



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

FACULTAD DE INGENIERÍA

SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS DE POSGRADO

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CON OPCIÓN TERMINAL EN
GEOTECNIA**

**“ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES
MEDIANTE MÉTODOS ANALÍTICOS Y UN MODELO NUMÉRICO”**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA CON OPCIÓN TERMINAL
EN GEOTECNIA**

PRESENTA:

ING. ROBERTO CASTILLA DÍAZ

ASESOR:

M. I. MIGUEL ÁNGEL FIGUERAS CORTE

PUEBLA, PUE.

JUNIO 2019



BUAP

Oficio No. 2923/2017

C. Roberto Castilla Díaz

Pasante de la Maestría en Ingeniería
con opción terminal en Geotecnia
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Análisis de capacidad de carga en pilotes mediante métodos analíticos y un modelo numérico**. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Geotecnia. Asignándose como Asesor Interno al M.I. Miguel Ángel Figueras Corte.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente

"Pensar bien, para vivir mejor"

H. Puebla de Zaragoza, agosto 29 de 2017.


M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director

C.c.p. M.I. Miguel Ángel Figueras Corte, Asesor del Tema de Tesis

C.c.p. Archivo

ABH/AAM/sco*

80  **AÑOS**
DE UNIVERSIDAD

Facultad
de Ingeniería

Bvd. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, edif. 108 C, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
01 (222) 229 55 00 Ext. 7610

M. I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director de la Facultad de Ingeniería, BUAP
P R E S E N T E

En atención a la atenta solicitud de nombrar al que suscribe como asesor de la tesis: **“Análisis de capacidad de carga en pilotes mediante métodos analíticos y un modelo numérico”**, mediante el Oficio SEIP No. 2923/2017 que presenta el alumno para obtener el grado de maestro en ingeniería con opción terminal en geotecnia, **C. Roberto Castilla Díaz**; me permito informar a usted que después de haber revisado el documento correspondiente, tomando en cuenta las observaciones de los sinodales, no existe inconveniente alguno en **autorizar la impresión** de la misma.

Lo hago de su conocimiento, para los efectos académicos a que haya lugar.

ATENTAMENTE

H. Puebla de Z., a 21 de mayo de 2019



M. I. Miguel Angel Figueras Corte
Asesor de Tesis

C. c. p. Mesa de exámenes profesionales
C. c. p. Interesado
C. c. p. Archivo

DEDICATORIAS

A mi madre María luisa Díaz Núñez y padre Roberto Castilla Barrios

A mis hermanos

A mis tíos, tías y primos

AGRADECIMIENTOS

Le doy gracias a dios por permitirme experimentar y disfrutar del don de la vida, por ser mi guía y fortaleza en momentos difíciles.

Le doy gracias a mi madre María Luisa Díaz Núñez una gran guerrera, por el inmenso amor, apoyo, compromiso y compañía en cada etapa de mi vida.

A mi padre Roberto Castilla Barrios un gran maestro de vida, cómplice y amigo, por compartir sus experiencias y enseñanzas.

A mi familia por todo el apoyo y cariño cuando más lo necesite.

A mi asesor de tesis Miguel Ángel Figueras Corte por su apoyo, guía y compromiso para la elaboración de este trabajo de tesis.

A Margarita Rodríguez Trinidad y Eddy Lozada González por darme la oportunidad de desarrollarme profesionalmente en su empresa, así como las facilidades para mi crecimiento académico.

A todos mis maestros y compañeros por compartir sus enseñanzas de esto que llamamos ingeniería.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	V
JUSTIFICACIÓN	VI
OBJETIVO GENERAL	VII
OBJETIVOS PARTICULARES	VII
ALCANCES	VII
1. CASO DE ESTUDIO Y GENERACIÓN DEL MODELO GEOTÉCNICO	8
1.1. GENERALIDADES	8
1.2. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA	12
1.3. CAMPAÑA DE LABORATORIO	22
1.4. MODELO GEOTÉCNICO	26
2. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES EN PILOTES MEDIANTE MÉTODOS ANALÍTICOS	29
2.1. CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA	33
2.1.1. Método de Meyerhof	34
2.1.2. Método de Vesic	39
2.1.3. Método de Janbu	42
2.1.4. Método de Zeevaert	44
2.2. CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN	46
2.2.1. Método de α	47
2.2.2. Método β	49

2.2.3. Método λ	51
2.2.4. Método Zeevaert	53
3. ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA AXIAL EN PILOTES MEDIANTE EL USO DE MÉTODOS	60
3.1. MODELOS CONSTITUTIVOS EN GEOTECNIA	62
3.2. CAPACIDAD DE CARGA MEDIANTE SOFTWARE DE MODELADO NUMÉRICO	71
3.3. CRITERIO DE M.T. DAVISSON	72
4. RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS	75
4.1. CONSIDERACIONES GENERALES	75
4.2. MÉTODOS ANALÍTICOS	75
4.2.1. Capacidad de carga por punta	75
4.2.2. Capacidad de carga por fricción	78
4.3. RESUMEN DE RESULTADOS MEDIANTE MÉTODOS ANALITICOS	84
4.4. MÉTODO NUMÉRICO	88
4.5. MÉTODO M. T. DAVISSON	109
CONCLUSIONES	114
REFERENCIAS	116

INTRODUCCIÓN

La ingeniería de cimentaciones siempre ha representado uno de los retos más desafiantes para el ingeniero geotécnico, principalmente por las condiciones difíciles del suelo donde se desplantan las estructuras, pudiéndose encontrar con terrenos formados por roca, suelo o una combinación de ambos, así como la presencia de agua y las condiciones accidentales como viento, oleaje y sismo (Potts & Zdravkovic, 1999). Son diversas las condiciones naturales presentes en cada lugar, por lo tanto la manera de abordar los problemas y las respectivas soluciones es particular, así entonces, un adecuado diseño de la cimentación debe estar basado en un buen estudio geotécnico, desde su fase de exploración y laboratorio hasta la etapa de interpretación, modelación y diseño.

Se ha tenido un avance significativo en el campo de la ingeniería geotécnica en las últimas décadas debido a que ingenieros e investigadores han realizado estudios teóricos, observaciones y mediciones en campo, y determinaciones experimentales en el laboratorio, mismos que han aumentado la claridad en los patrones de comportamiento de cimentaciones y estructuras térreas. Sin embargo, debe enfatizarse que el ingeniero geotecnista enfrenta problemas en los que el conocimiento de las propiedades de los materiales térreos es incompleto, la teoría disponible no representa totalmente el comportamiento complejo y los mecanismos que controlan la interacción con otras estructuras no son del todo comprendidos. En todo caso, los desarrollos teóricos más elaborados requieren una verificación y sus predicciones deben confrontarse con la realidad.

El avance en la práctica de la ingeniería geotécnica transita en un terreno en el que las observaciones y mediciones en las obras deben compararse con las mejores predicciones teóricas y en las que se involucre el modelado más cercano del comportamiento de los geomateriales (Potts & Zdravkovic, 1999).

De hecho, un impulso muy claro que tuvo la ingeniería geotécnica fue a través del método observacional puesto en práctica por Terzaghi, Peck y Marsal, entre otros destacados ingenieros, no sólo como un medio de investigación, sino para la consecución de obras (Mendoza, 2007).

De una situación incierta en mayor o menor medida, y con una serie de hipótesis de trabajo acerca de cómo debería comportarse alguna cimentación o estructura térrea, las mediciones en una obra durante su construcción han comprobado su valor para dar respuestas sustentadas y tomar decisiones oportunas para concretar una obra.

También es cierto que las mediciones por sí solas y sin un marco teórico que permita contrastarlas, resultan superfluas y costosas; es indispensable plantear una comparación entre lo bien medido y la mejor predicción. De tal análisis y contraste se avanza no sólo en el modelado teórico-numérico, sino también en técnicas de instrumentación más precisas, confiables y económicas para medir las variables de estado de los fenómenos físicos que están detrás de los comportamientos de las obras.

Justificación

El análisis de cimentaciones en la mayoría de los casos se lleva a cabo mediante métodos analíticos basados en hipótesis de cálculo que a su vez simplifican el problema a ser analizado, pero no tienen la posibilidad de tomar en cuenta todos los factores y variables que se necesita emplear lo que limita la aproximación de la solución a un problema en particular a una condición diferente a la real.

De ello se cita el método de elementos finitos, siendo capaz de considerar diferentes variables que afectan el comportamiento de los geomateriales, provee de numerosas ventajas sobre los métodos de cálculo convencionales, son capaces de tomar geometrías complejas, considerar etapas constructivas, diferentes condiciones de aplicación de carga, distribución no homogénea de los geomateriales, comportamiento no lineal, además del complejo problema que implica la interacción suelo-estructura (Potts y Zdravkovic, 1999).

Objetivo general

- Analizar la capacidad de carga de pilotes mediante métodos analíticos y numéricos.

Objetivos particulares

- Recopilar la información necesaria para generar el modelo geotécnico del sitio en estudio.
- Describir los métodos analíticos más utilizados en la práctica profesional para el cálculo de la capacidad de carga axial en pilotes.
- Detallar el método de M.T. Davisson para el cálculo de la capacidad de carga axial en pilotes.
- Llevar a cabo un análisis de los resultados de carga-deformación obtenidos del método numérico (Plaxis) y mediante el criterio propuesto por M. T. Davisson determinar la capacidad de carga en pilotes.

Alcances

En el capítulo 1, se realiza una descripción del caso de estudio y se da a conocer la campaña de exploración y pruebas de laboratorio, ya que con dicha información se genera el modelo geotécnico del sitio.

En el capítulo 2, se detallan los métodos analíticos más utilizados en la práctica profesional para la determinación de la capacidad de carga en pilotes, de acuerdo a la información proporcionada en el capítulo 1.

En el capítulo 3, se hace mención de los fundamentos del método del elemento finito, los tipos de modelos utilizados en geotecnia, y se presenta un procedimiento para la determinación del comportamiento (carga - deformación) de una cimentación profunda con un método numérico (Plaxis), para así, con el apoyo del método propuesto por M. T. Davisson, determinar la capacidad de carga en pilotes.

En el capítulo 4, se presenta una comparativa de resultados entre los diferentes métodos, así como sus ventajas y desventajas, y la posible precisión en cada uno de los análisis. Finalmente se presentan las conclusiones de la investigación realizada.

1. CASO DE ESTUDIO Y GENERACIÓN DEL MODELO GEOTÉCNICO

1.1. Generalidades

Se pretende la construcción de un edificio de cuatro niveles en el municipio de Valle de Chalco Solidaridad en el estado de México (Figura 1.1), por lo que se realizó una investigación geotécnica del sitio donde se llevará a cabo el proyecto, esto con la finalidad de emitir las recomendaciones para la cimentación.



Figura 1.1 Ubicación de la zona estudio

Debido a que el proyecto se encuentra en la zona de transición (Figura 1.2), de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para cimentaciones (NTC-RCDF, 2004), se puede establecer que se encuentran depósitos lacustres que, aunque no son tan grandes en espesor como la zona de lago, es posible que provoquen problemas de compresibilidad. En el sitio donde se desarrolla el proyecto se han presentado grandes problemas de asentamientos por hundimientos regionales y por consolidación debido a la acelerada explotación de mantos acuíferos (SEDESOL, 2011), por lo tanto se plantea el uso de una cimentación por medio de pilotes.

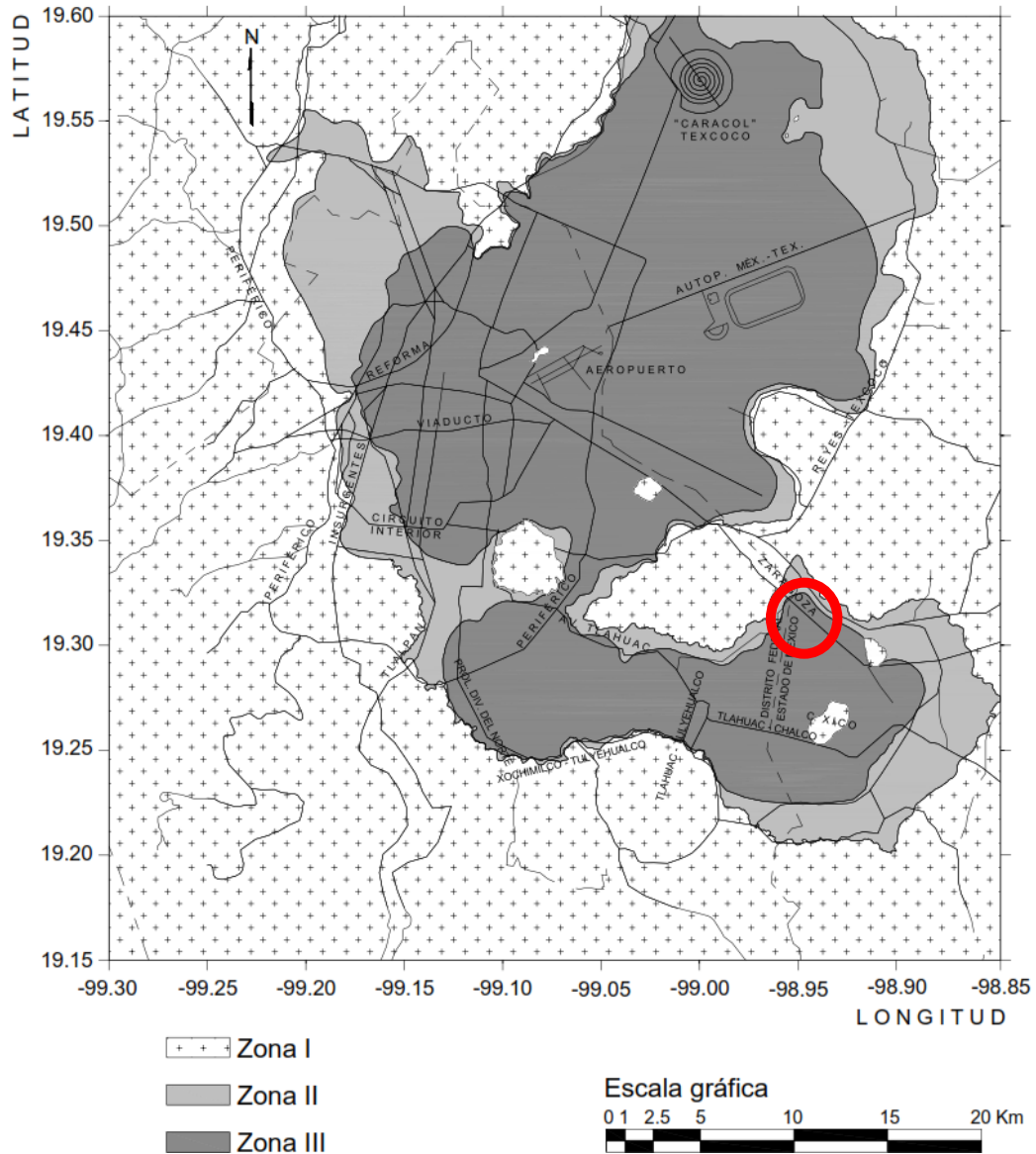


Figura 1.2 Zonificación geotécnica de la ciudad de México (NTC-RCDF, 2004)

El proyecto consta de un edificio de cuatro niveles, con una dimensión en planta de 15.0 m en el sentido transversal y 21.0 m en sentido longitudinal con una altura de 12.0 m (Figura 1.3).

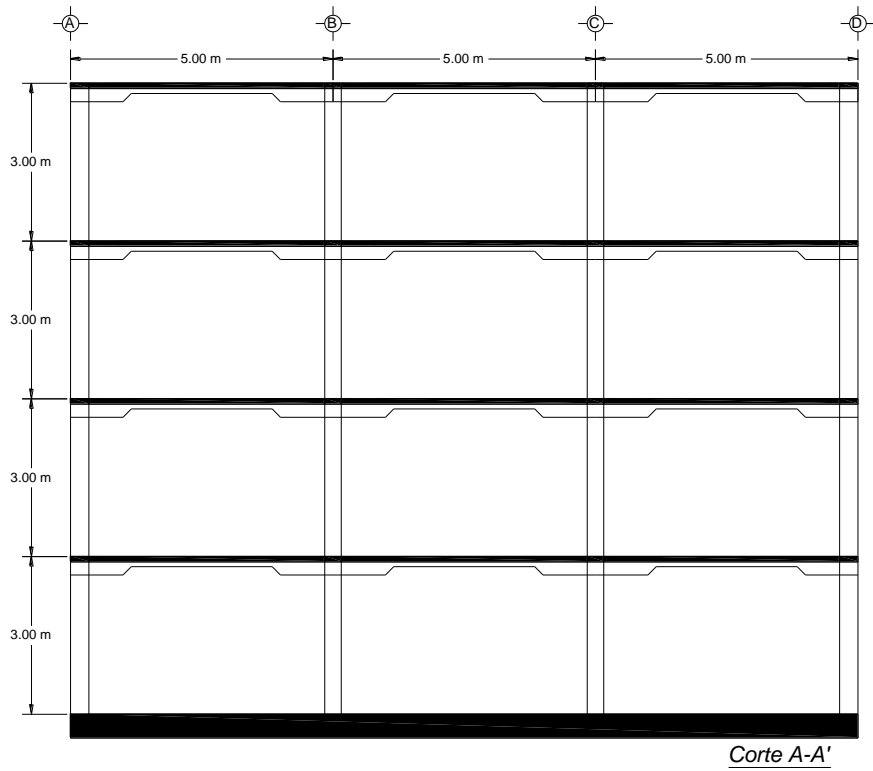
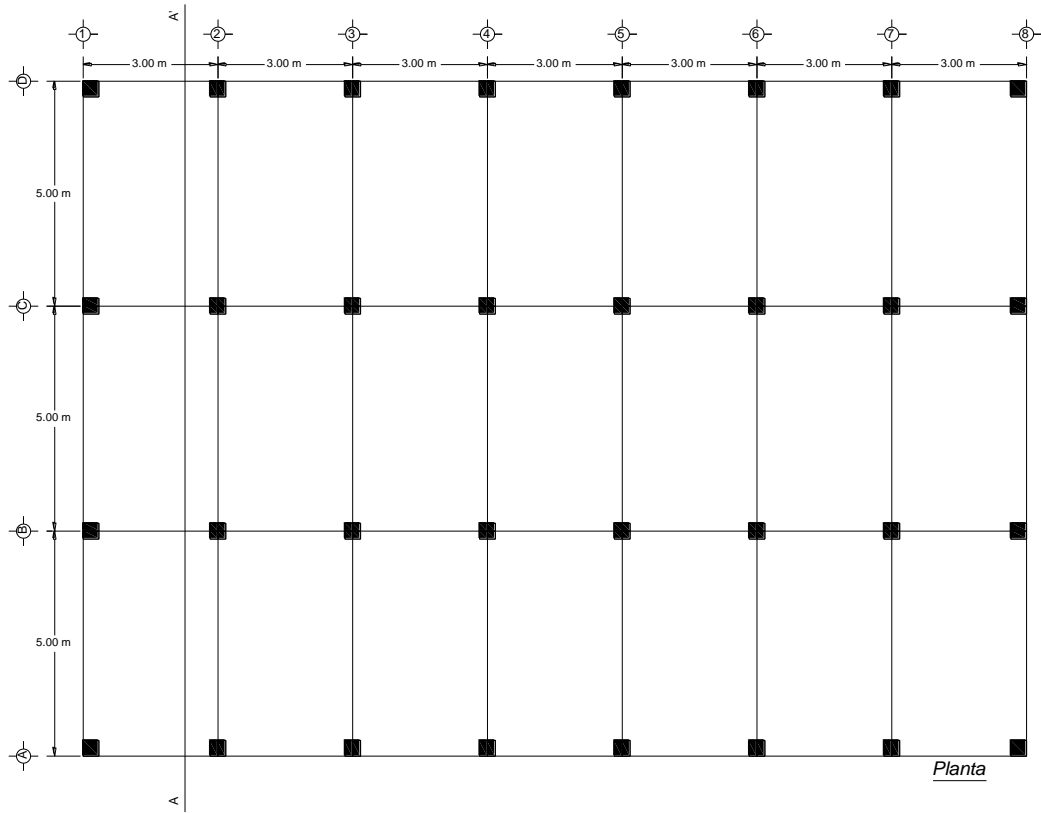


Figura 1.3 Estructura de proyecto (Planta y Corte A-A')

La geología del sitio está compuesta por rocas de origen sedimentario e ígneas extrusivas, pertenecientes al periodo Cenozoico; las unidades litológicas presentes son (Figura 1.4): Brecha volcánica básica Q(Bvb), Toba básica Ts(Tb), aluvial Q(al) y lacustre Q(la) (INEGI, 2010).

El suelo predominante es el lacustre (85 % del municipio), el cual está constituido por espesas capas de material arcilloso con alto contenido de agua y muy compresible; le sigue en orden de importancia el suelo aluvial (9 %) su localización es en el cráter del volcán de Xico y en la cima del cerro El Márquez; la toba básica se localiza en las laderas de los cerros Xico, El Márquez y la Caldera, estos suelos por ser de textura arenosa al entrar en contacto con el agua pluvial provocan inestabilidad en laderas y la brecha volcánica básica (1 %) (SEDESOL, 2011).

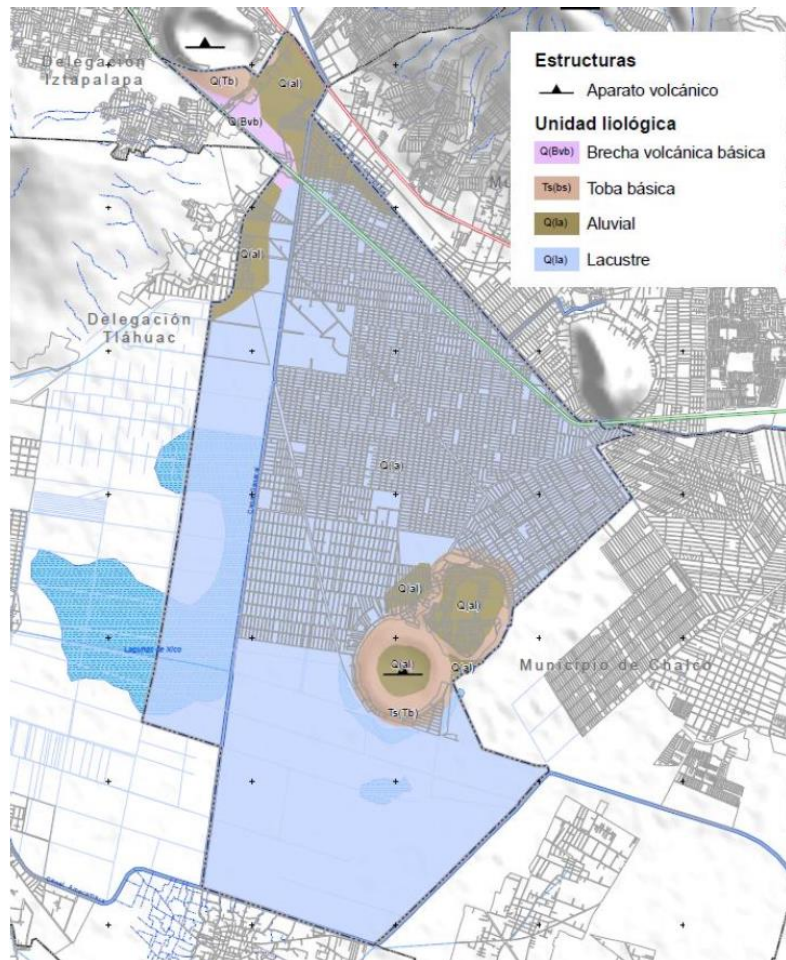


Figura 1.4 Geología (INEGI, 2010)

El relieve en el Valle de Chalco se distingue por ser una cuenca con lomeríos aislados, geomorfológicamente se localiza en tres regiones (Figura 1.5): vaso lacustre, vaso lacustre con piso rocoso o cementado y lomerío con basalto (INEGI, 2010).

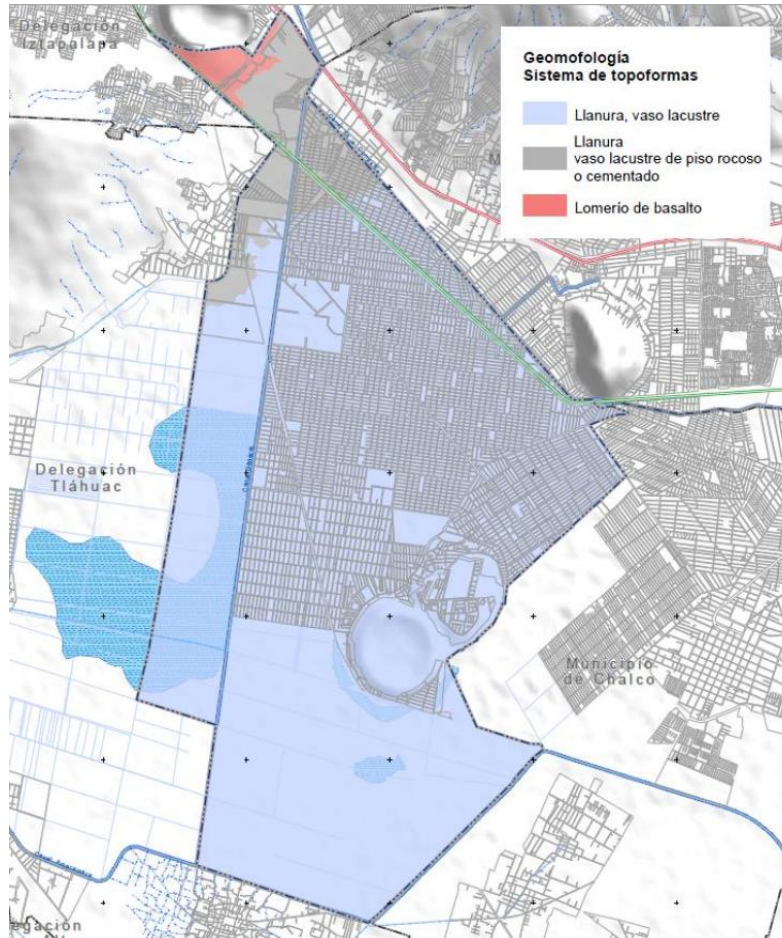


Figura 1.5 Geomorfología (INEGI, 2010)

1.2. Exploración geotécnica

La exploración geotécnica en la etapa de ingeniería básica tiene como principal objetivo el reconocimiento de la estratigrafía, conocer las condiciones de presión del agua del subsuelo y obtener las propiedades mecánicas de los suelos involucrados. Esta información hace posible el análisis geotécnico preliminar, lo que a su vez permite fundamentar los objetivos de la etapa de muestreo inalterado posterior llamada campaña de exploración geotécnica complementaria.

Las condiciones de presión del agua se determinan mediante piezómetros abiertos localizados en los estratos permeables (Figura 1.6). Los piezómetros neumáticos tienen la limitante de su complejidad en la instalación y operación, sin embargo, pueden operar sin problemas en estratos arcillosos. La posición del nivel de agua freática se determinó mediante tubos de observación y se detectó a una profundidad de -5.50 m con respecto al nivel de terreno natural.

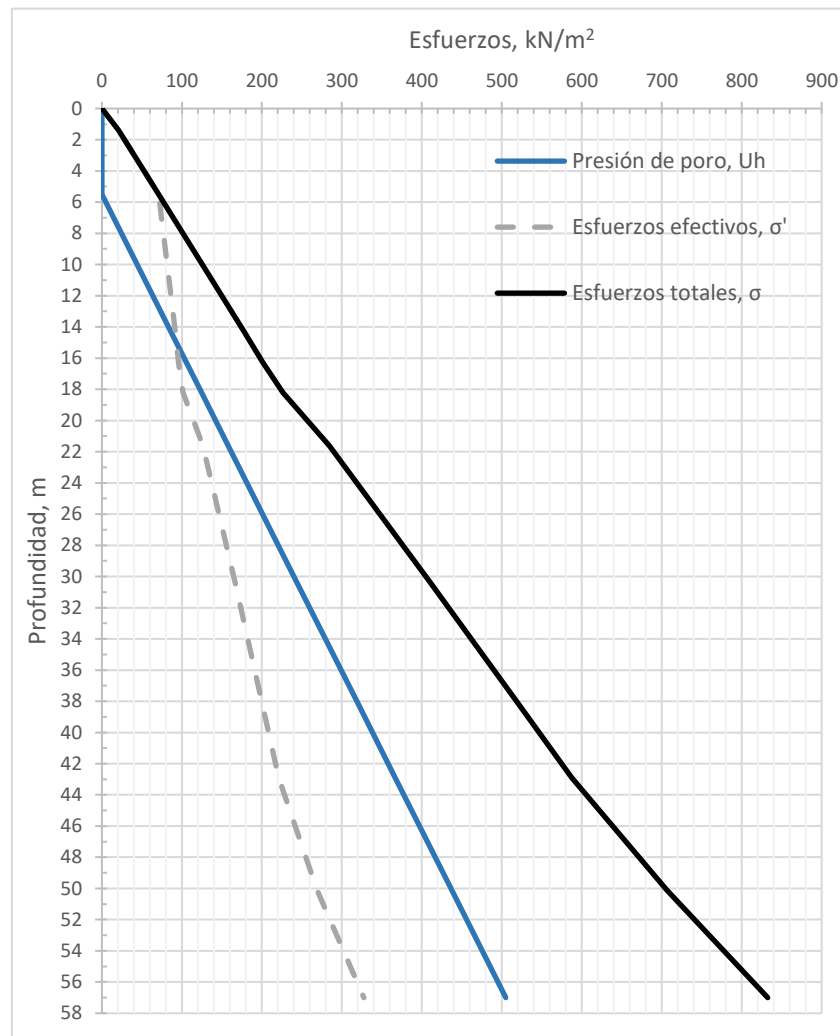


Figura 1.6 Diagrama de esfuerzos

Después de la ingeniería básica el principal objetivo de la campaña complementaria será recuperar muestras de suelo con un mínimo de alteración en el acomodo estructural de sus partículas para realizarles posteriormente pruebas de resistencia y deformación en el laboratorio.

Se realizaron los sondeos siguientes:

- Sondeo continuo (SC), Cono eléctrico (ASTM D5778): En el sondeo continuo se ejecuta un ensayo de penetración estática mediante la prueba de cono eléctrico. Con él se determinan las variaciones con la profundidad de las resistencias a la penetración de punta y fricción del cono. La interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas. El cono en sí consiste en una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos. La fuerza que se desarrolla en la punta cónica se mide en la celda inferior y la que se desarrolla en la funda de fricción se mide en la celda superior (Santoyo, 2010). La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor que la interpreta y transforma en señal digital (Figura 1.7). Dicho cono se hinca en el suelo empujándolo con barras de acero por medio de un sistema hidráulico que controla la velocidad de penetración, la cual oscila alrededor de los 2 cm/s.



Figura 1.7 Cono eléctrico y receptor digital (Santoyo, 2010)

- Sondeo mixto (SM), Prueba de penetración estándar SPT (ASTM D1586): El sondeo mixto consiste en la prueba de penetración estándar más algún tipo de muestreador (Figura 1.8). La SPT (Standard Penetration Test) permite estimar la resistencia a la penetración del suelo por medio del número de golpes (N) necesario para hincar el penetrómetro estándar y obtener muestras alteradas para la identificación del suelo (Santoyo, 2010). Esta técnica es muy útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es complicado; en los suelos cohesivos blandos de la ciudad de México resulta útil pero poco confiable debido a

que las correlaciones con el número de golpes son poco precisas. De esta prueba que en épocas pasadas era aceptada como una prueba absoluta, a fechas recientes su principal ventaja recae en la recuperación de las muestras inalteradas mediante muestreadores y en su invaluable valor ante los ojos, tacto y olfato del ingeniero en campo y laboratorio.

