facilita la evaluación en un rango de 360° alrededor del tubo y permite una revisión parcial del recubrimiento (aproximadamente 76 mm desde el eje del tubo). En cuanto a la cobertura, normalmente se desplaza

Cualquiera de estos métodos puede apoyar la verificación de integridad de las pilas. En nuestro caso no se hizo uso de ningún método para conocer la integridad de la pilas, sin embargo, debido a su importancia se profundiza un poco en el método Cross-hole como técnica principal que se usa para comprobar la integridad y la calidad del concreto de las pilas de cimentación, complementándolo con otras pruebas cuando sea necesario de acuerdo con las condiciones de obra y los requerimientos del proyecto.

3.3.1. Prueba Cross Hole

Técnica no destructiva para evaluar la integridad y calidad del concreto en elementos de cimentación profunda (pilas/pilotes perforados, hincados, de barra inyectada o colados en sitio) y en muros diafragma, barrenos o presas.

El concepto es sencillo: se calcula el tiempo que tarda un pulso ultrasónico en desplazarse y la energía asociada entre tubos de acceso integrados en el componente (modo Cross-Hole) o, como alternativa, dentro de un solo tubo. A frecuencias ultrasónicas, el concreto principalmente transmite ondas de compresión (P); las ondas S son más lentas y no se consideran aquí. En concreto en buen estado, la velocidad P normalmente se encuentra entre 3 600 y 4 000 m/s; la presencia de vacíos, segregaciones o contaminación tiende a reducir esta velocidad y a debilitar la señal. Por esta razón, al medir el tiempo de llegada y la amplitud entre un emisor y un receptor situados en dos tubos (rellenados con agua después del vertido para garantizar el acoplamiento), se pueden identificar irregularidades. Generalmente, ambas sondas se mantienen a la misma altura y avanzan paralelamente desde la parte superior hasta la parte inferior. También es factible utilizar varios receptores o trabajar en un único acceso (ambas sondas en un mismo tubo).

De instrumentación se necesitan sondas estancas, que puedan funcionar hasta al menos 1.5 veces la profundidad máxima estimada y que sean capaces de emitir y captar el pulso a aproximadamente 125 mm del fondo del tubo. El sistema emisor-receptor típicamente opera en el rango de 30 a 100 kHz y debe contar con características semejantes para garantizar que la respuesta sea similar.

Cuando el diámetro de la sonda es menor que la mitad del ancho interno del tubo, se tendrían que usar dispositivos de centrado para garantizar que ambos estén alineados. Los cables tienen que resistir la presión del agua y el roce y, al acceder al tubo, es conveniente usar una polea y/o un material que amortigüe el roce al subir/bajar.

Para seguir el recorrido se suelen usar codificadores de profundidad, siendo lo más adecuado usar uno por cada sonda; el sistema de captura necesita grabar las señales en una resolución y frecuencia de muestreo adecuadas, en configuraciones analógicas, al menos 12 bits y 250 kHz.

En lo que respecta a los tubos de acceso, lo mejor es que se coloquen durante el vertido. Se recomienda el uso de acero debido a su mejor unión con el concreto; en casos de un solo tubo, el acceso suele ser de PVC. Si no se instalaron en la obra, se pueden realizar perforaciones más tarde para añadirlos, asegurando que las sondas puedan pasar sin obstáculos a lo largo de toda su longitud.

El procedimiento requiere que se encuentren las sondas paralelas y a la misma altura para emitir los pulsos y registrar los tiempos de llegada y energía, como se muestra en la Figura 3-8. Los datos se procesan para identificar con claridad la primera llegada y su amplitud; después se grafican vs. profundidad para generar el perfil ultrasónico del elemento. En concreto adecuado se observa

un tiempo de llegada bajo y con alta amplitud; incrementos en el tiempo de llegada, pérdidas de energía o trayectorias anómalas sugieren baja calidad, segregación, inclusiones o reducciones de sección entre tubos. El método no identifica por sí solo el tipo exacto de defecto; por lo que, si se detectan zonas irregulares, deben corroborarse con ensayos complementarios y, de confirmarse, establecer medidas de rehabilitación.

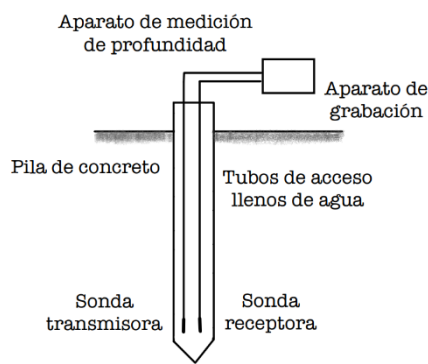


Figura 3-8. Arreglo de la prueba Cross-Hole.

La evaluación de la prueba se centra en el espacio que queda entre los tubos de acceso. Para incrementar el área de ensayo se perfilan todas las combinaciones posibles en pares de tubos; sin embargo, en el momento en que los accesos están en la jaula de refuerzo la revisión del recubrimiento exterior queda limitada. En componentes de gran tamaño, la posición y la cantidad de accesos son determinantes para conseguir la muestra representativa del concreto.

La calidad de los resultados dependerá, pues, de que los accesos sean continuos, hasta la boca del pozo colmados de agua, sin burbujas, sin pérdidas; de que haya un cabezal regular; de que las sondas queden alineadas correctamente y que la distancia entre ellas se controla y se documenta. Estas circunstancias constituyen condiciones para disminuir la dispersión de las mediciones, como para mejorar la fiabilidad de la interpretación.

3.3.1.1. Procedimiento

Con anterioridad se presentaron de forma breve los componentes y la ejecución de la prueba; a continuación, se describe el procedimiento con mayor detalle conforme a la ASTM D6760-08.

3.3.1.1.1. Instalación de los tubos de acceso

Los tubos de acceso deben instalarse preferentemente durante la construcción de la pila o pilote, procurando un recubrimiento mínimo equivalente al diámetro del propio tubo. El número de accesos depende de las dimensiones del elemento para asegurar una cobertura consistente de la sección transversal; se fijan a la jaula de refuerzo a intervalos regulares a lo largo de toda la longitud. En la práctica, se coloca aproximadamente un tubo por cada 0.25–0.30 m de diámetro del elemento, espaciados de manera uniforme alrededor de la circunferencia, con un mínimo de tres tubos para poder realizar la prueba Cross-Hole. Para configuraciones de un solo acceso en

elementos de pequeño diámetro, son aceptables tubos de PVC u otros materiales de baja velocidad de onda.

Los tubos de acceso deben quedar rectos y a la vez paralelos y sin restricciones internas; así como tener sus extremos íntegros, a fin de permitir su correcta conexión al sistema de pruebas. En la práctica, es frecuente, e incluso conveniente, el uso de tapones en el momento de la instalación para evitar la entrada de contaminantes. El exterior debe ser mantenido limpio y, en caso de tubos de plástico, deberán ser rugosos por abrasión para mejorar la adhesión con el hormigón circundante. En caso de que se requiera el alargue de los tubos a la longitud del elemento estructural, únicamente deben utilizarse acoplamientos del propio tubo y no piezas ajenas que pudieran generar discontinuidades o pérdidas.

Después, se apunta cada acceso, la distancia entre los tubos en los extremos y el centro, así como las características de las uniones y posición nominal. En el caso que los accesos son colocados a partir de taladrar y después del vuelco, se emplean perforaciones de hormigón y/o extracción de núcleos. En dicho caso, el diámetro de hecho que se obtiene debe tener el tamaño suficiente para las sondas y el material, dejándolo como un agujero recto para asegurar el paso desahogado de los instrumentos toda la longitud.

3.3.1.1.2. Prueba en General

La prueba puede realizarse entre los 3 y 7 días posteriores al colado del concreto; no obstante, según las dimensiones del elemento conviene esperar el intervalo mayor. En el caso de tubos de plástico, es preferible ensayar lo antes posible para evitar el desacoplamiento del tubo del concreto.

Al inicio de la operación se retiran las cubiertas protectoras de los tubos de acceso y se rellenan hasta el borde con agua potable. A cada punto de acceso se le asigna una etiqueta y se elabora, bien con brújula, bien con un esquema del diseño del sitio, el plan de referencia. En el plano final debe indicarse la posición de los tubos y la distancia que los separa, cuya precisión se garantiza en 10 mm; hay que revisar también la longitud libre del tubo sobre el concreto, que debe ser de al menos 100 mm. Se revisa el material y la logística de la prueba, que incluye la posición de la polea o guía en la entrada de los tubos, a lo largo del recorrido de los cables, distancia vertical entre las sondas, nivelación y distancia hasta el fondo de cada entrada de tubo.

En ciertas condiciones puede ser útil operar las sondas a distintas alturas en la subida de la sonda (bien con intervalos fijos, bien con intervalos variables) o aumentar la distancia vertical y con ello aumentar el área de la zona de investigación alrededor del tubo, aunque esto último puede disminuir la resolución y la longitud del perfil medido. Para mejorar la conexión puede añadirse concreto al fondo del tubo.

Con el equipo preparado, se modifican tanto la amplificación como la amplitud de la señal. Las sondas se sumergen en el fondo y se comienza a registrar los pulsos ultrasónicos durante un ascenso gradual. Si algún pulso no se registra, se repite la medición hasta obtener la

señal adecuada para la profundidad. La forma en que se adquiere la información varía según el sistema (puede ser de arriba abajo, de abajo arriba o ambos). En el diseño de un solo tubo, el emisor y el receptor se colocan con una distancia vertical estándar de 600 mm (que puede ajustarse para aumentar el alcance).

Una vez capturados los datos, se procede a visualizar el perfil ultrasonido y se chequea la calidad de la imagen, la resolución y el contraste. Se corrige el desajuste entre el fondo del tubo y la punta de las sondas comparando la longitud medida del perfil con la del tubo de acceso; este desajuste no deberá ser mayor al 1 % de la longitud o a 0.25 m (Quien sea más grande). Y se repite dicho procedimiento para cada par de tubos.

Se constata que los ficheros o etiquetas asociados sean los del elemento ensayado y se hace copia de la información. Si en el perfil se sugiere que hay una anomalía, esta se investiga con una técnica complementaria. En tal caso, las sondas deben de ser posicionadas 1 m debajo de la zona sospechosa y 1 m en la parte superior de la zona sospechosa para asegurar los límites.

El análisis de cada componente tiene que contemplar, al menos, la energía relativa, el tiempo de llegada (TOF) o la velocidad aparente (la relación entre la distancia entre tubos y el tiempo de llegada). Es preferible que el gráfico en cascada muestre la primera llegada en la exposición. Cualquier procesamiento posterior debe ser reducido para no enmascarar señales que puedan llevar a una conclusión incorrecta.

Finalmente, el informe debe incluir la información sobre la entidad que realizó la prueba, así como el proyecto y el cliente, la fecha, el equipo y las sondas empleadas, además del personal encargado de la validación. Para cada componente, se registran la ubicación y la identificación, la geometría final (tanto el diámetro nominal como el real, y la longitud), la fecha y el método de la prueba junto con sus observaciones, la disposición y la identificación de los tubos de acceso, su separación y los registros relacionados, cualquier limitación que haya impedido alcanzar la profundidad total, las elevaciones de corte, el terreno y la corona de cada tubo, y la longitud del tubo que estaba expuesta sobre el concreto en el instante de la prueba. Los perfiles ultrasónicos deberían contener comentarios acerca de la integridad del componente y el estado de los accesos.

3.3.2. Pruebas de Carga

Las pruebas de carga son ensayos a escala real que permiten observar directamente cómo responde la cimentación ante distintos niveles de esfuerzo, aportando criterios de diseño fiables tanto en condiciones estáticas como dinámicas. Además, ayudan a caracterizar la interacción pila-suelo y pueden emplearse para dimensionar la cimentación según el Eurocódigo 7 y la CTE DB-SE-C, para optimizar el costo de la cimentación.

Aunque en ocasiones no se realizan por el tiempo y el costo que implican, su importancia en el diseño y la ejecución es cada vez mayor. Existen diversos procedimientos según la duración y naturaleza de la acción aplicada: en las pruebas dinámicas se emplean niveles de carga comparables a los del ensayo estático, pero con duraciones más breves. Más adelante se

abordarán con detalle las principales modalidades, incluyendo de forma específica la prueba bidireccional (estática).

La instrumentación en los ensayos preliminares proporciona información sobre la forma de carga y sobre los resultados. En concreto se utilizan extensómetros que sirven para las medidas de las deformaciones a lo largo del fuste, celdas de carga situadas en la cabeza de la pila, en secciones intermedias o punta para atenuar la separación de la contribución de fuste y punta, así como sensores de fibra óptica (DFOS) que nos permiten obtener perfiles continuos de deformaciones y temperatura. Disponiendo de esta información se pueden aislar las partes de los elementos que trabajan, detectar posibles desacoples de forma local y ver cómo varía el módulo secante en función de la carga, ayudando a reducir la incertidumbre entre los resultados del ensayo y su transferencia en un diseño.

3.3.2.1. Pruebas de Carga Sostenida

La prueba de carga sostenida (o estática) reproduce el comportamiento real de un pilote o pila sometidos a una carga, por lo que puede ser utilizada como ensayo de diseño (preliminar) o bien como ensayo de control durante obra. Se aplica en compresión axial, tracción o bien carga lateral, incrementando de manera escalonada la carga y registrando a su vez el movimiento del cabezal. En cada peldaño el tiempo se mantiene el mínimo y/o un criterio de velocidad de asiento (deformación > el umbral o establecido), pasando al peldaño siguiente.

El sistema habitual consta de gatos hidráulicos, celdas de carga (o manómetros calibrados) y la medición de desplazamientos mediante LVDT o comparadores de reloj colocados sobre vigas de referencia que no dependen del pilote que se está probando. Para obtener lecturas precisas, son fundamentales la alineación, las superficies de apoyo planas y cierto nivel de redundancia en los instrumentos utilizados.

En el plan de ensayos se define el procedimiento del ciclo de carga y descarga, que incluye los incrementos desde el 10 al 25 % de la carga operativa, así como mantenimientos en escalones, y el ciclo de descarga-recarga siempre que se considere necesario. La carga máxima, suele estar comprendida entre 1.5 y 2.0 veces la carga operativa, tal y como aparece reflejado en el proyecto y en la normativa vigente. En los mantenimientos se especifica cómo avanza la evolución del asentamiento en el tiempo para el estudio de la fluencia en carga constante. Al final del ciclo de carga se efectúa una descarga y se evalúa el rebote elástico.

Los resultados son un apoyo más fuerte que una aproximación solamente de carácter analítico, pues permiten valorar la resistencia y rigidez que tiene el sistema cimentación-suelo y mejorar las dimensiones y factores de seguridad. Así se puede obtener la carga última y la capacidad admisible utilizando métodos corrientes (por ejemplo, Davisson, Chin-Kondner, De Beer, Butler-Hoy) y obtener módulos secantes o tangenciales a distintas cargas. También en el caso de suelos diversos o proyectos a gran escala es recomendable complementar con otra metodología (pruebas

dinámicas, CSL/Cross-Hole u otras pruebas de integridad) para aumentar su representatividad espacial.

El documento del ensayo debe contener la identificación del componente, la situación, la geometría final (diámetro y longitud), la configuración del sistema de reacción, calibraciones, el protocolo de carga, así como los registros de tiempo–asiento y carga–desplazamiento, los métodos de interpretación utilizados, los valores característicos (capacidad, rigidez, fluencia) y las conclusiones de, si se lograron o no los objetivos de diseño. Si se considera conveniente, se emitirán las sugerencias pertinentes para la corrección del diseño o para la realización en la obra.

3.3.2.1.1. Ensayo de Carga a Compresión

El ensayo de carga a compresión es el procedimiento más utilizado para caracterizar el desempeño de una pila. Puede ejecutarse como prueba preliminar para definir el diseño o como control durante la obra. Consiste en aplicar carga en la cabeza del elemento, ya sea en incrementos siguiendo una secuencia predeterminada o de manera constante, mientras se registran simultáneamente la carga, el tiempo y el desplazamiento. Con estos registros se construye la curva carga–desplazamiento, a partir de la cual se estima la carga límite mediante métodos de interpretación reconocidos. Aunque lo habitual es medir el desplazamiento en la cabeza, es posible instrumentar el fuste para captar la respuesta a distintas profundidades.

La evaluación de los movimientos en la parte superior del pilote se lleva a cabo utilizando relojes comparadores o transductores que están ligados a una viga que no está conectada al pilote. Se colocan al menos dos puntos de medición que están situados en lados opuestos y a iguales distancias del eje. Además, los soportes de la viga se instalan a una distancia adecuada (por ejemplo, superior a 2.5 m) para evitar cualquier interferencia. La carga se aplica mediante gatos hidráulicos que funcionan contra un marco que está fijado al terreno o a una plataforma con contrapesos; para reducir las excentricidades, se interpone una rótula esférica entre el gato y la parte superior del pilote. Durante las investigaciones, el equipamiento interno como celdas de carga, extensómetros o cables de fibra óptica permite diferenciar las contribuciones de la parte superior y la base, así como obtener las curvas $t-z$ y $q-z$.

La carga se va aplicando de forma escalonada, y en cada nivel se detiene la carga para poder observar la estabilización de la velocidad de asentamiento o bien el tiempo mínimo requerido según el procedimiento. Con carga máxima se espera un tiempo mayor a la estabilización para que el sistema alcance la fluencia.

Se ha reducido escalonadamente la carga, e inmediatamente después se ha documentado el rebote elástico. Es crucial adherirse a un procedimiento estandarizado, como los que se describen en la norma europea EN ISO 22477-1:2017 o en la norma americana ASTM D1143M-07, aunque también pueden establecerse protocolos específicos cuando se desea simular condiciones especiales de la estructura. Para determinar la carga de falla, tanto la AASHTO (2002) como la FHWA sugieren el método de Davisson, que es muy reconocido por su simplicidad y enfoque

conservador; la carga de falla se define como el punto de intersección entre la curva carga-asentamiento del experimento y una línea elástica desplazada que incluye un offset asociado con la rigidez axial y el diámetro del pilote. Este es un procedimiento visual que se basa en la relación entre el asentamiento y la carga, sin utilizar combinaciones de términos con unidades dispares.

Para aplicar el método de Davisson, primero se obtiene la curva de asentamiento-carga a partir de los datos de la prueba. Luego, se identifican las regiones elásticas y plásticas, y se extrapola la región elástica hasta el eje de carga cero para calcular el desplazamiento. Determinando la capacidad última del pilote con su respectiva fórmula,

$$Q_u = Q_s + 0.1D + C \quad (3-3)$$

Donde Q_u es la capacidad de carga última, Q_s es el asentamiento en Q_u , D es el diámetro del pilote y C es el desplazamiento constante.

Siendo posible la estimación del asentamiento de cualquier carga por medio de la interpolación o extrapolación del rango de la prueba de carga.

Otros enfoques como el de Chin-Kondner, De Beer, el de Butler-Hoy y el de Fleming son útiles cuando resulta difícil conocer cuándo ocurre la falla o cuando la región elástica no es del todo lineal, pero sobre todo en pilas muy largas o de gran diámetro. Las formas de estas metodologías permiten extrapolar la capacidad última a partir de la forma de la curva de carga frente asentamiento, contrastando con el criterio de Davisson.

El éxito del ensayo depende de su correcta realización: ajustes ejecutados, alineamientos y nivelaciones en los soportes de buena consideración, que existan instrumentos redundantes, etc. Y un control de tiempos, de carga y de los asentamientos muy estricto y que los valores que se vayan generando en las medidas sean coherentes en las recargas. En suelos muy variados o en extensiones muy amplias, se podría complementar con ensayos dinámicos y análisis de integridad que aumenten la representatividad del ensayo y que disminuyan la incertidumbre en los diseños.

De igual manera, su realización se debe documenta en un reporte con la identificación y ubicación del elemento, su geometría final, la configuración del sistema de reacción y del montaje de medición, el protocolo de carga con sus tiempos y asentamientos, las curvas obtenidas y los criterios de interpretación aplicados. Finalmente, debe presentar conclusiones sobre el cumplimiento de los objetivos de diseño y, cuando corresponda, recomendaciones de ajuste para el proyecto o para la ejecución en obra.

3.3.2.1.2. Ensayo de Carga a Tracción

Las pruebas de tracción axial se llevan a cabo para evaluar la resistencia de los pilotes ante fuerzas de levantamiento, lo cual es fundamental en estructuras expuestas a momentos de vuelco significativos y, cada vez más, en iniciativas con elevadas demandas sísmicas. Su funcionamiento se asemeja al de la compresión, aunque en este caso la carga se aplica en dirección opuesta. La

meta es obtener la curva que relaciona la carga con el desplazamiento en la parte superior de la pila y determinar la rigidez junto con la capacidad máxima de tracción del conjunto pila-suelo.

El desplazamiento en la parte superior de la pila se suele medir utilizando relojes comparadores o transductores que se refieren a una viga que no está conectada al pilote que se está probando.

En lo que respecta a los ensayos de tracción, se deberían utilizar sistemas con un nivel de resolución y recorrido útil en los sistemas más elevado comparado con el que se utiliza en compresión, con el objetivo de evitar que las lecturas se saturen en los mayores niveles de carga e ir por tanto observando también los fenómenos de fluencia. Antes de iniciar el ensayo, se ajusta la calibración para comprobar que la lectura "cero" inicial se puede aguantar y este fenómeno no varía. Seguidamente, se debe aplicar una carga mínima de asentamiento, asegurarse de que la alineación ha sido verificada para evitar excentricidades que puedan determinar deformaciones. Normalmente, se incluye un gato hidráulico que es el que genera los esfuerzos en la viga de reacción que está enlazada a las pilotes de reacción o anclajes o en su defecto, para cargas más bajas, se pueden plantear soluciones de tal modo que el esfuerzo de reacción tenga como lugar de destino, directamente, el terreno. En el resto de los casos, la viga y los elementos de reacción se deben situar lo suficientemente alejados de la base del pilote en ensayo para permitir que la interacción del suelo se reduzca.

La carga se lleva a cabo tal y como se detalla en la ASTM D3689 con aplicación incremental o a tasa constante de acuerdo con lo previsto en el plan del proyecto. En cada escalón se mantiene la carga el tiempo necesario para que la velocidad de desplazamiento se asiente en un único valor; una vez alcanzada la carga máxima prevista, se mantiene un tiempo prolongado para que la fluencia se pueda detectar y, a continuación, se produce una descarga escalonada para obtener el rebote elástico. En la fase del diseño es deseable alcanzar la carga hasta la condición de falla de levantamiento siempre que las condiciones de seguridad lo permitan; como no hay un criterio unánime para definir la carga última a tracción, la interpretación debe tener en cuentas la elongación elástica del pilote y un desplazamiento de compensación. La FHWA ha considerado un umbral de 4 mm, donde la carga de falla corresponde a la intersección entre la curva experimental y la línea elástica desplazada aquél valor. Usualmente se suele ir de la mitad a dos tercios de la carga de falla explorada en vez de eso, siendo la carga de diseño aceptada.

En el proceso se deberá observar la linealidad inicial, la presencia de curvas de gran amplitud en la fase ascendente, la posible influencia del tiempo (creep), la separación entre el desplazamiento total y la recuperación elástica después de la libración. En pilotes de escasa sección o en suelos heterogéneos la respuesta podría ser trastocada por las contribuciones locales de adherencia o por deslizamientos asimétricos a lo largo del fuste; la inclusión de dispositivos de medición internos es de ayuda para desmenuzar aportes por sección. Como mecanismo de control de calidad, se recomienda registrar meticulosamente el proceso de colocación y la secuencia temporal propios de la fase de carga, además de las mediciones de carga y desplazamiento y las medidas de seguridad. De esta manera se pueden generar curvas significativas para comparar

criterios de interpretación e incluso para determinar la carga de diseño con un factor de confianza que cumpla los objetivos del proyecto.

3.3.2.1.3. Ensayo de Carga Lateral

Los ensayos de carga lateral se emplean cuando las pilas serán sometidas a esfuerzos transversales relevantes, como en obras portuarias o en proyectos con requerimientos sísmicos estrictos. Su objetivo es caracterizar la relación entre la carga lateral y el desplazamiento en la cabeza de la pila, así como la rigidez y la degradación bajo incrementos sucesivos. Durante la prueba, los movimientos en la cabeza de la pila se miden con relojes comparadores o deflectómetros de cuerda vibrante referidos a una viga de referencia independiente; además, es muy recomendable instrumentar el elemento en profundidad con inclinómetros embebidos para obtener el perfil de deformación lateral a lo largo del fuste.

La fuerza generalmente se aplica utilizando un cilindro hidráulico de empuje, con su reacción ante otro pilote o un marco correctamente reforzado, de acuerdo con lo que establece la norma ASTM-D3966. Este protocolo especifica aumentos, mantenimientos y tiempos, y señala que la carga de prueba debe llegar normalmente al 200% de la carga de diseño en dirección lateral, siempre que se mantengan la seguridad y las condiciones del lugar. Es crucial supervisar la alineación para prevenir desalineaciones, contar con rótulas o deslizadores que aseguren que la fuerza se aplique de manera estrictamente horizontal, y situar los elementos de reacción a una distancia suficiente para reducir la interferencia con el pilote que se está evaluando.

El análisis e interpretación en carga lateral son más exigentes, porque la respuesta queda condicionada por el grado de empotramiento en la cabeza de la pila, la rigidez del suelo y los efectos no lineales entre el suelo y la pila. A partir de los registros se construyen curvas carga–desplazamiento con las que se estima la rigidez inicial, su degradación con la demanda y los desplazamientos de servicio.

Cuando se cuenta con inclinometría, se puede derivar el perfil de movimientos en profundidad para calcular curvaturas y, utilizando los parámetros del material, deducir momentos y fuerzas cortantes. Esta información es útil para realizar un análisis retrospectivo de los parámetros suelo–estructura y, si es necesario, modificar los modelos tipo p–y para que reflejen de manera más precisa el comportamiento observado.

Para que los resultados sean fiables, es esencial registrar con precisión el montaje (distancias de reacción, geometría y altura de la cabeza del pilote, condiciones de anclaje o rotación libre), así como las calibraciones de los instrumentos y el historial de cargas y tiempos. El informe debe contener las curvas de carga versus desplazamiento y, en caso de haber instrumentación a diferentes profundidades, los perfiles de desplazamiento junto con su análisis. Debido a la sensibilidad del ensayo ante la configuración del borde y las variaciones en el suelo, es recomendable contrastar los resultados con modelos analíticos o numéricos y, si es necesario, repetir algunas partes del proceso para comprobar la consistencia.

3.3.2.2. Prueba de Carga Cíclica

Las pruebas de carga cíclica, conocidas en la práctica como ensayos dinámicos de alta deformación, miden en la cabeza del pilote la deformación y la aceleración producidas por una serie de impactos controlados, ya sea con un martillo de hincia o con un dispositivo específico. A partir de estos registros y de la ecuación de la onda es posible estimar la resistencia del suelo en condiciones equivalentes a carga estática y describir la relación carga–asentamiento del sistema pilote–suelo. Principalmente creada para pilotes hincados, hoy se emplean también en pilotes ejecutados “in situ” para anticipar la resistencia estática y el comportamiento global.

El principio de medida es directo: el impacto genera una onda de compresión que recorre el fuste; en la cabeza se instrumenta con transductores de deformación y acelerómetros. La fuerza se obtiene a partir de la deformación mediante $F=E \cdot A \cdot \epsilon$ y la velocidad obtenida de integrar la aceleración en el tiempo $v=\int a \, dt$.

El avance en electrónica y procesamiento digital ha permitido captar estas señales con alta precisión, de modo que, mediante el método desarrollado en el Case Institute of Technology (Cleveland, Ohio), pueden estimarse la capacidad portante, los esfuerzos y la energía de impacto sin recurrir a coeficientes globales de seguridad propios de fórmulas de hincia o interpretaciones estáticas simplificadas.

La interpretación de los registros se puede realizar de dos maneras. El método Case proporciona en obra una estimación en tiempo real de la capacidad, separando la resistencia en componentes estáticos y dinámicos con apoyo en la velocidad de propagación de la onda y parámetros del pilote. Los métodos de modelización, como CAPWAP (y variantes), ajustan iterativamente un modelo del pilote y del terreno hasta reproducir las señales medidas, lo que permite descomponer la resistencia a lo largo del fuste y en la punta y afinar la evaluación. En pilotes colados in situ el ajuste puede ser más exigente por la variación de impedancia a lo largo del elemento, por lo que conviene cuidar la calidad del acople en cabeza, la energía aplicada y el número de golpes.

Estas técnicas están normalizadas y son de uso extendido en control de obra para pilotes hincados, con adopción creciente en pilotes “in situ”. Entre las referencias habituales figuran EN ISO 22477-4:2017 (ensayos dinámicos de pilotes) y la ASTM D4945 (high strain dynamic testing of piles). Su principal ventaja es la rapidez y el costo contenido, lo que permite ensayar un mayor número de elementos y complementar —o en ciertos casos reducir— el programa de ensayos estáticos. Como limitación, si el impacto no moviliza completamente la resistencia (p. ej., en arcillas con “setup” a largo plazo), la capacidad puede subestimarse; por ello se recomiendan tiempos de espera adecuados y, cuando proceda, contrastar con ensayos estáticos o de integridad.

En todos los casos, la calidad del resultado depende de una ejecución cuidada: calibraciones vigentes, correcta fijación de sensores, alineación del golpe, energía suficiente y documentación completa de los historiales fuerza–tiempo y velocidad–tiempo. Con estas precauciones, la

interpretación —ya sea con Case en campo o con CAPWAP en gabinete— proporciona estimaciones fiables de capacidad y tensiones útiles para el diseño y el control de la cimentación.

Método Case

Los métodos directos calculan la capacidad portante como la componente estática (R_{stat}) de la resistencia total del suelo (R_{tot}), restándole a ésta última la componente dinámica (R_{dyn}) que se lleva a cabo en la hincada del pilote debido a los efectos de amortiguamiento e inercia:

$$R_{stat} = R_{tot} - R_{dyn} \quad (3-4)$$

Se registra la fuerza y velocidad, cerca de la cabeza del pilote, como función del tiempo $F_t(t)$ y $v_t(t)$. Por medio, de la deformación $\varepsilon_t(t)$ que registran los extensómetros.

$$F_t(t) = E \cdot A \cdot \varepsilon_t(t) \quad (3-5)$$

Donde,

E , es el módulo de elasticidad dinámico del material del pilote.

A , es el área de la sección transversal del pilote.

Del registro realizado por los acelerómetros se integran una vez en el tiempo para conseguir la velocidad. Mientras no haya resistencias externas que impidan el movimiento del pilote o cambios de sección que causen reflexiones, estas dos variables son proporcionales. En su defecto, se utiliza el factor de proporcionalidad de impedancia mecánica del pilote,

$$Z = \frac{E \cdot A}{c} \quad (3-6)$$

Siendo,

c , la velocidad de la onda en el material del pilote.

A mayor diferencia de las curvas $F_t(t)$ y $v_t(t)$, el suelo cuenta con mayor resistencia en el fuste del elemento. Por otro lado, la velocidad de onda está en función de las propiedades del material del pilote,

$$c^2 = \frac{E}{\rho} \quad (3-7)$$

Donde,

ρ , es la densidad del material.

El método dicta que a partir de $F_t(t)$ y $v_t(t)$, la capacidad portante del pilote cuando se lleva a cabo el ensayo se determina por medio de la siguiente ecuación,

$$RMX = \frac{1}{2} \{ (1 - J_c) [F_t(t_x) + Z_{vt}(t_x)] + (1 + J_c) [F_t(t_2) + Z_{vt}(t_2)] \} \quad (3-8)$$

Siendo,

t_x , el valor donde RMX es máximo que es en el primer pico de velocidad y $t_2 = t_x + 2 \frac{L}{c}$.

Z , es la impedancia del pilote.

J_c , factor adimensional de amortiguamiento Case que suele estar en un rango de 0.4 y 1, siendo más alto si hay mayor cantidad de finos en el suelo como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3-2. Rangos de variación según el tipo de terreno.

Suelo	J_c [-]
Arena	0.05-0.20
Limo arenoso	0.15-0.30
Limo	0.20-0.45
Arcilla arenosa	0.40-0.70
Arcilla	0.60-1.10

Cuando este valor es cero, se modifica la fórmula de la siguiente manera,

$$R_{total} = RX0 = \frac{1}{2} \{ [F_t(t_x) + Z_{vt}(t_x)] + [F_t(t_2) + Z_{vt}(t_2)] \} \quad (3-9)$$

Método de modelación matemática

Estos métodos también hacen uso de las curvas de fuerza y velocidad registradas en la cabeza del pilote. Bajo la teoría de la onda unidimensional se hace la estimación de la resistencia del suelo y el cálculo de la respuesta del pilote bajo un impacto del martillo de hinca.

El modelo de resistencia estática del suelo usualmente se compone de un muelle elasto-plástico, mientras que se usa un amortiguador viscoso lineal en la parte dinámica de la resistencia. En cuanto a la resistencia de fuste, se modela por medio de puntos discretos a lo largo del pilote, estableciendo una resistencia variable a distintas profundidades.

Las fuerzas de reacción del suelo se componen de fuerzas pasivas con un buen rango de precisión al considerarlas como función exclusiva del movimiento del pilote. De igual manera, la reacción del suelo está formada por un componente estático (elasto-plástica) y otra dinámico (amortiguamiento lineal). Representando el suelo en cada punto con tres incógnitas (elasticidad, plasticidad y viscosidad).

A través del análisis dinámico más usado en el campo, el método CAPWAP (Figura 3-9) utiliza el procedimiento propuesto por Smith. Divide el pilote en un número discreto de masas puntuales, muelles y amortiguadores donde se tienen tres veces más incógnitas que elementos de pilote.

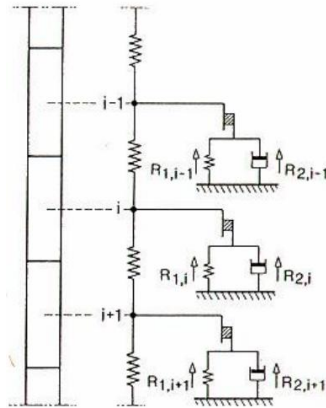


Figura 3-9. Esquema del método CAPWAP para modelar el suelo-pilote.