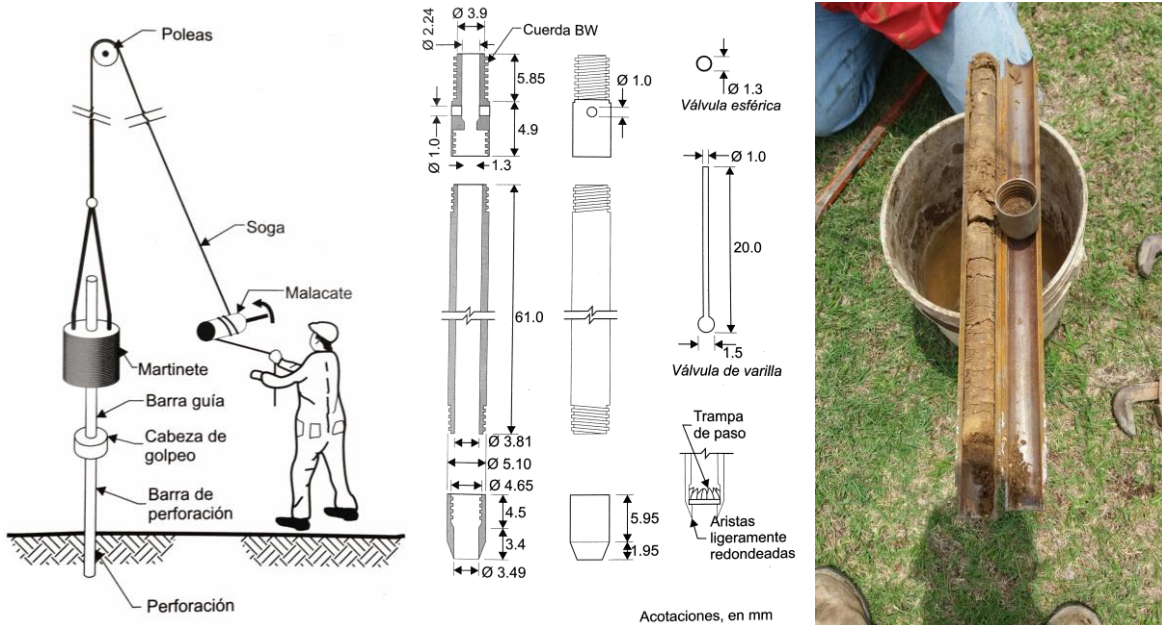


Figura 1.8 Prueba de penetración estándar y penetrómetro (Santoyo, 2010)

- Piezocono (CPTu) (ASTM D5778): El piezocono es una variante del sondeo de cono eléctrico la cual incluye un sensor para la evaluación de la presión intersticial generada durante la hinca, así como la evolución de su disipación cuando ésta se detiene, lo que permite caracterizar además la capacidad drenante del terreno.
- Sondeo selectivo (SS): Es utilizado en la campaña de exploración geotécnica complementaria, este tipo de sondeo sólo perfora hasta ciertas profundidades específicas, donde, al igual que en el sondeo continuo, se obtienen muestras inalteradas por medio de un muestreador.

En la Figura 1.9 se presenta el croquis de localización de dos sondeos profundos SM-01 y SM-02; utilizando como técnica de exploración, en el caso del SM-01, el cono eléctrico en suelos blandos y la prueba de penetración estándar en suelos duros, en el SM-02 se llevaron a cabo recuperaciones selectivas de muestras inalteradas con tubo Shelby o con tubo dentado. Ambos sondeos cuentan con una profundidad de 56 m.

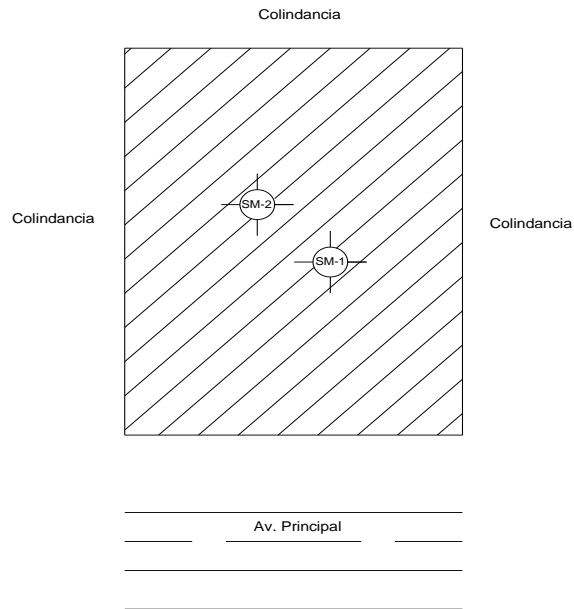


Figura 1.9 Croquis de localización de los sondeos

En los Sondeos Selectivos se utilizaron diferentes muestreadores tales como:

- Tubo Shelby (Tubo de pared delgada, ASTM D1587): Son tubos abiertos de pared delgada afilados en un extremo con 75 y 90 cm de longitud, y 7.5 y 10 cm de diámetro (Figura 1.10), que permiten obtener muestras relativamente inalteradas, aunque en realidad sus partículas sufren un mínimo nivel de perturbación ideal en suelos blandos como las arcillas y limos saturados.

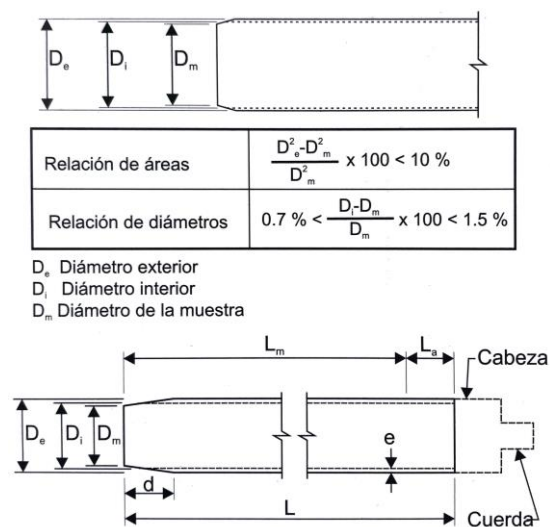


Figura 1.10 Tubo Shelby (Santoyo, 2010)

- Tubo dentado: Este tubo permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteración (Figura 1.11). Es una herramienta intermedia entre los tubos Shelby y el Barril Denison. Lo constituye un tubo de acero unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora que, a su vez, va montada al final de la columna de barras de perforación con las que se hinca y da rotación al muestreador desde la superficie. La parte inferior del tubo tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente que miden de 0.8 a 1.0 cm de altura y 3.0 cm de base. La sierra se forma con alternaciones de un diente recto y uno doblado 0.2 cm hacia el exterior. El diámetro del tubo debe ser de 10 cm y su longitud de 100 cm.

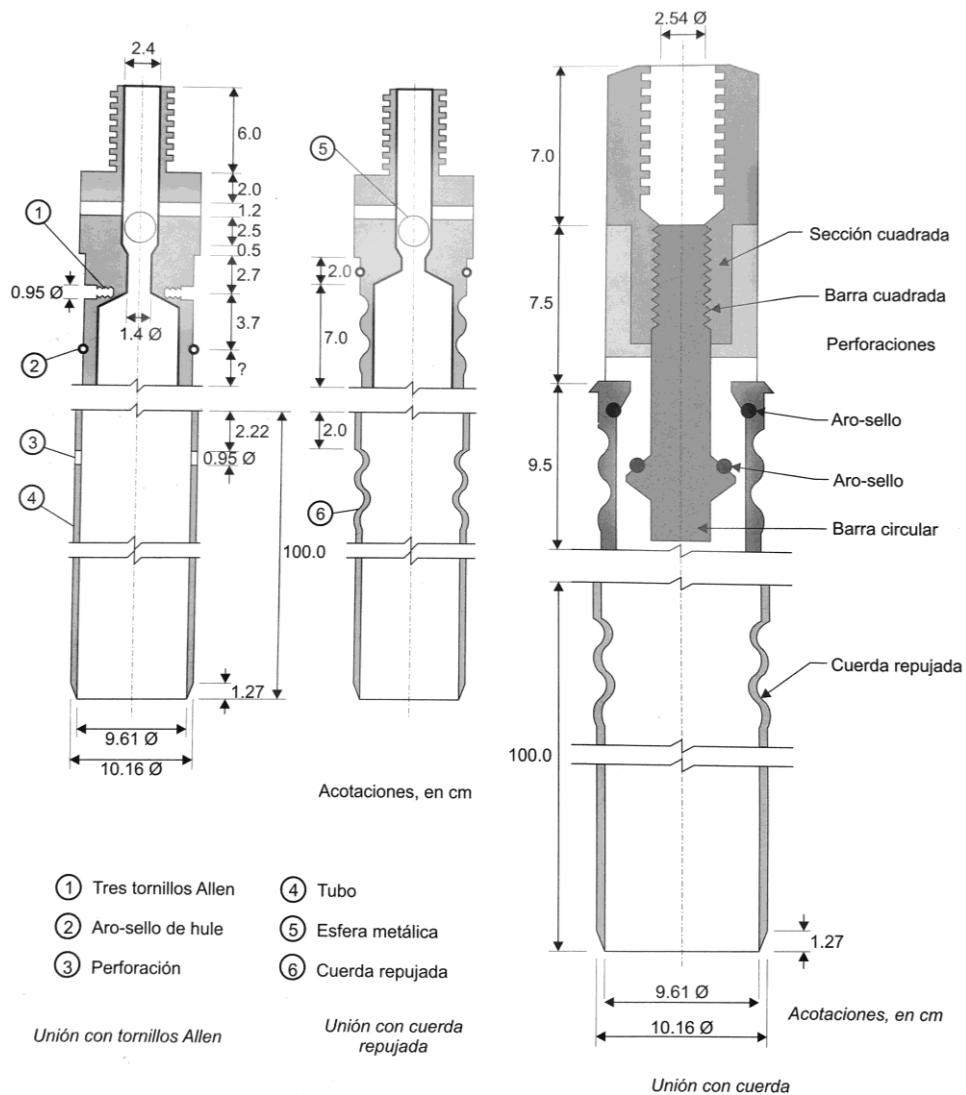


Figura 1.11 Tubo dentado (Santoyo, 2010)

- Barril Denison: Este es un muestreador que consiste en dos tubos concéntricos, uno interior que penetra en el suelo a presión y rescata la muestra mientras que el exterior, con la broca en su extremo, gira y corta el suelo circundante (Figura 1.12). Dicho muestreador, al operar a rotación y presión, permite obtener especímenes de arcillas duras, limos compactos o cementados con pocas gravas localizados abajo del nivel freático que pudieran corresponder a lentes duros, por ejemplo. Los diámetros utilizados están de acuerdo a las barras NX y NQ.

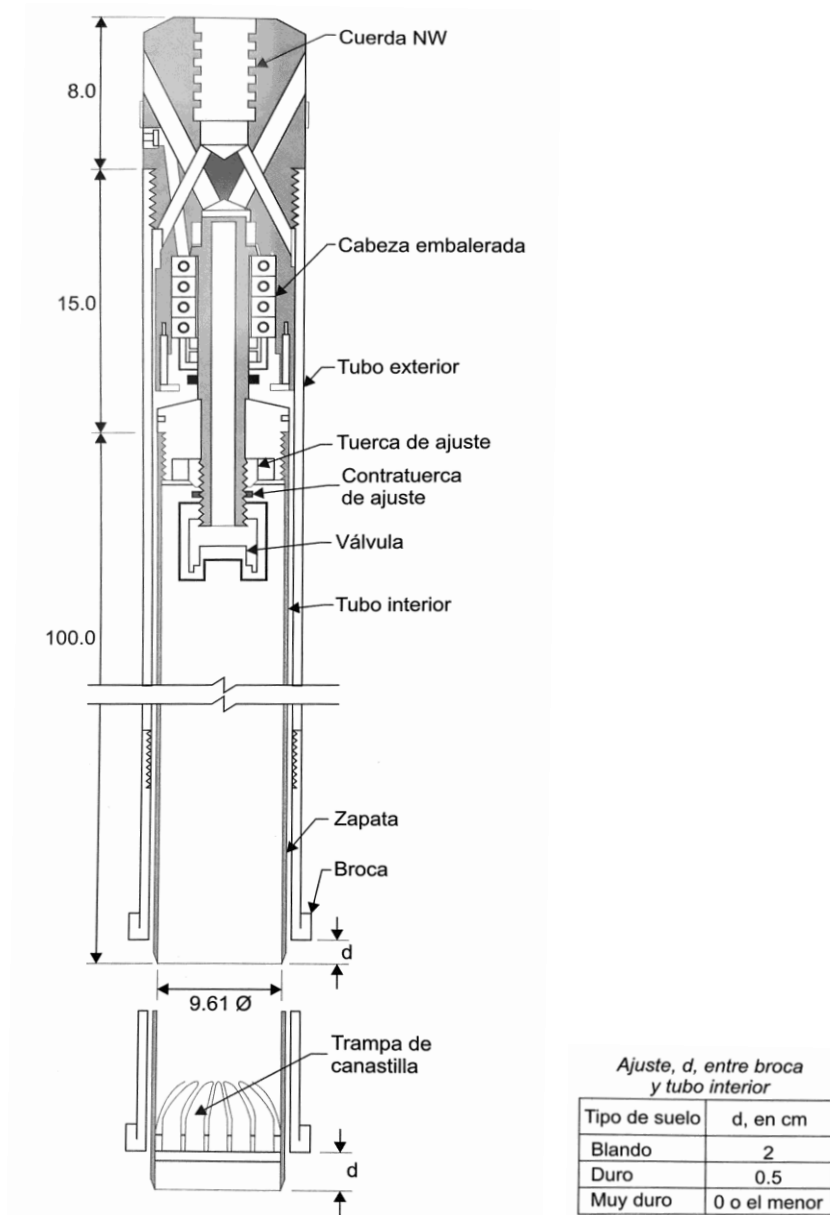


Figura 1.12 Tubo Denison (Santoyo, 2010)

En la Figura 1.14 se presenta gráficamente la profundidad donde se obtuvieron las muestras selectivas del SM-02.

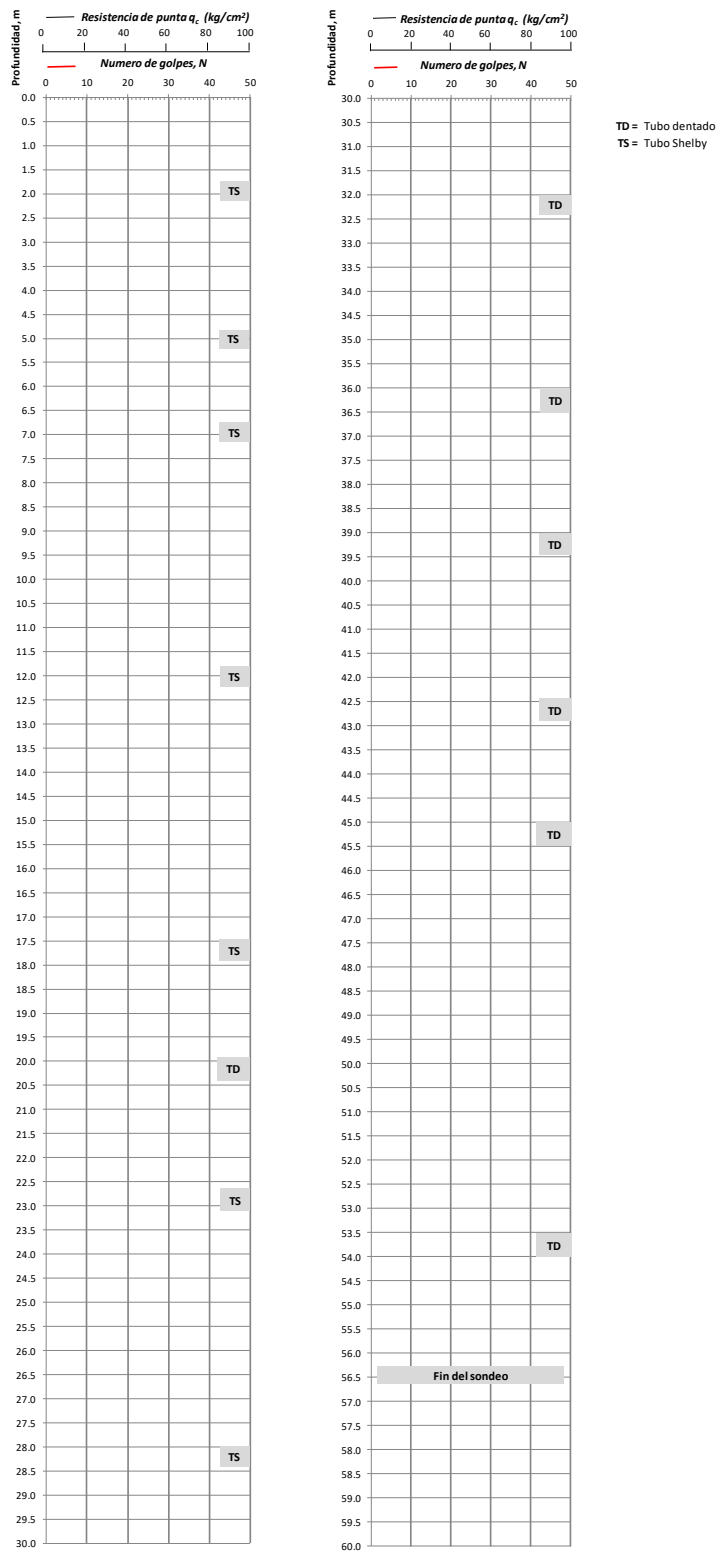


Figura 1.14 Sondeo mixto – 2

1.3. Campaña de laboratorio

Con los resultados obtenidos de la exploración, se procede a llevar a cabo un programa de ensayos de laboratorio. La logística que acompaña la exploración geotécnica no se limita al campo, sino también al laboratorio donde se reciben grandes cantidades de muestras que, debidamente recolectadas, identificadas, transportadas, procuradas y almacenadas de acuerdo a normatividad y recomendaciones, deben ser ensayadas con el máximo cuidado posible, teniendo en cuenta que un pequeño error en el ensaye o en el manejo de las muestras se reflejará, con un inevitable efecto dominó, en las etapas subsecuentes del proceso hasta afectar el diseño geotécnico.

Los resultados de las pruebas de laboratorio permitieron corroborar los materiales probados y definir propiedades como la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas (S_u), ángulo de fricción (ϕ), módulo de elasticidad (E) y peso volumétrico (γ).

Las muestras obtenidas en la prueba de penetración estándar en el SM-01 (muestras alteradas) y las muestras inalteradas del SM-02 (sondeo selectivo), se ensayan en laboratorio para determinar las siguientes propiedades índices:

- Clasificación visual y al tacto según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (*ASTM D2487 - 11 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes, Unified Soil Classification System, SUCS*).
- Contenido natural de agua, W (%) (*ASTM D 2216 Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*1).
- Límites de Atterberg o límites de consistencia (*ASTM D4318 - 10 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*).
- Granulometría o porcentaje de finos F (%) (Material que pasa la malla No. 200) (*ASTM D422 - 63(2007) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*).

En cuanto a los ensayos en laboratorio para las muestras inalteradas del SM-02 se realizaron las siguientes pruebas:

- q_u , Compresión simple (*ASTM 2166 M – 16 Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*).

- TX-UU, Compresión triaxial no consolidada no drenada (*ASTM D2850 - Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*).
- γ , Determinación del peso volumétrico natural (*ASTM D2850 – Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*).

Se presentan los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio en las Tablas 1.3 y 1.4. Debido al tipo de exploración en el SM-01 de 0.00 m a 14.30 m no se recuperaron muestras para determinar sus propiedades índice, ya que se sondeó a través del cono eléctrico.

SM – 01								
Prof. i	Prof. f	Prof. m	Clasificación	Propiedades índice				
				Finos	W	LL	LP	IP
(m)	(m)	(m)	SUCS	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
14.3	14.9	14.6	MH - Limo de alta plasticidad	-	47	55	39	16
15.5	16.1	15.8	MH - Limo de alta plasticidad		23	74	56	18
16.7	17.3	17.0	MH - Limo de alta plasticidad		314	291	143	148
19.2	19.8	19.5	ML - Limo de baja plasticidad con arena	77	40	37	26	11
25.1	25.7	25.4	MH - Limo de alta plasticidad	-	152	156	68	88
30.3	30.7	30.5	MH - Limo de alta plasticidad	95	43	57	41	17
33.9	34.5	34.2	MH - Limo de alta plasticidad	97	94	105	67	38
38.1	38.8	38.4	MH - Limo de alta plasticidad	-	182	197	84	114
41.7	42.3	42.0	MH - Limo de alta plasticidad		70	99	61	38
45.9	46.1	46.0	ML - Limo de baja plasticidad	95	33	42	30	13
48.8	49.5	49.2	ML - Limo de baja plasticidad	79	34	38	27	11
50.1	50.4	50.2	ML - Limo de baja plasticidad	42	26	37	28	9
52.5	52.8	52.6	ML - Limo de baja plasticidad	40	33	40	28	12
55.5	55.7	55.6	SM – Arena Limosa	26	28	34	26	8

Prof. i	Profundidad inicial	SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos	LL	Límite líquido
Prof. f	Profundidad final	F	Contenido de finos	LP	Límite plástico
Prof. m	Profundidad media	W	Contenido natural de agua	IP	Índice plástico

Tabla 1.3 Resultados de pruebas en laboratorio realizadas a muestras alteradas del sondeo SM - 01

SM – 02																
Prof. i	Prof. f	Prof. m	Clasificación	Prueba de compresión simple			Pruebas índice					Prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada				
				γ	qu	E50	F	W	LL	LP	IP	γ	σ_{3i}	E50i	c	Φ
(m)	(m)	(m)	SUCS	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kg/cm ²)	(kPa)	(kPa)	(°)
1.7	1.9	1.8	MH - Limo de alta plasticidad	-			97	111	182	143	39	-				
2.3	2.5	2.4	CH - Arcilla de alta plasticidad				94	185	263	79	184					
4.7	4.9	4.8	CH - Arcilla de alta plasticidad	11.8	76	3237	98	348	337	104	233	11.5	0.3	3934	39	0
											11.6	0.5	3679			
											11.7	0.7	4513			
4.7	4.9	4.8	CH - Arcilla de alta plasticidad	11.2	49	3335	98	348	337	104	233	-				
7.3	7.5	7.4	CH - Arcilla de alta plasticidad	11.7	66	6180	88	334	429	121	308	11.0	0.6	7848	31	0
											11.4	0.8	6475			
											11.1	1.0	6082			
7.3	7.5	7.4	CH - Arcilla de alta plasticidad	11.2	40	5003	88	334	429	121	308	-				
12.1	12.3	12.2	CH - Arcilla de alta plasticidad	11.6	40	4218	91	249	281	88	193	11.8	1.2	5297	34	0
											11.9	1.6	8240			
											11.8	2.0	8829			
12.1	12.3	12.2	CH - Arcilla de alta plasticidad	11.4	66	5592	91	249	281	88	193	-				
17.5	17.7	17.6	MH - Limo de alta plasticidad	12.5	49	2354	100	223	252	102	150	12.4	1.4	2943	39	0
											12.3	1.7	3139			
											12.2	2.0	3139			
20.0	20.2	20.1	ML - Limo de baja plasticidad	-	-	-	92	54	30	27	4	14.7	2.0	23446	128	25
											15.1	2.4	20405			
22.9	23.1	23.0	CH - Arcilla de alta plasticidad	12.7	204	7652	-	150	201	69	132	12.7	1.8	12557	108	0
											12.7	2.2	10104			
											12.7	2.6	12263			

Prof. i	Profundidad inicial	SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos	LL	Límite líquido	γ	Peso volumétrico	c	Cohesión del material
Prof. f	Profundidad final	F	Contenido de finos	LP	Límite plástico	qu	Resistencia a la compresión simple	Φ	Ángulo de fricción del material
Prof. m	Profundidad media	W	Contenido natural de agua	IP	Índice plástico	E50, E50i	Módulo de elasticidad	σ_{3i}	Esfuerzo de confinamiento

Tabla 1.4 Resultados de pruebas de laboratorio a muestras inalteradas del sondeo SM – 02

SM - 02																
Prof. i	Prof. f (m)	Prof. media	Clasificación	Prueba de compresión simple			Pruebas índice					Prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada				
				γ	qu	E50	Finos	W	LL	LP	IP	γ	σ_{3i}	E50i	c	Φ
(m)	(m)	(m)	SUCS	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kg/cm ²)	(kPa)	(kPa)	(°)
28.3	28.5	28.4	CH - Arcilla de alta plasticidad	13.53	281	10889	100	127	140	49	92	13.6	1.8	12263	111	0
												12.9	2.2	14421		
												13.3	2.6	13734		
32.0	32.2	32.1	MH - Limo de alta plasticidad	-	-	-	97	127	100	48	52	14.3	3.0	18835	327	0
												14.8	4.0	19424		
												14.3	5.0	12263		
36.0	36.3	36.1	MH - Limo de alta plasticidad	12.52	363	12557	97	131	221	115	105	12.7	3.2	24329	265	0
												12.6	3.6	19031		
												12.8	4.0	24035		
39.3	39.5	39.4	MH - Limo de alta plasticidad	12.7	389	11772	100	155	201	88	113	12.7	3.5	21680	170	0
												12.6	4.0	17952		
												12.7	4.5	12655		
42.5	42.7	42.6	MH - Limo de alta plasticidad	-	-	-	80	56	79	41	38	16.8	4.0	20699	366	0
												16.3	5.0	29724		
												16.6	6.0	30313		
53.7	53.9	53.8	ML - Limo arenoso	19.39	42	3434	40	32	-			18.0	4.0	8240	355	20
												18.5	5.0	8339		
												18.4	6.0	9123		

Prof. i	Profundidad inicial	SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos	LL	Límite líquido	γ	Peso volumétrico	c	Cohesión del material
Prof. f	Profundidad final	F	Contenido de finos	LP	Límite plástico	qu	Resistencia a la compresión simple	Φ	Ángulo de fricción del material
Prof. m	Profundidad media	W	Contenido natural de agua	IP	Índice plástico	E50, E50i	Módulo de elasticidad	σ_{3i}	Esfuerzo de confinamiento

Tabla 1.4 Resultados de pruebas de laboratorio a muestras inalteradas del sondeo SM - 02 (continuación)

En cuanto a la pruebas de laboratorio se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los parámetros como cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ) fueron determinados a partir de la prueba triaxial no consolidada no drenada, TX-UU.
- El módulo de elasticidad del modelo geotécnico corresponde a un módulo triaxial elastoplástico obtenido de la curva esfuerzo-deformación al 50 % aproximadamente del esfuerzo de falla.
- La relación de Poisson se obtuvo de algunos valores recomendados por Bowles (1977).

Valores o rango de valores para la relación de Poisson (μ)	
Tipo de suelo	μ
Arcilla saturada	0.40 - 0.50
Arcilla no saturada	0.10 - 0.30
Arcilla arenosa	0.20 - 0.30
Limo	0.30 - 0.35
Arena	0.30 - 0.40
Roca	0.10 - 0.40
Loes	0.10 - 0.30
Concreto	0.15

Tabla 1.5 Valores recomendados para la relación de Poisson (Bowles, 1977)

- El coeficiente de empuje en reposo se obtuvo mediante la siguiente expresión $k_0 = 1 - \sin \phi'$, denominada ecuación de Jaki, (Bowles, 1977). Para el caso de suelos cohesivos se recurrió a la relación que existe entre el K_0 y la relación de Poisson μ , $k_0 = \mu / (1 - \mu)$, (Bowles, 1977).

1.4. Modelo geotécnico

La interpretación de la información proporcionada por el laboratorio es responsabilidad del ingeniero de diseño que, una vez que se le entrega toda la información, deberá generar el llamado Modelo Geotécnico, mismo que servirá para realizar los cálculos correspondientes mediante métodos analíticos y modelos numéricos.

El modelo geotécnico es una tabla en donde prácticamente se resume toda la campaña de exploración geotécnica, en la cual por medio de unidades estratigráficas se agrupan estratos características comunes.

Los requisitos mínimos que debe contener un modelo geotécnico (Tamez, 1997) son:

- a) Identificación de cada unidad que resulte familiar para quien genera el modelo y para quien pudiera llegar a interpretarlo. Por ejemplo, "U1", "Unidad A", "Unidad 1".
- b) Profundidad inicial y final de cada unidad estratigráfica.
- c) Profundidad media.
- d) Espesor.
- e) Clasificación de acuerdo al Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) y descripción del material.
- f) Peso volumétrico.
- g) Cohesión (en función del tipo de suelo).
- h) Ángulo de fricción interna (en función del tipo de suelo).
- i) Relación de Poisson.
- j) Módulo de elasticidad.
- k) Si se llegara a encontrar roca en la exploración se deberá identificar y colocar alguna clasificación como: Rock Quality Designation (RQD%) de Deere (1964) o en su caso Q de Barton (1974).

La generación del Modelo Geotécnico reviste una responsabilidad importante ya que mediante el conocimiento de la exploración geotécnica y también de la experiencia es como se pueden discriminar algunos datos, hacer las agrupaciones y determinar dónde empieza y termina cada unidad, lo cual conlleva, por su propia naturaleza, cierta subjetividad al no haber criterios establecidos.

El Modelo Geotécnico generado será entonces un documento común a todos los cálculos geotécnicos realizados para el proyecto. De ahí la importancia de que su interpretación y construcción sea correcta de acuerdo a la información obtenida en campo y laboratorio.

Como resultado de la campaña de exploración, así como los resultados de las pruebas de laboratorio e interpretación de dicha información, se presenta el modelo geotécnico del sitio en estudio (Tabla 1.6).

Unidad	Prof.		Prof. Media	Espesor	Clasificación SUCS / Descripción	SUCS	W (%)	Peso volumétrico, γ (kN/m ³)	Cohesión, c (kPa)	Angulo de fricción, ($^{\circ}$)	Relación de Poisson, μ	Módulo de Young, E (kPa)	K ₀
	(m)		(m)	(m)									
	De:	a:											
A1	0.00	1.40	0.70	1.40	Capa compuesta por arcilla limo arenosa de color café claro de consistencia muy dura	-	58	15.10	80.00	10	0.40	8000	0.70
B1	1.40	14.30	7.85	12.90	Limo de alta plasticidad de color café olivo y arcilla de alta plasticidad de color gris y café olivo de consistencia blanda con presencia de materia orgánica.	MH-CH	200	12.15	32.50	0	0.40	6850	0.70
C1	14.30	16.30	15.30	2.00	Limo de alta plasticidad de consistencia muy dura de color gris olivo, gris claro y café claro; Limo de alta plasticidad de consistencia muy blanda de color gris olivo, gris claro y café claro	MH	50	11.82	40.50	0	0.35	10340	0.70
D1	16.30	18.20	17.25	1.90	Limo de alta plasticidad de consistencia blanda a firme de color gris olivo, café rojizo con grumos del mismo material.	MH	200	12.90	39.00	0	0.40	3130	0.70
E1	18.20	21.60	19.90	3.40	Limo de baja plasticidad de color gris olivo de consistencia dura; Limo de baja plasticidad con arena de color gris de consistencia dura.	ML	40	17.10	36.20	25	0.40	18440	0.44
F1	21.60	30.30	25.95	8.70	Arcilla de alta plasticidad de color gris olivo de consistencia blanda a media con algunas Intercalaciones de Limo de alta plasticidad de color gris olivo de consistencia firme	CH-MH	130	14.30	108.00	0	0.35	9900	0.70
G1	30.30	38.10	34.20	7.80	Limo de alta plasticidad de color gris olivo y café claro de consistencia dura; Limo de alta plasticidad de color café claro de consistencia dura.	MH	75	14.15	200.60	6	0.35	20320	0.70
H1	38.10	42.90	40.50	4.80	Intercalaciones de Limo de alta plasticidad con arena de color café olivo de consistencia firme poco compresible y Limo de alta plasticidad con arena de color gris olivo de consistencia firme poco compresible.	MH	100	14.13	138.70	9	0.35	20020	0.70
I1	42.90	50.10	46.50	7.20	Intercalaciones de limo de alta plasticidad de color café de consistencia firme con Limo de baja plasticidad con arena de color café de consistencia dura	MH-ML	15	16.48	172.00	0	0.30	23330	0.70
K1	50.10	56.10	53.55	6.90	Intercalaciones de arena limosa muy densa y limo arenoso de consistencia dura de color café	SM-ML	15	18.29	355.50	20	0.30	128340	0.66

*NF = 5.50 m

Tabla 1.6 Modelo geotécnico

2. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES EN PILOTES MEDIANTE MÉTODOS ANALÍTICOS

La capacidad de carga se define como la carga por el área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo (Das, 2001).

Terzaghi (1943) presentó una teoría para evaluar la capacidad de carga última en cimentaciones superficiales en la cual sugirió que para una cimentación corrida, la superficie de falla en el suelo bajo la carga última puede suponerse como la que se presenta en la Figura 2.1, el efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede considerarse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma Df$ (donde γ = peso específico del suelo)

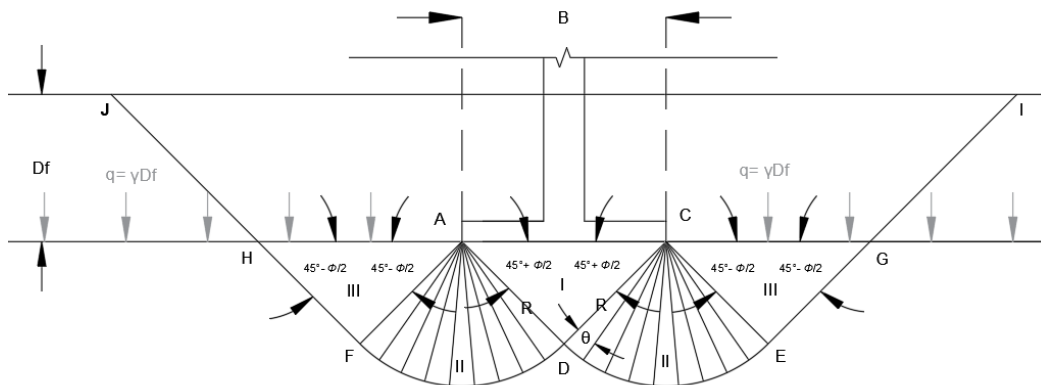


Figura 2.1 Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida (Das, 2001)

Además menciona que la superficie de falla se divide en tres zonas:

- I. Zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación, que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo.
- II. Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica, que es de deformación tangencial radial, la frontera AD forma con la horizontal el ángulo ϕ , cuando la base del cimiento es rugosa; si fuera idealmente lisa, dicho ángulo sería igual a $45 + \phi/2$. La frontera AF forma un ángulo $45 - \phi/2$ con la horizontal.
- III. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

La penetración del cimiento en el terreno sólo será posible si se vencen las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración; éstas comprenden el efecto de la cohesión en las superficies AD y CD y la resistencia pasiva del suelo desplazado actuante en dichas superficies. Debido a que se presenta un estado de falla incipiente en este caso, estos empujes formarán un ángulo ϕ con las superficies, es decir, serán verticales en cada una de ellas (Juárez y Rico, 2002).

Despreciando el peso de la zona I y considerando el equilibrio de las fuerzas verticales, se obtiene:

$$q_c B = 2P_p + 2C \operatorname{sen} \phi \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

q_c = Carga de falla en el cimiento, por unidad de longitud del mismo

p_p = Empuje pasivo actuante en la superficie AC y CD

C = Fuerza de cohesión actuante en la superficie AD y CD

Como

$$C = \frac{cB}{2 \cos \phi} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Por lo tanto

$$q_c = \frac{1}{B} (2P_p + cB \operatorname{tg} \phi) \quad (\text{Ec. 2.3})$$

El término P_p , se descompone en tres partes:

P_{pc} , es la componente de P_p debida a la cohesión actuante a lo largo de la superficie DFH.

P_{pq} , es la componente P_p debida a la sobre carga $q = \gamma Df$ que actúa en la superficie AH.

P_{py} , es la componente de P_p debida a los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento DFH, causados por el peso de la masa de suelo en las zonas II y III

De acuerdo con lo anterior, la Ec. 2.3 se transforma en:

$$q_c = \frac{2}{B} (P_{pc} + P_{pq} + P_{p\gamma} + \frac{1}{2} c B t g \phi) \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi define la capacidad de carga última para un cimiento corrido con la siguiente expresión:

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde:

c = Cohesión del suelo

γ = Peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$, sobrecarga

N_c, N_q, N_γ , son factores de capacidad de carga adimensionales que están en función del ángulo de fricción del suelo (ϕ). Los factores N_c, N_q, N_γ se definen mediante las siguientes expresiones:

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2(\pi/4 + \phi/2)} - 1 \right] = \cot \phi (N_q - 1) \quad (\text{Ec. 2.6})$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2(\pi/4 + \phi/2)} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Donde:

$k_{p\gamma}$, coeficiente de empuje pasivo

Pilotes

Los pilotes son elementos estructurales de acero, madera y concreto para el desplante de estructuras en donde las condiciones del suelo son altamente compresibles, colapsables o débiles para soportar las cargas transmitidas por la superestructura.

También se utilizan cuando las estructuras son sometidas a cargas horizontales, ya que los pilotes resisten por flexión mientras soportan las cargas verticales, esto es común en estructuras altas o donde se presentan fuerzas grandes como de viento y sismo.

Capacidad de carga en pilotes

Según Das (2001), la capacidad de carga última de un pilote se determina mediante la suma de la carga tomada por la punta más la resistencia por fricción (Ec. 2.9) generada por la interfaz del suelo-pilote (Figura 2.2).

$$Q_{\text{última}} = Q_p + Q_s \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Donde:

$Q_{\text{última}}$ = Capacidad de carga última del pilote

Q_p = Capacidad de carga de la punta del pilote

Q_s = Resistencia por fricción

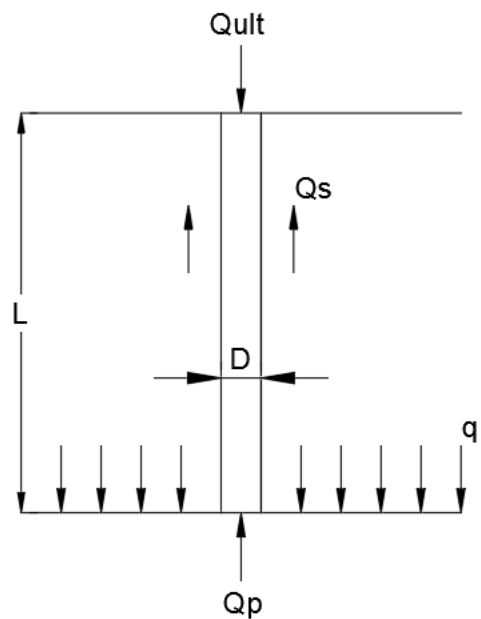


Figura 2.2 Capacidad de un pilote (Das, 2001)

2.1. Capacidad de carga por punta

Como antecedente, la capacidad de carga de cimentaciones superficiales se determina mediante las ecuaciones de Terzaghi:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentaciones cuadradas})$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentaciones circulares})$$

De forma general la capacidad de carga se presenta como:

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^* \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Donde: N_c^* , N_q^* , N_γ^* , son factores de capacidad de carga

En las cimentaciones con pilotes la resistencia última q_u , por área unitaria desarrollada en la punta del pilote, se expresa por una ecuación similar en forma a la Ec. 2.10, sin embargo, los factores de capacidad de carga serán diferentes y se sustituirá el término ancho de la cimentación B por el ancho del pilote D.

$$q_u = q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^* \quad (\text{Ec. 2.11})$$

El término γDN_γ^* en la Ec. 2.11, se supone relativamente pequeño por lo que se cancela del lado derecho de la ecuación y el término q se reemplaza por q' , es decir, se considera en términos de esfuerzos efectivos, quedando de la forma siguiente:

$$q_p = cN_c^* + q'N_q^* \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Por consiguiente, la capacidad de carga por punta en un pilote se determina mediante la siguiente expresión:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Donde:

A_p = Área de la punta del pilote

c = Cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

q_p = Resistencia unitaria de punta

q' = Esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote

N_c^* = Factores de capacidad de carga

N_q^* = Factores de capacidad de carga

2.1.1. Método de Meyerhof

A partir de 1951, Meyerhof realiza importantes contribuciones al problema de la capacidad de carga en suelos. Su teoría añadió la consideración de los esfuerzos cortantes que pueden desarrollarse en el terreno de cimentación por arriba del nivel de desplante del cimiento, cuyo efecto fue dejado de lado por la teoría de Terzaghi ya que este sólo lo consideró como una sobrecarga (Rico y Del Castillo, 2005).

Según Meyerhof, el suelo que rodea a la cimentación por arriba del nivel de desplante es medio de propagación de superficies de falla (Figura 2.3. a).

Para el caso de cimientos largos de longitud infinita al plano normal, el mecanismo de falla propuesto por Meyerhof se presenta en la Figura 2.3. b.

La zona ABB' es de esfuerzos uniformes y puede considerarse en estado activo de Rankine; la cuña ABC , limitada por un arco de espiral logarítmica, es de esfuerzo cortante radial y la cuña $BCDE$ es una zona de transición en la que los esfuerzos varían desde el estado de corte radial hasta los correspondientes al estado plástico pasivo (Juárez y Rico, 2002).

La extensión del estado plástico en esta zona está en función de la profundidad de desplante del cimiento y de la rugosidad del mismo, la línea BD es considerada por Meyerhof la superficie libre equivalente, en donde actúan los esfuerzos normales p_0 , y tangenciales s_0 , los cuales corresponden al efecto del material contenido en la cuña BDE (Juárez y Rico, 2002).

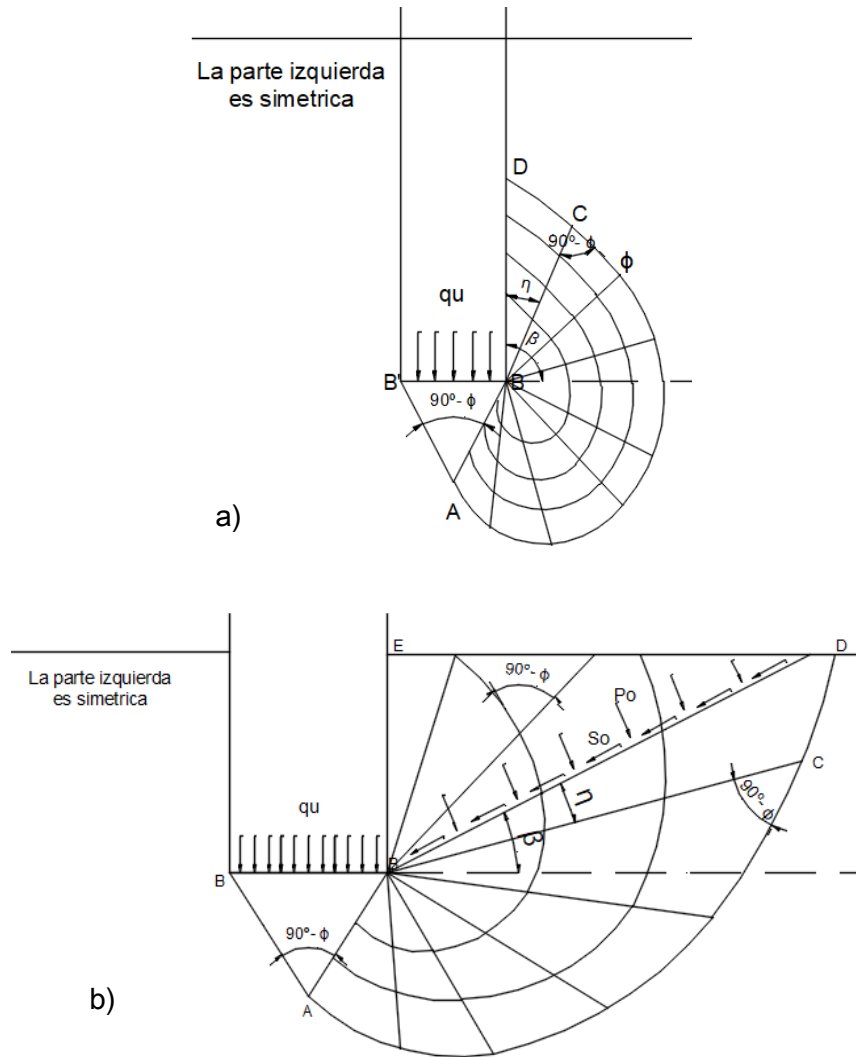


Figura 2.3 Mecanismo de falla propuesto por Meyerhof (Juárez y Rico, 2001)

La expresión a que se llega en la teoría de Meyerhof para expresar la capacidad de carga de cimientos superficiales es del mismo tipo que el propuesto por Terzaghi, pero para cimientos profundos obtuvo la expresión (Ec. 2.14):

$$q_c = cN_c^* + \gamma DN_q^* \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Los valores de N_c^* y N_q^* , son semi-empíricos y toman en cuenta el efecto de profundidad.

La capacidad de carga de punta de un pilote en arena generalmente crece con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una

relación de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$; en un suelo homogéneo L_b es igual a la longitud real L de empotramiento del pilote (Figura 2.4 a).

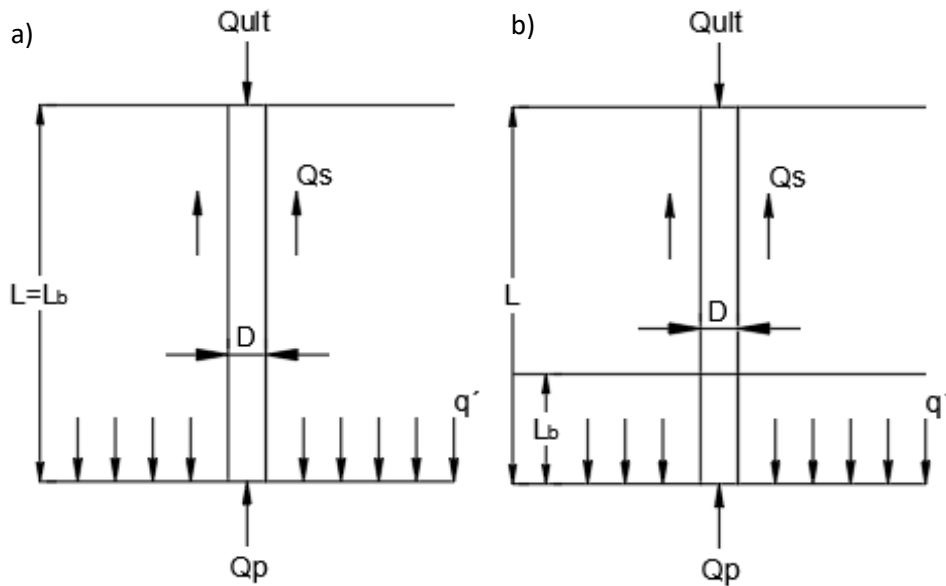


Figura 2.4 (a) Longitud real de empotramiento en un suelo homogéneo y (b) longitud de empotramiento en un estrato resistente (Das, 2001).

Donde:

L = Longitud de empotramiento en un suelo homogéneo

L_b = Longitud de empotramiento en un estrato resistente

En el caso en donde el pilote penetró en un estrato de apoyo se aprecia en la Figura 2.4 b), en donde $L_b < L$.

Más allá de la relación de empotramiento crítico $(L_b/D)_{cr}$, el valor de q_p permanecerá constante ($q_p = q_1$). Es decir $L = L_b$, tal como se muestra en la Figura 2.5 para el caso de un suelo homogéneo.

La variación de $(L_b/D)_{cr}$ con el ángulo de fricción del suelo se presenta en la figura 2.6. Cabe destacar que la curva discontinua es para la determinación de N_c^* y que la curva continua es para la determinación de N_q^* .

Según Meyerhof (1976), los factores de capacidad decrecen con L_b/D y alcanzan un valor máximo de $L_b/D = 0.5(L_b/D)_{cr}$.

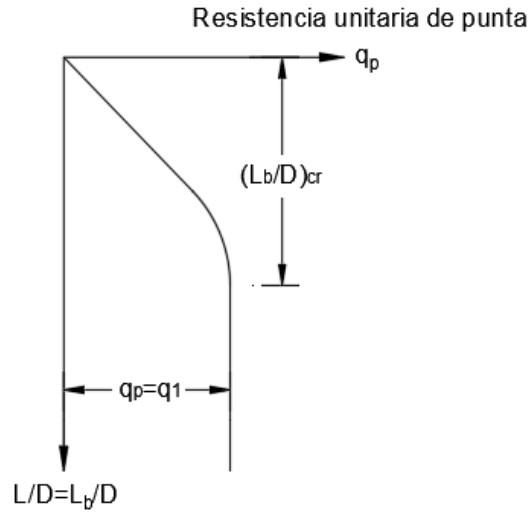


Figura 2.5 Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena homogénea (Das, 2001).

La Figura 2.6, indica que $(L_b/D)_{cr}$ para $\phi = 45^\circ$ es aproximadamente de 25 y que además decrece al disminuir el ángulo de fricción ϕ .

En la mayoría de los casos, la magnitud de (L_b/D) para pilotes es mayor que $0.5(L_b/D)_{cr}$, por lo que los valores máximos de N_c^* y N_q^* , serán aplicables para el cálculo de q_p en todos los pilotes (Das, 2001).

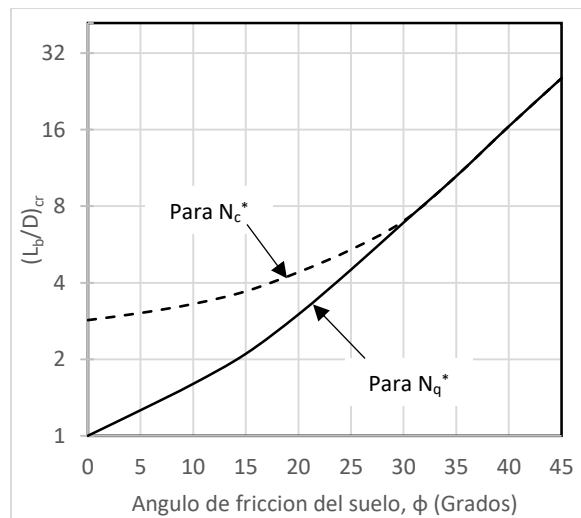


Figura 2.6 Variación de $(L_b/D)_{cr}$, según Meyerhof (Das, 2001).

La variación de esos valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción ϕ se muestra en la Figura 2.7.

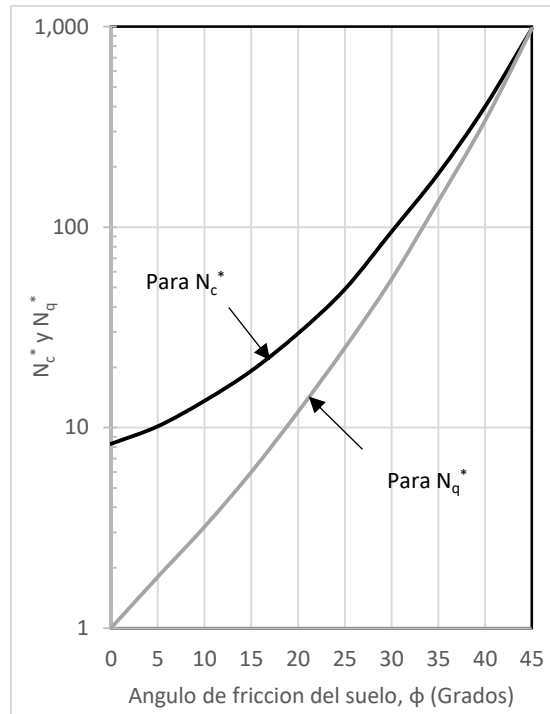


Figura 2.7 Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo, según Meyerhof (Das, 2001).

Para pilotes en arena, $c = 0$

$$Q_p = A_p q_p = A_p q_p N_q^* \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

$$N_q^* = \text{Factor de carga considerado en la Figura 2.7}$$

Sin embargo, la capacidad de carga de punta de Q_p no deberá exceder el valor límite $A_p q_l$, o sea:

$$Q_p = A_p q_p N_q^* \leq A_p q_l \quad (\text{Ec. 2.16})$$

La resistencia límite es

$$q_l (kN/m^2) = 50 N_q^* \tan \phi \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Donde:

ϕ = Ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.

Para pilotes en arcillas saturadas en condiciones no drenadas, $\phi = 0$

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Donde:

c_u = Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

2.1.2. Método de Vesic

Vesic (1977) propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote con base en la teoría de expansión de cavidades, dicha teoría trata del estudio teórico de los campos de tensión y desplazamientos alrededor de una cavidad sometida a una presión interna en un medio de comportamiento lineal o no lineal (Vesic, 1972).

El método se basa en parámetros de esfuerzo efectivo (Ec. 2.19), por lo que Vesic propuso la siguiente ecuación:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + \sigma'_0 N_\sigma^*) \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Donde:

σ'_0 = Esfuerzo (efectivo) normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote.

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1+2K_0}{3} \right) q' \quad (\text{Ec. 2.20})$$

K_0 = Coeficiente de presión de tierras en reposo = $1 - \text{sen}\phi$

Factores de capacidad de carga

$$N_c^* = \cot \phi (N_q^* - 1) \quad (\text{Ec. 2.21})$$

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1+2K_0)} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

De acuerdo con la teoría de Vesic:

$$N_{\sigma}^* = f(I_{rr}) \quad (\text{Ec. 2.23})$$

Donde:

I_{rr} = Índice de rigidez reducida para suelos, el cual dependerá del estado y características del suelo (suelos en estado suelto, denso; y de baja, media o alta plasticidad); en los esfuerzos normales medios σ'_0 con un valor bajo de I_r en arenas, es debido a que el esfuerzo normal medio σ'_0 es bajo.

En arcillas con un alto valor de I_r son utilizados cuando el contenido de agua es alto y cuando también el esfuerzo normal medio es alto.

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r\Delta} \quad (\text{Ec. 2.24})$$

I_r = Índice de rigidez, se define como la compresibilidad relativa de masas de suelo sujetas a cargas y se expresa de la siguiente forma:

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)(C+q'\tan\phi)} = \frac{G_s}{(C+q'\tan\phi)} \quad (\text{Ec. 2.25})$$

E_s = Módulo de elasticidad del suelo

μ_s = Relación de Poisson del suelo

G_s = Módulo cortante del suelo

Δ = Deformación unitaria promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote.

Para condiciones sin cambio de volumen (arena densa o arcilla saturada), $\Delta = 0$; por lo que

$$I_r = I_{rr}$$

En la Tabla 2.1 se presentan los valores de N_c^* y N_{σ}^* , los cuáles están en función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ y del índice de rigidez reducida I_{rr} .

Vesic (1977)						
ϕ	$I_{rr} =$	10	40	100	200	500
0	$N'_\sigma =$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$N'_c =$	6.97	8.82	10.04	10.97	12.19
5		1.79	2.07	2.28	2.46	2.71
		8.99	12.25	14.69	16.69	19.59
10		3.04	3.99	4.78	5.48	6.57
		11.55	16.97	21.46	25.43	31.59
15		4.96	7.26	9.33	11.28	14.50
		14.79	23.35	31.08	38.37	50.39
20		7.85	12.58	17.17	21.73	29.67
		18.83	31.81	44.43	56.97	78.78
25		12.12	20.98	30.16	39.70	57.06
		23.84	42.85	62.54	82.98	120.23
30		18.24	33.95	51.02	69.43	104.33
		30.03	57.08	86.64	118.53	178.98
35		27.36	53.67	83.78	117.33	183.16
		37.65	75.22	118.22	166.14	260.15
40		40.47	83.40	134.53	193.13	311.50
		47.03	98.21	159.13	228.97	370.04
45		59.66	128.28	212.79	312.04	517.58
		58.66	127.28	211.79	311.04	516.58

Tabla 2.1 Valores de N_σ^* , según Vesic (Das, 2001)

El factor de carga N_c^* , para una condición para $\phi = 0$ (no drenada), es obtenido mediante la siguiente ecuación:

$$N_c^* = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Los valores de I_r , pueden ser obtenidos a través de pruebas de laboratorio, sin embargo, para uso de manera preliminar se recomiendan los siguientes valores de la Tabla 2.2.

Tipo de suelo	I_r
Arena ($D_r = 0.5-0.8$)	70 – 150
Limos y arcillas (condición drenada)	50 – 100
Arcillas (condición no drenada)	100 – 200

Tabla 2.2 Valores de I_r , Preliminares (Bowles, 1996; Das, 2001).

2.1.3. Método de Janbu

Janbu (1976) propuso calcular Q_p , con la siguiente expresión:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \quad (\text{Ec. 2.27})$$

La ecuación anterior tiene la misma forma que en la Ec. 2.13, sin embargo, los factores de capacidad de carga se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo tal como se muestra en la Figura 2.8.

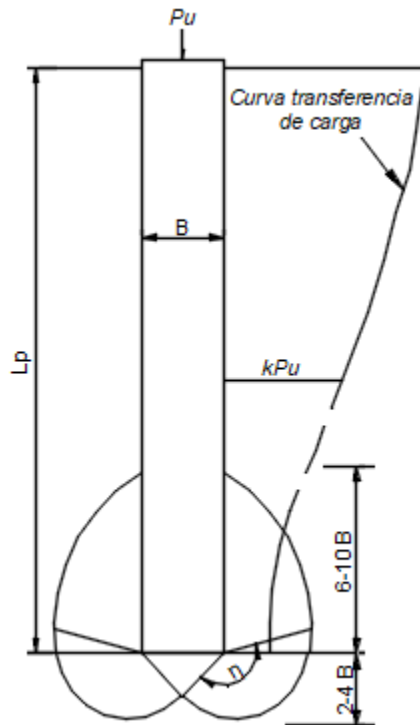


Figura 2.8 Superficie de falla, según Janbu (Bowles, 1996; Das, 2001).

Los factores de capacidad de carga serán:

$$N_c^* = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 (e^{2\eta' \tan \phi}) \quad (\text{Ec. 2.28})$$

$$N_q^* = \cot \phi (N_c^* - 1) \quad (\text{Ec. 2.29})$$

El ángulo η' se define en la Figura 2.9, en donde el valor de η' varía aproximadamente de 70° en arcillas blandas a 105° en suelos arenosos densos (Das, 2001).

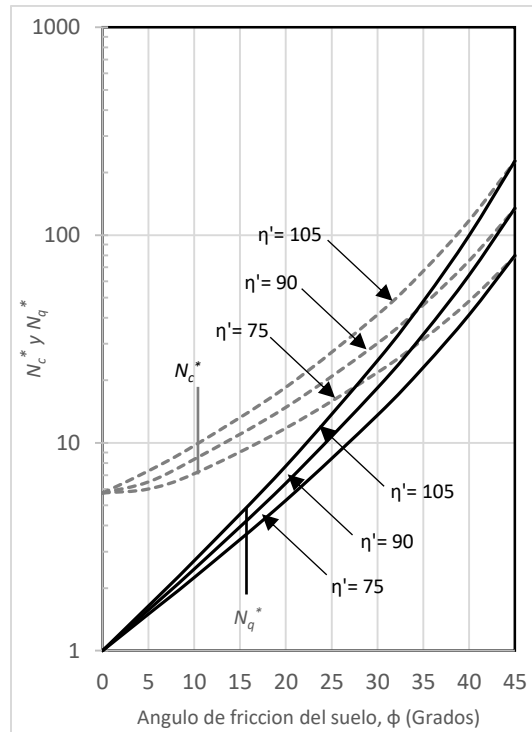


Figura 2.9 Factores de capacidad de carga, según Janbu (Das, 2001)

En la Tabla 2.3 se presentan los factores de capacidad de carga N_c^* y N_q^* de acuerdo a los factores propuestos por Janbu (1976).

Janbu (1976)				
ϕ	$\eta =$	75	90	105
0	$N_q^* =$	1.00	1.00	1.00
	$N_c^* =$	5.74	5.74	5.74
5		1.50	1.57	1.64
		5.69	6.49	7.33
10		2.25	2.47	2.71
		7.11	8.34	9.70
20		5.29	6.40	7.74
		11.78	14.83	18.53
30		13.60	18.40	24.90
		21.82	30.14	41.39
35		23.08	33.30	48.04
		31.53	46.12	67.18
40		41.37	64.20	99.61
		48.11	75.31	117.52
45		79.90	134.87	227.68
		78.90	133.87	226.68

Tabla 2.3 Valores de N_c^* y N_q^* , según Janbu (Das, 2001)

Cabe destacar que independientemente del método o procedimiento teórico utilizado para calcular Q_p su magnitud plena no se obtiene, sino hasta que el pilote penetra por lo menos entre el 10 % y 25 % de su ancho. Esta condición se considera crítica en el caso de la arena (Das, 2001).

2.1.4. Método de Zeevaert

En la Figura 2.10 se muestra un pilote en el cual se analiza la capacidad de carga por punta, con el fin de separar la componente por fricción se asume que la pila ha sido desplantada hasta el estrato de apoyo. Cuando el pilote se ensaya hasta la falla, la punta del pilote tiende a compactar el material alrededor y por debajo del elemento en aproximadamente un diámetro del pilote, debido a esto se presenta una superficie de deslizamiento, la cual se localizará entre la superficie A ó B (Figura 2.10). Cabe destacar que la superficie potencial de deslizamiento es también afectada por la estratigrafía en la cercanía de la punta del pilote (Zeevaert, 1983).

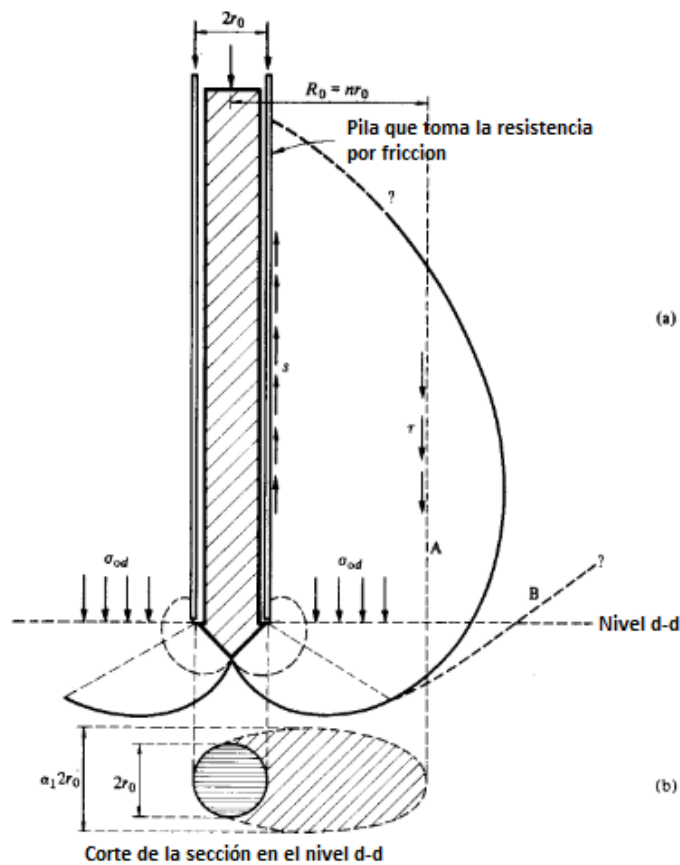


Figura 2.10 Capacidad de carga de punta en pilotes (Zeevaert, 1983)

Con la finalidad de ilustrar el problema se presenta la teoría propuesta por Terzaghi para evaluar la capacidad de carga en pilotes o cimientos profundos (ecuación 2.30).

La capacidad de carga de un pilote se expresa con la siguiente ecuación:

$$Q_{pu} = \pi r_0^2 [1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.6\gamma_2 N_\gamma r_0] \quad (\text{Ec. 2.30})$$

$$\gamma_1 = \gamma + 2 \left(\frac{f_s + n\tau}{(n^2 - 1)r_0} \right) \quad (\text{Ec. 2.31})$$

Donde:

r_0 = Radio del pilote

γ_1 = Peso volumétrico del suelo por encima de la punta del pilote afectado por la movilización debida al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie cilíndrica vertical, limitado por el eje y el radio del cilindro nr_0 , medido desde el centro de la pila.

γ_2 = Peso volumétrico debajo de la punta de la pila.

f_s = Representa la fricción a lo largo del eje del pilote.

τ = Esfuerzo cortante desarrollado en la parte externa de la superficie cilíndrica de radio R_0 .

La movilización de f_s y τ dependen de la compresibilidad del suelo por encima de la base del pilote.

Por otra parte, el valor de τ no se presenta totalmente en el cilindro exterior del suelo de radio R_0 , ya que desde el plano horizontal d-d en la punta de la pila, el canal formado por la superficie potencial de deslizamiento tiene la tendencia a propagarse sólo en un segmento, según la última fórmula para la capacidad de carga convencional (Zeevaert, 1983) (Ec. 2.30).

Por lo tanto, el valor $n\tau$ de la Ec. 2.31 es muy pequeño y de un valor desconocido, y tiene poca influencia sobre la capacidad de carga del pilote, por lo que el valor es despreciable.

Por consiguiente, la ecuación puede ser descrita de esta forma:

$$\gamma_1 = \gamma + \left(\frac{2f_s}{(n^2 - 1)r_0} \right) \quad (\text{Ec. 2.32})$$

Los factores N_c , N_q están en función del ángulo de fricción interna, de la forma y de la distancia a lo largo de la superficie de deslizamiento, estos factores son sensibles a la compresibilidad del material ya que se ven afectados en función de la densidad relativa del suelo D_r .

Por lo tanto, la capacidad de carga de punta de un pilote se describe como sigue:

$$Q_{pu} = \pi r_0^2 \alpha_1 [cN_c + \sigma_{od}N_q](D_r + 0.1) \quad (\text{Ec. 2.33})$$

El factor D_r tiene un efecto de reducción a los valores de N_c y N_q , debido a la compresibilidad del suelo. Cuando un suelo debajo de la punta del pilote se encuentra en un estado denso $D_r + 0.1 = 1$, para un estado semidenso la reducción deberá ser alrededor de 0.6, y para un material muy suelto o muy compresible D_r se pueden alcanzar valores tan bajos como 0.30.