Al dar por hecho que las variables de cada elemento de suelo contienen el movimiento del pilote registrado de aceleración en su cabeza derivando de este los movimientos del pilote, la resistencia del suelo y la fuerza resultante en la cabeza del pilote. Esta última se confronta con la fuerza que se mide en la cabeza con transductores de deformación. Usualmente, los dos registros no coinciden por lo que se itera hasta que se aproximen lo suficiente el uno del otro, para esto los parámetros del suelo varían en cada punto hasta obtener los valores correctos.

Finalmente se obtiene, la magnitud junto con la localización del largo del pilote junto con las resistencias tanto estáticas como dinámicas. La primera de las resistencias auxilia a determinar la curva de comportamiento del pilote ante una carga estática.

Cuando se trata de un pilote “in situ” se dificulta el método, no obstante, los fabricantes de equipo de ensayo han creado analizadores específicos que cuentan con 16 canales de toma de datos que contienen múltiples configuraciones para medir la fuerza combinando los extensómetros y acelerómetros que se acoplan al pilote, mejorando la calidad de los datos.

Ya que un pilote “in situ” no es uniforme, un análisis CAPWAP es necesario para definir la capacidad portante pero se debe considerar los cambios de impedancia a lo largo del fuste lo que hace que se dificulte el análisis. También, una maza específica para correr la prueba es necesaria en obra.

El uso de ensayos dinámicos durante la hincada del pilote con instrumentación da información del proceso comprobando el funcionamiento del sistema, evaluando su integridad estructural y obteniendo la capacidad de este. Siendo posible realizar más de 15 ensayos en el intervalo de un día en pilotes hincados y siendo variable según el martillo en uso en pilote “in situ”, a pesar de esto suelen ser un método de ensayo económico y rápido.

Se aplica entre el 1 y 2 % de la carga que se aplica en el ensayo de carga estática, reduciendo el número de ensayos de carga estática a realizar o complementándolos cuando se trata de proyectos grandes, en caso de lidiar con proyectos cuyo alcance varía entre pequeños y mediana escala.

solamente se realizan ensayos de carga dinámicos al ser viables pero sin ensayos estáticos por su costo.

No obstante, es necesario un sistema de hínca que movilice toda la resistencia actuante (la resistencia por fuste y por punta). Lo cual puede resultar complicado en determinados casos al tener que movilizar la resistencia en punta porque ocasiona una subestimación de la capacidad portante final. Gracias a los efectos de consolidación o relajación, la capacidad portante puede ser mayor o menor con respecto al tiempo, por lo que se debe de tomar un tiempo de espera para mejorar su estimación a largo plazo. A veces, es necesario hacer una movilización adicional del equipo de hínca o en los tiempos de espera en obra.

Si se trata de pilotes con gran diámetro o en H, su comportamiento varía bajo condiciones de carga estática o dinámica, sobre todo si el tapón no se forma en la hínca ya que se desarrolla una capacidad en punta parcial en el ensayo dinámico, mientras que bajo carga estática se obtienen mayores capacidades portantes al desarrollar tapón por ser mucho más lenta.

3.3.2.3. Prueba de Carga Bidireccional (Célula Osterberg)

La prueba de carga bidireccional con célula Osterberg (O-Cell) es una técnica que permite evaluar pilotes o pilas en condiciones reales sin necesidad de un sistema de reacción en la superficie. Durante el proceso de vertido, la célula se coloca ya sea en la base o a una profundidad determinada del fuste. Cuando se aplica presión, sus placas se separan, generando fuerzas en direcciones opuestas: hacia arriba se activa la fricción del fuste en la parte superior y hacia abajo se genera la resistencia de punta, o la del tramo inferior si la célula no está ubicada en la parte inferior. De esta forma, el terreno mismo actúa como el sistema de reacción, cargando el elemento desde su interior y permitiendo medir por separado las aportaciones del fuste y de la punta.

La prueba avanza aumentando la presión en la célula hasta que una de las dos resistencias, ya sea la del fuste o la de la punta, llega a su límite de movilización o cuando se alcanza la capacidad máxima de la célula. En el caso de pilotes o pilas de un diámetro considerable, la carga solicitada puede ser alta; por eso, se instalan múltiples células en paralelo al mismo nivel para incrementar la capacidad del ensayo. Si se pretende considerar la contribución por secciones del fuste, se pueden colocar células en diferentes niveles, transformando la prueba en una serie de fases que dividen la respuesta.

Se obtienen como resultado dos curvas carga–desplazamiento: una para el desplazamiento ascendente del tramo superior (que se asocia a la fricción de fuste) y otra para el desplazamiento descendente del tramo inferior (asociado a la punta o al fuste inferior). La carga de falla de cada componente se determina con el criterio de interpretación adoptado para curvas estáticas. En la evaluación de la fricción, usualmente se resta el peso propio de la pila que actúa en sentido opuesto a la carga ascendente. Cuando se quiere obtener una curva de carga aplicada en la cabeza del pilote (head-down) para compararla con ensayos estáticos convencionales, no siempre se mide directamente. En su lugar, se “reconstruye” de manera aproximada sumando dos efectos el

asiento en la punta del pilote y el acortamiento que sufre el fuste por la misma carga, sin embargo, no es una medición directa en la cabeza de la pila.

Entre las ventajas del método se destacan que no es necesario colocar anclajes, contrapesos ni marcos de reacción a nivel del terreno, lo cual reduce el área de trabajo y elimina la influencia del sistema de reacción en la medición. Además, es posible seccionar la respuesta del elemento y obtener de manera clara la contribución de fuste y punta. A pesar de esto, no es viable en pilotes metálicos tipo H, de madera o tubulares delgados donde no sea posible colocar la célula; la instalación debe preverse antes del colado y la capacidad de la célula no puede incrementarse posterior a su instalación; la instrumentación y los accesos deben cuidarse para garantizar lecturas confiables. En la Figura 3-10, se muestra una célula osterberg embebida en una pila, junto con sus componentes.

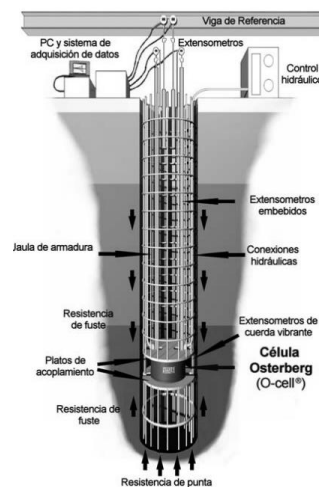


Figura 3-10. Célula Osterberg embebida en una pila.

En el informe del ensayo, se apunta la localización y la profundidad en las que se encuentran las células, su calibración, la secuencia de carga, las gráficas de carga-desplazamiento para ambas caras, el criterio de fallo utilizado y, si es necesario, la transformación a curva head down. Dicha transformación, cuando se efectúa correctamente, permite una caracterización directa y fuerte de la resistencia en el tronco y en la punta que es muy útil en el proceso de diseño y validación en el propio lugar de la obra.

4. Caso de estudio

La Ciudad de México, edificada en gran parte sobre los antiguos lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco, enfrenta un hundimiento regional significativo. Este fenómeno se debe principalmente a la extracción excesiva de agua subterránea y a la alta compresibilidad de los depósitos de arcillas blandas de origen lacustre, formadas por ceniza volcánica y materiales piroclásticos, con espesores que oscilan entre 20 y 100 metros.

Hoy en día, alrededor del 60% del suministro de agua en la Ciudad de México es provisto por los acuíferos subterráneos. El suministro de agua en la ciudad ha provocado una sobreexplotación crítica y un déficit de alrededor de 23 m³/s, lo que ha reducido la presión de poro en las capas arcillosas altamente compresivas (Cabral-Cano et al., 2024). Este abatimiento de la presión de poro ha desencadenado lo que se conoce como consolidación progresiva en las arcillas, que se tradujo en asentamientos acumulados superiores a los diez metros en algunas zonas (Ovando-Shelley, Ossa & Romo, 2007).

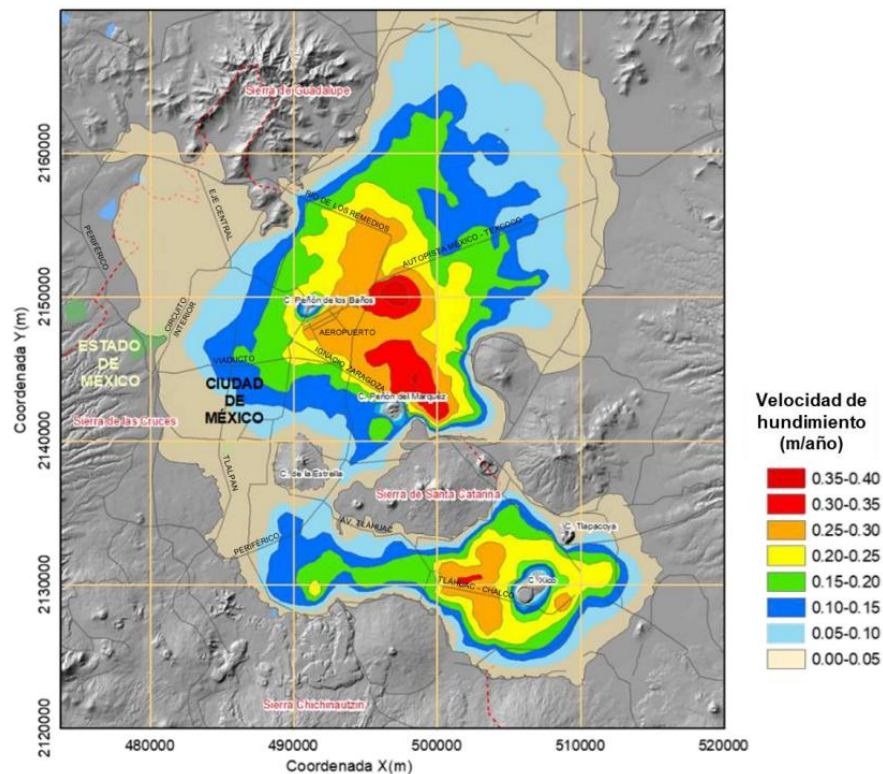


Figura 4-1. Velocidad aproximada de hundimiento regional de la Ciudad de México (Juárez et al., 2022)

El mapa de hundimiento que se presenta en las Nomas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones, 2023), hay zonas en las que la velocidad de hundimiento alcanza los 40 cm/año. Lo cual impacta de manera inevitable el comportamiento de las cimentaciones profundas.

A medida que el terreno circundante se hunde, las pilas desplantadas en estratos profundos y rígidos tienden a presentar una “emersión aparente”, fenómeno que genera fricción negativa a lo largo del fuste de la pila y puede provocar pérdida de contacto entre el terreno y la losa o zapata de cimentación. Esta condición compromete seriamente la capacidad del sistema para resistir cargas sísmicas, especialmente en zonas de alta sismicidad como la Ciudad de México.

Con el propósito de atenuar la duración y la magnitud de dichos efectos, las NTC-Cimentaciones (2023) han fijado que estas pilas de punta se ejecuten como una columna corta, con un añadido de refuerzo transversal en la zona de desconfinamiento de las pilas de punta, de tal forma que la mejora en el comportamiento estructural frente a las cargas laterales y los efectos derivados de la subsidencia aumente.

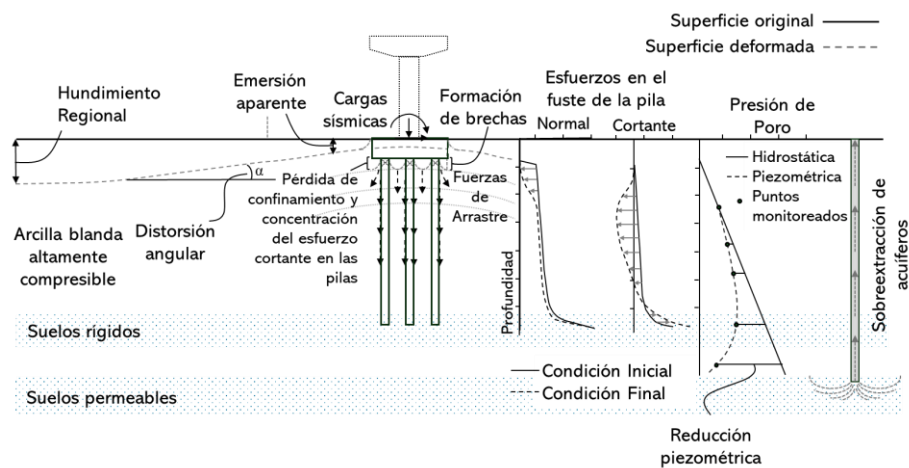


Figura 4-2. Esquema del comportamiento a largo plazo de una cimentación con pilas de punta sometida ante el abatimiento piezométrico y la subsidencia regional.

4.1. Caracterización del Sitio

4.1.1. Zonificación geotécnica

Los sitios se clasifican según su respuesta dinámica ante sismos de distinta intensidad, lo cual está estrechamente relacionado con las zonas geotécnicas, aunque no coinciden de manera exacta. Esta clasificación considera el periodo dominante de vibración del terreno (T_s) en el sitio de interés, parámetro fundamental para definir las acciones sísmicas de diseño. De acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2023), los sitios se dividen en tres zonas principales:

- Zona A: $T_s \leq 0.5$ s
- Zona B: $0.5 < T_s \leq 1.0$ s
- Zona C: $T_s > 1.0$ s

En relación con las zonas geotécnicas, se considera que la curva de 0.5 s marca la división entre la Zona A (Lomas) y la Zona B (Transición), mientras que la curva de 1.0 s separa la Zona B de la Zona C (Lacustre). Esta última se subdivide en cuatro subzonas de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004): IIIa, IIIb, IIIc y IIId, según el espesor de arcilla blanda y las condiciones locales del subsuelo.

La ubicación del caso de estudio que se desarrollará está representada en la Figura 4-3, quedando situado en la Zona IIIa, caracterizada por arcillas blandas de gran espesor, de alta compresibilidad, con una respuesta sísmica amplificada y prolongada por los bajos valores de velocidades de propagación de onda cortante ($V_s < 200$ m/s en algunos estratos) y por los largos periodos fundamentales que predominan en este tipo de suelo.

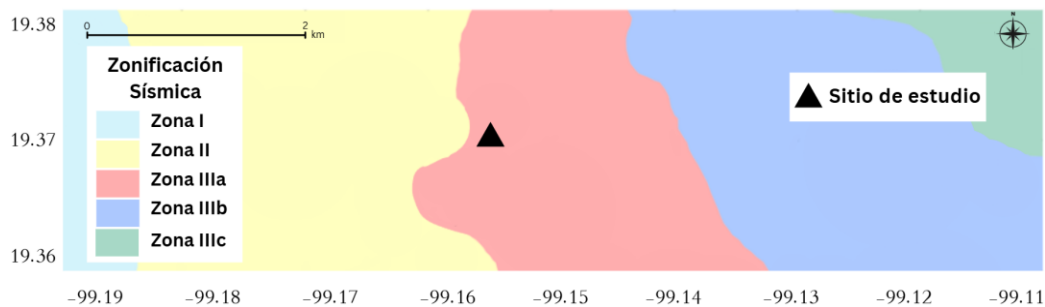


Figura 4-3. Ubicación del sitio de estudio.

4.1.2. Subsistencia Regional

En el caso de la Ciudad de México, la subsistencia se presenta como un desafío crónico, estrictamente relacionado con la sobreexplotación de los acuíferos subterráneos que son los que proveen de agua a una población cada vez más creciente. Todo esto ha provocado la paulatina colapso de los acuíferos con la consiguiente aparición de hundimientos del terreno de forma irregular (Cabral-Cano et al., 2024). Esto es una complicación más para el diseño de cimentaciones, que no sólo deben resistir cargas estáticas y dinámicas, sino que deben adaptarse también a procesos de hundimiento paulatino del terreno.

Entre los años 2009 y 2024, se obtuvo la variación de la presión de poro en función de la profundidad mediante una estación piezométrica instalada en el sitio de estudio. En base a las medidas adquiridas, se estimó la tendencia de disipación de la presión de poro para cada profundidad, lo cual permitió establecer las condiciones esperadas a 25 y 50 años. Este análisis se basa en modelos de consolidación y de perfiles subdrenados y tiene en cuenta la evolución previa del estado piezométrico (Barragán, 2024). La Figura 4 3 presenta las isócronas medidos y estimados, las cuales ilustran la evolución esperada de la presión de poro en el subsuelo a lo largo del tiempo.

4.1.3. Perfil estratigráfico

El perfil geotécnico del sitio fue caracterizado mediante resultados de pruebas de penetración estándar, SPT, y resultados de pruebas de laboratorio realizadas a muestras inalteradas. El perfil

de suelo está dominado por una capa de arcilla blanda que se extiende hasta una profundidad de 23 m. Dentro de esta capa predominante, el nivel freático se localiza a 4.5 m por debajo de la superficie del terreno. Debajo de la capa de arcilla, el perfil cambia gradualmente a una arena arcillosa, lo que indica una transición hacia estratos más densos y con mayor permeabilidad conforme aumenta la profundidad, en este estrato más competente es donde se apoyan las pilas de punta. La Figura 4-4 presenta el perfil del suelo y una representación esquemática de la cimentación del puente. Asimismo, se presenta la distribución de la presión de poro y el perfil de velocidad de las ondas de corte en función de la profundidad. Esta última fue tomada de las mediciones reportadas por Wood et al. (2023).