El valor de σ_{od} , es el esfuerzo vertical efectivo de confinamiento en la punta del pilote en el nivel horizontal del plano $d - d$.

El primero y segundo término de la Ec 2.33 es afectado por el factor de forma $\alpha_1 = 1.20$, en contraste con el caso de un problema de deformación plana $\alpha_1 = 1.00$. Por lo tanto, el factor α_1 es una medida aproximada de la anchura del canal de falla (Figura 2.10).

2.2. Capacidad de carga por fricción

La resistencia por fricción en un pilote se expresa como (Das, 2001):

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (\text{Ec. 2.34})$$

Donde:

p = Perímetro de la sección del pilote.

ΔL = Longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes.

f = Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad Z .

A continuación se presentan algunos de los métodos para estimar la capacidad de carga por fricción, Q_s .

2.2.1. Método de α

El método fue inicialmente propuesto por Tomlinson (1957,1971) para pilotes perforados (Bowles, 1996), de acuerdo con éste la resistencia unitaria superficial en suelos se presenta por la siguiente ecuación:

$$f_s = \alpha c_u + qK \tan \delta \quad (\text{Ec. 2.35})$$

En la ecuación anterior se consideró la cohesión y fricción del suelo, sin embargo, se puede simplificar en suelos arcillosos de la forma siguiente:

$$f_s = \alpha c_u \quad (\text{Ec. 2.36})$$

Donde:

α = Factor empírico de adhesión

c_u = Cohesión no drenada del estrato de suelo de interés (S_u)

q = Esfuerzo efectivo vertical medio (o altura media), $\gamma_s Z_i$ en el elemento ΔL (Figura 2.12)

K = Coeficiente de presión lateral en tierras que va de K_0 a 1.75, dependiendo del desplazamiento de volumen, densidad inicial del suelo

δ = Ángulo de fricción efectivo entre el suelo y el material del pilote (se podrán utilizar los valores de la Tabla 2.4); se considera $\delta = 0$ cuando $\phi = 0^\circ$

La variación del valor α se presenta en la Figura 2.11, para acillas normalmente consolidadas $c_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$, $\alpha = 1$

Por lo tanto, la capacidad de carga por fricción de un pilote, se expresa con la siguiente ecuación:

$$Q_s = \sum f_s p \Delta L = \sum \alpha c_u p \Delta L \quad (\text{Ec. 2.37})$$

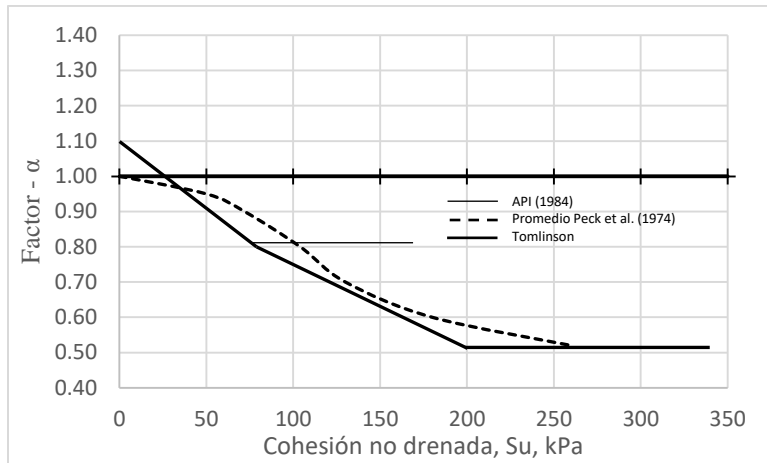


Figura 2.11 Variación del factor empírico α con la cohesión no drenada de una arcilla (Bowles, 1996).

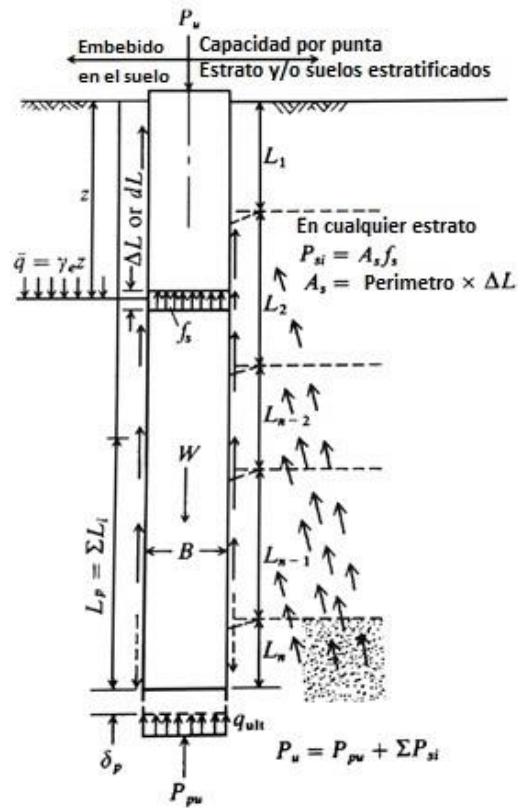


Figura 2.12 Esfuerzo vertical medio en pilotes (Bowles, 1996)

Materiales de interfaz	Ángulo de fricción, δ , Grados [†]
Concreto o mampostería en los siguientes materiales:	
Roca	35 °
Grava limpia, Mezcla de grava y arena, Arenas	ϕ
Arena fina a media, Arena limosa media, Grava arcillosa o limosa	ϕ
Arena fina limpia, Arena limosa o arcillosa de fina a mediana	ϕ
Limo arenoso fino, Limo no plástico	ϕ
Suelo residual y rígido o Arcilla preconsolidada	ϕ
Arcilla medianamente rígida a rígida y Limo arcilloso	ϕ
Pilas de acero contra los siguientes materiales:	
Grava limpia, Mezcla de gravas y arenas, Rellenos de gravas bien graduadas con fragmentos	22 °
Arena limpia, Mezcla de gravas y arenas limosas, Rellenos de rocas de un solo tamaño	17
Arena limosa, Gravas, Arenas mezcladas con limo o arcilla	14
Limo arenoso fino, Limo no plástico	11
Concreto o tablestacas de concreto contra los siguientes materiales:	
Grava limpia, Mezcla de gravas y arenas, Rellenos de gravas bien graduadas con fragmentos	22-26
Arena limpia, mezcla de arenas y gravas limosas, Relleno de rocas de un solo tamaño	17-22
Arena limosa, Grava, o Arena mezclada con limo o arcilla	17
Limo Arenoso fino, Limo no plástico	14
Varios materiales estructurales:	
Manpostería sobre mampostería, Rocas ígneas y metamórficas:	
Roca suave sobre roca suave	35 °
Roca dura sobre roca suave	33
Roca dura sobre roca dura	29
Mampostería sobre madera	26
Acero sobre acero en muros pilas entrelazados	17
Madera sobre suelo	14-16 ‡
* En arenas estos valores pudieran variar en función del esfuerzo de confinamiento al que están sometidas, decrece dos grados por cada aumento de 100 kPa del esfuerzo de confinamiento en arenas.	
† Valores $\pm 2^\circ$, alternativas para concreto colocado o vertido en suelo $\delta = \phi$	
‡ Puede ser mayor en arena densa	

Tabla 2.4 Ángulo de fricción efectivo entre el suelo y el material del pilote (Bowles, 1996)

2.2.2. Método β

El método sugerido por Burland (1973), asume las siguientes suposiciones:

- El suelo adyacente al pilote es remodelado durante la colocación del mismo, lo que produce una reducción en el esfuerzo efectivo y la cohesión intercepta el círculo de Mohr a cero ($c = 0$).
- El esfuerzo efectivo actuante en la superficie del pilote después de la disipación del exceso de presión de poro generada por el desplazamiento de volumen es al menos igual al esfuerzo efectivo horizontal (K_o) antes de la instalación del pilote.

- La distorsión del esfuerzo mayor durante la carga la pila se limita a una zona relativamente delgada alrededor del eje de la pila, y el drenaje se produce rápidamente durante la carga o ya se ha producido entre la colocación y la carga del pilote (Bowles, 1996).

Cuando los pilotes son hincados en arcillas saturadas, la presión de poro en el suelo alrededor de los pilotes aumenta; este exceso de presión de poro en arcillas normalmente consolidadas es de 4 a 6 veces c_u . Sin embargo, en aproximadamente un mes, esta presión se disipa gradualmente. Por consiguiente, la resistencia unitaria por fricción en el pilote se determina con base en los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado ($c = 0$), (Das, 2001).

Entonces, a cualquier profundidad

$$f_s = \beta \sigma'_v \quad (\text{Ec. 2.38})$$

Donde:

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo

$$\beta = K \tan \phi_R \quad (\text{Ec. 2.39})$$

ϕ_R = Ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldada

K = Coeficiente de presión de la tierra

Conservadoramente, la magnitud de K_0 es el coeficiente de la presión de la tierra en reposo:

$$K = 1 - \text{sen } \phi_R \quad \text{Arcillas normalmente consolidadas (Das, 2001) (Ec. 2.40)}$$

y

$$K = 1 - \text{sen } \phi_R \sqrt{OCR} \quad \text{Arcillas pre consolidadas (Das, 2001) (Ec. 2.41)}$$

Donde OCR = Tasa de preconsolidación

Combinando las Ec. (2.38), (2.39), (2.40) y (2.41), para arcillas normalmente consolidadas, se obtiene:

$$f_s = (1 - \text{sen } \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_v \quad (\text{Ec. 2.42})$$

y para arcillas pre-consolidadas,

$$f_s = (1 - \text{sen } \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma'_v \quad (\text{Ec. 2.43})$$

Con el valor de f_s ya determinado, la resistencia total por fricción se evalúa como

$$Q_s = \sum f_s p \Delta L \quad (\text{Ec. 2.44})$$

2.2.3. Método λ

Vijayvergiya y Focht (1972) presentaron un método para la obtención de la resistencia por fricción de pilotes en donde, de acuerdo a los resultados, se obtuvo una correlación entre el diseño y pruebas de carga en pilotes del $\pm 10 \%$ (Bowles, 1996).

El desarrollo del método se basó principalmente en pruebas de carga de pilotes. Dicho coeficiente fue obtenido mediante un análisis de regresión gráfica (mejor ajuste), en donde se graficaron los resultados de varias pruebas de carga en pilotes (Bowles, 1996).

De acuerdo a este método la resistencia por fricción unitaria en un pilote se expresa como:

$$f_s = \lambda(\bar{q} + 2S_u) \quad (\text{Ec. 2.45})$$

Donde:

S_u = Resistencia al esfuerzo cortante no drenado en promedio

\bar{q} = Esfuerzo vertical efectivo promedio de un segmento o para toda la longitud de empotramiento

λ = Coeficiente, el cual puede ser obtenido de la Figura 2.13, depende de la longitud del pilote y aplica en toda la profundidad del pilote embebido

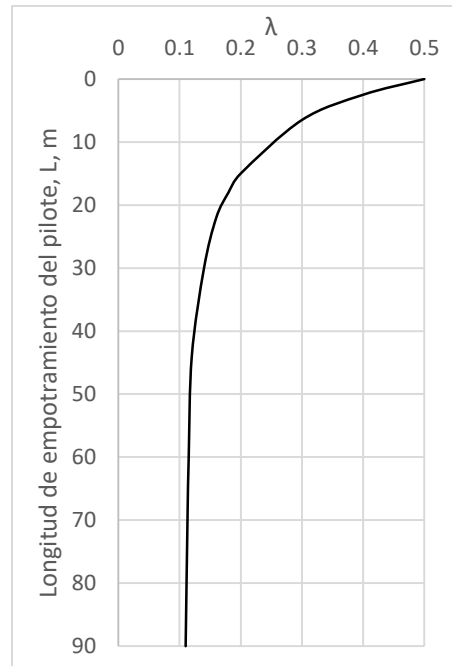


Figura 2.13 Variación del coeficiente λ con la longitud de empotramiento del pilote según Vijayvergiya y Focht en 1972 (Das, 2001)

La resistencia total por fricción puede ser calculada como:

$$Q_s = p\Delta L f_s \quad (\text{Ec. 2.46})$$

Algunos autores estudiaron este método a detalle y realizaron las siguientes observaciones (Bowles, 1977):

- El método sobreestima la capacidad de carga en pilotes cuando su longitud es menor y muy cercana a 15 m, esto en arcillas normalmente y sobreconsolidadas. Para pilotes de esta longitud los valores andan en el rango de $0.20 \leq \lambda \leq 0.40$.
- El valor mínimo de $\lambda \geq 0.14$.
- La reducción del factor λ es atribuible al proceso de instalación de los pilotes, ya que algunos producen un mayor daño en la región superior debido a que existe la posibilidad de movimiento lateral que puede causar la separación permanente entre el pilote y el suelo.

2.2.4. Método Zeevaert

El comportamiento de un pilote dentro de un grupo de pilotes podrá ser visualizado diferente que al de un solo pilote (Figura 2.14).

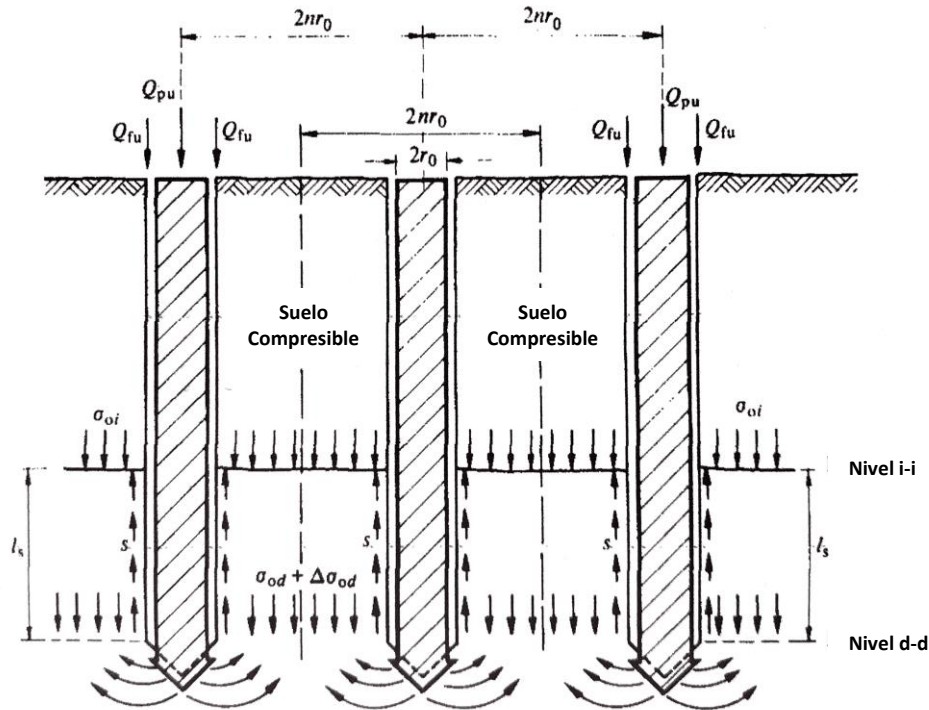


Figura 2.14 Grupo de pilotes (Zeevaert, 1983)

Se considera un grupo de pilotes para ser ensayados y desarrollar la capacidad de carga por el mismo proceso utilizado por un pilote. La suposición puede ser hecha ya que en cualquier pilote del grupo se presentará un canal de resistencia a la falla de un ancho aproximado $\alpha_1(2r_0)$ localizado dentro del grupo de pilotes tal como se muestra en la Figura 2.15, que incluso con un espacio tan pequeño como el de tres diámetros no será sensiblemente afectado por la presencia de otras pilas de punto de apoyo.

Tomando en cuenta las consideraciones antes mencionadas, la Ec. 2.33 para determinar la capacidad de carga por punta puede ser aplicada a un pilote dentro del grupo.

Las fuerzas de fricción positiva en el eje del pilote, cerca de la punta, incrementan el esfuerzo de confinamiento vertical efectivo y la capacidad de carga en los pilotes (Zeevaert, 1983).

Con la finalidad de investigar la resistencia por fricción de las pilas, se considera que éstas son colocadas o desplantadas hasta el estrato de apoyo penetrando una longitud l_s dentro de un estrato de arena, este suelo es remoldeado y re-consolidado cerca del eje de la pila.

La cohesión adquirida después de la colocación del pilote puede suponerse pequeña, por lo tanto, el esfuerzo cortante a lo largo del eje de la pila es reducido a:

$$S_{0Z} = C_r + \sigma_{hz} \tan \phi_r \quad (\text{Ec. 2.47})$$

Donde:

σ_{hz} = Esfuerzo efectivo horizontal

C_r = Cohesión del suelo remoldeado y re-consolidado cerca del eje del pilote

ϕ_r = Ángulo de fricción interna del suelo remoldeado y re-consolidado cerca del eje del pilote

El ángulo de fricción asume un valor del material que se encuentra en estado semi-denso.

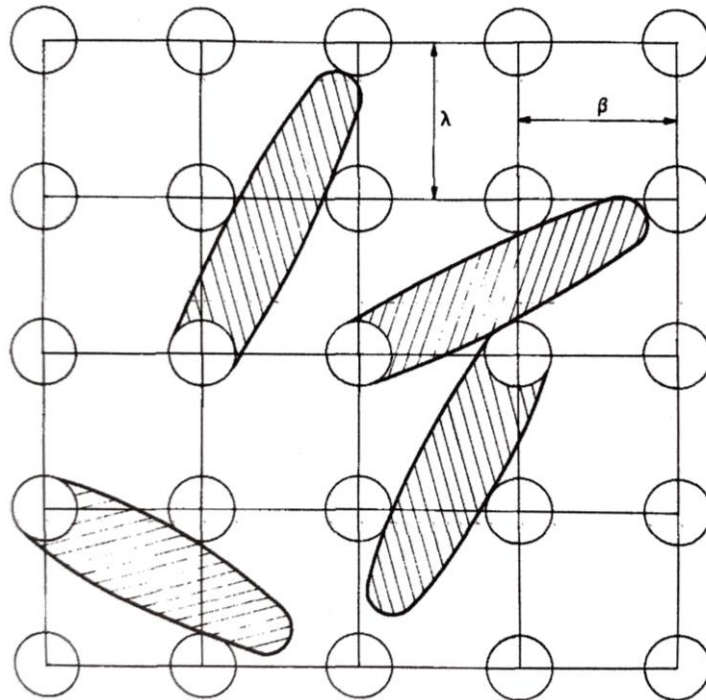


Figura 2.15 Posible canal de falla de un pilote dentro de un grupo de pilotes (Zeevaert, 1983)

La fuerza de fricción desarrollada en la parte incrustada de la punta del pilote es:

$$Q_{fu} = \varpi \int_0^{l_s} s_{0z} dz \quad (\text{Ec. 2.48})$$

Y si \bar{a} es el área tributaria entre pilotes de espacio λ y β (Figura 2.14); entonces el incremento en el esfuerzo vertical efectivo en la punta de pilote está dado por:

$$\Delta\sigma_{od} = \frac{Q_{fu}}{\bar{a}} \quad (\text{Ec. 2.49})$$

Por lo tanto, la capacidad de carga última por punta de un pilote de un grupo dentro de un estrato de arena a una profundidad l_s de penetración es:

$$Q_{pu} = a_p \left[1.2 [cN_c + (\sigma_{od} + \Delta\sigma_{od})N_q] \right] (D_r + 0.1) \quad (\text{Ec. 2.50})$$

La capacidad de carga total del pilote es:

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu} \quad (\text{Ec. 2.51})$$

Para calcular el valor de $\Delta\sigma_{od}$ requerido en la Ec. 2.48 y 2.49 se establecerá el comportamiento mecánico de fricción a lo largo del pilote embebido en el estrato de arena.

En este caso en particular, se sume que los parámetros de esfuerzo a lo largo del eje son constantes en toda la longitud l_s .

El perímetro del pilote se define como:

$$\varpi = 2\pi r_0 \quad (\text{Ec. 2.52})$$

Además, se supone que debajo de la penetración máxima del punto del pilote en el estrato de soporte, el esfuerzo cortante en el eje del pilote en la sección de longitud l_s es completamente movilizada. La movilización del esfuerzo cortante en la parte superior del estrato de suelo compresible no será considerada, debido a que es menor que la del estrato de soporte.

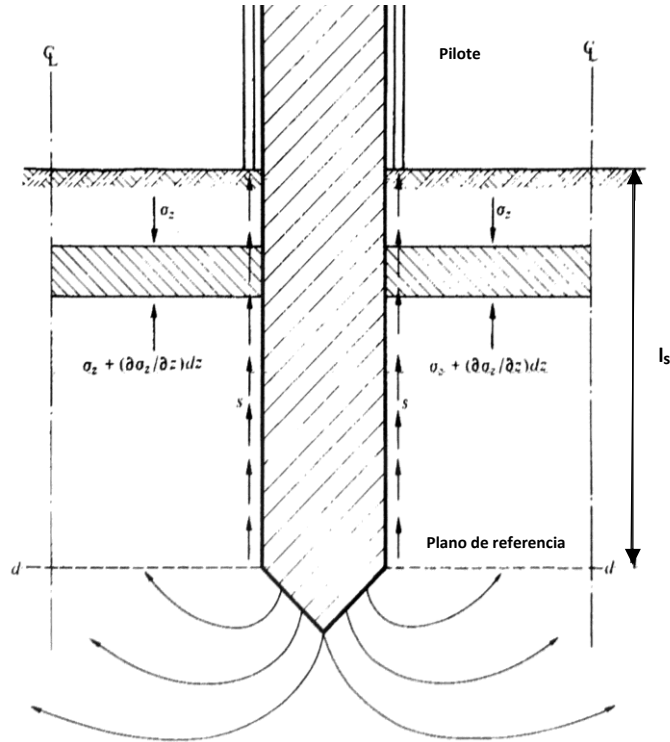


Figura 2.16 Condiciones de equilibrio plástico en el eje del pilote (Zeevaert, 1983)

En la Figura 2.16 se establecen condiciones de equilibrio plástico que:

$$\bar{a} \frac{\partial \Delta \sigma_z}{\partial z} dz = \varpi S_{0z} dz \quad (\text{Ec. 2.53})$$

Y usando el esfuerzo cortante dado por la Ec. 2.46, para $C_r = 0$, se tiene:

$$\frac{\partial \Delta \sigma_z}{\partial z} = \frac{\varpi}{\bar{a}} \left[\frac{\tan \phi_r}{\bar{N}_\phi} (\sigma_{0z} + \Delta \sigma_z) \right] \quad (\text{Ec. 2.54})$$

El valor de \bar{N}_ϕ es la relación horizontal a vertical esfuerzo efectivo vertical del eje del pilote bajo condiciones plásticas:

$$\frac{1}{\bar{N}_\phi} = \frac{\sigma_{hz}}{\sigma_{0z} + \Delta \sigma_z} \quad (\text{Ec. 2.55})$$

Y tiene el siguiente valor:

$$\bar{N}_\phi = \frac{1 + \sin^2 \phi_r}{1 - \sin^2 \phi_r} \quad (\text{Ec. 2.56})$$

El valor de $\tan \phi_r / \bar{N}_\phi = K_\phi$ asume un valor máximo de 0.533, para valores de $\phi_r = 35^\circ$, y tiene una muy poca sensibilidad a las variaciones del ángulo fricción interna en estos rangos de ángulos. La ecuación diferencial puede escribirse como sigue:

$$\frac{\partial \Delta \sigma_z}{\partial z} - \mu \Delta \sigma_z = \mu \sigma_{0z} \quad (\text{Ec. 2.57})$$

Donde:

$$\mu = \left(\frac{\omega}{\bar{a}} \right) K_\phi \quad (\text{Ec. 2.58})$$

De la integración de la Ec. 2.56, se obtiene el valor siguiente:

$$\Delta \sigma_z e^{-\mu z} = \mu \int_0^{l_s} \mu e^{-\mu z} dz + C \quad (\text{Ec. 2.59})$$

El problema puede ser solucionado con suficiente exactitud, desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones, por medio de simples consideraciones.

Mediante la Ec. 2.54, el término de cohesión se puede incluir en la ecuación como sigue:

$$\frac{\partial \Delta \sigma_z}{\partial z} dz = \frac{\omega}{\bar{a}} C_r dz + \frac{\omega}{\bar{a}} K_\phi \sigma_{0z} dz + \frac{\omega}{\bar{a}} K_\phi \Delta \sigma_z dz \quad (\text{Ec. 2.60})$$

Integrando la ecuación desde 0 a l_s ,

$$\Delta \sigma_{0d} = \frac{\omega}{\bar{a}} \int_0^{l_s} C_r dz + \frac{\omega}{\bar{a}} K_\phi \int_0^{l_s} \sigma_{0z} dz + \frac{\omega}{\bar{a}} K_\phi \int_0^{l_s} \Delta \sigma_z dz \quad (\text{Ec. 2.61})$$

Utilizando la Figura 2.17, se hacen las siguientes consideraciones cuando l_s no es muy largo:

$$\int_0^{l_s} C_r dz$$

$$\int_0^{l_s} \sigma_{0z} dz = 1/2 (\Delta \sigma_{0i} + \Delta \sigma_{0d}) l_s \quad (\text{Ec. 2.62})$$

$$\int_0^{l_s} \Delta \sigma_z dz = 1/2 \Delta \sigma_{0d} l_s$$

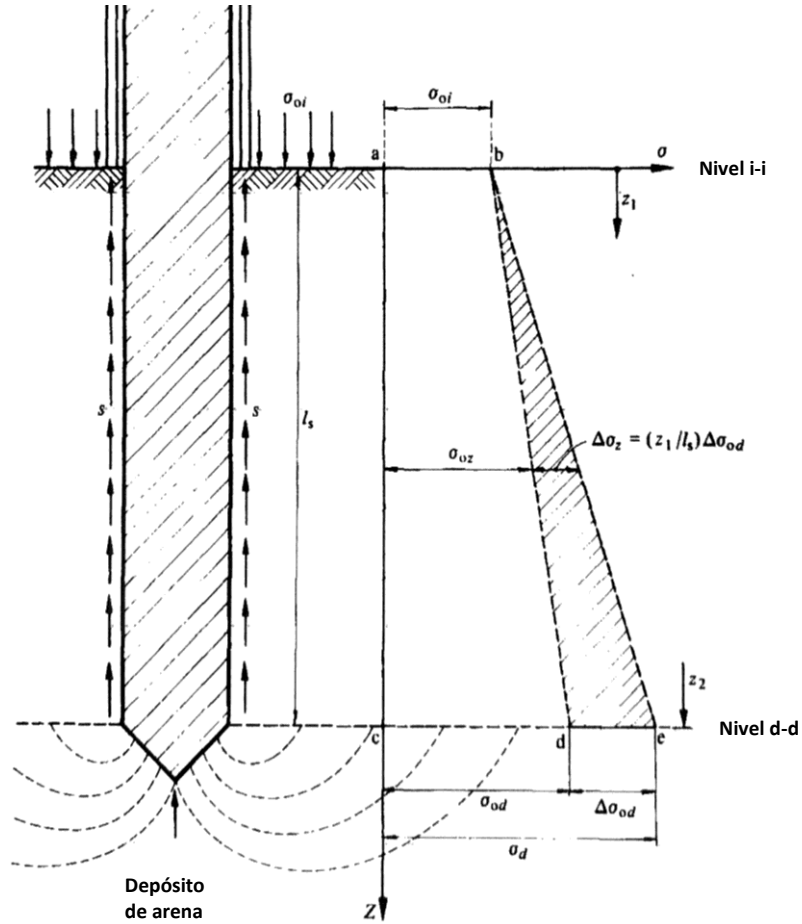


Figura 2.17 Capacidad de carga en un pilote en un grupo (Zeevaert, 1983)

Por lo tanto, sustituyendo las consideraciones de la Ec. 2.53, se obtiene:

$$\Delta\sigma_{od} = \frac{\bar{\omega}}{a} K_{\phi} \frac{l_s}{2} (\Delta\sigma_{oi} + \Delta\sigma_{od}) + \frac{\bar{\omega}}{a} K_{\phi} \frac{l_s}{2} \Delta\sigma_{od} + \frac{\bar{\omega}}{a} C_{ra} l_s \quad (\text{Ec. 2.63})$$

Donde:

$$\frac{l_s \bar{\omega}}{2 a} K_{\phi} = \bar{m} \quad (\text{Ec. 2.64})$$

$$\frac{\bar{\omega}}{a} l_s = \bar{n} \quad (\text{Ec. 2.65})$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$\Delta\sigma_{od} = \frac{\bar{m}}{1-\bar{m}} (\Delta\sigma_{oi} + \Delta\sigma_{od}) + \frac{\bar{n}}{1-\bar{m}} C_{ra} \quad (\text{Ec. 2.66})$$

Por lo tanto la capacidad de carga por fricción de un pilote se expresa mediante la siguiente ecuación (Zeevaert, 1983):

$$Q_{fu} = \bar{a} * \Delta\sigma_{0d} \quad (\text{Ec. 2.67})$$

Donde:

\bar{a} = Área tributaria entre pilotes

$\Delta\sigma_{0d}$ = Incremento en el esfuerzo efectivo vertical en la punta del pilote

3. ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA AXIAL EN PILOTES MEDIANTE EL USO DE MÉTODOS NUMÉRICOS

El método de elemento finito es una técnica para resolver problemas de valores de frontera. Un problema de valores de frontera se define mediante un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias o en derivadas parciales y un conjunto de condiciones de frontera (Jiménez, 2014).

El método de elemento finito es un método numérico y se debe aclarar que la solución obtenida mediante su aplicación no corresponde a una solución cerrada, por lo que el modelo y el algoritmo numérico guardan cierta relación, esto se explica con la ayuda de los siguientes conceptos (Jiménez, 2014):

Aproximación: La proximidad de un modelo numérico al original caracteriza el error que se introduce al hacer discreto un problema continuo. El grado de aproximación n se estima mediante un factor que tiene el error entre dos modelos.

Estabilidad: La estabilidad caracteriza la propagación de los errores iniciales dentro del algoritmo en el proceso de cálculo. Si el incremento de errores iniciales es considerable y sin ningún control, entonces el método numérico se llama inestable.

Convergencia: Significa que la solución numérica converge hacia una solución exacta cuando el tamaño de malla h tiende a cero.

El uso del Método del Elemento Finito como herramienta de análisis y diseño cada vez toma mayor relevancia, tanto en la ingeniería geotécnica práctica como en la de investigación. La vasta información que se ha desarrollado en los últimos años respecto a este método y la capacidad de procesamiento actual de las computadoras ha hecho posible el uso de modelos numéricos avanzados que permiten, por ejemplo, el uso de elementos triangulares o poligonales de gran precisión con un número importante de nodos. El Método del Elemento Finito está siendo aplicado con mayor frecuencia en la ingeniería geotécnica en el mundo, en especial en la Europa occidental, principalmente por dos razones (Tamez et al., 1997):

- Mayor versatilidad para llevar a cabo el modelado de problemas complejos

- El acelerado desarrollo tecnológico tanto en la computación como en programas de cálculo

Estos modelos también permiten considerar las condiciones iniciales de esfuerzos del medio que se analiza, así como el empleo de los diferentes modelos constitutivos del material y la solución de problemas en los que se hace incidir el tiempo a modo de predicción.

Para la aplicación de los modelos avanzados es importante tener un horizonte realista de sus ventajas y alcances, de las bases teóricas de los diferentes modelos constitutivos que los conforman y de las condiciones iniciales de esfuerzos y presión de poro del medio que se analiza. Adicional a esto, es necesario recalcar si se hará un análisis a corto o largo plazo para así utilizar propiedades no drenadas o drenadas, respectivamente.

La técnica modela al medio a analizar mediante una asociación de zonas pequeñas con geometría regular conocidas con el nombre de “elementos”. Los elementos están interconectados entre sí mediante puntos nodales que usualmente se encuentran ubicados en sus esquinas (Figura 3.1). Cada uno de los elementos es finito, es decir, geoméricamente definido, limitado en tamaño y en grados de libertad, de ahí proviene el nombre del método. A esta asociación de elementos comúnmente se le llama “malla de elementos finitos” (Tamez et al., 1997).

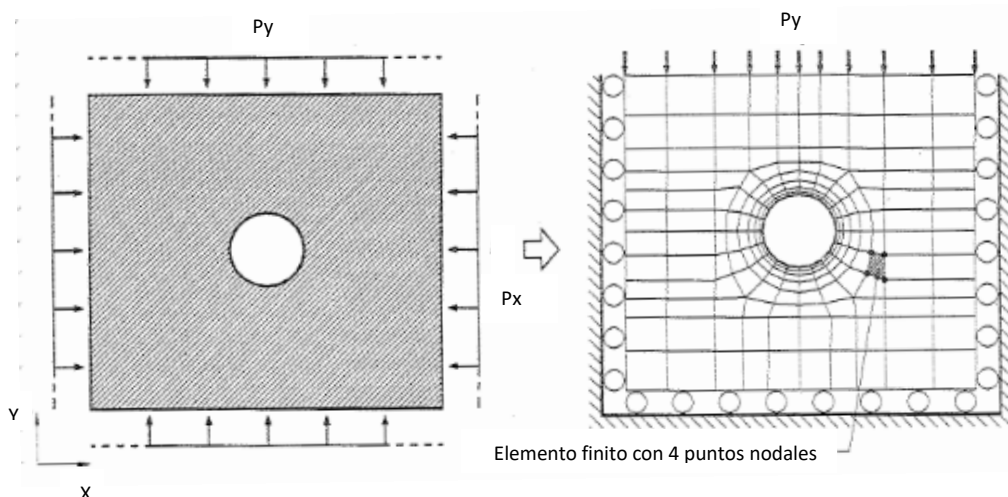


Figura 3.1 Modelado del problema continuo con elementos finitos y especificación de la geometría del elemento y condiciones de carga (Tamez, 1997).

Al estar todo interconectado mediante la malla, sin importar la cantidad de modelos constitutivos usados para los diferentes materiales, se puede saber cualquier cambio en las condiciones originales del sistema, esto es evidenciado por las deformaciones de los nodos de cada elemento afectado y a su vez impactarán en el comportamiento de los elementos vecinos y así sucesivamente. Esta compleja interrelación entre los elementos interconectados hace que el tratamiento matemático sea altamente sofisticado. Después, dado que las deformaciones en cualquier punto del elemento están relacionadas con los desplazamientos en los nodos, es posible calcular los esfuerzos en el elemento a partir de las relaciones esfuerzo-deformación elegidas, por lo que los desplazamientos en los nodos son las variables fundamentales (Tamez et al., 1997).

Un gran reto dentro de la modelación por elemento finito es la dificultad para representar fielmente las condiciones reales del problema. Ante esto una alternativa es la de recurrir a modelos bidimensionales en vez de tridimensionales y simplificar el cálculo, para fines del modelado y con base en la experiencia del procedimiento constructivo.

3.1. Modelos constitutivos en geotecnia

Un modelo constitutivo ideal para suelos es aquel que se base en las características tanto mecánicas como fisicoquímicas de las partículas, en el cual pudieran considerarse los giros, deslizamientos y deformaciones de cada partícula que conforman el material. Un modelo con estas características podría representar el comportamiento de cualquier tipo de material como arcillas, arenas, limos y aún plásticos. Sin embargo, es claro que el estado actual de conocimientos no permite enfrentar algunos de los retos que exigen dichos modelos. Es por esta razón que hoy en día la mayor parte de los modelos estudiados se basan en comportamientos macroscópicos de los materiales y, por tanto, generalmente son válidos únicamente para el tipo de material estudiado y para cierto tipo de solicitaciones (Jiménez, 2014).

Aparentemente el camino que deben seguir los modelos constitutivos para suelos todavía es muy largo y tendrán que ser atacados por dos frentes: el microscópico y el macroscópico, ya que ambos procedimientos proporcionan información valiosa sobre el comportamiento de los materiales.

Para elaborar un buen modelo constitutivo debe comenzarse por comprender la física básica del comportamiento del material estudiado y a partir de ahí establecer, en la forma

más sencilla posible, la formulación matemática que contenga los aspectos más importantes de dicho comportamiento (Rojas y Romo, 1993).

A continuación, se describen de manera general algunos de los modelos constitutivos empleados para la modelación del comportamiento del suelo, mediante la técnica de Elemento Finito.

a) Modelo Mohr – Coulomb (MC)

Este modelo tiene las siguientes características principales:

- Es un modelo de tipo elástico con plasticidad perfecta
- Su ley de resistencia es la Coulomb (Figura 3.2)
- La relación entre esfuerzos y deformaciones está dada por la ley de Hooke.
- Las deformaciones totales se estiman de la sumatoria de las deformaciones elásticas y plásticas obtenidas.

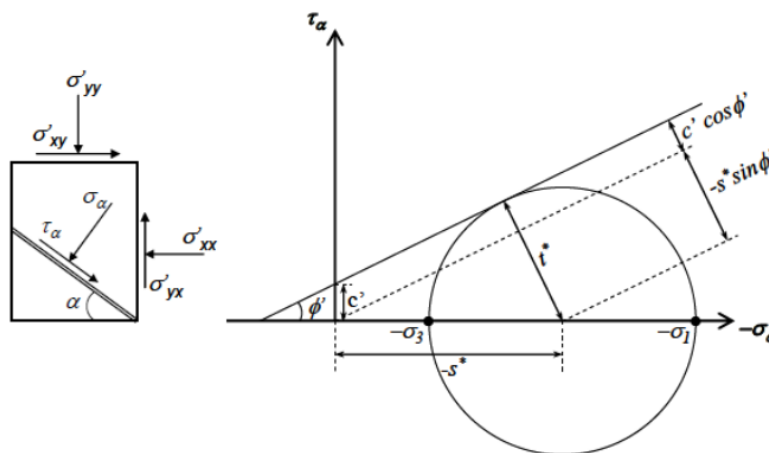


Figura 3.2 Resistencia al corte en suelos Mohr Coulomb (Jiménez, 2014)

Mohr (1900) presentó una teoría para la ruptura en los materiales, en donde menciona que el material falla debido a una combinación crítica de un esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no por alguno de estos solamente. Por lo tanto, la relación funcional entre el esfuerzo máximo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla se puede expresar como:

$$\tau_f = f(\sigma) \tag{Ec. 3.1}$$

Donde:

τ_f = Esfuerzo cortante en el plano de falla

σ = Esfuerzo normal en el plano de falla

La envolvente de falla definida por la Ec. 3.1 es una curva. En la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximarse al esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776), esta relación se define como el criterio de falla de Mohr – Coulomb (Ec. 3.2).

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde:

c = Cohesión

φ = Ángulo de fricción interna

σ = Esfuerzo normal en el plano de falla

En un suelo saturado, el esfuerzo normal en un punto es la suma del esfuerzo efectivo (σ') mas la presión del agua intersticial (u), es decir:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{Ec. 3.3})$$

En cuanto al esfuerzo efectivo, σ' , es soportado por las partículas sólidas del suelo. Por lo tanto, el *criterio de falla de Mohr – Coulomb* puede ser expresado en términos de esfuerzos efectivos y se expresa de la siguiente forma:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde:

c' = Cohesión en términos de esfuerzos efectivos

φ' = Ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos

σ' = Esfuerzo normal en el plano de falla

En la Figura 3.3 b) se muestra la gráfica envolvente de falla definida en la Ec. 3.2 y 3.4, si los esfuerzos normales (σ') y cortantes (τ) en el plano de falla de la Figura 3.3 a) se grafican en el punto A de la Figura 3.3 b), la falla no se presentará a lo largo de ese plano; en cambio si los esfuerzos normales (σ') y cortantes (τ) en el plano de falla de la Figura 3.3 a) se grafican en el punto B de la Figura 3.3 b), el cual cae en la envolvente de falla, éste se encuentra en estado incipiente de falla. En caso de que los estados de esfuerzo se grafiquen en el punto C, la masa de suelo presenta falla.

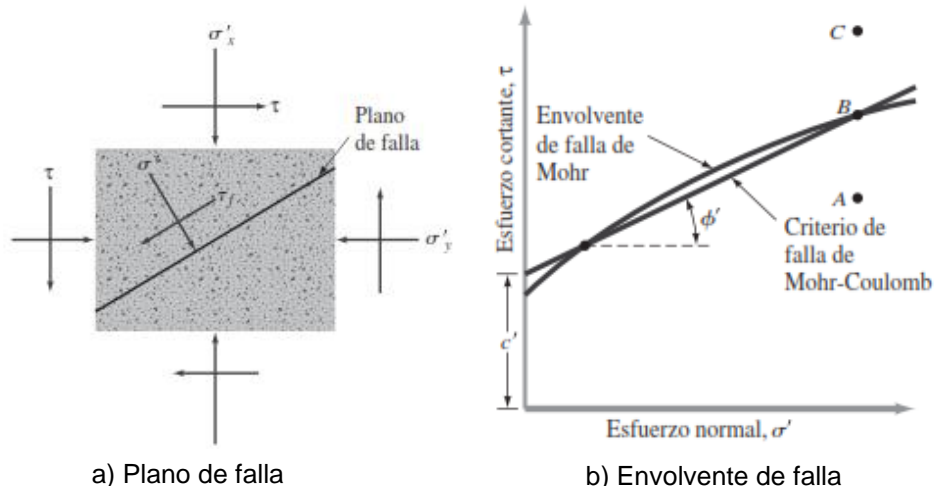


Figura 3.3 Criterio de falla Mohr – Coulomb (Braja, 2001)

De acuerdo al criterio de falla Mohr – Coulomb, la falla por cortante ocurre cuando el esfuerzo cortante alcanza un cierto valor expresado por la Ec. 3.2 y 3.4. La inclinación del plano de falla con el plano principal se muestra en la Figura 3.4 a, donde σ'_1 y σ'_3 son respectivamente el esfuerzo efectivo principal mayor y menor.

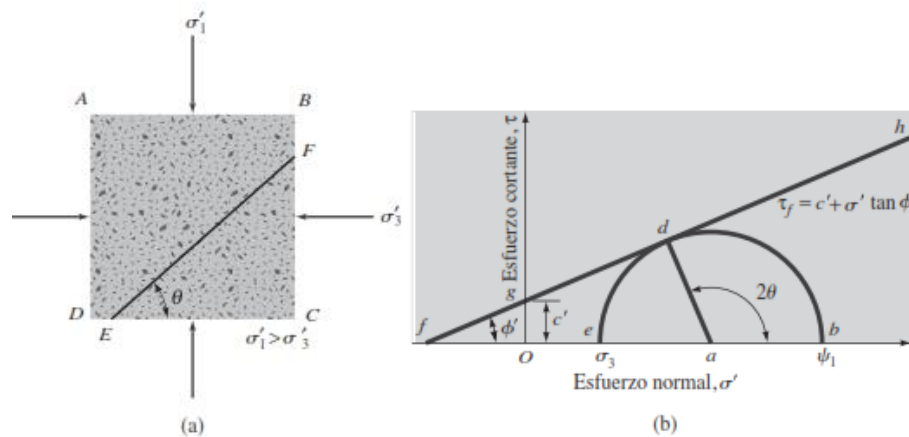


Figura 3.4 Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor (Braja, 2001)

La falla en el plano $E - F$ hace ángulo θ con el plano principal mayor. Con la finalidad de determinar dicho ángulo y la relación entre σ'_1 y σ'_3 , en la Figura 3.4 b) se grafica el círculo Mohr para el estado de esfuerzos mostrado en la Figura 3.4 a).

En la figura 3.4 b) la línea \overline{fgh} es la envolvente de falla definida por la relación:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (\text{Ec. 3.5})$$

La línea \overline{ab} define el plano principal mayor (Tramo \overline{CD} en Figura 3.4 a)) y la línea radial \overline{ab} define el plano de falla (Tramo \overline{EF} en Figura 3.4 a)).

También se puede demostrar que $\angle bad = 2\theta = 90 + \varphi'$, o, $\theta = 45 + \frac{\varphi'}{2}$

De la Figura 3.3, se tiene:

$$\frac{\overline{ad}}{\overline{fa}} = \sin \varphi' \quad (\text{Ec. 3.6})$$

$$fa = fO + Oa = c' \cot \varphi' + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Además,

$$Ad = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Sustituyendo las Ec. 3.7 y 3.8 en la Ec. 3.6, resulta:

$$\sin \varphi' = \frac{\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}}{c' \cot \varphi' + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

ó

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \left(\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right) + 2c' \left(\frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right) \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Sin embargo,

$$\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (\text{Ec. 3.11})$$

$$\left(\frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right) = \tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (\text{Ec. 3.12})$$

Por lo tanto,

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) + 2c' \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (\text{Ec. 3.13})$$

La relación anterior representa el criterio de falla de Mohr en términos de esfuerzos efectivos (Ec. 3.13) y para un estado de esfuerzos totales (Ec. 3.14)

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{Ec. 3.14})$$

b) Modelo Cam Clay Modificado (CCM)

El modelo fue creado por el equipo de mecánica de suelos de la Universidad de Cambridge (Figura 3.5). Fue propuesto inicialmente por Roscoe, Schofield, Poorooshasb, Wroth y Thuraiajah (1958-1963), partiendo de las ideas de Rendulic (1936) y Hvorslev (1936); modificado posteriormente por Burland (1967) y revisado nuevamente por Roscoe y Burland (1968). Sus características principales son:

- a. Es un modelo elasto-plástico, basado en la teoría del estado crítico y creado para simular el comportamiento de suelos arcillosos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados.
- b. El comportamiento elástico se asume isotrópico y está definido por los módulos de rigidez volumétrica y al cortante.
- c. En un plano de esfuerzos triaxial (p' , q), la superficie de fluencia tiene una forma elíptica que pasa por el origen. La forma está definida por la constante M y el tamaño por el esfuerzo isotrópico p'_m , que representa al parámetro de endurecimiento (Figura 3.5).
- d. La regla de fluencia es asociada, por tanto el vector de incrementos de las deformaciones plásticas es normal a la superficie de fluencia. De aquí que la función de potencial plástico tiene la misma forma que la superficie de fluencia.
- e. El mecanismo de deformación plástica depende únicamente de la relación de esfuerzos a la cual ocurre la fluencia y cambia constantemente conforme lo hace dicha relación.
- f. Es un modelo con endurecimiento volumétrico, en el cual el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia depende únicamente de las deformaciones isotrópicas plásticas.

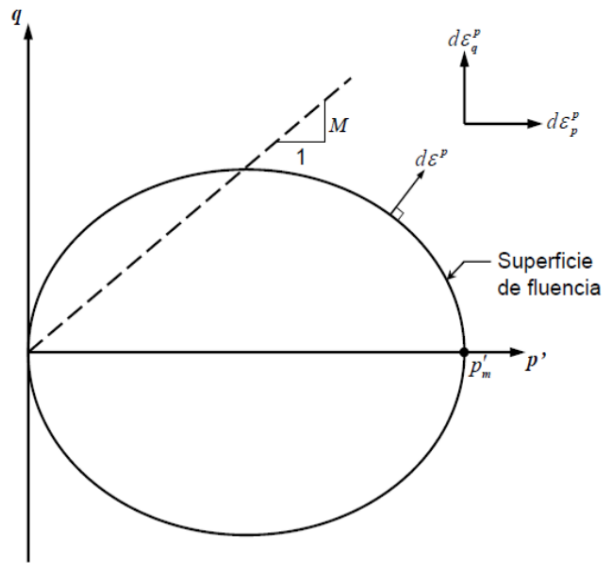


Figura 3.5 Superficie de fluencia modelo Cam Clay modificado (Jiménez, 2014)

c) Modelo Soft-Soil (SS)

Este modelo es una modificación del CCM (Figura 3.6), según Brinkgreve (1994) sus características principales son:

- a. Al igual que el CCM, en el modelo SS el comportamiento elástico se asume isotrópico y está definido por los módulos de rigidez volumétrica y al cortante.
- b. La superficie de fluencia utiliza una regla de flujo asociada, sin embargo, se diferencia del CCM porque la falla se define con el criterio de Mohr Coulomb y la superficie de fluencia es completamente independiente del criterio de falla.
- c. Para suelos normalmente consolidados, el modelo SS obtiene una predicción más realista de la trayectoria de deformaciones con relaciones de esfuerzos cercanas a k_0^{NC} utilizando valores de k_0^{NC} entre 0.3 y 0.9 (Brinkgreve, 1994). Lo anterior representa una mejora sustancial del modelo si se compara con el CCM, ya que este último es bien conocido por su mala predicción del k_0 (Karstunen *et al.*, 2006).
- d. El SS es un modelo de endurecimiento volumétrico en el cual el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia depende únicamente de las deformaciones isotrópicas plásticas, tal como lo propone el CCM.

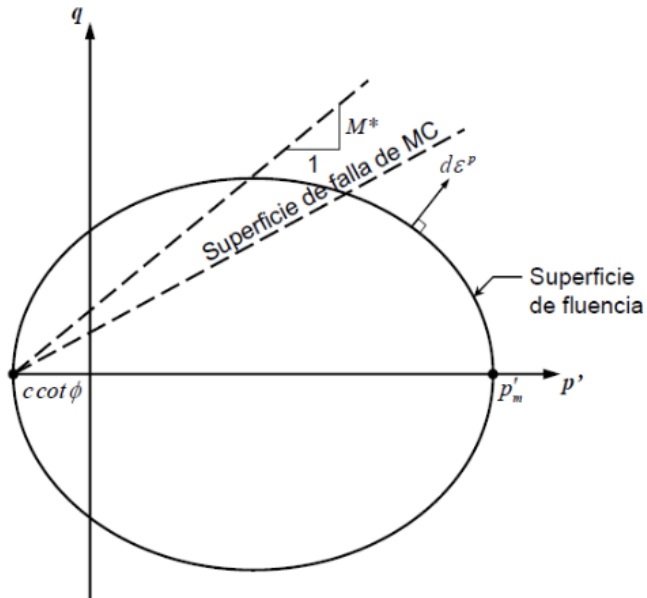


Figura 3.6 Superficie de fluencia para el modelo SS (Jiménez, 2014)

d) Modelo Soft-Clay1 (S-CLAY1)

El S-CLAY1 (Wheeler et al, 2003) es una extensión del modelo CCM que permite considerar el comportamiento anisótropo del material (Figura 3.7).

Es un modelo avanzado que fue desarrollado en la Universidad de Glasgow, Escocia por Wheeler (1997) y modificado por Naaatanen et al. (1999). Se ha calibrado con un número importante de arcillas de todo el mundo, incluyendo la lacustre del valle de México. Además de las características principales del modelo CCM, el S-CLAY1 tiene incorporado lo siguiente:

- a. El modelo simula la anisotropía del comportamiento plástico del material mediante una superficie de fluencia inclinada.
- b. Contiene una componente rotacional de endurecimiento que permite modelar el desarrollo o desvanecimiento de la anisotropía que se genera durante la deformación plástica del suelo.

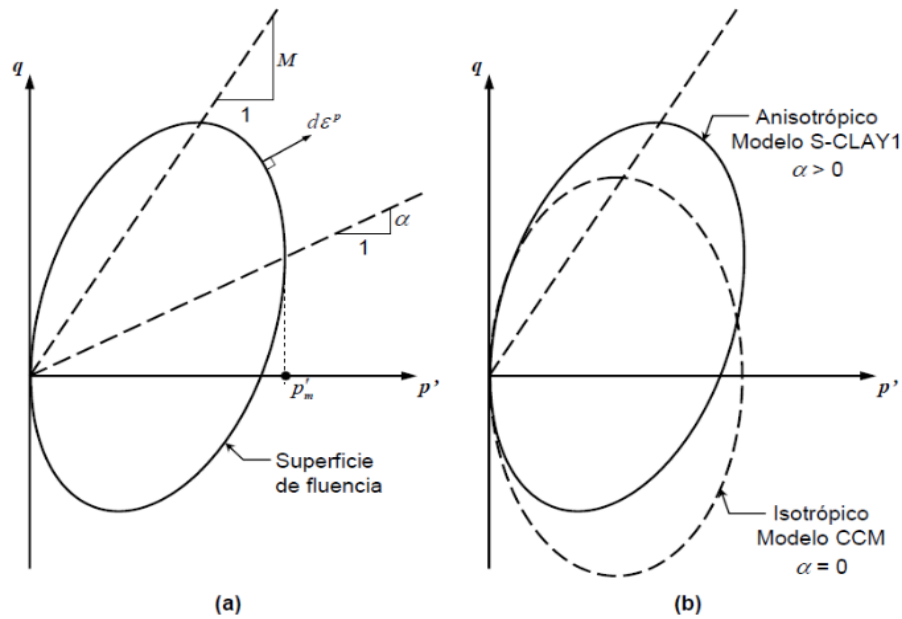


Figura 3.7 Superficie de fluencia para el modelo S-Clay1 (Jiménez, 2014)

A continuación en la Tabla 3.1 se presenta un resumen con los parámetros para cada modelo geotécnico, características y aplicaciones.

Modelo constitutivo	Parámetros	Tipo de análisis	Aplicación	
Mohr - Coulomb	E, Módulo de Young	Drenados y no drenados	Esfuerzos totales y efectivos	Capacidad de carga y desplazamientos inmediatos; Desplazamientos diferidos; Procesos de consolidación.
	ν , Relación de Poisson			
	C, Cohesión			
	ϕ , Ángulo de fricción			
	ψ , Ángulo de dilatación			
Modified Cam Clay	u_{ur} , Relación de Poisson	Drenados	Esfuerzos efectivos	Desplazamientos diferidos; Procesos de consolidación.
	κ , Índice de expansión Cam-Clay			
	λ , Índice de compresión Cam-Clay			
	M, Línea tangente del estado crítico			
	e_{int} , Relación de vacíos inicial			
Soft Soil	λ^* , Índice de compresión modificado	Drenados	Esfuerzos efectivos	Desplazamientos diferidos; Procesos de consolidación.
	κ^* , Índice de expansión modificado			
	C, Cohesión efectiva			
	ϕ , Ángulo de fricción			
	σ_c , Resistencia o esfuerzo a tensión			
Soft Clay-1	u_{ur} , Relación de Poisson	Drenados	Esfuerzos efectivos	Desplazamientos diferidos; Procesos de consolidación.
	κ , Índice de expansión Cam-Clay			
	λ , Índice de compresión Cam-Clay			
	M, Línea tangente del estado crítico			
	e_{int} , Relación de vacíos inicial			
	α , Orientación de la curva de fluencia (anisotrópico)			

Tabla 3.1 Modelos geotécnicos, parámetros y sus aplicaciones

3.2. Capacidad de carga mediante software de modelado numérico

Programa Plaxis

Plaxis es un software que funciona con el método del elemento finito y ha sido desarrollado para el análisis de deformación y estabilidad en proyectos de ingeniería geotécnica. La familia de programas posee una interfaz gráfica limpia, con pocos botones y menús por medio del cual se puede modelar diferentes geometrías, materiales, elementos estructurales, condiciones de flujo de agua y cargas. Las etapas de cálculo están completamente automatizadas y se basan en métodos numéricos complejos (Plaxis, 2008).

El desarrollo de Plaxis comienza en 1987 en la Universidad de Tecnología de Delft en Holanda. El propósito inicial fue desarrollar un programa basado en el método del elemento finito de “fácil uso” en 2D para el análisis de terraplenes en los suelos blandos de Holanda. Posteriormente se extendería el uso del programa (en ese tiempo un único programa) a otras áreas de la ingeniería. En 1998 se puso a la venta el primer Plaxis 2D para ambiente Windows. Después, en 2001 se comercializó el 3D Tunnel, el primer programa de la familia Plaxis en tercera dimensión. En 2004 se puso a la venta el programa 3D Foundation, la última aportación de la empresa es el Plaxis 3D, siendo un programa lanzado en 2010 con todas las facilidades para modelar cualquier problema geotécnico, no necesariamente cimentaciones, ni necesariamente túneles. Actualmente la versión Plaxis 2D puede incluir módulos de simulación dinámica y de flujo de agua, como el PlaxFlow (Plaxis, 2008).

El programa utilizado para el presente trabajo es Plaxis 2D. A su vez, la interfaz de Plaxis 2D se divide en subprogramas:

- Input: es un subprograma pre-procesador que le permite al usuario definir la geometría, materiales, piezometría así como crear una malla de elemento finito, misma que puede ser autogenerada y modificada de acuerdo a las necesidades del problema (por ejemplo hacerla más fina en aquellas partes donde se espere un mayor cambio en el estado de esfuerzos o donde se encuentren deformaciones que nos interesen desde el punto de vista de la estructura).
- Calculations: en este subprograma es posible simular las etapas constructivas de la estructura y definir puntos específicos sobre el modelo a partir de los cuales se quiera generar alguna gráfica en el subprograma de Curves. *Calculations* es la etapa en que se llevan a cabo los cálculos de elemento finito por medio de métodos

numéricos y llega a ser una parte del programa en que el usuario no interviene cuando se está llevando a cabo el análisis. El tiempo de ejecución de éste dependerá de la complejidad del modelo (refinamiento de la malla, cantidad de materiales asignados, cantidad de unidades estratigráficas, etc.) así como de la capacidad del equipo de cómputo que se esté utilizando.

- Output: este subprograma es un post-procesador que es usado por el usuario para visualizar los resultados obtenidos del cálculo. Posee varias alternativas de visualización de esfuerzos y deformaciones desde diferentes secciones y desde diferentes etapas constructivas.
- Curves: es una herramienta del programa que permite generar gráficas de todo tipo, carga-deformación o esfuerzo-deformación, por ejemplo. Dichas gráficas corresponden a puntos específicos del modelo indicados anteriormente en *Calculations*.

Con la aplicación de este tipo de software es posible representar las características y condiciones del suelo, así como el comportamiento de pilotes en condiciones de carga o de trabajo en diferentes tipos de suelo.

Mediante el método de elementos finitos se planteara el modelo geotécnico de una prueba de carga, con la finalidad de representar las condiciones reales en el sitio de proyecto y el comportamiento del pilote en conjunto con el suelo al momento de la aplicación de carga, es decir, con este proceso es posible determinar la gráfica de carga - deformación del pilote.

3.3. Criterio de M.T. Davisson

En proyectos de gran importancia se recomienda realizar un número determinado de pruebas de carga en pilotes, la razón principal es la falta de confiabilidad en algunos de los métodos de predicción, consideraciones incorrectas, adquisición errónea en resultados de pruebas de laboratorio y campo, por mencionar algunas.

En la Figura 3.8 se presenta un diagrama esquemático de un arreglo para una prueba de carga de un pilote a compresión axial en campo; las cargas son aplicadas mediante un gato hidráulico y pueden ser incrementadas por etapas, se permite que pase suficiente tiempo después de cada carga de tal forma que ocurran pequeños asentamientos que son registrados por medio de deformímetros (Braja, 2001).

La cantidad de carga por aplicar en cada etapa varía dependiendo de los reglamentos de construcción, sin embargo la mayoría de ellos requieren que cada etapa de carga sea aproximadamente igual a un cuarto de la capacidad de trabajo propuesta. La prueba debe efectuarse por lo menos a una carga total de dos veces la carga de trabajo propuesta (Braja, 2001).

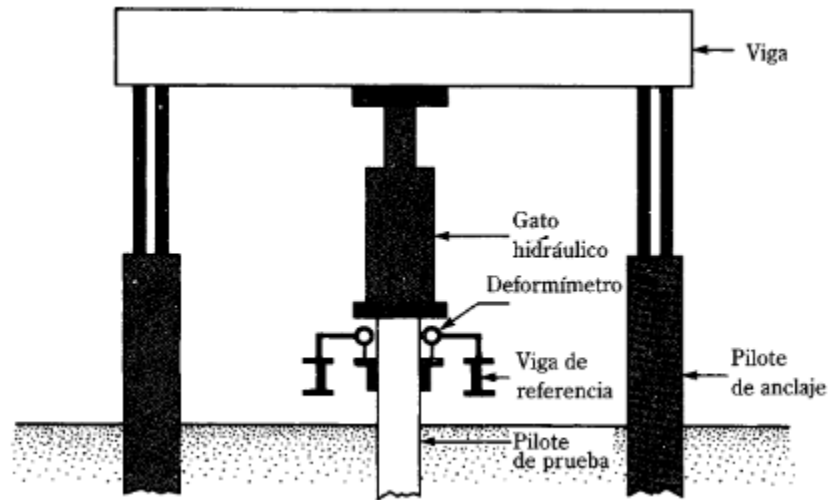


Figura 3.8 Esquema de una prueba de carga en pilotes (Braja, 2001)

M. T. Davisson (1973) desarrolló un método para la determinación de la carga de falla en pilotes, el cual proporciona un excelente criterio para definir un punto de falla común y demuestra ser muy útil en pruebas de carga. Éste considera el efecto de la longitud del pilote y el diámetro en la deformación total, además proporciona un método de correlación consistente entre los resultados de las pruebas de carga.

La deformación elástica de la pila se calcula mediante la expresión PL/AE y se construye una gráfica de carga-asentamiento como la línea $0 - 0'$ (Figura 3.9). Para una mejor interpretación, las escalas del diagrama deben elegirse de modo que la pendiente de la línea elástica de compresión sea aproximadamente 20° . La línea $A - A'$ se dibuja paralela a la línea elástica con una intersección en el eje de solución igual a $0.15 + (d / 120)$ en pulgadas, donde d es el diámetro del pilote en pies. La intersección es una estimación del movimiento de la punta o el arreglo necesario para desarrollar la capacidad de carga de punta. La carga de rotura se define como la carga a la que la línea $A-A'$ corta a la curva de carga-asentamiento (Figura 3.9).

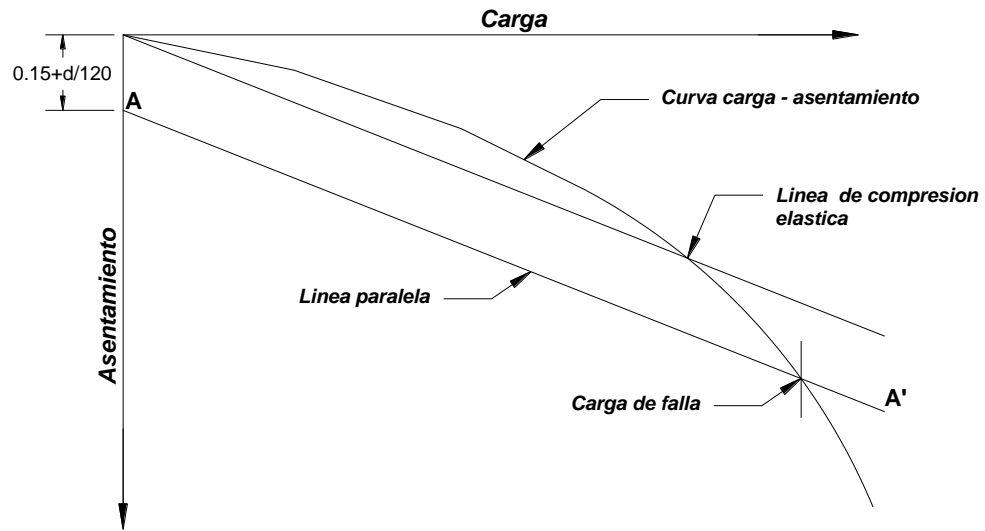


Figura 3.9 Determinación de la carga de falla en pilotes (Davisson, 1973)

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS MÉTODOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS

4.1. Consideraciones Generales

Los parámetros geotécnicos para el análisis de la capacidad de carga corresponden a los indicados en la Tabla 1.6 Modelo Geotécnico, con un nivel de agua freática a una profundidad de 5.50 m con respecto al nivel de terreno natural.

En cuanto al desplante para la cimentación del edificio se considera mediante pilotes de concreto armado de 0.40 m, 0.60 m y 0.80 m de diámetro, los cuales alcanzarán una profundidad de 23.00 m.

4.2. Métodos analíticos

4.2.1. Capacidad de carga por punta

- Método de Meyerhof

$$Q_p = N_c * C_u A_p = 9 C_u A_p \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Donde:

C_u = Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

N_c = Factor de capacidad de carga

A_p = Área del pilote

En la Tabla 4.1 se muestran los resultados obtenidos por el método de Meyerhof.

Sección del pilote	Factor de capacidad de carga	Cohesión no drenada del suelo	Área del pilote	Capacidad de carga por punta
L o D	N_c*	C_u	A_p	Q_p
m	-	kN/m ²	m ²	kN
0.4	9	108	0.126	122.15
0.6	9	108	0.283	274.83
0.8	9	108	0.503	488.58

Tabla 4.1 Capacidad de carga por punta método de Meyerhof

- Método de Vesic

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + \sigma'_0 N_{\sigma}^*) \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Donde:

A_p = Área del pilote

q_p = Factor de capacidad de carga

C_u = Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

N_c = Factor de capacidad de carga

N_{σ}^* = Factor de capacidad de carga

σ'_0 = Esfuerzo (efectivo) normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote

En la Tabla 4.2 se muestran los resultados obtenidos por el método de Vesic.