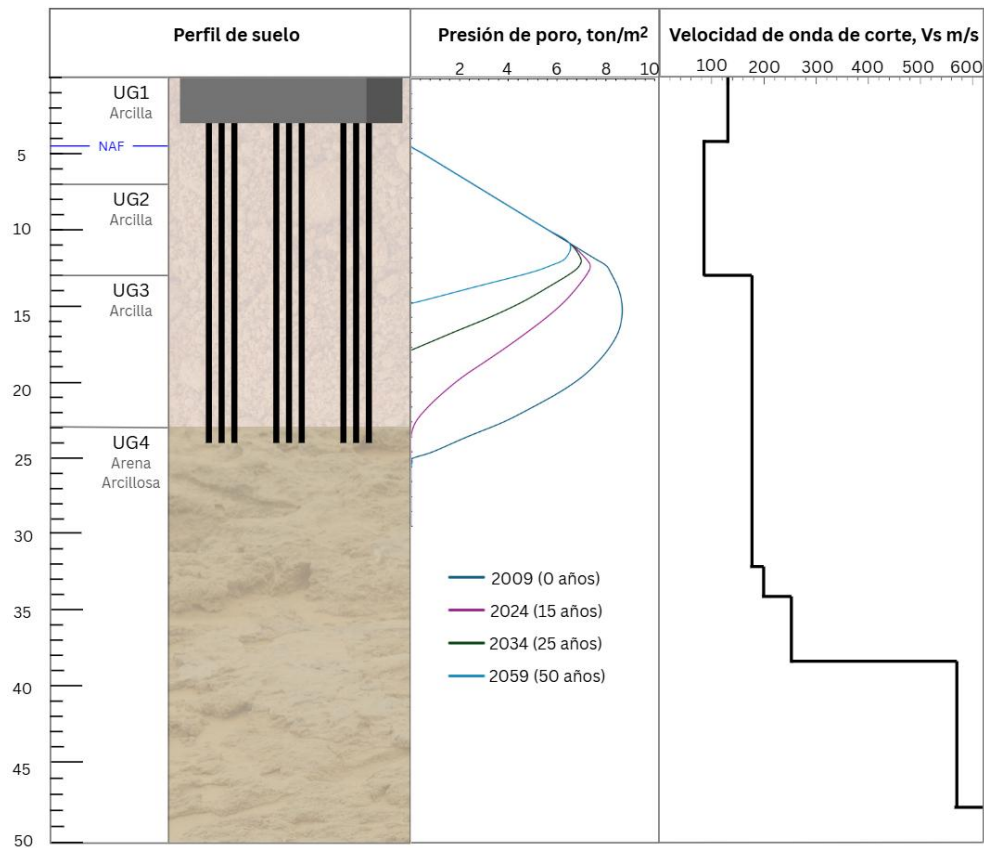


Figura 4-4. Perfil geotécnico del suelo, distribución de la presión de poro para cada caso de análisis y el perfil de velocidad de las ondas de corte.

La Tabla 4-1 resume las propiedades geotécnicas de las unidades (UG) del perfil del suelo. Las tres primeras unidades (UG1, UG2, UG3) corresponden a arcillas blandas con distintos grados de compresibilidad, típicas de depósitos lacustres. Por debajo de estas, subyace una capa de arena arcillosa (UG4) que se extiende hasta los 70 m de profundidad y que constituye el soporte principal para el diseño de la cimentación.

Tabla 4-1. Propiedades del perfil estratigráfico del sitio del proyecto.

Unidad Geotécnica	P (m)	MC	γ (kN/m ³)	IP (%)	Su (kPa)	ϕ' (°)	E_{50}^{ref} (ton/m ²)	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	e_0	OCR
UG-1	0-7	HS	12.7	190	31.4	35	350	165	1400	1.6	1.51
UG-2	7-13	HS	10.7	360	34.5	40	160	60	900	3.9	1.39
UG-3	13 -23	HS	11.3	270	76.5	43	170	30	560	5.5	1.12
UG-4	23 -70	MC	17.7	10	4.9	35	4000	-	-	-	-

Donde P es la profundidad; MC es el modelo constitutivo; γ es el peso volumétrico; IP es el índice plástico; Su es la resistencia al corte no drenada; ϕ' es el ángulo de fricción efectivo; E_{50} es el módulo secante bajo condiciones de carga triaxial; E_{oed} es el módulo edométrico obtenido a partir de ensayos de consolidación unidimensional; E_{ur} es el módulo de Young para carga y descarga en el rango elástico; e_0 es la relación de vacíos inicial; y el OCR es la relación de sobreconsolidación.

4.1.4. Ambiente sísmico

En el contexto tectónico de México, la actividad sísmica está limitada al Cinturón de Fuego del Pacífico, donde interactúan cinco placas principales: la placa de Norteamérica, la placa del Pacífico, la placa del Caribe, la placa de Cocos y la placa de Rivera, como se muestra en Figura 4-5. Esta última, de menor extensión, se desplaza frente a la costa de Jalisco con una velocidad relativa de aproximadamente 2.5 cm/año (Giner-Robles et al., 2021). Por su parte, la placa de Cocos, con una superficie estimada de 1,900,000 km², presenta velocidades de subducción que varían entre 5 cm/año frente a Manzanillo y hasta 7 cm/año en la región de Chiapas, lo que la convierte en una de las placas oceánicas con mayor velocidad de convergencia en el continente americano (Servicio Geológico Mexicano, 2022).

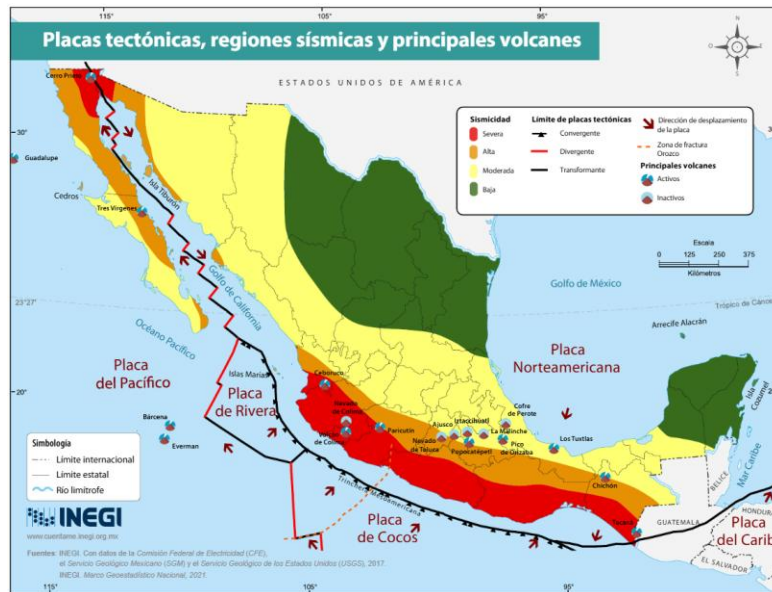


Figura 4-5. Placas tectónicas, regiones sísmicas y principales volcanes de México. (INEGI, 2021)

Estas tasas de desplazamiento, combinadas con la geometría de subducción y la acumulación de esfuerzos tectónicos, explican la recurrencia de eventos sísmicos de gran magnitud en el sur y

centro del país, así como la complejidad del peligro sísmico en la cuenca del Valle de México, donde la amplificación de ondas sísmicas debido a los suelos blandos agrava los efectos sísmicos.

El peligro sísmico en la Ciudad de México proviene principalmente de dos fuentes sismogénicas: los sismos interplaca de poca profundidad (menos de 40 km), generados por la subducción de las placas de Cocos y Rivera, y los sismos intraplaca o de profundidad intermedia (entre 40 y 460 km), que ocurren dentro de la placa subducida como resultado de su fracturamiento interno (Singh, García & Pacheco, 2018; Zúñiga & Suárez, 2017). Ambos tipos de eventos han sido responsables de los sismos más destructivos registrados en la ciudad, como el sismo de Michoacán en 1985 (Mw 8.1) y el sismo de Puebla en 2017 (Mw 7.1). Este último tuvo un impacto particularmente severo en zonas cuyo suelo presenta un periodo fundamental de vibración entre 1.0 y 1.5 segundos, ya que la concentración de energía sísmica en esa banda de periodo generó un fenómeno de doble resonancia, amplificando la respuesta dinámica de estructuras de mediana a gran altura (Mayoral et al., 2017).

Mostrado anteriormente en la Figura 4-3, el caso de estudio se ubica en la Zona IIIa, caracterizada por un periodo fundamental de suelo de aproximadamente 1 a 1.5 segundos. Debido a esta condición, se utilizaron los registros de la estación sísmica CUP5, localizada sobre un afloramiento rocoso, durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, como datos de entrada para el análisis dinámico. La Figura 4-6 presenta la historia de aceleración utilizada como historia semilla.

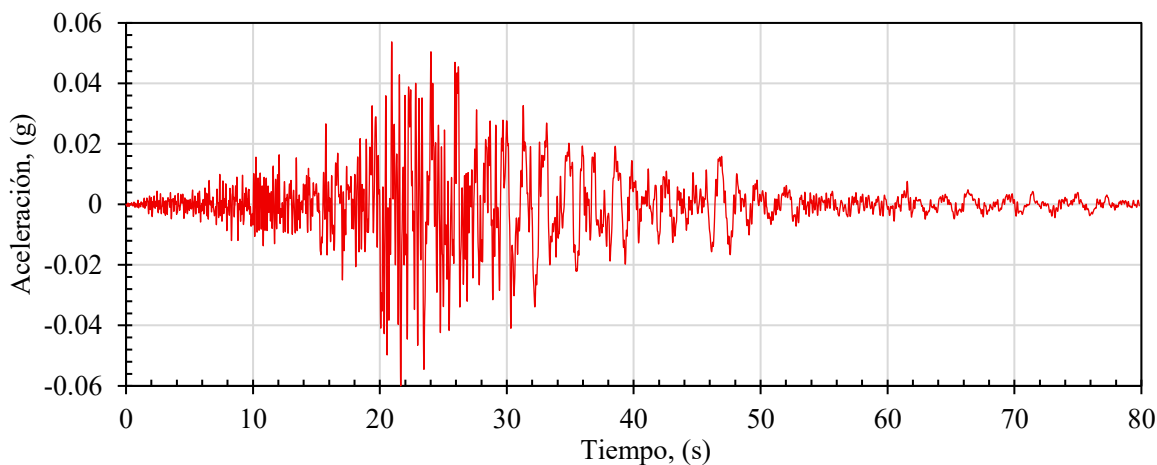


Figura 4-6 Historias de aceleración semilla.

Los acelerogramas sintéticos fueron desarrollados de manera que su espectro de respuesta, considerando un amortiguamiento del 5%, coincidiera con el espectro objetivo definido para el sitio de interés, obteniendo los que se muestran en la Figura 4-7. Para ello, se empleó el método de ajuste espectral propuesto por Lilhananad et al. (1988), el cual fue posteriormente modificado por Abrahamson (2000) para mejorar la compatibilidad espectral en un rango amplio de periodos estructurales, explicado a mayor detalle en la metodología.

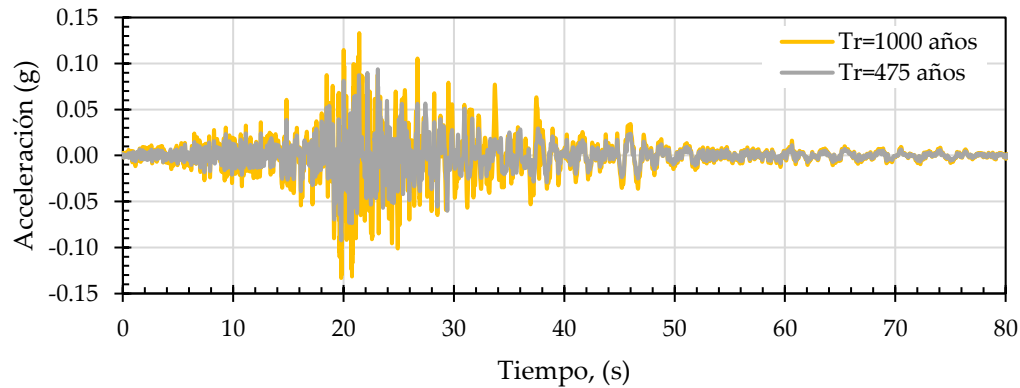


Figura 4-7. Historias de aceleración sintéticas.

Empleando dos espectros de peligro uniforme, definidos a partir de un análisis probabilístico de peligro sísmico (PSHA, por sus siglas en inglés) asociados a periodos de retorno de 475 y 1000 años, obtenidos conforme a la metodología descrita por Osorio y Mayoral (2013).

El periodo de retorno de 475 años, correspondiente a una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, representa un evento infrecuente pero probable, alineado con la vida útil esperada de una infraestructura estándar y con un enfoque equilibrado entre seguridad estructural y viabilidad económica (FEMA, 2009). Además, se evaluó la demanda sísmica mediante un EPU asociado a un periodo de retorno de 1000 años, requerido para el diseño de infraestructura crítica y esencial, conforme a las directrices establecidas por AASHTO (2023). Este espectro permite considerar eventos de baja probabilidad pero de alto riesgo, como los que podrían comprometer la funcionalidad post-sismo de hospitales, puentes estratégicos o instalaciones de emergencia.

Presentando en la Figura 4-8, los espectros de peligro uniforme objetivo y los espectros de peligro uniforme ajustados por medio de las aceleraciones sintéticas, donde se puede observar la similitud entre estos. Por lo que, reproduce adecuadamente la respuesta espectral las aceleraciones sintéticas.

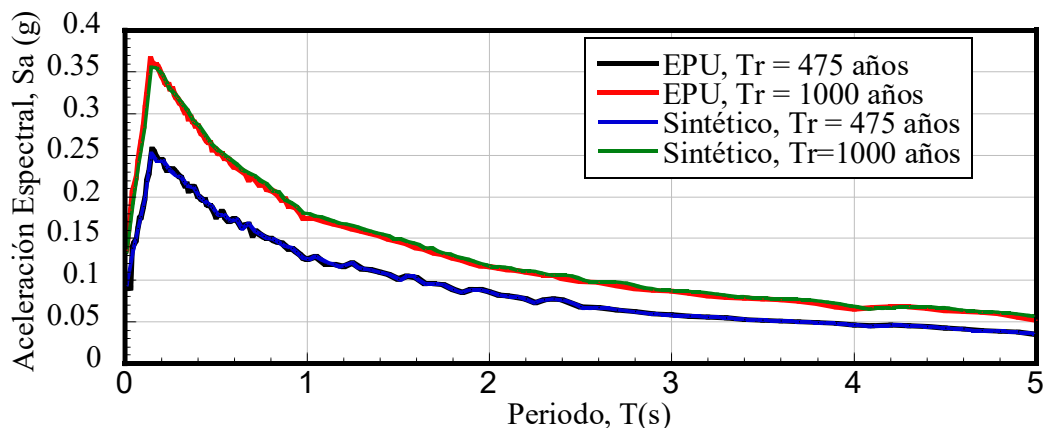


Figura 4-8. Espectros de peligro uniforme asociados.

4.1.5. Sistema estructural del puente

La sección del puente en estudio corresponde a una estructura típica utilizada para el transporte público masivo en pasos elevados, ubicada sobre depósitos de suelo blando de la Ciudad de México. La superestructura del puente está formada por un tablero de concreto armado de 25 cm de espesor, apoyado sobre un cajón de acero continuo de 1.6 m de altura. Esta viga-cajón descansa sobre cabezales de concreto reforzado que están estructuralmente integrados a las columnas prefabricadas de concreto. Las columnas presentan secciones transversales huecas aligeradas, las cuales se apoyan sobre zapatas macizas de concreto reforzado de 14x14 m con un grosor de 3 m. Las zapatas están conectadas a pilas de punta de concreto reforzado colado in situ, con una longitud de 20 m y un diámetro de 1 m, dispuestas en una configuración de 3x3, como se muestra en la Figura 2. La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días es de $f'_c = 35$ MPa para columnas y zapatas, y de $f'_c = 30$ MPa para las pilas. La Figura 4-9 muestra una vista esquemática del sistema estructural del puente. Ilustrando una vista transversal y en planta de la configuración de soporte típica, destacando la sección transversal de la columna con partes macizas y huecas aligeradas, así como la distribución de las pilas. Por último, la vista longitudinal muestra las longitudes de los tramos, las profundidades de los cimientos para cada soporte y las alturas de las columnas.

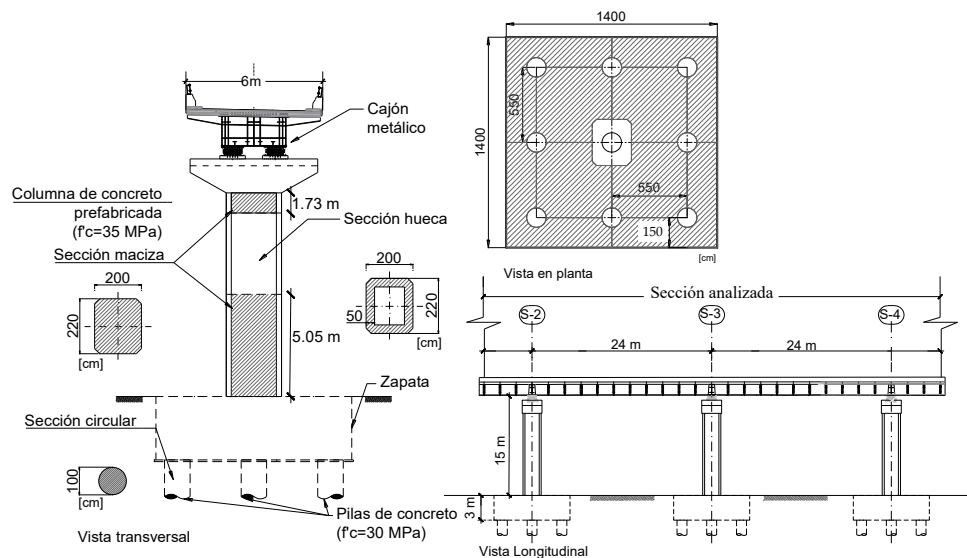


Figura 4-9. Vista transversal y longitudinal del paso elevado urbano.

4.2. Modelo numérico

El modelo numérico tridimensional desarrollado en el software FLAC3D consiste en la representación integrada del suelo, la cimentación y la estructura, mediante su discretización en distintos tipos de elementos finitos, ilustrado en la Figura 4-10.

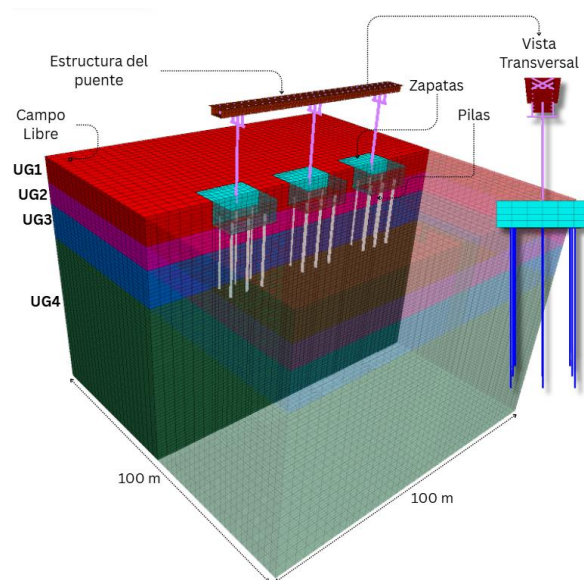


Figura 4-10. Modelo tridimensional de diferencias finitas.

4.2.1. Modelo estructural

Los análisis estructurales se realizaron mediante modelos tridimensionales de diferencias finitas en los cuales se capturó la geometría, las propiedades mecánicas y la interconexión de los componentes principales del sistema estructural (Figura 4-9). Los modelos fueron desarrollados en el software FLAC3D utilizando elementos tipo BEAM para representar las columnas y el cabezal de apoyo del puente, mientras que para el tablero se emplearon elementos tipo SHELL.

Asumiendo un comportamiento elástico para todos los materiales, realizando la evaluación estructural tomando en cuenta los límites de fuerzas internas y desplazamientos admisibles. Los parámetros tanto mecánicos como geométricos de los elementos estructurales se resumen en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2. Parámetros mecánicos y geométricos de los elementos estructurales.

Elemento	γ (kN/m ³)	A (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	E _s (MPa)	ν [-]
Vigas de soporte*	24/78	3.13	1.84	7.73	2.57E+4/2.00E+5	0.2/ 0.3
Columnas Maciza	24	8.75	5.33	7.44	2.57E+4	0.2
Columnas Hueca	24	4.82	4.33	5.78	2.57E+4	0.2
Dados de apoyo	24	6.00	2.00	4.50	2.57E+4	0.2

*Nota: Estos elementos estructurales están formados por una sección compuesta que considera el cajón de acero y el tablero de concreto del puente. Donde γ es el peso volumétrico; A es el área de la sección transversal del elemento; I_x e I_y son los momentos de inercia en el sentido transversal y longitudinal del elemento, respectivamente; f'_c es la resistencia nominal a la compresión del concreto, f_y es el límite de fluencia del acero; E_s es el módulo de Young del elemento; y ν es el coeficiente de Poisson.

4.2.2. Modelo del suelo

El sistema cimentación-suelo fue modelado mediante el software FLAC3D, incorporando el suelo, las zapatas y las pilas. El suelo se representó mediante elementos sólidos, el comportamiento para los materiales granulares como arenas, limos, gravas y roca fracturada se simuló utilizando el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb (MC), mientras que para las arcillas blandas se empleó el modelo Hardening-Soil (HS) propuesto por Schanz et al. (1999). Los parámetros del modelo fueron calibrados con base en datos específicos del sitio, obtenidos a partir de ensayos de laboratorio y pruebas de campo. Las propiedades detalladas del suelo se presentan en la Tabla 4-1.

Debido a la falta de datos experimentales respecto a la degradación del módulo de rigidez (G/G_{max}) y la relación de amortiguamiento (λ), que describen cómo las propiedades del suelo cambian ante la deformación cortante. Se recurrió al modelo empírico desarrollado por Darendeli y Stokoe (2001), D&S, quienes propusieron un modelo hiperbólico modificado basado en pruebas de laboratorio para generar las curvas correspondientes a las arcillas blandas, modelo que está en función del índice de plasticidad (IP) y el esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c . El cual se expresa de la siguiente manera,

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a} \quad (4-1)$$

$$\lambda = F * \lambda_{maxing} + \lambda_{min} \quad (4-2)$$

Donde a es el coeficiente de curvatura de 0.9190 y γ_r representa la deformación angular de referencia en función del esfuerzo efectivo de confinamiento, el índice de plasticidad y el OCR.

$$\gamma_r = (0.0352 + 0.0010 \cdot IP \cdot OCR^{0.3246}) \sigma_v'^{0.3483} \quad (4-3)$$

$$F = b * \left(\frac{G}{G_{max}}\right)^c \quad (4-4)$$

$$b = \phi_{11} + \phi_{12} * \ln(N) \quad (4-5)$$

Siendo σ'_v , el esfuerzo vertical efectivo, N el número de ciclos de carga, ϕ_{11} y ϕ_{12} son constantes.

Mientras que, para el caso de la arena arcillosa, se emplearon las curvas desarrolladas por Seed & Idris (1970), quienes establecieron correlaciones empíricas.

$$G = 1000K_2 \sqrt{\sigma'_m} \quad (4-6)$$

$$\lambda_{max} \cong 30 - 1.5 \log N \quad (4-7)$$

Donde σ'_m , es el esfuerzo principal efectivo; K_2 es el coeficiente del módulo de corte cortante en función del tamaño del grano, la densidad relativa del suelo y la deformación cortante; y N es el número de ciclos.

De esta manera, fue posible definir las propiedades dinámicas de cada estrato del subsuelo de acuerdo con sus características específicas, presentándose en la Figura 4-11 las curvas de degradación y amortiguamiento utilizadas en el análisis.

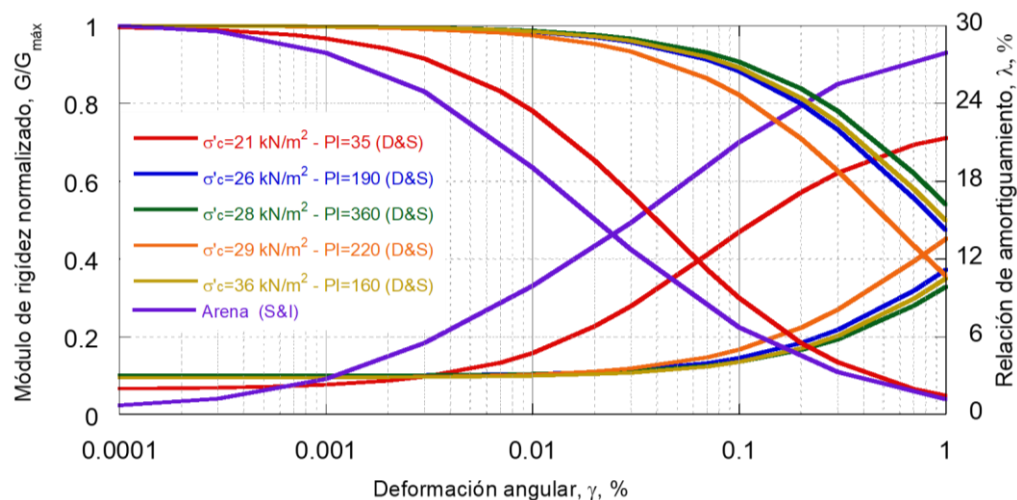


Figura 4-11. Curvas de degradación de rigidez al esfuerzo cortante normalizada ($G/G_{\max}$) y de la relación de amortiguamiento (λ).

En el caso de las fronteras se aplicó la propuesta de Lysmer y Kuhlemeyer (1969) a la base del modelo para considerar las condiciones de frontera del modelo para realizar simulaciones dinámicas, en el caso de las caras laterales del modelo se aplicaron condiciones de frontera de campo libre utilizando la formulación que facilita FLAC3D, y de este modo, la propagación y deformación lateral del medio se considera como realista.

4.2.3. Simulación de los elementos de la cimentación

Las pilas de punta de la cimentación fueron modeladas en FLAC^{3D} mediante elementos PILE, utilizando parámetros de resorte derivados de las propiedades del suelo circundante, conforme a lo establecido por Yeganeh et al. (2015). La Tabla 4-3 presenta los parámetros de rigidez normal y cortante de los resortes.

$$cS_{scoh} = \alpha \cdot c_{suelo} \cdot p \quad (4-8)$$

$$cS_{sfricc} = \alpha \cdot \varphi_{suelo} \quad (4-9)$$

$$cS_{sstiff} = \left[10Max \frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{min}} \right] \cdot p \quad (4-10)$$

$$cS_{ncoh} = 9c_{suelo} \cdot D_{pila} \quad (4-11)$$

$$cS_{nten} = \frac{c_{suelo}}{\tan(\varphi_{suelo})} \cdot D_{pile} \quad (4-12)$$

$$cS_{nstiff} = \left[10Max \frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{min}} \right] \cdot D_{pila} \quad (4-13)$$

Donde c_{suelo} y φ_{suelo} es la cohesión y la fricción interna del suelo adyacente a la pila, p es el perímetro expuesto de la pila, K y G son el módulo de compresibilidad y el módulo de volumen del suelo adyacente, Δz_{min} es el ancho más pequeño de las zonas adyacentes en la dirección normal, α es el parámetro que depende de la condición de la superficie de la pila, es recomendado que para superficies rugosas, por ejemplo, pilas construidas en sitio, sea igual a 1 y D_{pila} es el diámetro de la pila.

Tabla 4-3. Parámetros de rigidez normal y cortante de los resortes, asociados a los parámetros mecánicos del suelo en la interacción con las pilas.

Unidad	cS_{scoh} [ton/m]	cS_{sfric} [°]	cS_{sstiff} [MPa]	cS_{ncoh} [ton/m]	cS_{nfric} [°]	cS_{nstiff} [MPa]
Geotécnica						
UG-1	3.77	8.75	5805	14.40	11.67	1847
UG-2	12.37	26.25	70144	47.25	35	22327
UG-3	12.44	30.00	32065	47.52	40	10206
UG-4	27.57	32.25	34070	105.30	43	10844

Donde cS_{scoh} es la cohesión por unidad de longitud del resorte de acoplamiento cortante; cS_{sfric} es el ángulo de fricción del resorte de acoplamiento cortante; cS_{sstiff} es la rigidez por unidad de longitud del resorte de acoplamiento cortante; cS_{ncoh} es la cohesión por unidad de longitud del resorte de acoplamiento normal; cS_{nfric} es el ángulo de fricción del resorte de acoplamiento normal; cS_{nstiff} es la rigidez por unidad de longitud del resorte de acoplamiento normal.

Por su parte, las zapatas fueron representadas por medio de elementos sólidos con un comportamiento elástico lineal, incorporando en todos los componentes elementos de interfaz para simular los desplazamientos relativos entre el suelo y el sistema de cimentación.

4.2.4. Simulación de la subsidencia del suelo

El hundimiento del suelo fue modelado inicialmente bajo condiciones de campo libre, utilizando una columna de suelo definida por los parámetros del suelo presentados en la Tabla 4-1 y la estratigrafía mostrada en la Figura 4-4. Las simulaciones correspondientes a los años 2009, 2024, 2034 y 2059 incluyeron una reducción progresiva de la presión de poro, con el objetivo de calcular

los desplazamientos asociados a cada periodo de tiempo. Este procedimiento posteriormente se incorporó al modelo completo. La Figura 4-12 presenta los resultados de desplazamiento acumulado a lo largo del tiempo en campo libre.

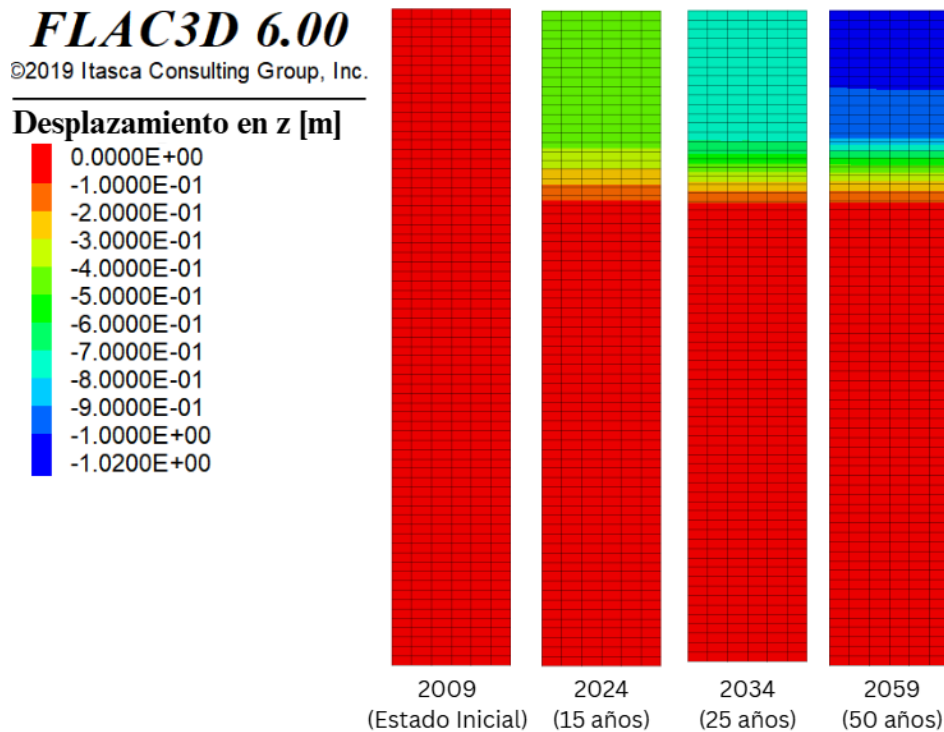


Figura 4-12. Simulación de la consolidación de la columna de suelo.

Es importante destacar que el análisis no considera el asentamiento acumulado previo al primer año de medición. Por ello, el análisis se dirige exclusivamente a los asentamientos ocurridos a partir de 2009. Una vez calibrados los modelos, bajo condiciones de campo libre, se introdujeron las cimentaciones y los elementos estructurales para realizar los análisis de consolidación de cada etapa. La última etapa de consolidación alcanzó un desplazamiento vertical máximo del orden de 1 m.

4.2.5. Simulación de la respuesta sísmica del sitio

Para llevar a cabo el análisis dinámico en el modelo numérico, fue necesario definir las condiciones iniciales dinámicas del suelo. Una vez empleado el modelo constitutivo Hardening Soil para representar la consolidación regional durante los años de estudio, se procedió a sustituir las arcillas blandas por el modelo elastoplástico de Mohr–Coulomb, asignando las propiedades iniciales mostradas en la Tabla 4-1.

Con base en el perfil de velocidad de onda de corte V_s (m/s) y la densidad del material ρ , se determinó el módulo de corte inicial G mediante la siguiente relación:

$$G = \frac{V_s^2}{\rho} \quad (4-14)$$

Posteriormente, el módulo de Young dinámico E se obtuvo aplicando la relación elástica clásica:

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (4-15)$$

Donde, ν corresponde al coeficiente de Poisson del material. El módulo de Young resultante corresponde al valor dinámico teórico; sin embargo, para ajustarlo en el modelo numérico en donde se tiene el módulo de Young que calcula el modelo constitutivo Hardening-Soil, fue necesario aplicar un factor de calibración en las capas arcillosas, obteniendo así un módulo de Young efectivo para cada año de estudio considerado.