Sección del pilote	Área del pilote	Cohesión no drenada del suelo	Esfuerzo vertical al fondo del pilote	Coef. de presión de tierras en reposo	Esfuerzo normal medio	Índice de rigidez	Índice de rigidez reducida	Factor de capacidad de carga	Factor de capacidad de carga	Capacidad de carga por punta
L o D	A_p	C_u	q'	K_0	σ'_0	I_r	I_{rr}	N_c^*	N_{σ}^*	Q_p
m	m ²	kN/m ²	kN/m ²	-	kN/m ²	-	-	-	-	kN
0.4	0.126	108	132.510	0.700	106.008	100	100	10.04	1	149.58
0.6	0.283	108	132.510	0.700	106.008	100	100	10.04	1	336.56
0.8	0.503	108	132.510	0.700	106.008	100	100	10.04	1	598.32

Tabla 4.2 Capacidad de carga por punta método de Vesic

- Método de Janbu

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Donde:

A_p = Área del pilote

q_p = Factor de capacidad de carga

C_u = Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

N_c = Factor de capacidad de carga

N_q^* = Factor de capacidad de carga

q' = Esfuerzo (efectivo) normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote

En la Tabla 4.3 se muestran los resultados obtenidos por el método de Janbu.

Sección del pilote	Área del pilote	Cohesión no drenada del suelo	Factor de capacidad de carga	Esfuerzo vertical al fondo del pilote	Factor de capacidad de carga	Capacidad de carga por punta
L o D	A_p	C_u	N_c^*	q'	N_q^*	Q_p
m	m^2	kN/m^2	-	kN/m^2	-	kN
0.4	0.126	108	5.74	132.510	1.00	94.55
0.6	0.283	108	5.74	132.510	1.00	212.74
0.8	0.503	108	5.74	132.510	1.00	378.21

Tabla 4.3 Capacidad de carga por punta método de Janbu

- Método de Zeevaert

$$Q_{pu} = A_p \left[\alpha [C N_c + \sigma_{od} N_q] \right] (D_r + 0.1) \quad (\text{Ec. 2.33})$$

Donde:

A_p = Área del pilote

α = Factor de capacidad de carga

C_u = Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

N_c = Factor de capacidad de carga

N_q = Factor de capacidad de carga

σ_{od} = Esfuerzo efectivo vertical efectivo

D_r = Compacidad o densidad relativa del material

En la Tabla 4.4 se muestran los resultados obtenidos por el método de Zeevaert.

Sección del pilote	Área del pilote	Factor de forma	Cohesión no drenada del suelo	Factor de capacidad de carga	Esfuerzo vertical efectivo	Factor de capacidad de carga	Compacidad o Densidad relativa	Capacidad de carga por punta
L o D	A_p	α	C_u	N_c	σ_{od}	N_q	D_r	Q_p
m	m^2	-	kN/m^2	-	kN/m^2	-	-	kN
0.4	0.126	1.2	108	5.71	132.510	1.00	0.380	54.23
0.6	0.283	1.2	108	5.71	132.510	1.00	0.380	122.01
0.8	0.503	1.2	108	5.71	132.510	1.00	0.380	216.91

Tabla 4.4 Capacidad de carga por punta método de Zeevaert

4.2.2. Capacidad de carga por fricción

- Método de α

$$f_s = \alpha C_u \quad (\text{Ec. 2.36})$$

$$Q_s = \sum f_s p \Delta L = \sum \alpha C_u p \Delta L \quad (\text{Ec. 2.37})$$

Donde:

α = Factor empírico de adhesión

C_u = Cohesión no drenada del estrato de suelo de interés (S_u)

p = Perímetro de la sección del pilote

f_s = Resistencia unitaria por fricción

ΔL = Longitud incremental o tramo del pilote considerado

En la Tabla 4.5, 4.6 y 4.7 se muestran los resultados obtenidos por el método α .

Capacidad de carga por fricción considerando un pilote de 0.40 m

Profundidad		Sección del pilote	Perímetro de la sección del pilote	Longitud incremental o tramo de pilote considerado	Factor empírico de Adhesión	Cohesión no drenada	Resistencia por fricción unitaria	Capacidad de carga por fricción, Q_s
De:	A:	L o D	p	ΔL	α	C_u	f_s	$\alpha C_u p \Delta L$
m	m	m	m	m	-	kN/m ²	kN/m ²	kN
0.00	1.40	0.4	1.257	1.40	0.800	0.00	0.00	0.00
1.40	14.30	0.4	1.257	12.90	0.980	32.50	31.85	516.31
14.30	16.30	0.4	1.257	2.00	0.950	40.50	38.48	96.70
16.30	18.20	0.4	1.257	1.90	0.950	39.00	37.05	88.46
18.20	21.60	0.4	1.257	3.40	0.965	36.20	34.93	149.25
21.60	23.00	0.4	1.257	1.40	0.7400	108.00	79.92	140.60
$Q_s = \sum \alpha C_u p \Delta L =$								991.32 kN

Tabla 4.5 Capacidad de carga por fricción método α

Capacidad de carga por fricción considerando un pilote de 0.60 m

Profundidad		Sección del pilote	Perímetro de la sección del pilote	Longitud incremental o tramo de pilote considerado	Factor empírico de Adhesión	Cohesión no drenada	Resistencia por fricción unitaria	Capacidad de carga por fricción, Q_s
De:	A:	L o D	p	ΔL	α	C_u	f_s	$\alpha C_u p \Delta L$
m	m	m	m	m	-	kN/m ²	kN/m ²	kN
0.00	1.40	0.6	1.885	1.40	0.800	0.00	0.00	0.00
1.40	14.30	0.6	1.885	12.90	0.980	32.50	31.85	774.46
14.30	16.30	0.6	1.885	2.00	0.950	40.50	38.48	145.05
16.30	18.20	0.6	1.885	1.90	0.950	39.00	37.05	132.69
18.20	21.60	0.6	1.885	3.40	0.965	36.20	34.93	223.88
21.60	23.00	0.6	1.885	1.40	0.7400	108.00	79.92	210.90

$$Q_s = \sum \alpha C_u p \Delta L = 1486.99 \text{ kN}$$

Tabla 4.6. Capacidad de carga por fricción método α

Capacidad de carga por fricción considerando un pilote de 0.80 m

Profundidad		Sección del pilote	Perímetro de la sección del pilote	Longitud incremental o tramo de pilote considerado	Factor empírico de Adhesión	Cohesion no drenada	Resistencia por fricción unitaria	Capacidad de carga por fricción, Q_s
De:	A:	L o D	p	ΔL	α	C_u	f_s	$\alpha C_u p \Delta L$
m	m	m	m	m	-	kN/m ²	kN/m ²	kN
0.00	1.40	0.8	2.513	1.40	0.800	0.00	0.00	0.00
1.40	14.30	0.8	2.513	12.90	0.980	32.50	31.85	1032.62
14.30	16.30	0.8	2.513	2.00	0.950	40.50	38.48	193.40
16.30	18.20	0.8	2.513	1.90	0.950	39.00	37.05	176.92
18.20	21.60	0.8	2.513	3.40	0.965	36.20	34.93	298.51
21.60	23.00	0.8	2.513	1.40	0.7400	108.00	79.92	281.21

$$Q_s = \sum \alpha C_u p \Delta L = 1982.65 \text{ kN}$$

Tabla 4.7 Capacidad de carga por fricción método α

- Método β

$$Q_s = \sum f_s p \Delta L \quad (\text{Ec. 2.44})$$

$$f_s = \beta \sigma'_v \quad (\text{Ec. 2.38})$$

Arcillas normalmente consolidadas

$$f_s = (1 - \text{sen } \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_v \quad (\text{Ec. 2.42})$$

Arcillas preconsolidadas

$$f_s = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma'_v \quad (\text{Ec. 2.43})$$

Donde:

f_s = Resistencia unitaria por fricción

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo

$\beta = K \tan \phi_R$

ϕ_R = Ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldada

K = Coeficiente de presión de la tierra

OCR = Tasa de preconsolidación

Nota: Debido a que no se realizaron pruebas a muestras remoldeadas, no se llevó a cabo el análisis de capacidad de carga por este método.

- Método λ

$$Q_s = p \Delta L f_s \quad (\text{Ec. 2.46})$$

$$f_s = \lambda (\bar{q} + 2S_u) \quad (\text{Ec. 2.45})$$

Donde:

S_u = Resistencia al esfuerzo cortante no drenado en promedio

\bar{q} = Esfuerzo vertical efectivo promedio de un segmento o para toda la longitud de empotramiento

λ = Coeficiente

f_s = Resistencia por fricción unitaria

p = Perímetro de la sección del pilote

ΔL = Longitud incremental o tramo del pilote considerado

En la Tabla 4.8, 4.9 y 4.10 se muestran los resultados obtenidos por el método λ .

Capacidad de carga por fricción considerando un pilote de 0.40 m

Profundidad		Sección del pilote	Perímetro de la sección del pilote	Longitud incremental o tramo de pilote considerado	Esfuerzo efectivo	Cohesión no drenada
De:	A:	L o D	ρ	ΔL	q	S_u
m	m	m	m	m	kN/m ²	kN/m ²
0.00	1.40	0.4	1.257	1.40	21.14	80.00
1.40	5.50	0.4	1.257	4.10	70.955	32.5
5.50	14.30	0.4	1.257	8.80	91.547	32.50
14.30	16.30	0.4	1.257	2.00	95.567	40.50
16.30	18.20	0.4	1.257	1.90	101.438	39.00
18.20	21.60	0.4	1.257	3.40	126.224	36.20
21.60	23.00	0.4	1.257	1.40	132.51	108.00

$$S_u = 41.77 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{q} = 80.91 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda = 0.165$$

$$f_s = 27.13 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = p\Delta L f_s = 784.24 \text{ kN}$$

Tabla 4.8 Capacidad de carga por fricción método λ

Capacidad de carga por fricción considerando un pilote de 0.60 m

Profundidad		Sección del pilote	Perímetro de la sección del pilote	Longitud incremental o tramo de pilote considerado	Esfuerzo efectivo	Cohesión no drenada
De:	A:	L o D	ρ	ΔL	q	S_u
m	m	m	m	m	kN/m ²	kN/m ²
0.00	1.40	0.6	1.885	1.40	21.14	80.00
1.40	5.50	0.6	1.885	4.10	70.955	32.5
5.50	14.30	0.6	1.885	8.80	91.547	32.50
14.30	16.30	0.6	1.885	2.00	95.567	40.50
16.30	18.20	0.6	1.885	1.90	101.438	39.00
18.20	21.60	0.6	1.885	3.40	126.224	36.20
21.60	23.00	0.6	1.885	1.40	132.51	108.00

$$S_u = 41.77 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{q} = 80.91 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda = 0.165$$

$$f_s = 27.13 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = p\Delta L f_s = 1176.35 \text{ kN}$$

Tabla 4.9 Capacidad de carga por fricción método λ

Capacidad de carga por fricción considerando un pilote de 0.80 m

Profundidad		Sección del pilote	Perímetro de la sección del pilote	Longitud incremental o tramo de pilote considerado	Esfuerzo efectivo	Cohesión no drenada
De:	A:	L o D	p	ΔL	q	S_u
m	m	m	m	m	kN/m ²	kN/m ²
0.00	1.40	0.8	2.513	1.40	21.14	80.00
1.40	5.50	0.8	2.513	4.10	70.955	32.5
5.50	14.30	0.8	2.513	8.80	91.547	32.50
14.30	16.30	0.8	2.513	2.00	95.567	40.50
16.30	18.20	0.8	2.513	1.90	101.438	39.00
18.20	21.60	0.8	2.513	3.40	126.224	36.20
21.60	23.00	0.8	2.513	1.40	132.51	108.00

$$S_u = 41.77 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{q} = 80.91 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda = 0.165$$

$$f_s = 27.13 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = p\Delta L f_s = 1568.47 \text{ kN}$$

Tabla 4.10 Capacidad de carga por fricción método λ

- Método Zeevaert

$$Q_{fu} = \bar{w} \sum s_i d_i \quad (\text{Ec. 2.48})$$

Donde:

Q_{fu} = Factor empírico de adhesión

S_u = Resistencia al esfuerzo cortante del estrato de suelo de interés

\bar{w} = Perímetro de la sección del pilote

d_i = Longitud del pilote en el estrato de interés

En la Tabla 4.11, 4.12 y 4.13 se muestran los resultados obtenidos por el método de Zeevaert.

Capacidad de carga por fricción considerando un pilote de 0.40 m

Profundidad		Sección del pilote	Perímetro de la sección del pilote	Longitud incremental o tramo de pilote considerado	Resistencia al esfuerzo cortante	Capacidad de carga por fricción, Q_{fs}
De:	A:	L o D	w	d_i	S_u	$w\sum s_u d_i$
m	m	m	m	m	kN/m ²	kN
0.00	1.40	0.4	1.257	1.40	80.00	140.74
1.40	14.30	0.4	1.257	12.90	32.50	526.85
14.30	16.30	0.4	1.257	2.00	40.50	101.79
16.30	18.20	0.4	1.257	1.90	39.00	93.12
18.20	21.60	0.4	1.257	3.40	36.20	154.67
21.60	23.00	0.4	1.257	1.40	108.00	190.00

$$Q_{fu} = \bar{w} \sum s_i d_i = 1207.16 \text{ kN}$$

Tabla 4.11 Capacidad de carga por fricción método Zeevaert

Capacidad de carga por fricción considerando un pilote de 0.60 m

Profundidad		Sección del pilote	Perímetro de la sección del pilote	Longitud incremental o tramo de pilote considerado	Resistencia al esfuerzo cortante	Capacidad de carga por fricción, Q_{fs}
De:	A:	L o D	w	d_i	S_u	$w\sum s_u d_i$
m	m	m	m	m	kN/m ²	kN
0.00	1.40	0.6	1.885	1.40	80.00	211.12
1.40	14.30	0.6	1.885	12.90	32.50	790.27
14.30	16.30	0.6	1.885	2.00	40.50	152.68
16.30	18.20	0.6	1.885	1.90	39.00	139.68
18.20	21.60	0.6	1.885	3.40	36.20	232.00
21.60	23.00	0.6	1.885	1.40	108.00	285.01

$$Q_{fu} = \bar{w} \sum s_i d_i = 1810.74 \text{ kN}$$

Tabla 4.12 Capacidad de carga por fricción método Zeevaert

Capacidad de carga por fricción considerando un pilote de 0.80 m

Profundidad		Sección del pilote	Perímetro de la sección del pilote	Longitud incremental o tramo de pilote considerado	Resistencia al esfuerzo cortante	Capacidad de carga por fricción, Q_{fs}
De:	A:	L o D	w	d_i	S_u	$w \sum s_u d_i$
m	m	m	m	m	kN/m ²	kN
0.00	1.40	0.8	2.513	1.40	80.00	281.49
1.40	14.30	0.8	2.513	12.90	32.50	1053.69
14.30	16.30	0.8	2.513	2.00	40.50	203.58
16.30	18.20	0.8	2.513	1.90	39.00	186.23
18.20	21.60	0.8	2.513	3.40	36.20	309.33
21.60	23.00	0.8	2.513	1.40	108.00	380.01

$$Q_{fu} = \bar{w} \sum s_i d_i = 2414.33 \text{ kN}$$

Tabla 4.13 Capacidad de carga por fricción método Zeevaert

4.3. Resumen de resultados mediante métodos analíticos

En la Tabla 4.14 se presenta un resumen de los resultados de la capacidad de carga por punta y fricción de los diferentes métodos, cabe destacar que el mayor aporte será la capacidad de carga por fricción, ya que se obtiene un valor mayor que por punta.

Longitud del pilote	Sección del pilote	Capacidad de carga por punta, Q_p				Capacidad de carga por fricción, Q_s		
		Meyerhof	Vesic	Janbu	Zeevaert	α	λ	Zeevaert
L	D	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
23.00	0.40	122.15	149.58	94.55	54.23	991.32	784.24	1207.16
23.00	0.60	274.83	336.56	212.74	122.01	1486.99	1176.35	1810.74
23.00	0.80	488.58	598.32	378.21	216.91	1982.65	1568.47	2414.33

Tabla 4.14 Resumen de la capacidad de carga por fricción y punta de los métodos considerados

Debido a que la capacidad de carga de un pilote se compone de sumar el aporte por punta y fricción, a continuación se presentan los resultados de la capacidad admisible de los diversos métodos considerados.

Meyerhof y α						
Longitud del pilote	Sección del pilote	Capacidad de carga por punta	Capacidad de carga por fricción	Capacidad de carga admisible	Factor de seguridad	Capacidad de carga admisible
L	D	Q_p	Q_s	Q_{adm}	FS	Q_{ult}
m	m	kN	kN	kN	-	kN
23.00	0.40	122.15	991.32	1113.47	2.00	556.73
23.00	0.60	274.83	1486.99	1761.81	2.00	880.91
23.00	0.80	488.58	1982.65	2471.23	2.00	1235.61

Tabla 4.15 Resumen de la capacidad de carga admisible considerando el método de Meyerhof y el método α

Meyerhof y λ						
Longitud del pilote	Sección del pilote	Capacidad de carga por punta	Capacidad de carga por fricción	Capacidad de carga admisible	Factor de seguridad	Capacidad de carga admisible
L	D	Q_p	Q_s	Q_{adm}	FS	Q_{ult}
m	m	kN	kN	kN	-	kN
23.00	0.40	122.15	784.24	906.38	2.00	453.19
23.00	0.60	274.83	1176.35	1451.18	2.00	725.59
23.00	0.80	488.58	1568.47	2057.05	2.00	1028.53

Tabla 4.16 Resumen de la capacidad de carga admisible considerando el método de Meyerhof y el método λ

Vesic y α						
Longitud del pilote	Sección del pilote	Capacidad de carga por punta	Capacidad de carga por fricción	Capacidad de carga admisible	Factor de seguridad	Capacidad de carga admisible
L	D	Q_p	Q_s	Q_{adm}	FS	Q_{ult}
m	m	kN	kN	kN	-	kN
23.00	0.40	149.58	991.32	1140.90	2.00	570.45
23.00	0.60	336.56	1486.99	1823.54	2.00	911.77
23.00	0.80	598.32	1982.65	2580.97	2.00	1290.49

Tabla 4.17 Resumen de la capacidad de carga admisible considerando el método de Vesic y el método α

Vesic y λ						
Longitud del pilote	Sección del pilote	Capacidad de carga por punta	Capacidad de carga por fricción	Capacidad de carga admisible	Factor de seguridad	Capacidad de carga admisible
L	D	Q_p	Q_s	Q_{adm}	FS	Q_{ult}
m	m	kN	kN	kN	-	kN
23.00	0.40	149.58	784.24	933.82	2.00	466.91
23.00	0.60	336.56	1176.35	1512.91	2.00	756.45
23.00	0.80	598.32	1568.47	2166.79	2.00	1083.40

Tabla 4.18 Resumen de la capacidad de carga admisible considerando el método de Vesic y el método λ

Janbu y α						
Longitud del pilote	Sección del pilote	Capacidad de carga por punta	Capacidad de carga por fricción	Capacidad de carga admisible	Factor de seguridad	Capacidad de carga admisible
L	D	Q_p	Q_s	Q_{adm}	FS	Q_{ult}
m	m	kN	kN	kN	-	kN
23.00	0.40	94.55	991.32	1085.88	2.00	542.94
23.00	0.60	212.74	1486.99	1699.73	2.00	849.86
23.00	0.80	378.21	1982.65	2360.86	2.00	1180.43

Tabla 4.19 Resumen de la capacidad de carga admisible considerando el método de Janbu y el método α

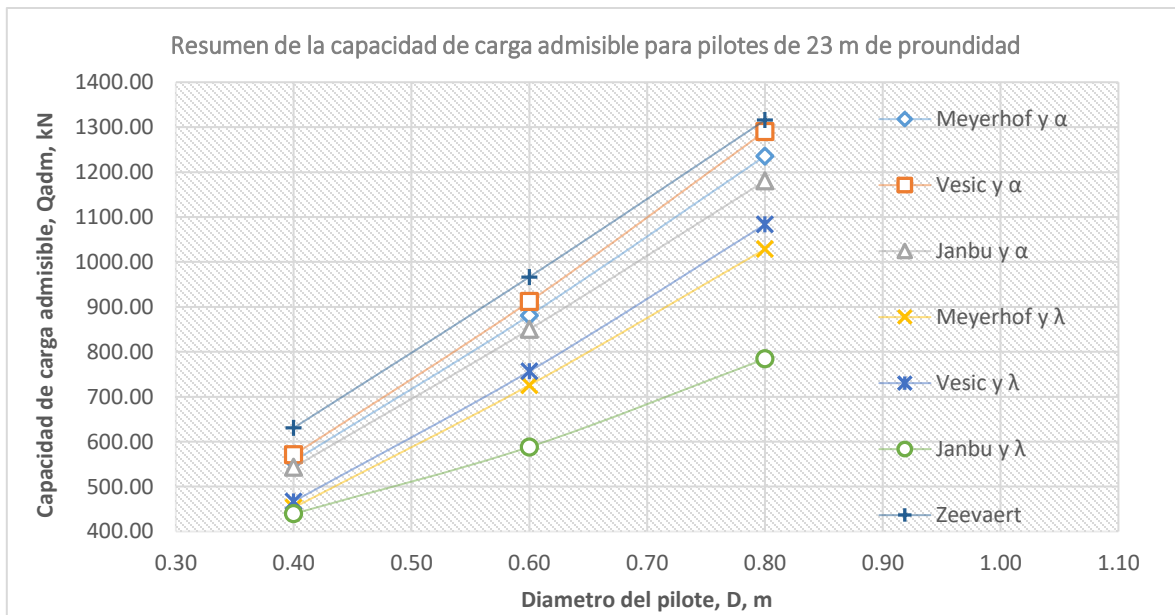
Janbu y λ						
Longitud del pilote	Sección del pilote	Capacidad de carga por punta	Capacidad de carga por fricción	Capacidad de carga admisible	Factor de seguridad	Capacidad de carga admisible
L	D	Q_p	Q_s	Q_{adm}	FS	Q_{ult}
m	m	kN	kN	kN	-	kN
23.00	0.40	94.55	784.24	878.79	2.00	439.39
23.00	0.60	0.00	1176.35	1176.35	2.00	588.18
23.00	0.80	0.00	1568.47	1568.47	2.00	784.24

Tabla 4.20 Resumen de la capacidad de carga admisible considerando el método de Janbu y el método λ

Zeevaert						
Longitud del pilote	Sección del pilote	Capacidad de carga por punta	Capacidad de carga por fricción	Capacidad de carga admisible	Factor de seguridad	Capacidad de carga admisible
L	D	Q _p	Q _s	Q _{adm}	FS	Q _{ult}
m	m	kN	kN	kN	-	kN
23.00	0.40	54.23	1207.16	1261.39	2.00	630.70
23.00	0.60	122.01	1810.74	1932.76	2.00	966.38
23.00	0.80	216.91	2414.33	2631.24	2.00	1315.62

Tabla 4.21 Resumen de la capacidad de carga admisible considerando el método de Zeevaert

A continuación en la Grafica 4.1 se presentan los resultados de la capacidad de carga admisible de los pilotes mediante métodos analíticos; se observa que el método de Zeevaert provee un valor mayor de capacidad de carga, mientras que al considerar los métodos de Janbu y λ , proveen un valor mucho menor.



Grafica 4.1 Resumen de la capacidad de carga en pilotes de 0.40 m, 0.60 m y 0.80 m de diámetro a una profundidad de 23.0 m.

4.4. Método numérico

A continuación, se presenta el procedimiento de modelación y cálculos realizados mediante el software denominado PLAXIS 2D considerando la información del modelo geotécnico de la Tabla 1.6 y el tipo de cimentación a emplear con las características presentadas en la Tabla 4.22.

Dimensiones del pilote			Propiedades del concreto		
Diámetro del pilote, D	Longitud del pilote, L	Área del pilote, A	Peso volumétrico, γ_c	Módulo de elasticidad, E_c	Relación de Poisson, ν
m	m	m ²	kN/m ³	kN/m ²	-
0.4	23	0.126	21.57	23779862	0.20
0.6	23	0.283	21.57	23779862	0.20
0.8	23	0.503	21.57	23779862	0.20

Tabla 4.22 Características de la cimentación con base en pilotes

Subprograma Input

Para la generación del modelo de elementos finitos se estableció el modelo matemático axisimétrico (Figura 4.1), el cual se emplea en estructuras de sección circular con una sección transversal radial o circular con la finalidad de representar un esquema de carga alrededor del eje central y que permite suponer estados de deformación axisimétrico, en donde la coordenada "X" representa el radio y la coordenada "Y" corresponde al eje de simetría (Figura 4.2).

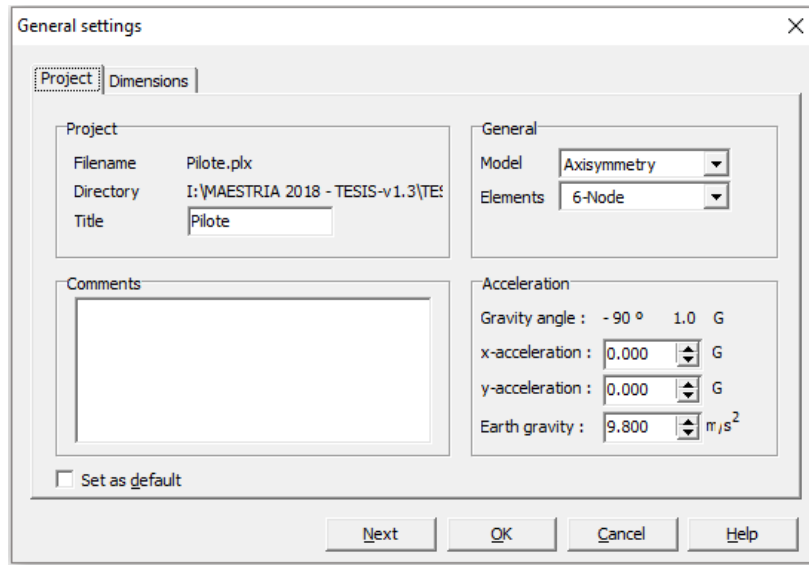


Figura 4.1 Selección del modelo matemático y número de nodos del elemento

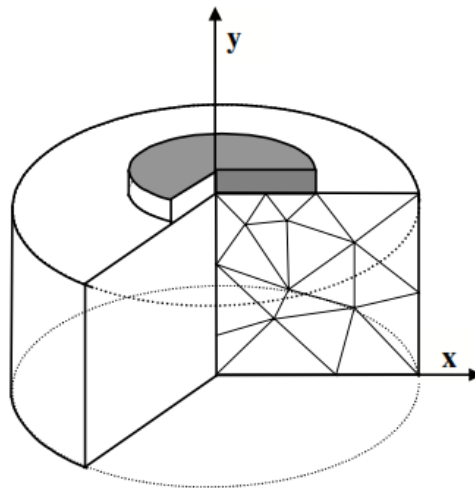
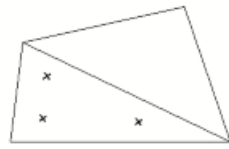
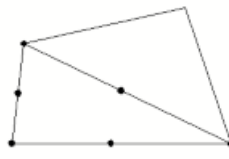


Figura 4.2 Modelo axisimétrico (Plaxis, 2008)

Con referencia al tipo de malla se eligió una constituida por seis nodos para para este modelo (Figura 4.3).



Puntos de esfuerzo



Distribución de los nodos

Figura 4.3 Elemento de 6 nodos

Se definen las unidades empleadas para el modelo, tales como longitud (m), fuerza (kN) y tiempo (Día), así como el espacio geométrico del mismo, que para este análisis se consideró de 30.0 m por 30.0 m (Figura 4.4).

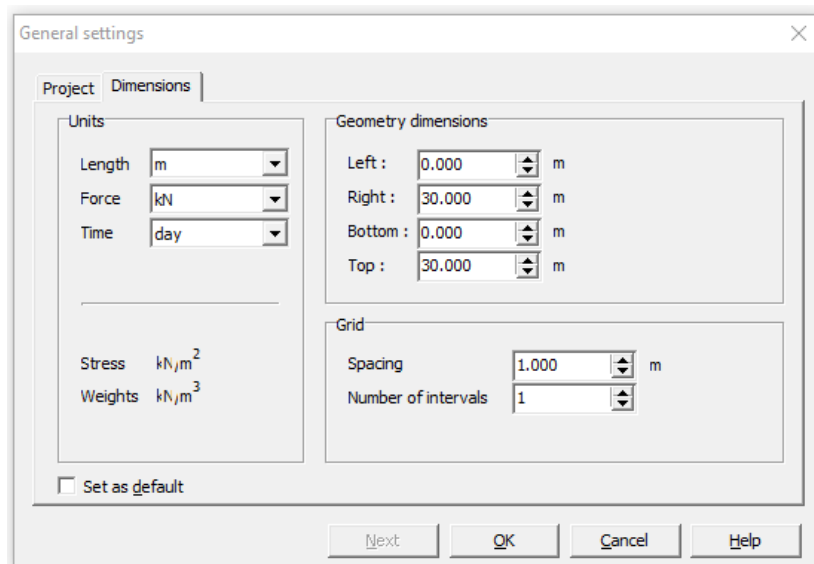


Figura 4.4 Unidades y espacio geométrico para el modelo

A continuación se procede a generar la geometría del modelo, la delimitación de diferentes estratos y la geometría del pilote (Figura 4.5).

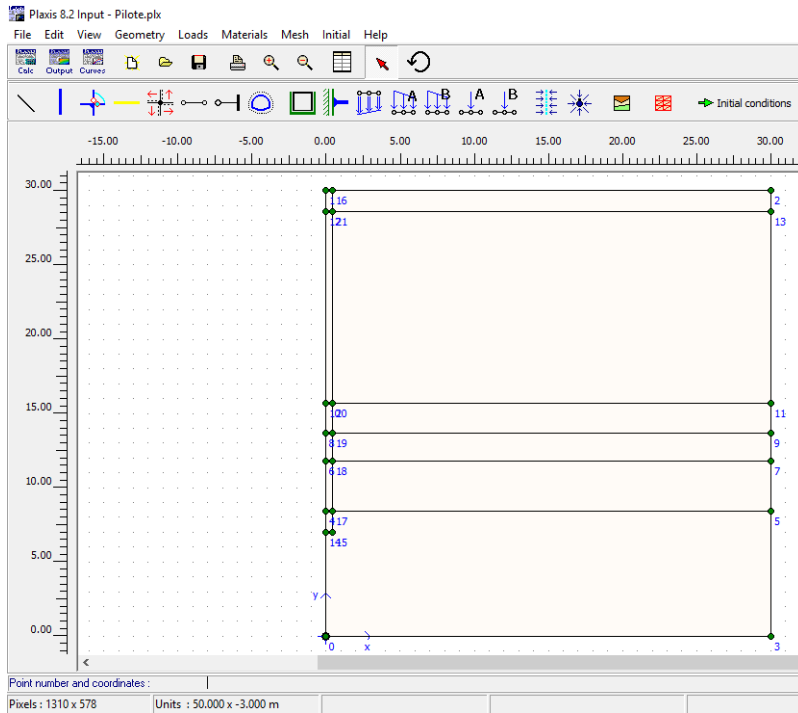


Figura 4.5 Geometría del modelo, pilote y delimitación de estratos

Se continúa estableciendo restricciones de los desplazamientos para el modelo (Figura 4.6).

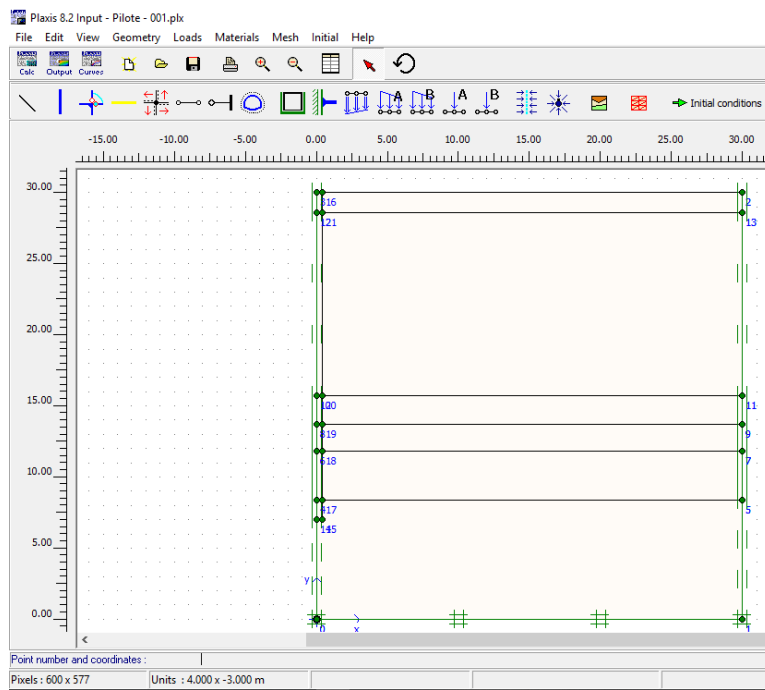


Figura 4.6 Restricciones de desplazamiento

Se introducen las propiedades mecánicas de los materiales y del pilote de concreto armado (Figura 4.7), para este caso el modelo constitutivo empleado para el suelo fue Mohr – Coulumb.