En la siguiente figura se aprecia cómo el módulo de Young dinámico calibrado presenta una tendencia decreciente en el tiempo, reflejando la pérdida progresiva de rigidez asociada a la subsidencia y a la degradación de las propiedades del suelo blando. En contraste, el parámetro E_{ur} , que representa la rigidez de carga–descarga, tiende a incrementarse, lo cual es consistente con el comportamiento no lineal de los suelos cohesivos sometidos a ciclos de carga y descarga (Ishihara, 1996; Vucetic & Dobry, 1991). Este fenómeno indica que, aunque el suelo pierde rigidez inicial, conserva cierta capacidad de recuperación elástica bajo condiciones dinámicas.

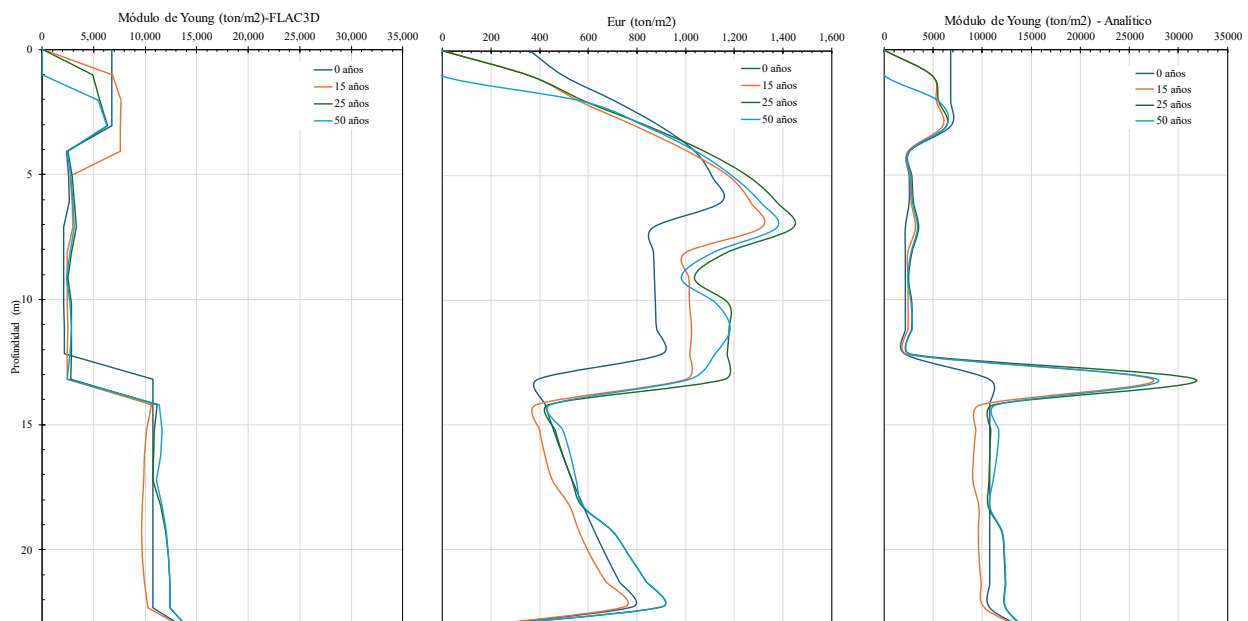


Figura 4-13. Calibración al módulo de Young dinámico.

Con el fin de establecer el movimiento de entrada para aplicarse en la base del modelo, se realizó la deconvolución del movimiento del suelo en superficie con el programa SHAKE (Schnabel et al., 1972) explicado en la metodología y se aplicó como una historia de esfuerzos conforme al enfoque de base flexible (Itasca, 2009). La precisión del modelo se evaluó mediante la comparación entre las respuestas calculadas en la superficie del suelo y las mediciones de la estación sísmica AU46 (Figura 4-14), la cual está ubicada aproximadamente a 1.6 km del sitio de

estudio dentro de la misma zonificación geosísmica (Zona IIIa). Se observa que el modelo reproduce adecuadamente la amplificación de la respuesta sísmica.

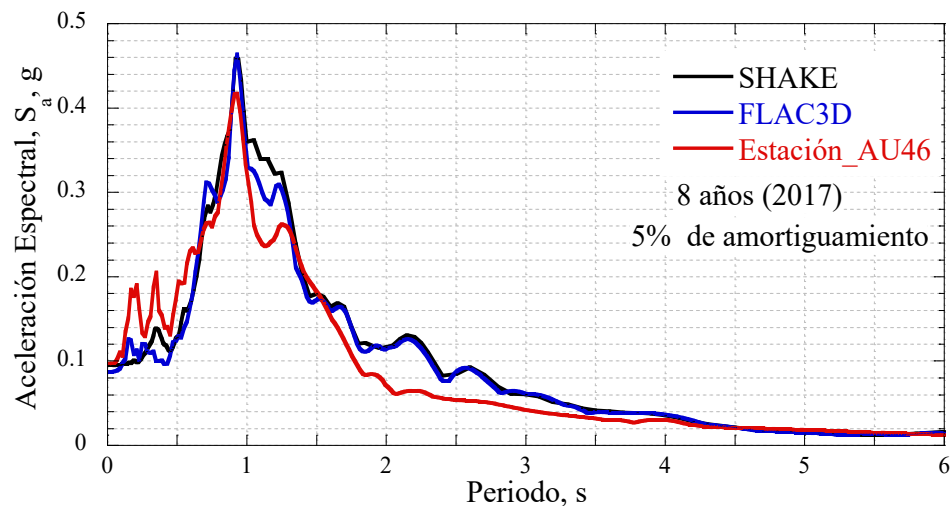


Figura 4-14. Comparación de las respuestas calculada y la medida (Estación AU46) en el sitio.

4.3. Resultados

4.3.1. Comportamiento estático a largo plazo

El hundimiento regional y los asentamientos diferenciales provocan diversos problemas a largo plazo, entre ellos, fuerzas de arrastre significativas en las pilas, formación de cavidades bajo las zapatas y el agrietamiento de la superficie en torno a las estructuras. Aunque la superestructura del puente permanece estable gracias a que las pilas de punta se apoyan en estratos más profundos con mayor estabilidad, la funcionalidad de infraestructura adyacentes se ve comprometida. De manera crítica, el modelo numérico predice una separación de 0.66 m. entre la zapata y el suelo en la última etapa de análisis como se muestra en la Figura 4-15, lo que representa un 64% del hundimiento en campo libre.

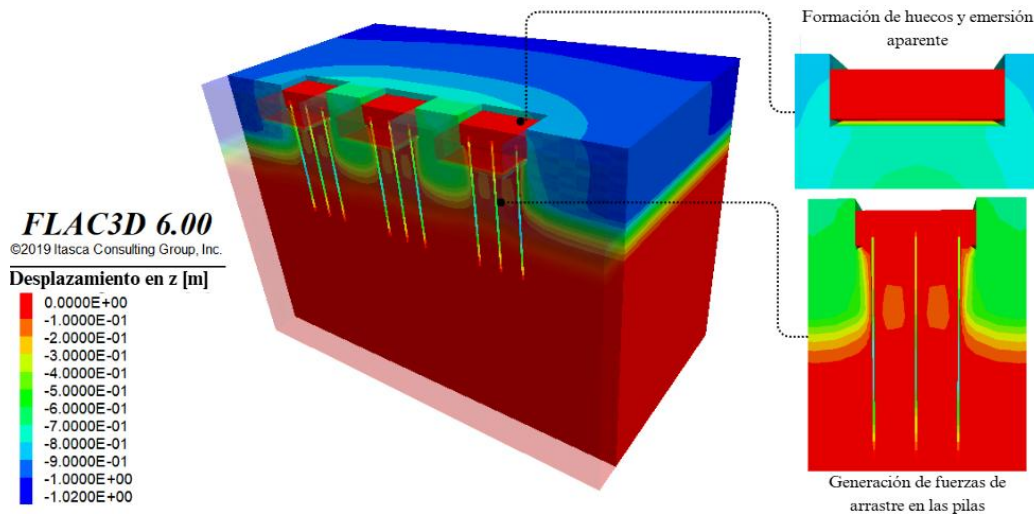


Figura 4-15. Desplazamientos verticales para 50 años.

La Figura 4-16 presenta los contornos de esfuerzo normal para todas las etapas simuladas en la base de la zapata S-3, evidenciando valores de esfuerzo casi nulos en el elemento de interfaz a los 50 años, indicando la pérdida de contacto entre el suelo y la zapata. Adicionalmente, la fuerza axial de la pila incrementa como resultado de las fuerzas de arrastre generadas por el aumento de consolidación, sin embargo, en la condición correspondiente a los 50 años, hay una reducción que se atribuye a la fluencia por cortante del resorte de acoplamiento entre el suelo y la pila.

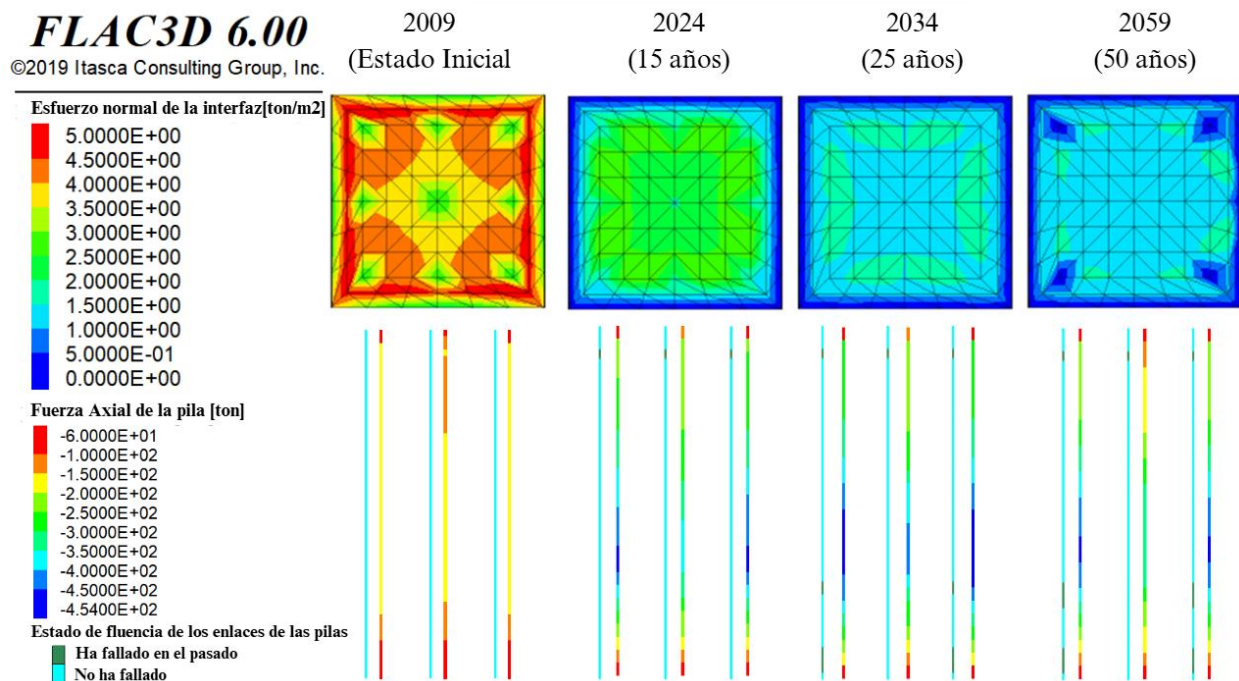


Figura 4-16. Esfuerzos normales en la interfaz entre la zapata S-3 y el suelo, evolución de la carga axial en las pilas centrales, y el estado de fluencia de los enlaces entre las pilas y el suelo, para cada etapa.

De manera más detallada, en las curvas de fuerza axial obtenidas en la Figura 4-17 muestran la evolución de la carga axial de las pilas en los distintos años de estudio (0, 15, 25 y 50 años), evidenciando cómo la consolidación del suelo incrementa la demanda axial del sistema suelo-estructura. Inicialmente (0 años), la capacidad portante es relativamente menor, ya que el suelo conserva altos contenidos de agua y presiones de poro, lo que limita la fricción lateral y la resistencia por punta. Conforme pasan los años, la consolidación del estrato arcilloso reduce los vacíos, aumenta los esfuerzos efectivos y, en consecuencia, la fuerza axial a lo largo de la pila aumenta.

A la edad de 15 años y de 25 años las curvas reflejan un desplazamiento hacia cargas últimas más elevadas, lo que sería indicativo de un aumento progresivo de la capacidad axial. A la edad de 50 años se llega en general a una mayor carga axial, por lo que para un mismo nivel de desplazamiento se corresponden fuerzas axiales superiores a las registradas en las etapas previas. Sin embargo, en algunas pilas, como se ha apuntado anteriormente, la capacidad experimenta una pequeña disminución respecto de las de 25 años, lo que podría ser indicativo de fluencia por cortante.

De igual manera, se calcula la capacidad de carga del fuste y de la punta de la pila por medio de métodos analíticos como el de O'Neill y Reese (1999), Poulos y Davis, FHWA88 Modificado y el estipulado por la NTC-CIMENTACIONES (2023), contrastándolos con la fuerza axial que presentan las pilas en distintas etapas de la consolidación. En términos generales, los métodos analíticos, funcionan sin tener en cuenta la consolidación, ya que en los años de estudio posteriores se tiene una mayor carga axial en las pilas. La pendiente de las curvas evidencia tramos con mayor o menor transferencia por fricción: donde el trazo es más horizontal, la disipación de carga por el fuste es más intensa; cuando es más vertical, predomina la llegada de carga a la punta. Además, al pasar de C0 a C15/C25/C50 se observa un desplazamiento progresivo, consistente con incrementos de arrastre (fricción negativa) y con la evolución temporal asociada a la consolidación regional.

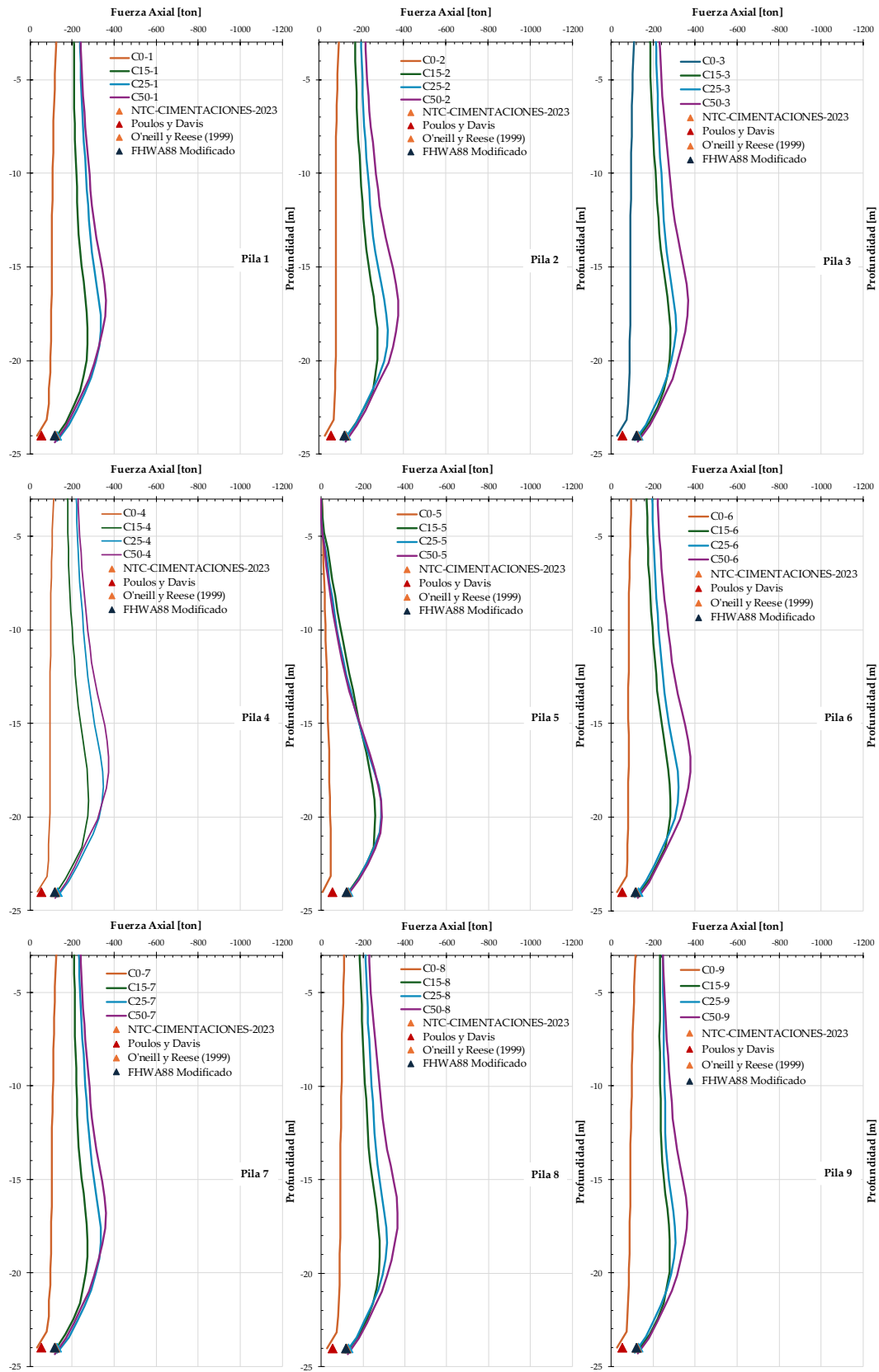


Figura 4-17. Carga axial en pilas para distintas etapas de consolidación.

También se obtuvo las curvas de capacidad de carga axial tanto del sistema zapata-pila como por separado, es decir, la capacidad de carga axial de la zapata y de la pila en las siguientes figuras. Mostrando que el hundimiento regional provoca una redistribución de cargas desde la zapata hacia las pilas. A 15, 25 y 50 años la reacción de la zapata para un mismo asentamiento es menor que en el estado inicial, evidenciando la pérdida de contacto entre la cimentación con el suelo, mientras que las pilas toman una mayor carga axial.

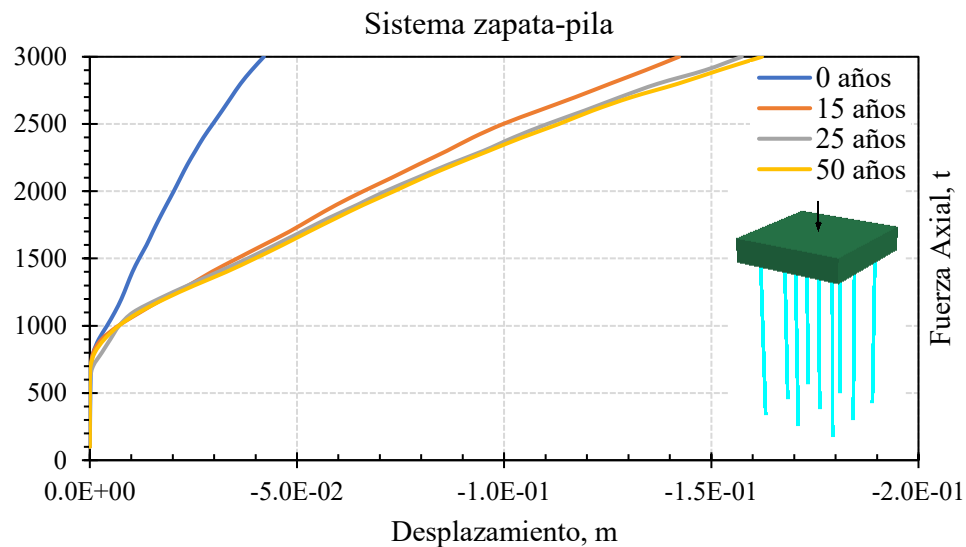


Figura 4-18. Curvas de fuerza axial – desplazamiento del sistema zapata-pila para las distintas etapas de consolidación.

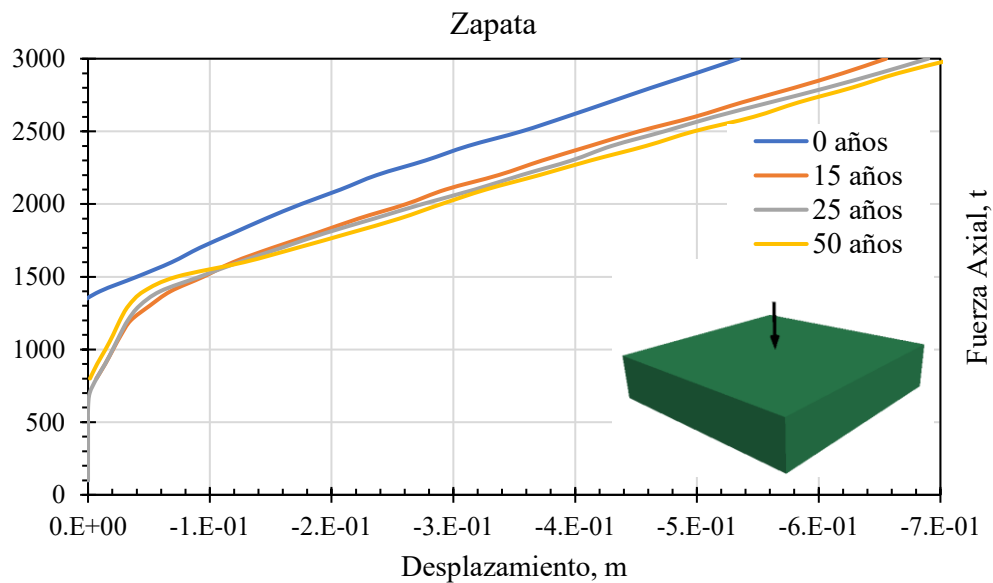


Figura 4-19. Curvas de fuerza axial – desplazamiento de la zapata para las distintas etapas de consolidación.

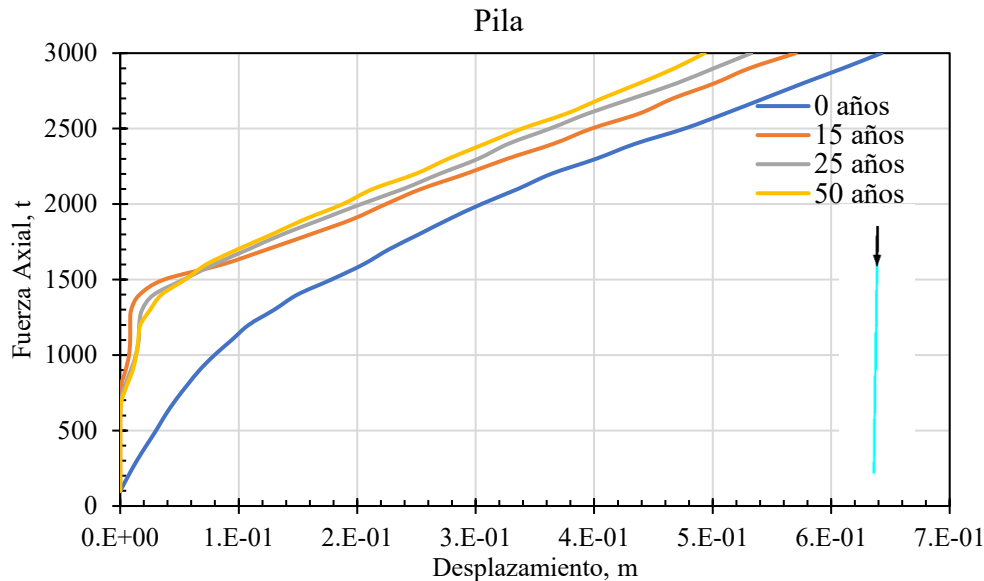


Figura 4-20. Curvas de fuerza axial – desplazamiento en la cabeza de la pila para las distintas etapas de consolidación.

4.3.2. Efectos de la interacción suelo-estructura

Después de los análisis de campo libre y de la calibración de los parámetros dinámicos, se llevó a cabo la evaluación sísmica del sistema del suelo-cimentación-puente para cada uno de los escenarios de subsidencia. Según Mayoral et al. (2009), el impacto del movimiento sísmico en la dirección longitudinal del puente es menos significativo en comparación con la dirección transversal, por lo cual se puso mayor atención en los resultados para esta dirección. La Figura 4-21 presenta un análisis comparativo de los espectros de Fourier obtenidos en el tablero del puente para todas las etapas de consolidación en los distintos periodos de retorno. Es evidente que la frecuencia fundamental de vibración del sistema estructural es de aproximadamente 1.4 Hz (0.71 s), en donde la amplificación principal del movimiento sísmico ocurre para la condición inicial de estudio (0 años). Esta amplificación disminuye progresivamente, mientras que la frecuencia en la que se produce la amplificación máxima incrementa conforme la consolidación evoluciona con un valor de 1.5 Hz (0.67 s). Este comportamiento puede asociarse con la pérdida de contacto entre la zapata y el suelo, lo cual modifica drásticamente la interacción suelo-estructura y, en consecuencia, influye en la respuesta vibratoria global del sistema estructural.

Con el objetivo de verificar los cambios en el movimiento sísmico en la base de las zapatas, se obtuvo la función de transferencia entre este punto y el campo libre para cada etapa de consolidación (Figura 4-22). En el escenario correspondiente al de 0 años, hay una reducción significativa en la amplitud para frecuencias superiores a 4 Hz, lo cual puede atribuirse al efecto de uniformización del movimiento inducido por la restricción cinemática de la zapata. Sin embargo, en los escenarios posteriores donde la zapata empieza a perder contacto con el suelo, el movimiento tiende a disminuir en todo el rango de frecuencias. Este comportamiento puede estar

relacionado con las modificaciones en el mecanismo de transferencia del movimiento sísmico entre el suelo y la cimentación, el cual ocurre principalmente a través de las pilas y de las caras laterales de las zapatas en los casos con consolidación.

Debido que a estos cambios en el mecanismo de transferencia del movimiento son abruptos, se espera que la demanda estructural sea alterada en todos los escenarios de consolidación considerados.

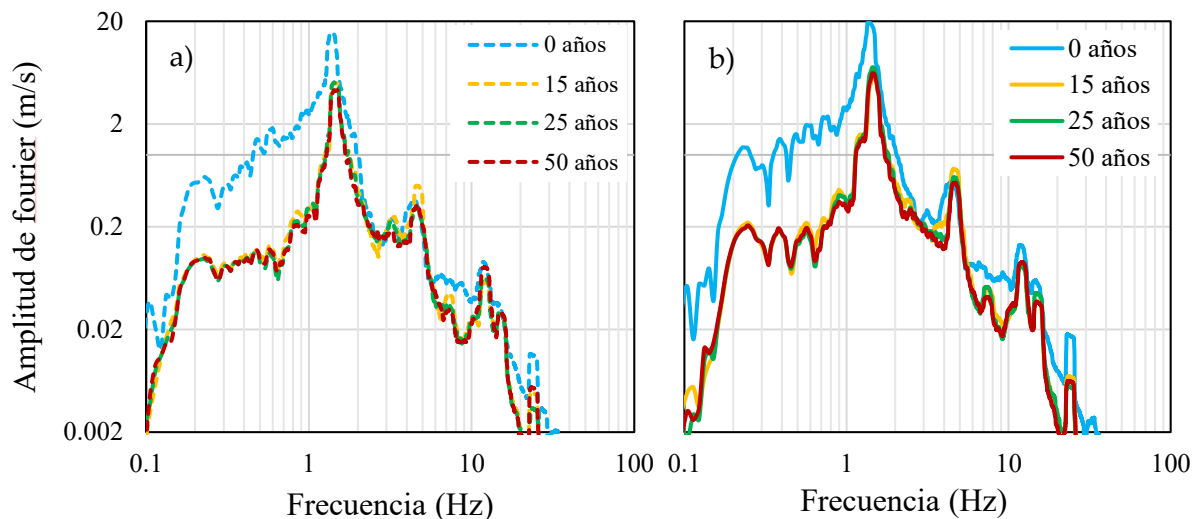


Figura 4-21. Espectro de Fourier de la plataforma del puente para todas las etapas de consolidación correspondientes a un periodo de retorno de 475 años (a) y 1000 años (b).

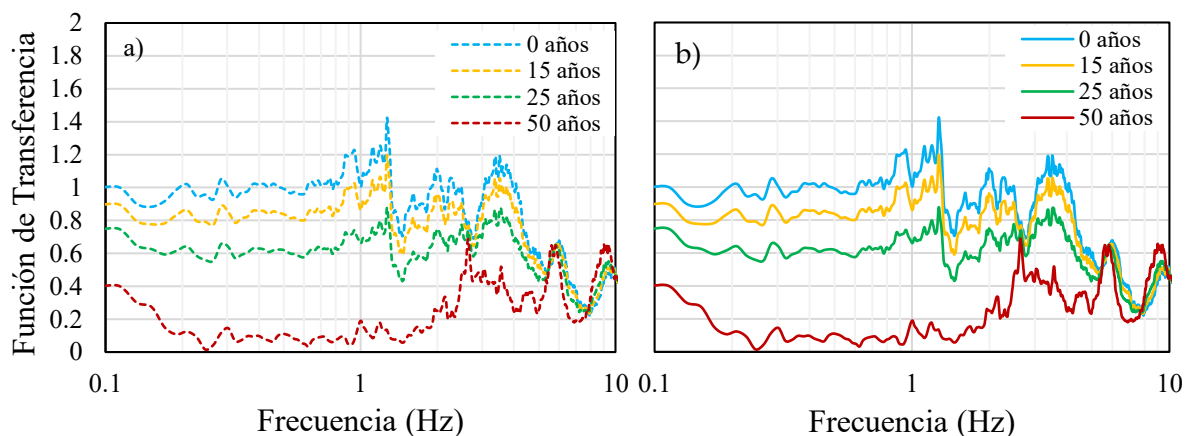


Figura 4-22. Funciones de transferencia de la base de la zapata y el campo libre para todos los escenarios de consolidación, correspondientes a un periodo de retorno de 475 años (a) y 1000 años (b).

Las Figura 4-23 y Figura 4-24 muestra la variación del momento flexionante máximo durante el evento sísmico, para todas las etapas de consolidación, en la base de la columna del apoyo central

(S-3) y en la cabeza de la pila ubicada en una de las esquinas, respectivamente. Para la condición de 0 años, es posible notar que la carga sísmica se concentra en la base de la columna, y que la demanda estructural de la pila es casi nula en comparación con la de la columna. No obstante, en los escenarios subsecuentes, el momento flexionante en la cabeza de la pila incrementa progresivamente, mientras que en la base de la columna disminuye. Estos efectos son congruentes con los mecanismos de transferencia del movimiento discutidos anteriormente. Debido a que las ondas sísmicas ascienden a la estructura a través de las pilas, estas se convierten en los elementos principales que resisten el sismo, lo que aumenta su demanda estructural. Además, se reduce la interacción con el suelo conforme el contacto entre la zapata y el suelo disminuye, lo que provoca que las pilas sean sometidas a mayores momentos flexionantes y fuerzas cortantes bajo la excitación sísmica, ya que se ven obligadas a resistir una mayor proporción del movimiento lateral y de la oscilación de la estructura.

Este comportamiento se ve también acentuado para demandas sísmicas más altas (i.e. para un periodo de retorno más elevado). En los procesos considerados para un tiempo de retorno de $T_r=475$ años, la demanda estructural no es muy alta y los efectos de la consolidación son transformados en la redistribución de esfuerzos en la columna y la pila. En el caso a mayor periodo de retorno ($T_r=1000$ años), se produce un notable incremento en los momentos flexionantes a la cabeza de las pilas, así como en la columna, lo que implica una mayor exigencia estructural. Lo que sugiere que la modificación del fenómeno de la consolidación no solamente modifica los mecanismos de transferencia del movimiento, sino que también incrementa la sensibilidad de la estructura ante sismos. Eso sí permitiendo detectar los cambios en de demanda estructural a partir de diferentes periodos de retorno.

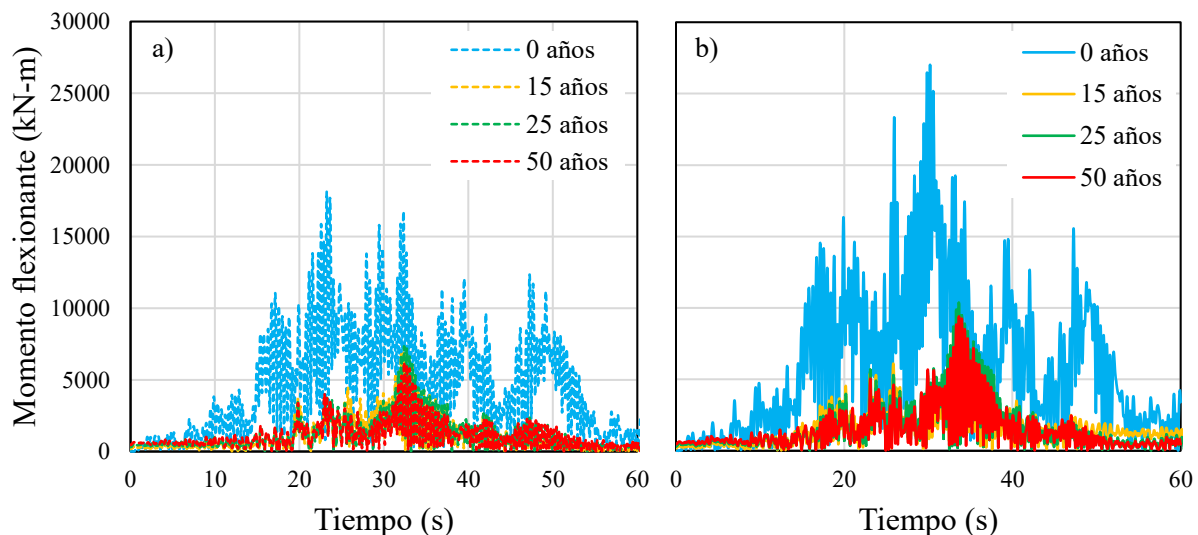


Figura 4-23. Momentos flexionantes durante la simulación dinámica para cada escenario de consolidación en la base de la columna, correspondientes a un periodo de retorno de 475 años (a) y 1000 años (b).