En cuanto al pilote de concreto se consideró un modelo elástico lineal, el cual se basa en la ley de Hooke sobre la elasticidad isotrópica e implica dos parámetros elásticos, el módulo de Young E y la relación de Poisson ν .

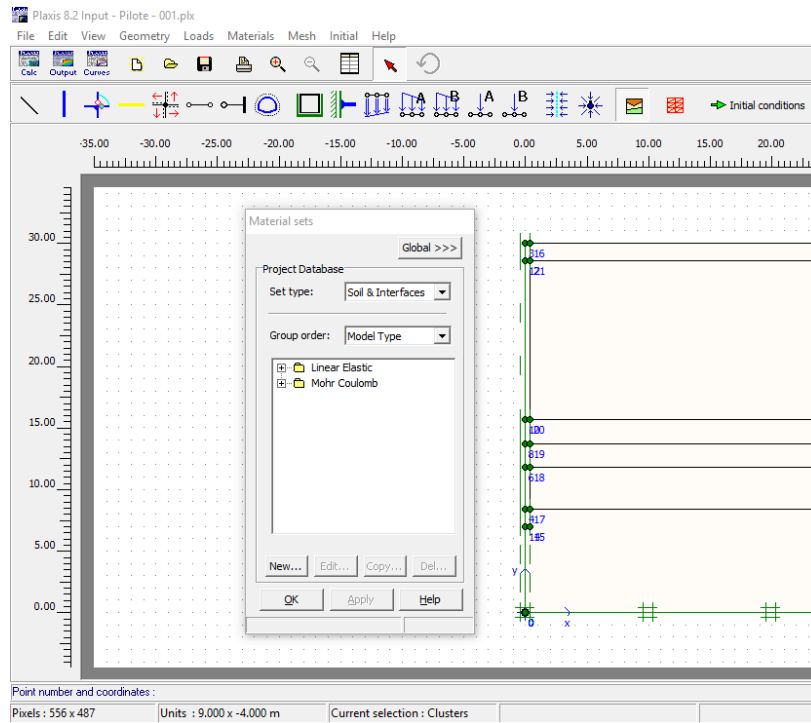


Figura 4.7 Modelos constitutivos empleados

Se introducen las características y propiedades mecánicas de los diferentes estratos del suelo.

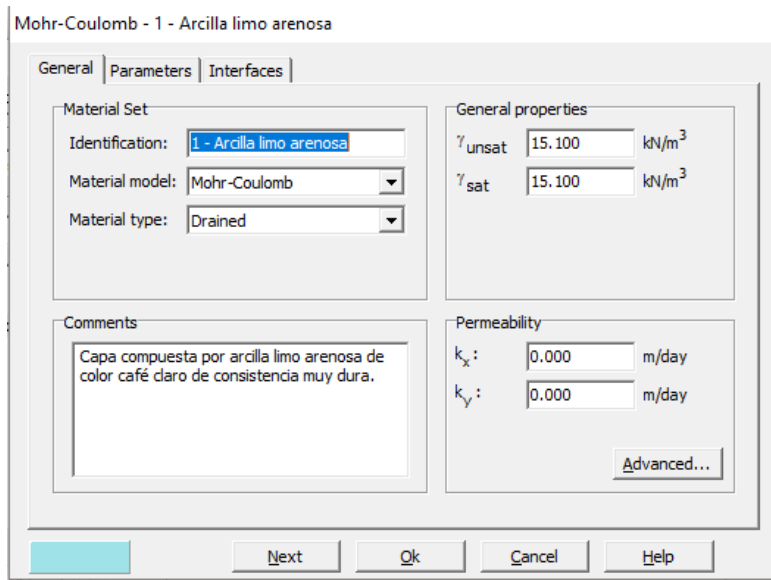


Figura 4.8 a) Características del primer estrato compuesto por una Arcilla limo arenosa

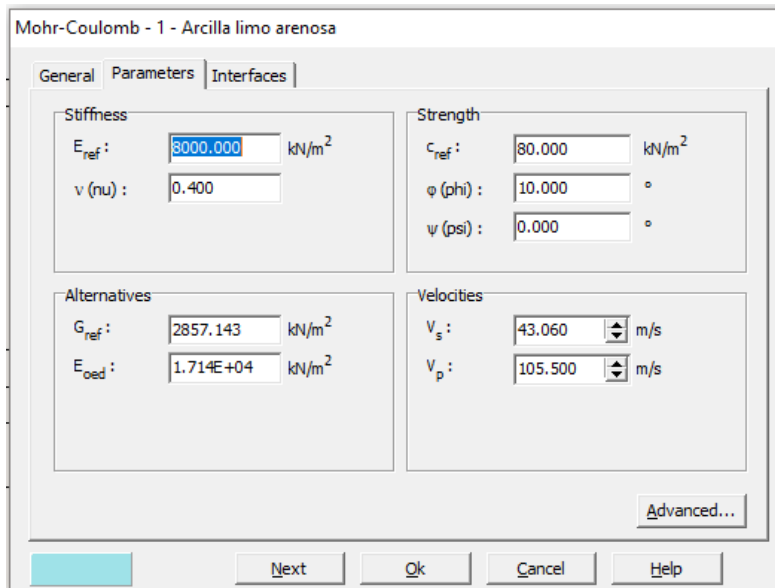


Figura 4.8 b) Propiedades mecánicas del primer estrato compuesto por una Arcilla limo arenosa

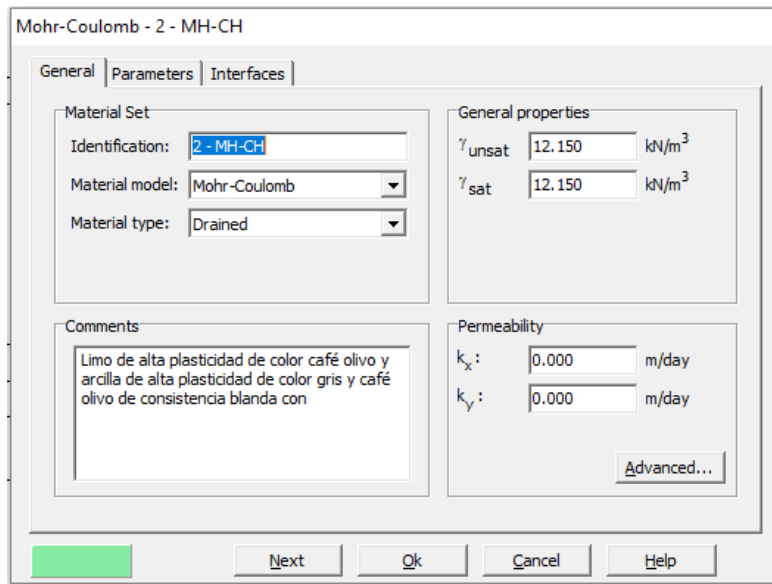


Figura 4.9 a) Características del segundo estrato compuesto por un Limo de alta plasticidad y Arcilla de alta plasticidad (MH-CH)

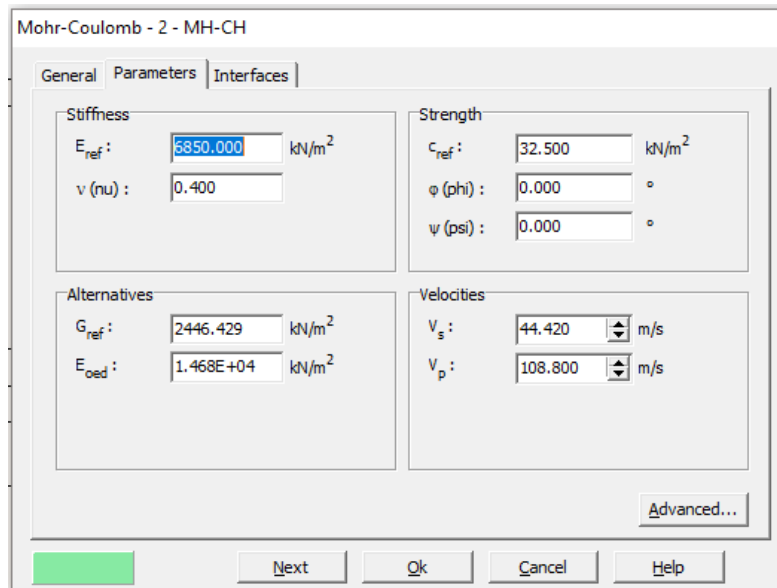


Figura 4.9 b) Propiedades mecánicas del segundo estrato compuesto por un Limo de alta plasticidad y Arcilla de alta plasticidad (MH-CH)

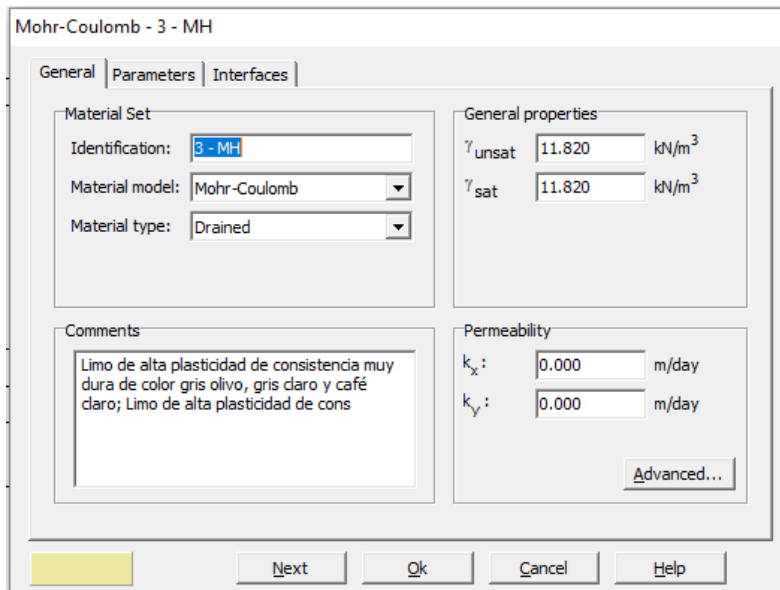


Figura 4.10 a) Características del tercer estrato compuesto por un Limo de alta plasticidad (MH)

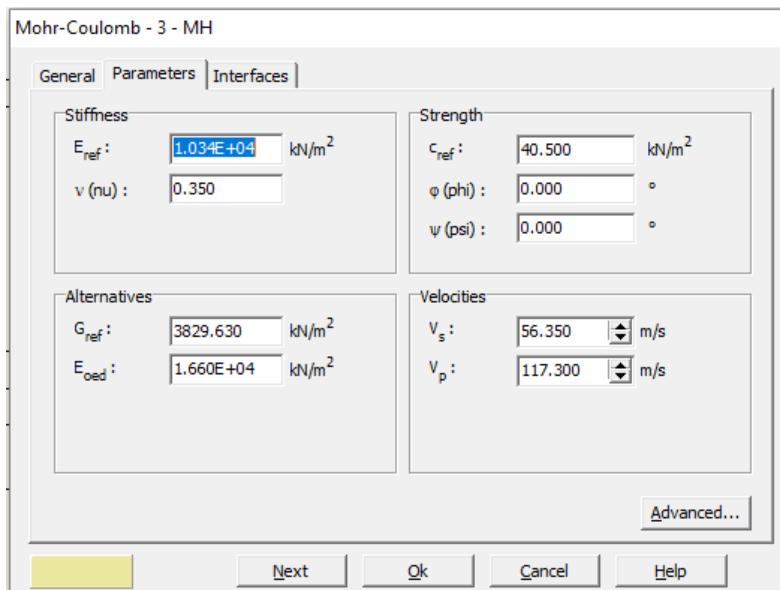


Figura 4.10 b) Propiedades mecánicas del tercer estrato compuesto por un Limo de alta plasticidad (MH)

Mohr-Coulomb - 4 - MH

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: 4 - MH

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 12.900 kN/m³

γ_{sat} : 12.900 kN/m³

Comments

Limo de alta plasticidad de consistencia blanda a firme de color gris olivo, café rojizo con grumos del mismo material

Permeability

k_x : 0.000 m/day

k_y : 0.000 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figura 4.11 a) Características del cuarto estrato compuesto por un Limo de alta plasticidad (MH)

Mohr-Coulomb - 4 - MH

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 8130.000 kN/m²

ν (nu): 0.400

Strength

c_{ref} : 39.000 kN/m²

ϕ (phi): 0.000 °

ψ (psi): 0.000 °

Alternatives

G_{ref} : 1117.857 kN/m²

E_{oad} : 6707.000 kN/m²

Velocities

V_s : 29.140 m/s

V_p : 71.380 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figura 4.11 b) Propiedades mecánicas del cuarto estrato compuesto por un Limo de alta plasticidad (MH)

Mohr-Coulomb - 5 - ML

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: 5 - ML

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 17.100 kN/m³

γ_{sat} : 17.100 kN/m³

Comments

Limo de baja plasticidad de color gris olivo de consistencia dura; Limo de baja plasticidad con arena de color gris de consisten

Permeability

k_x : 0.000 m/day

k_y : 0.000 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figura 4.12 a) Características del quinto estrato compuesto por un Limo de baja plasticidad (ML)

Mohr-Coulomb - 5 - ML

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 1.844E+04 kN/m²

ν (nu): 0.400

Strength

c_{ref} : 36.200 kN/m²

ϕ (phi): 25.000 °

ψ (psi): 0.000 °

Alternatives

G_{ref} : 6585.714 kN/m²

E_{oed} : 3.951E+04 kN/m²

Velocities

V_s : 61.440 m/s

V_p : 150.500 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figura 4.12 b) Propiedades mecánicas del quinto estrato compuesto por un Limo de baja plasticidad (ML)

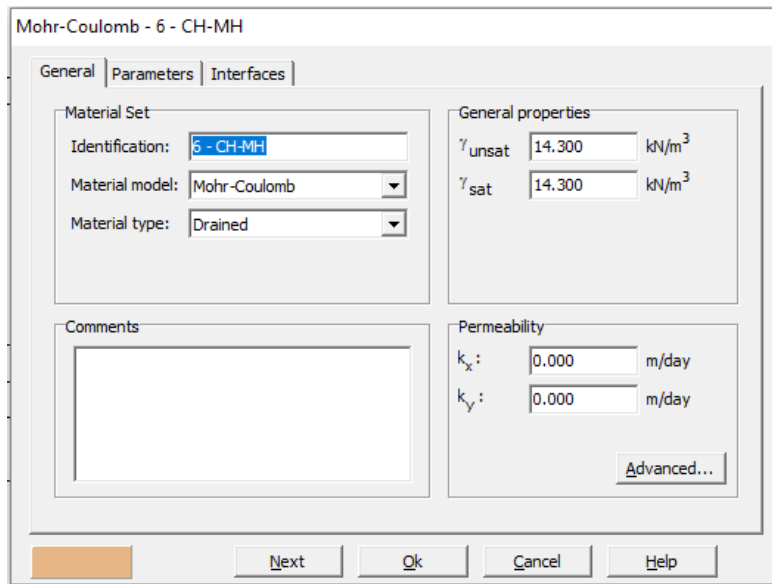


Figura 4.13 a) Características del sexto estrato compuesto por una Arcilla de alta plasticidad y Limo de alta plasticidad (CH-MH)

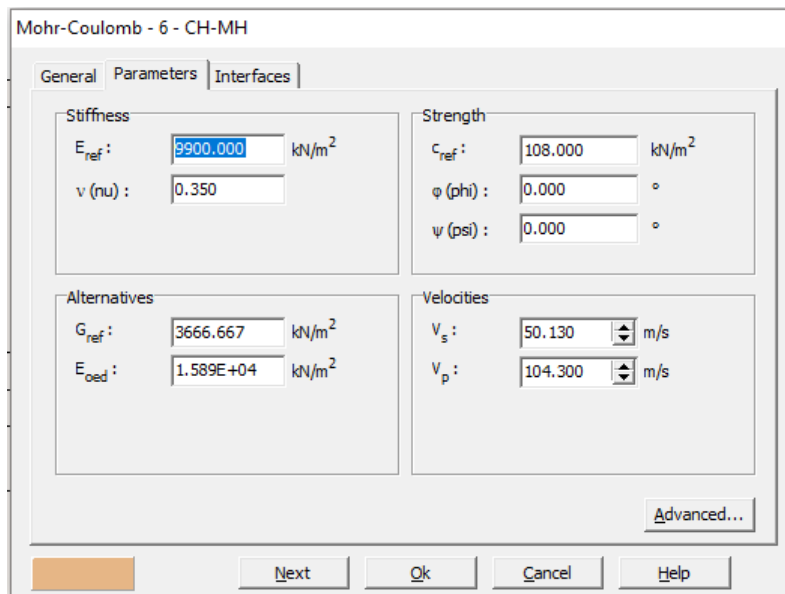


Figura 4.13 b) Propiedades mecánicas del sexto estrato compuesto por una Arcilla de alta plasticidad y Limo de alta plasticidad (CH-MH)

También se introducen las características y propiedades del concreto armado (Figura 4.14 a) y b)).

Linear elastic - Concreto armado

General Parameters Interfaces

Material Set

Identification:

Material model:

Material type:

General properties

γ_{unsat} : kN/m³

γ_{sat} : kN/m³

Comments

Permeability

k_x : m/day

k_y : m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figura 4.14 a) Características del concreto armado

Linear elastic - Concreto armado

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : kN/m²

ν (nu):

Alternatives

G_{ref} : kN/m²

E_{oed} : kN/m²

Velocities

V_s : m/s

V_p : m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figura 4.14 b) Propiedades del concreto armado

Se define el tipo y magnitud de la carga que será distribuida en el área del pilote (Figura 4.15).

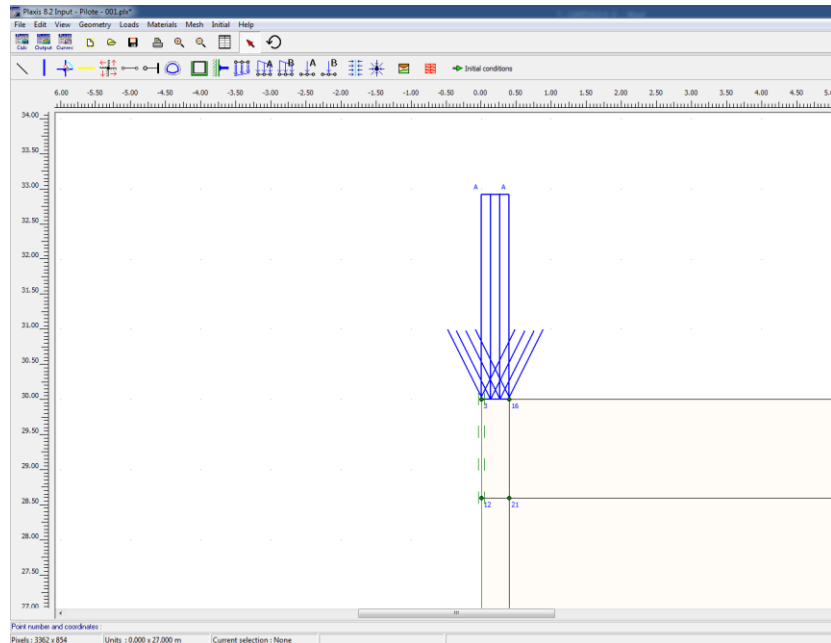


Figura 4.15 Tipo y magnitud de la carga

Para el caso de los pilotes de 0.40 m, 0.60 m y 0.80 m, se les aplicará una carga de 1947.787 kN, 2827.433 kN y 3518.584 kN respectivamente, y que al considerar su área de cada uno de éstos, resultara en una carga uniformemente distribuida en cada pilote de 15500 kN/m², 10000 kN/m² y 7000 kN/m².

A continuación, se procede a generar el mallado con el comando Mesh.

El tipo básico de elemento de una malla es de seis nodos, y se realiza un refinamiento global y local con el comando Refine global y refine line, esto permite contar con un mallado más fino y preciso, sobretodo donde existen altas concentraciones de carga, por ejemplo alrededor del fuste de la pila (Figura 4.16 a 4.17).

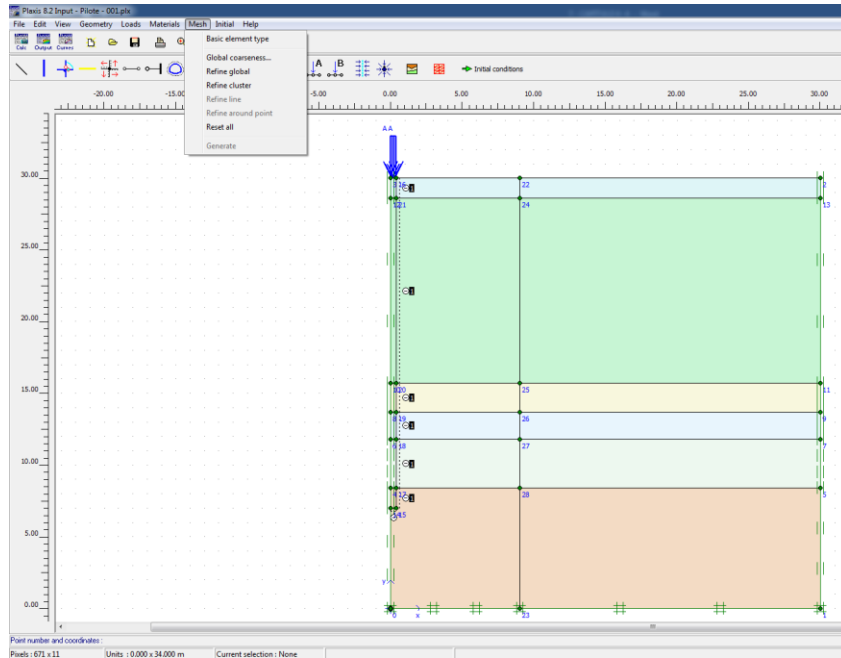


Figura 4.16 Generación de malla

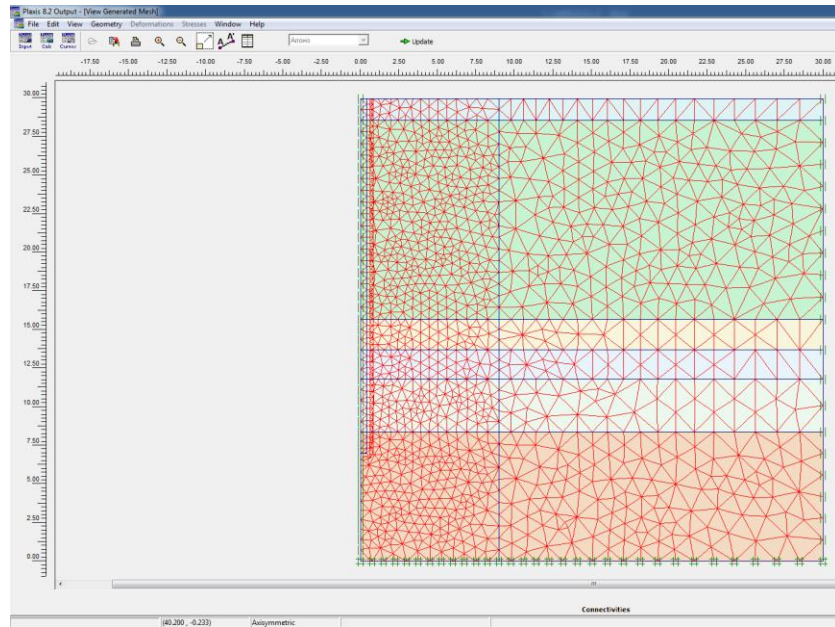


Figura 4.17 Presentación del mallado

Se establecen las condiciones iniciales de esfuerzos geostáticos relacionados con la generación de presiones iniciales de agua o presión de poro y generación de esfuerzos efectivos (Figura 4.18).

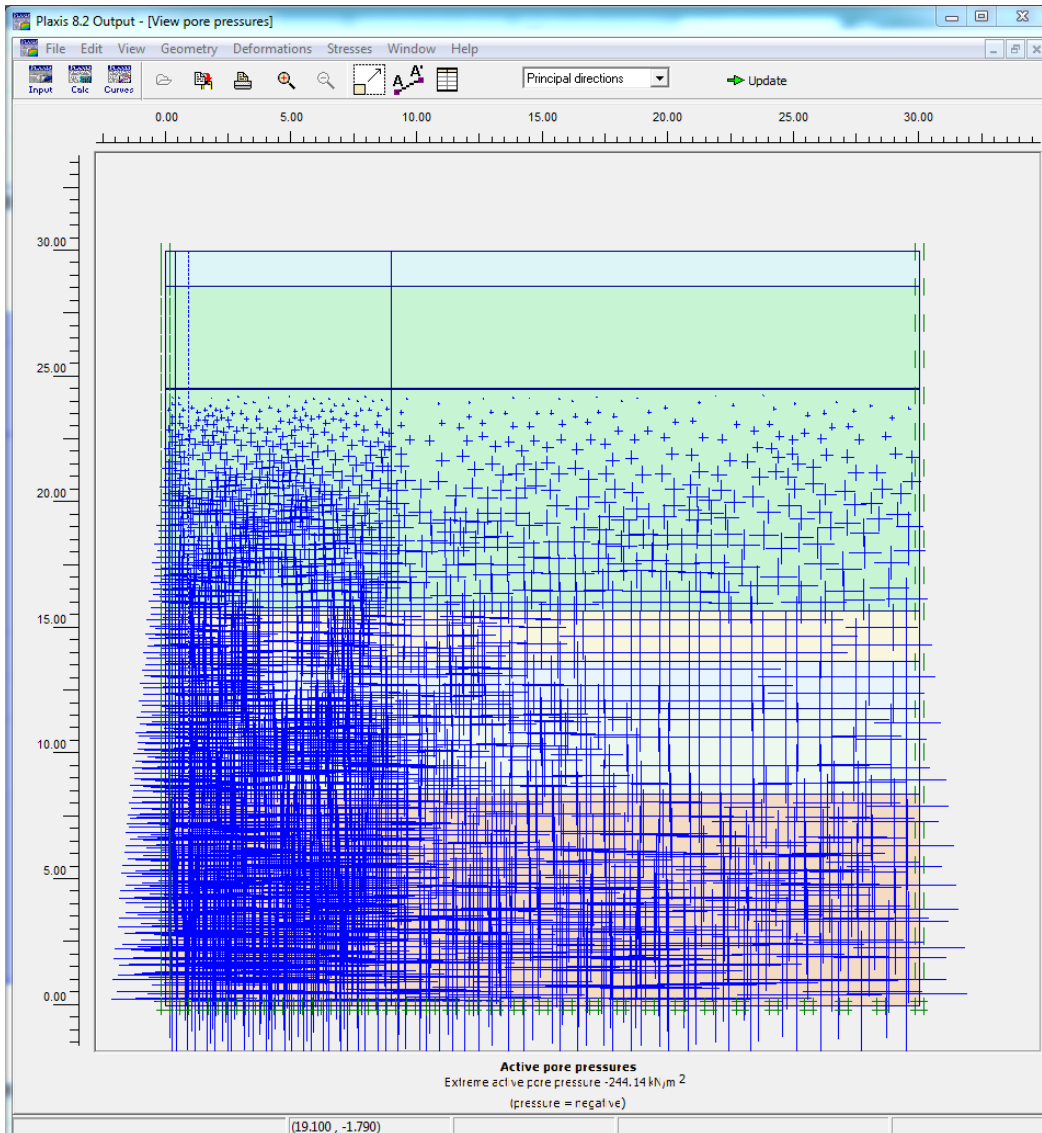


Figura 4.18 a) Presiones iniciales de agua

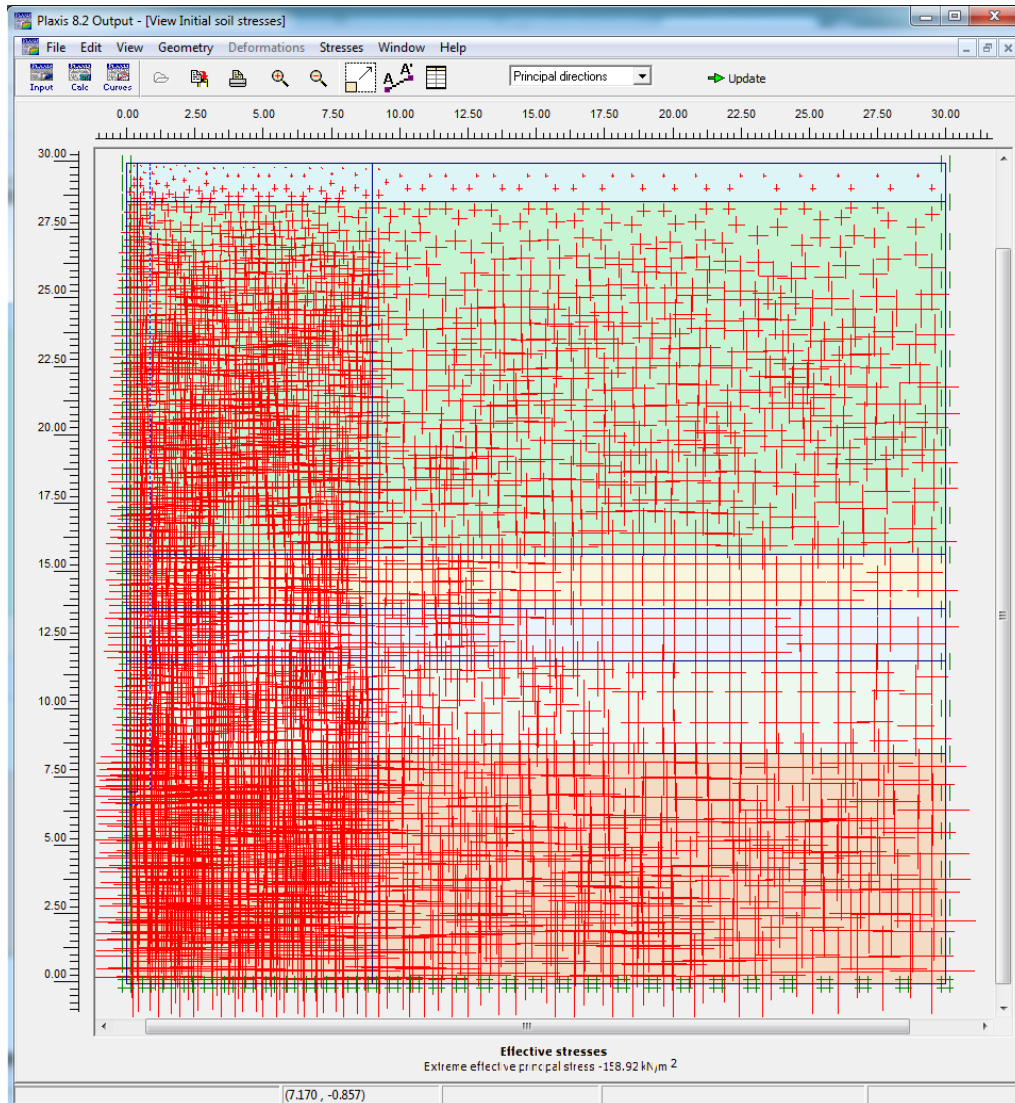


Figura 4.18 b) Presentación de esfuerzos efectivos

Subprograma Calculations

Se elaboran fases de cálculo con el objetivo de definir y conocer las condiciones antes, durante y después de la aplicación de cargas o de un proceso constructivo a realizarse.

En este caso se tomaron en cuenta dos etapas, una que considera el proceso constructivo y la otra que corresponde a la etapa de carga (Figura 4.19 a 4.21). Adicionalmente se procede a definir el tipo de cálculo, el cual corresponde a un análisis de tipo plástico. Posteriormente se selecciona el punto donde se obtendrán los valores de deformación, que para este caso se tomará en la parte de la cabeza de la pila (Figura 4.22 a 4.23).