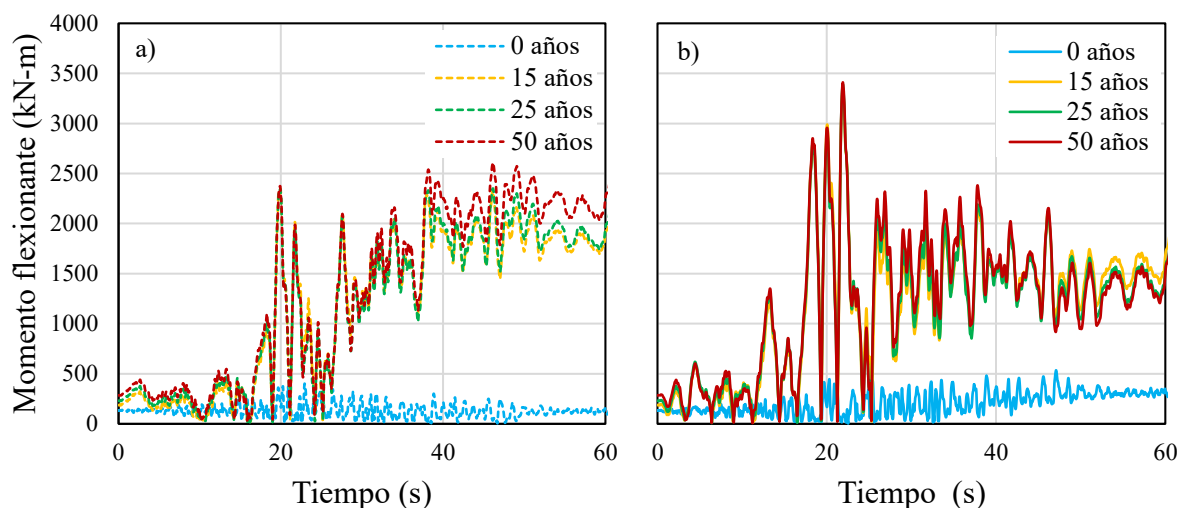


Figura 4-24. . Momentos flexionantes durante la simulación dinámica para cada escenario de consolidación, en la cabeza de la pila, correspondientes a un periodo de retorno de 475 años (a) y 1000 años (b).

Considerando los efectos previamente discutidos, se puede establecer la siguiente afirmación: en puentes con cimentación conformada por pilas de punta en suelos blandos sujetos al hundimiento regional, la demanda estructural sobre las pilas ante un evento sísmico tiende a incrementarse en condiciones de largo plazo, mientras que la demanda estructural sobre la columna de la estructura disminuye. La Figura 4-25 presenta los momentos flexionantes en la cabeza de la pila y en la base de la columna para todas las etapas de consolidación, los cuales están normalizados con respecto a los valores obtenidos para la condición de 0 años. Estos resultados respaldan la afirmación anterior, evidenciando la redistribución de esfuerzos como consecuencia de los cambios en la interacción suelo–estructura inducidos por la consolidación progresiva. En el caso de las pilas el momento flexionante normalizado tiene un incremento de 7 veces el valor inicial, mientras que, para las pilas disminuye hasta un 75% en el último escenario de consolidación (50 años). Esta redistribución de esfuerzos es independiente de la demanda sísmica, debido a que para ambos escenarios (i.e. periodos de retorno) presentan la misma tendencia.

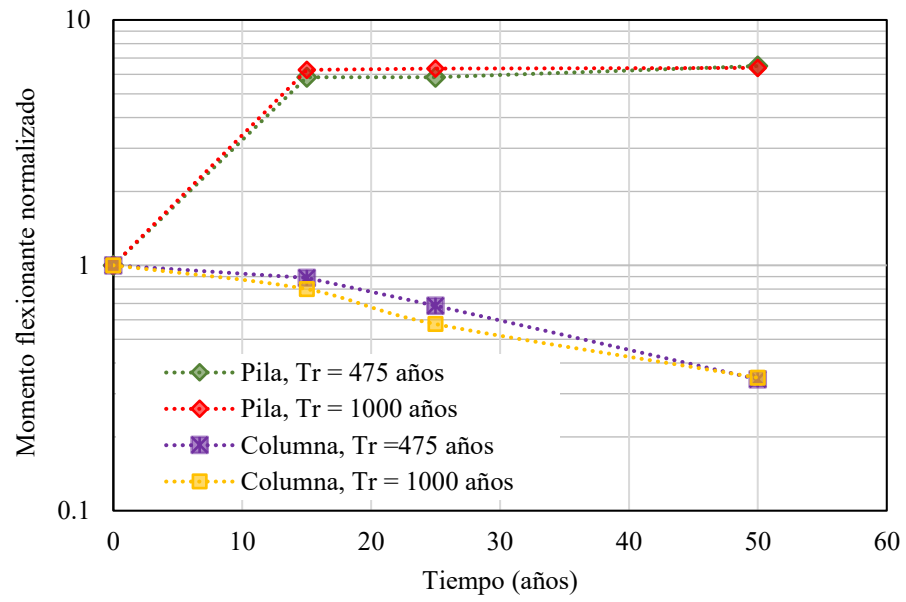


Figura 4-25. Momentos flexionantes normalizados durante la simulación dinámica de cada etapa de consolidación en la base de la columna y en la cabeza de la pila.

5. Conclusiones

Este estudio analiza la compleja interacción entre el hundimiento regional a largo plazo y el comportamiento sísmico de cimentaciones compuestas por pilas de punta que soportan la superestructura de un puente. Para ello, se implementó un modelo numérico acoplado que permitió abordar de manera integral la interacción suelo–estructura, cumpliendo así con el objetivo general de determinar los efectos de la consolidación regional sobre cimentaciones profundas en la zona lacustre de la Ciudad de México.

Las simulaciones han mostrado que la subsidencia regional produce un gran impacto en el comportamiento estático de los elementos de la cimentación. Por ejemplo, en los análisis se observó la aparición de fuerzas de arrastre importantes en las pilas, la aparición de cavidades del suelo bajo las zapatas y el desarrollo de fisuras en las superficies alrededor de la estructura. Este último fenómeno poco se tiene en cuenta, ya que el diseño estructural se centra en la integridad de la superestructura del puente y deja de lado la funcionalidad de la infraestructura próxima a ella, la cual se puede ver interrumpida décadas después (<20 años). Como resultado, aquellos que deciden prestan menos atención a estos efectos, aun cuando son ellos quienes deben solicitar estrategias de seguimiento que permitan mitigar el riesgo de reparaciones inesperadas y costosas en el futuro.

En cuanto al comportamiento dinámico, se observaron varios efectos interesantes asociados a la evolución del hundimiento regional. Mediante la comparación de los espectros de Fourier en el tablero del puente, se evidencia la disminución en la amplificación sísmica y un incremento en la frecuencia dominante conforme a aumenta la consolidación. Este fenómeno se relaciona con la pérdida de contacto entre la zapata y el suelo, lo que cambia drásticamente la interacción suelo-estructura y modifica la respuesta vibratoria de todo el sistema estructural.

El impacto de la base de la cimentación fue evaluado de manera análoga a lo considerado en el cálculo de la función de transferencia a partir de la base de la zapata y el campo libre.

El efecto de la base de la cimentación fue determinado mediante el cálculo de la función de transferencia de la base de la zapata al campo libre. Los resultados muestran que el movimiento se reduce en el conjunto del rango de frecuencias de los escenarios de consolidación frente a la condición inicial (0 años). Esto indica que se ha producido un cambio en el mecanismo de transferencia sísmica entre el suelo y la cimentación, el cual se produce a través de las pilas y por las caras laterales de las zapatas a causa de la pérdida de contacto de la base de la zapata con el terreno (para las etapas con consolidación). Este tipo de cambio también se observa en la demanda estructural de columnas y pilas. Además, los análisis en el dominio del tiempo de la estructura muestran una redistribución del movimiento sísmico del puente con el avance de la subsidencia. En las columnas, la subsidencia tiene un efecto favorable, puesto que para la condición de 50 años se observa una disminución de hasta el 75% de los momentos flexionantes.

Mientras que, el impacto sobre las pilas es significativo, a pesar de la disminución en los movimientos inerciales de la superestructura, los momentos flexionantes en las pilas se incrementan hasta siete veces el valor inicial, para la última etapa analizada (50 años). Este comportamiento se atribuye a la pérdida de confinamiento, lo que transfiere la mayor parte de la demanda sísmica horizontal hacia las pilas. Consecuentemente, las pilas deben ser diseñadas como columnas cortas con un acero de refuerzo transversal y longitudinal significativo, tal como lo exigen algunos códigos de construcción a nivel internacional, aunque esta solución implique costos elevados. demostrar que las simulaciones numéricas desarrolladas son capaces de capturar los efectos de la consolidación en condiciones sísmicas.

Los resultados aquí expuestos permiten entender de forma más clara el efecto que la subsidencia regional tiene sobre el rendimiento a largo plazo de las estructuras de tipo puente cimentadas mediante pilas de punta; estos nos señalan que la subsidencia no solo amplifica las demandas estáticas, sino que va además alterando la interacción dinámica entre ambos, modificando periodos y redistribuciones de esfuerzos. Excluir dichos fenómenos podría determinar subestimaciones muy importantes de la demanda y una vida útil menor que la esperada.

Siguiendo el hilo de lo anterior, los resultados en este trabajo dan cuenta de un proceso de subsidencia regional que, ilustrando su evolución con el tiempo, cambia la relación suelo--estructura. El efecto de este proceso de subsidencia regional a lo largo del tiempo se suma a lo antes mencionado, condicionando el rendimiento estructural y el periodo de diseño del sistema de cimentación. Un análisis que sólo considere las condiciones en estado estático, en forma permanente, será insuficiente. El análisis sísmico y la comprobación de servicio de las cimentaciones profundas en la zona lacustre de la Ciudad de México es, por lo tanto, fundamental e incorpora explícitamente no solo los efectos de la consolidación, sino que tiene que describir cómo evolucionan los cambios de esfuerzos efectivos y la progresiva pérdida de confinamiento en las pilas.

Este trabajo es una contribución en la comprensión de la respuesta acoplada suelo--estructura bajo condiciones de subsidencia regional, planteando además un marco metodológico que puede replicarse en el análisis de otras estructuras localizadas sobre terrenos blandos que están sometidas al hundimiento diferencial.

Referencias

- Auvinet, G. (2022). Advances in foundation engineering in Mexico (1957-2017). Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.
- Auvinet, G. Y. (2019). Geotechnical engineering in spatially variable soft soils. The case of Mexico city. The 9th Arthur Casagrande Lecture. En *From Research to Applied Geotechnics* (pp. 5–107). IOS Press.
- Barbosa, A. R., Ribeiro, F. L., & Neves, L. C. (2014). Seismic performance assessment of a pile-supported wharf structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 66, 56–68.
- Bathe, K. J. (1996). *Finite element procedures*. Prentice Hall.
- Boussinesq, M. J. (1885). *Application des potentiels: à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*.
- Braja, M. D. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Thomson y Learning, 580.
- Bycroft, G. N. (1956). Forced vibrations of a rigid circular plate on a semi-infinite elastic space and on an elastic stratum. *Philosophical Transactions of the Royal Society A*, 248(949), 327–368.
- Carrillo, N. (1948). *Influencia de la consolidación en los problemas de mecánica de suelos*. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- CENAPRED. (2014). *Fenómenos de subsidencia en México*. Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Stavridis, L. T. (2002). Simplified analysis of layered soil-structure interaction. *Journal of Structural Engineering*, 128(2), 224-230.
- Comisión Permanente del Código Modelo Sísmico. (2023). *Código Modelo Sísmico*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Cook, R. D. (1994). *Modeling for stress analysis*. New York: Wiley.
- Darendeli, M. B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. The university of Texas at Austin.
- Duncan, J. M. (2000). Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(4), 307–316.
- Elgamal, A., Zeghal, M., & Torkkeli, A. (2008). Experimental and numerical studies on seismic soil-structure interaction. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(9), 1269–1293.

- Fellenius, B. H. (1984, November). Negative skin friction and settlement of piles. In Proceedings of the Second International Seminar, Pile Foundations, Nanyang Technological Institute, Singapore (Vol. 18).
- Finno, R. J., & Calvello, M. (2005). Supported excavations: Observational method and inverse modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(7), 826–836.
- Firoj M. and Maheshwari BK. (June, 2024). Seismic response of combined piled raft foundation using advanced liquefaction model. *Soil Dyn Earthq Eng* 181.
- Gajan, S., & Kutter, B. L. (2008). Capacity, settlement, and energy dissipation of shallow footings subjected to cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(5), 639–658.
- García Gamallo, A. M. (1997). La evolución de las cimentaciones en la historia de la arquitectura: desde la prehistoria hasta la primera revolución industrial [Tesis doctoral]. Universidad Politécnica de Madrid. <https://core.ac.uk/download/pdf/148656549.pdf>
- Gazetas, G. (1991). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9), 1363–1381.
- Ghosh, A. (2015). Nonlinear soil–structure interaction: Recent advances and challenges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 75, 1–10.
- Haussler-Combe, U. (2014). Computational methods for reinforced concrete structures. Wiley.
- Housner, G. W. (1959). Behavior of structures during earthquakes. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 85(4), 109-129.
- Hurtado, J. E. A. (1993). Cimentaciones profundas. Comité Peruano de Mecánica de Suelos.
- Ishihara, K. (1996). Soil behaviour in earthquake geotechnics. Oxford University Press.
- Kausel, E. (2010). Early history of soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822-832.
- Kaynia, A. M., & Kausel, E. (1982). Dynamic stiffness of foundations on layered media. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 72(5), 1459–1478.
- Kaynia, A. M., & Kausel, E. (1986). Interaction of structures and foundations during earthquakes. *Earthquake Engineering Journal*, 14(3), 267–282.
- Kokusho, T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. *Soils and Foundations*, 20(2), 45–60.
- López, M. J. (2007). Comportamiento y diseño de cimentaciones profundas en la ciudad de México.
- Ma, Y., & Deng, N. (2000). Deep foundations. *Bridge engineering handbook*, 183-233.

- Mayoral, J. M., Franke, K. W., & Hutchinson, T. (2019). The September 19, 2017 Mw 7.1 Puebla-Mexico city earthquake: Important findings from the field—Overview of Special Edition. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 123, 520-524.
- Merino, C. (2019). Estudios de Microzonificación Sísmica, de Interacción Suelo-Estructura y Licuefacción. *Revista Digital del CEDEX*, (194), 56-77.
- Mindlin, R. D. (1936). Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *Physics*, 7, 195-202.
- Mital, A., & Samanta, T. (2024). Advances in soil-structure interaction modeling for seismic design. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 168, 107585.
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277-301.
- Najera Luna, M. V. (2017). Diseño geotécnico de una cimentación compensada en zona de transición de la Ciudad de México.
- Novak, M. (1974). Dynamic stiffness and damping of piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(4), 574-598.
- Novak, M. (1977). Vertical vibration of floating piles. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 103(1), 153-168.
- Núñez, J. L. R., Ivan, P. Z. W., & Razo, E. I. Evaluación de la integridad estructural en cimentaciones profundas mediante pruebas de pulso combinado.
- O’Riordan, N., Clayton, C., & Morton, D. (2018). Negative skin friction in piles: Recent advances. *Geotechnical Research*, 5(1), 1-16.
- Pacheco, G. E., Suárez, L. E., & Pando, M. (2007). Modelo Simplificado Para El Análisis Dinámico De Pilotes Sometidos A Carga Horizontal. *Mecánica Computacional*, (32), 2754-2765.
- Palacios, R. F. (2004). Guía para el diseño de pilotes. Universidad de Piura.
- Phoon, K. K., & Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 612-624.
- Raychowdhury, P., & Hutchinson, T. C. (2008). Seismic response of nonlinear Winkler-based shallow foundation models. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(4), 643-659.
- Reddy, J. N. (2005). An introduction to the finite element method. McGraw-Hill.
- Reissner, E. (1936). Stationäre, axialsymmetrische durch eine Schale übertragene Schwingungen eines elastischen Halbraumes. *Ingenieur-Archiv*, 7, 381-396.

- Roesset, J. M. (2013). Soil structure interaction the early stages. *Journal of Applied Science and Engineering*, 16(1), 1-8.
- Schnabel, P. B. (1972). SHAKE, a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Reoprt, EERC-70.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John wiley & sons.
- Turello, D. F., Pinto, F., & Sanchez, P. J. (2014). Modelación de la Interacción Suelo-Pilote en Pilotes cargados lateralmente mediante elementos de Viga Embebidos en Sólidos. *Mecánica Computacional*, 33(13), 879-894.
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering*, 117(1), 89-107.
- Whitman, R. V. (1969). Behavior of soil and foundations during earthquakes. *Journal of Soil Mechanics & Foundations*, 95(1), 263-290.
- Wolf, J. P. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice Hall.
- Zhao, L., Chen, Y., & Wang, Z. (2017). Dynamic behavior of pile foundations under seismic loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 645-657.
- Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (2005). *The finite element method for solid and structural mechanics*. Elsevier.