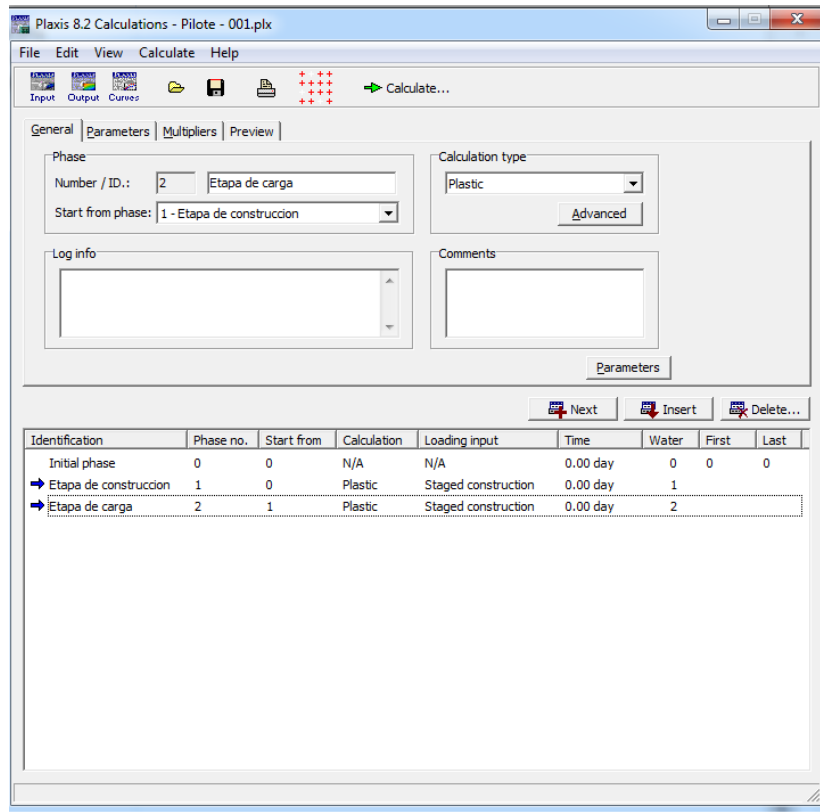


Figura 4.19 Etapas constructivas consideradas para el análisis plástico del modelo

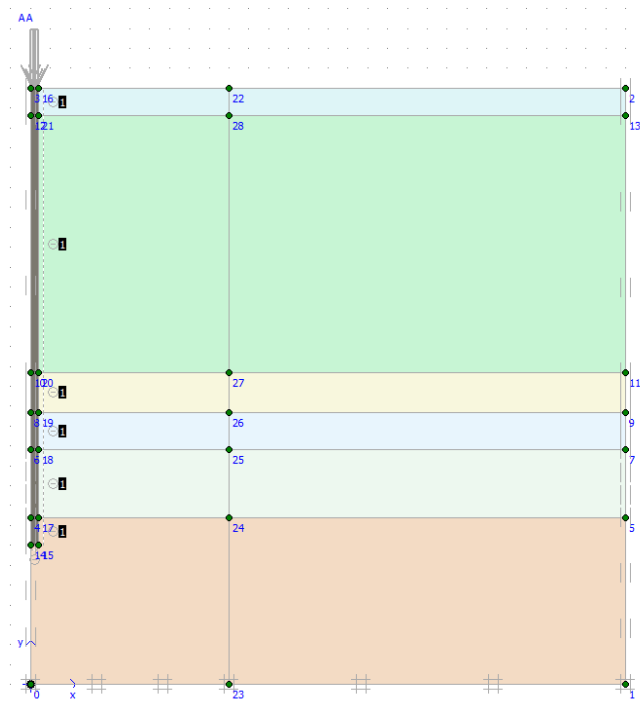


Figura 4.20 Etapa de construcción del modelo del pilote

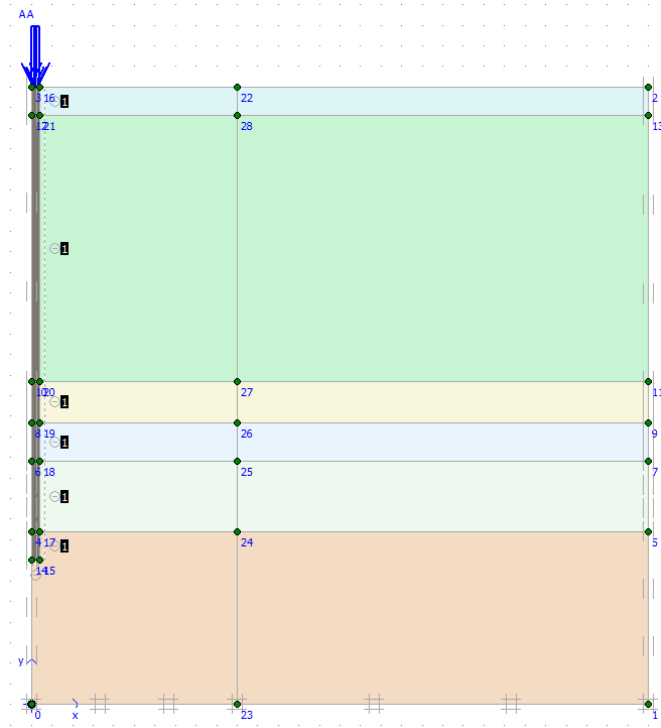


Figura 4.21 Etapa de carga

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 day	0	0	0
→ Etapa de construcción	1	0	Plastic	Staged construction	0.00 day	1	0	0
→ Etapa de carga	2	1	Plastic	Staged construction	0.00 day	2		

Figura 4.22 Selección del punto para determinación de los desplazamientos

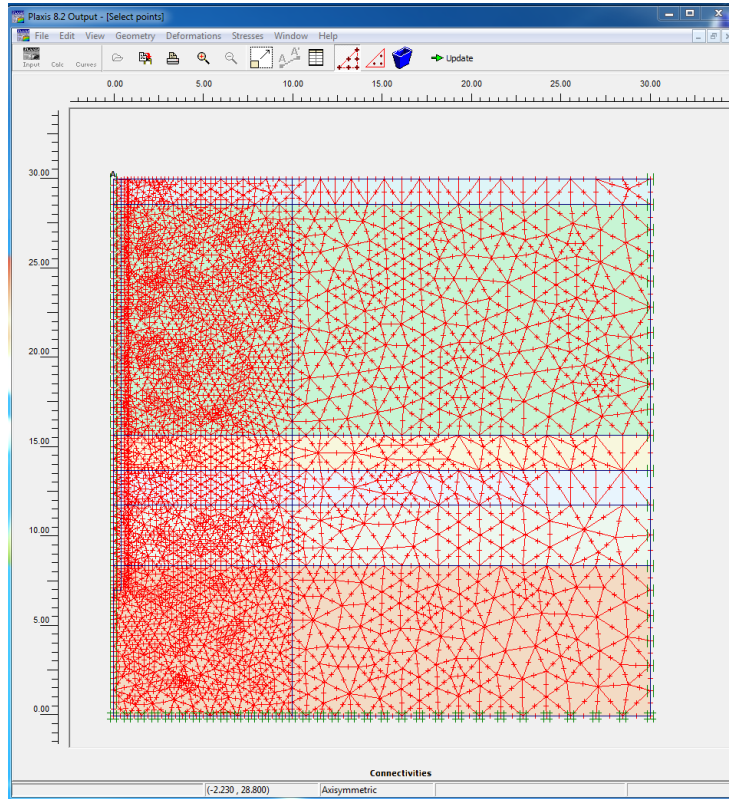
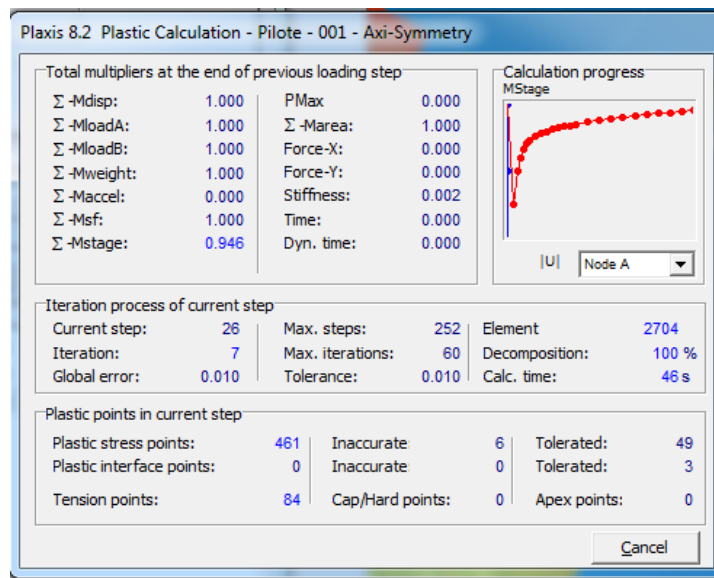


Figura 4.23 Selección del punto en la cabeza (Nodo A) del pilote donde se determinaran los desplazamientos verticales

Posteriormente se procede con el cálculo considerando cada etapa, tipo de análisis y el punto de interés donde se tomarán los valores de desplazamiento (Figura 4.24).



4.24 Proceso de cálculo

Subprograma Output

Con este subprograma se adquieren los resultados del análisis, como por ejemplo los datos de carga – deformación de cada uno de los pilotes.

Resultados de la deformación registrada para un pilote de 0.40 m de diámetro y 23.00 m de profundidad (Figura 4.25).

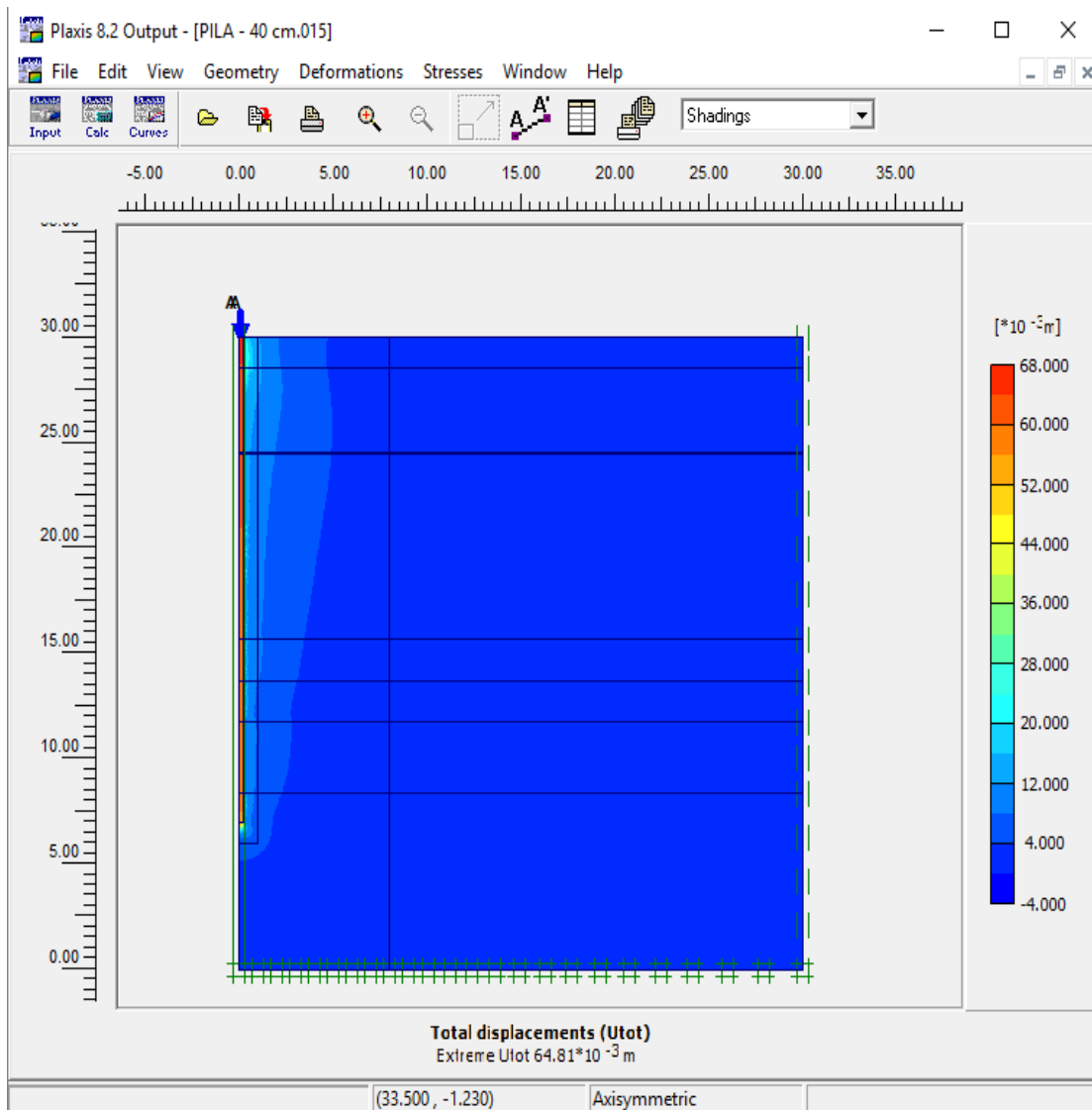


Figura 4.25 Resultados de deformación para pilote de 0.40 m de diámetro

Resultados de la deformación registrada para un pilote de 0.60 m de diámetro y 23.00 m de profundidad (Figura 4.26).

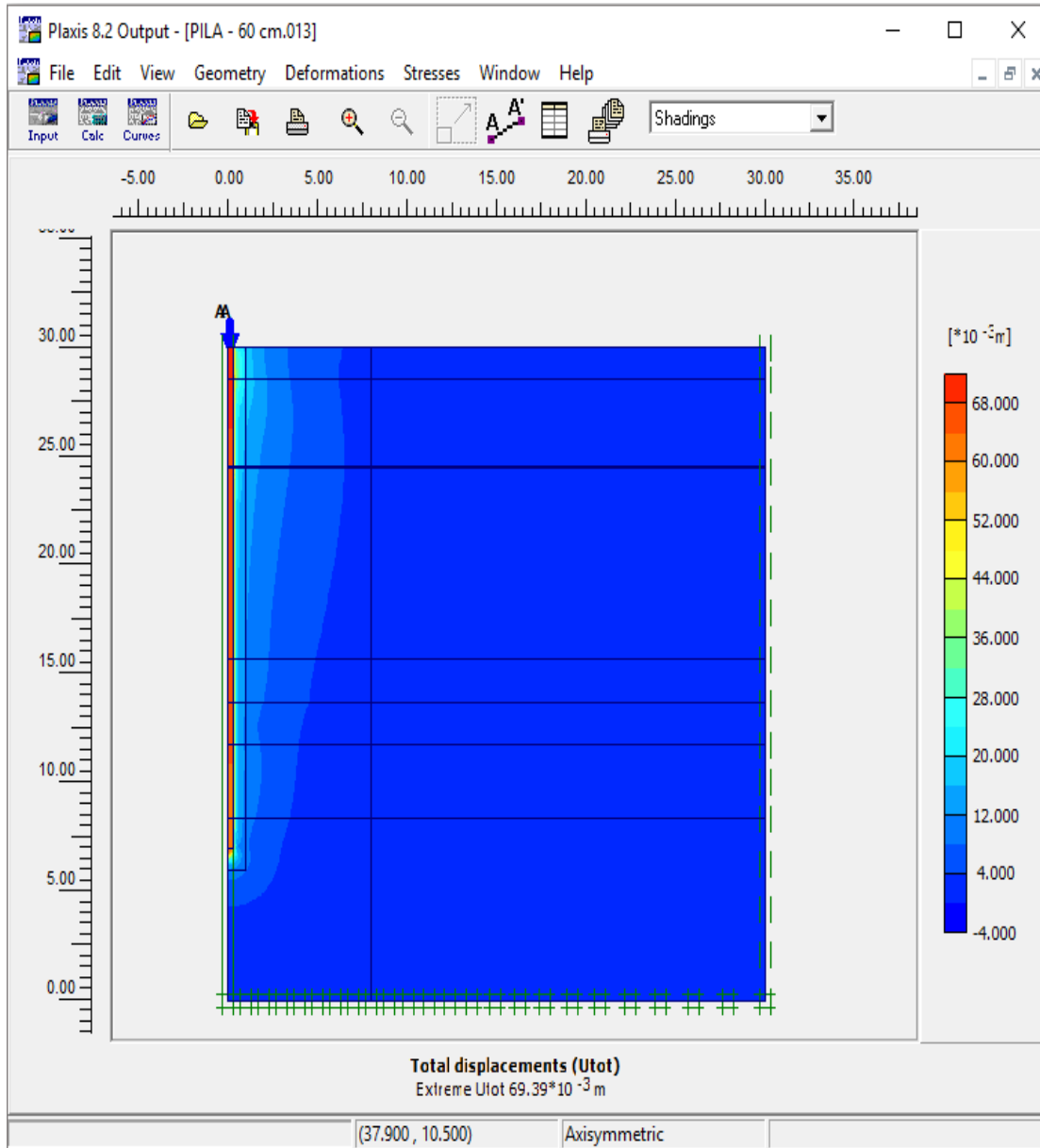


Figura 4.26 Resultados de deformación para pilote de 0.60 m de diámetro

Resultados de la deformación registrada para un pilote de 0.80 m de diámetro y 23.00 m de profundidad (Figura 4.27).

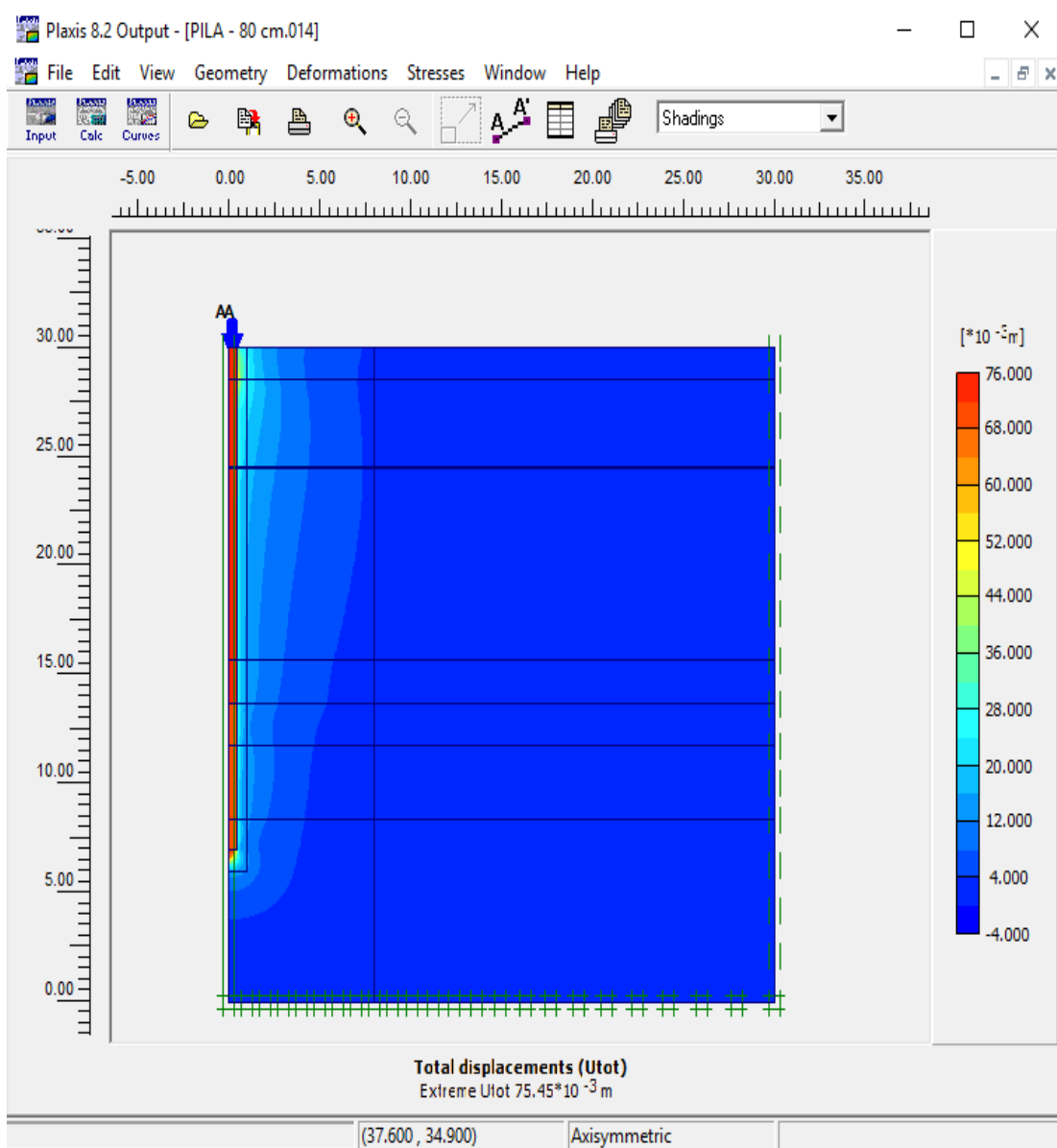


Figura 4.27 Resultados de deformación para pilote de 0.80 m de diámetro

4.5. Método M. T. Davisson

De los resultados obtenidos de la prueba de carga mediante el programa de elemento finito, es decir, de la curva carga y deformación de cada uno de los pilotes, se procedió a aplicar el método analítico de M. T. Davisson.

En la Figura 4.28 se presenta la curva carga – deformación para el pilote de 0.40 m de diámetro y con una carga aplicada de 1947.787 kN.

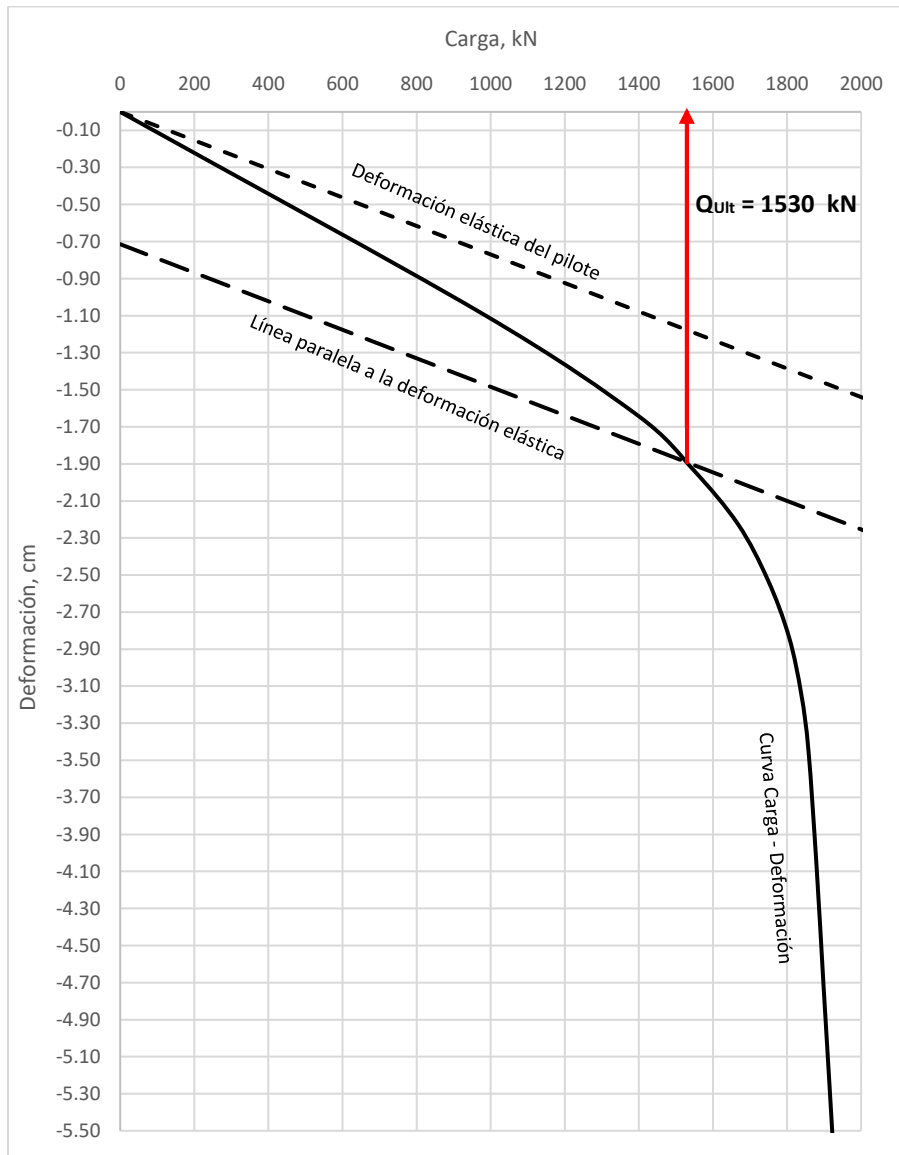


Figura 4.28 Curva carga - deformación para pilote de 0.40 m diámetro aplicando una carga de 1947.787 kN

Tomando el criterio propuesto por M.T. Davisson la capacidad de carga última resulta de 1530 kN, sin embargo, para fines de diseño la capacidad de carga admisible es de 765 kN, debido a que el método propone dividir la carga ultima entre un factor de dos.

En la Figura 4.29 se presenta la curva carga – deformación para el pilote de 0.60 m de diámetro y con una carga aplicada de 2827.433 kN.

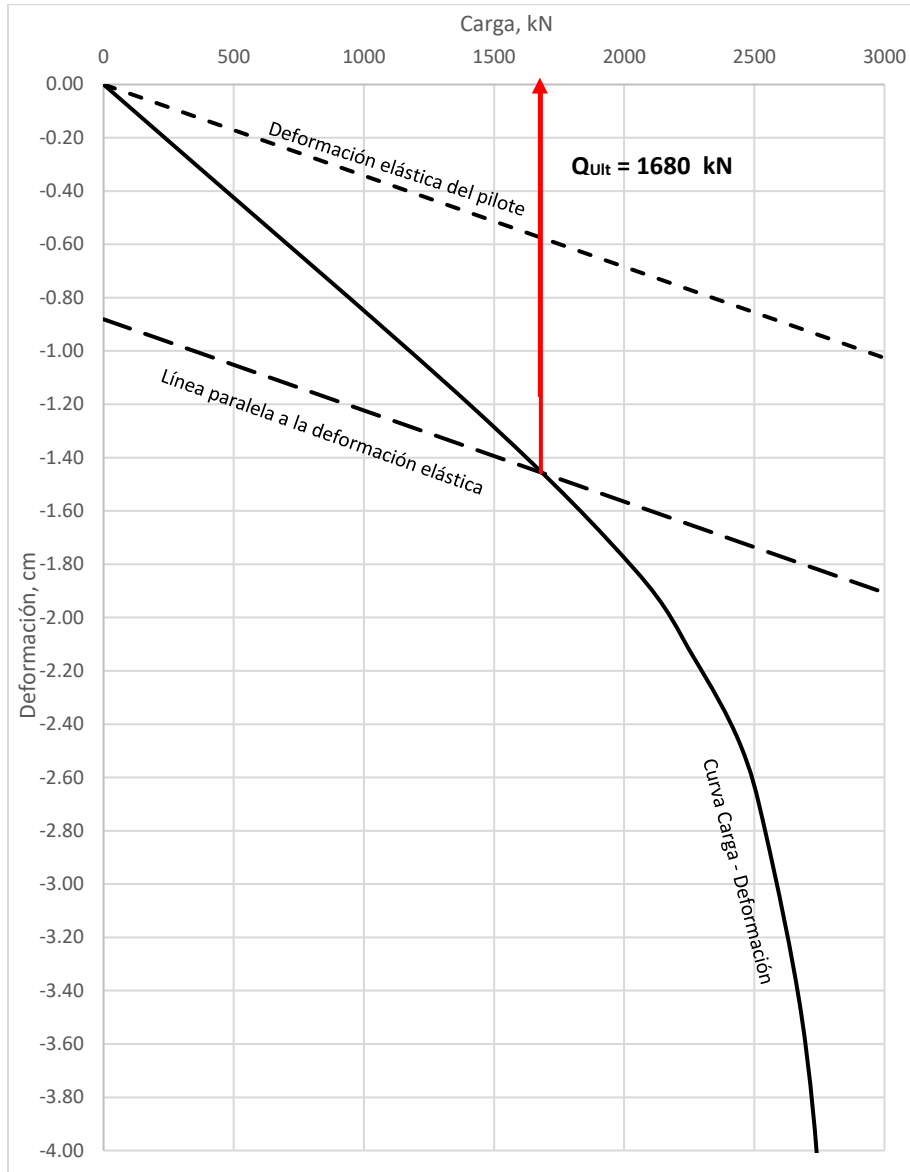


Figura 4.29 Curva carga - deformación para pilote de 0.60 m diámetro aplicando una carga de 2827.433 kN

Tomando el criterio propuesto por M.T. Davisson la capacidad de carga última resulta de 1680 kN, sin embargo, para fines de diseño la capacidad de carga admisible es de 840 kN, debido a que el método propone dividir la carga ultima entre un factor de dos.

En la Figura 4.30 se presenta la curva carga – deformación para el pilote de 0.80 m de diámetro y con una carga aplicada de 3518.584 kN.

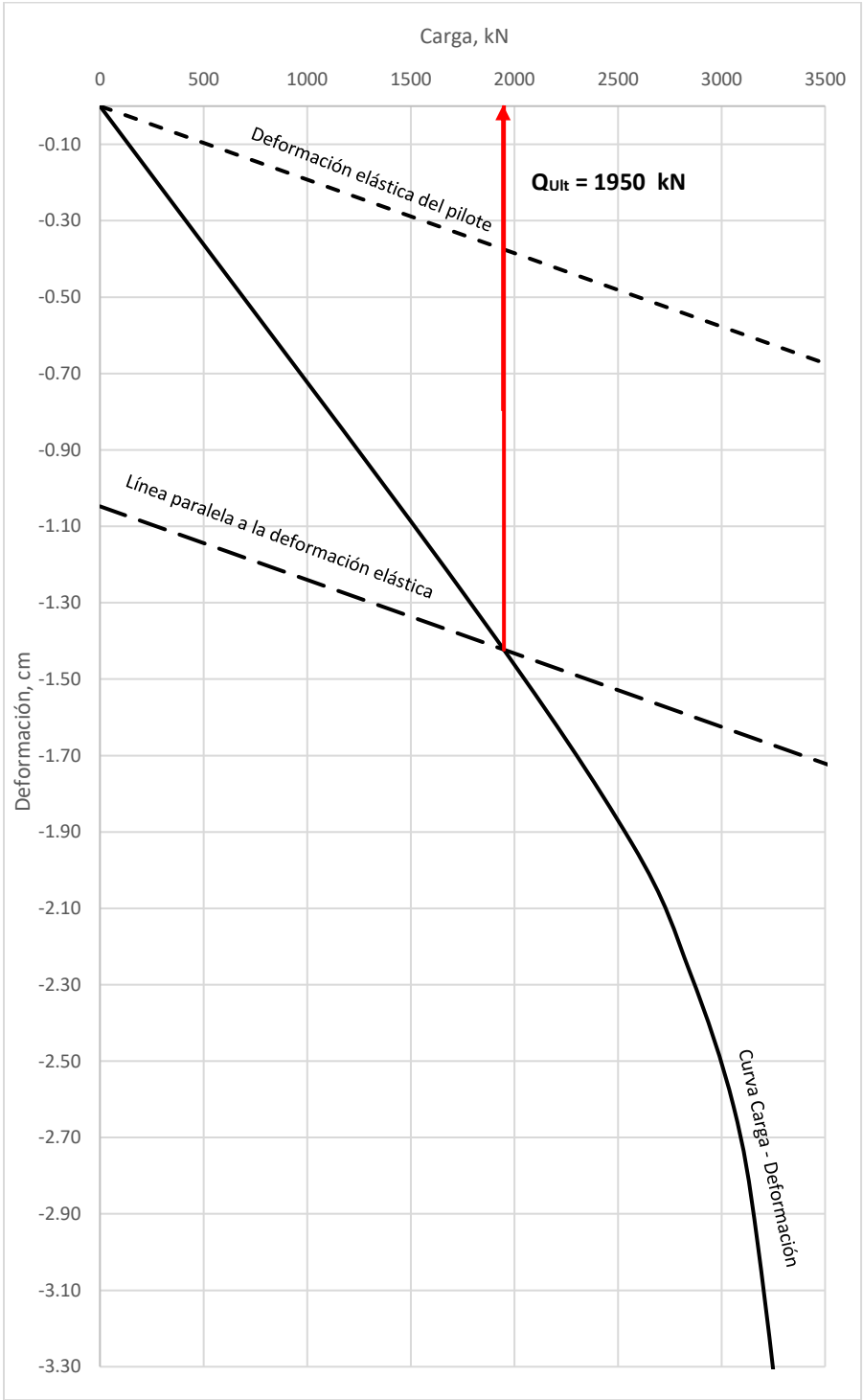


Figura 4.30 Curva carga - deformación para pilote de 0.80 m diámetro aplicando una carga de 3518.584 kN

Tomando el criterio propuesto por M.T. Davisson la capacidad de carga última resulta de 1950 kN, sin embargo, para fines de diseño la capacidad de carga admisible es de 975 kN, debido a que el método propone dividir la carga ultima entre un factor de dos.

En la Figura 4.31 se presenta los resultados de la capacidad de carga admisible por el método de M. T. Davisson.

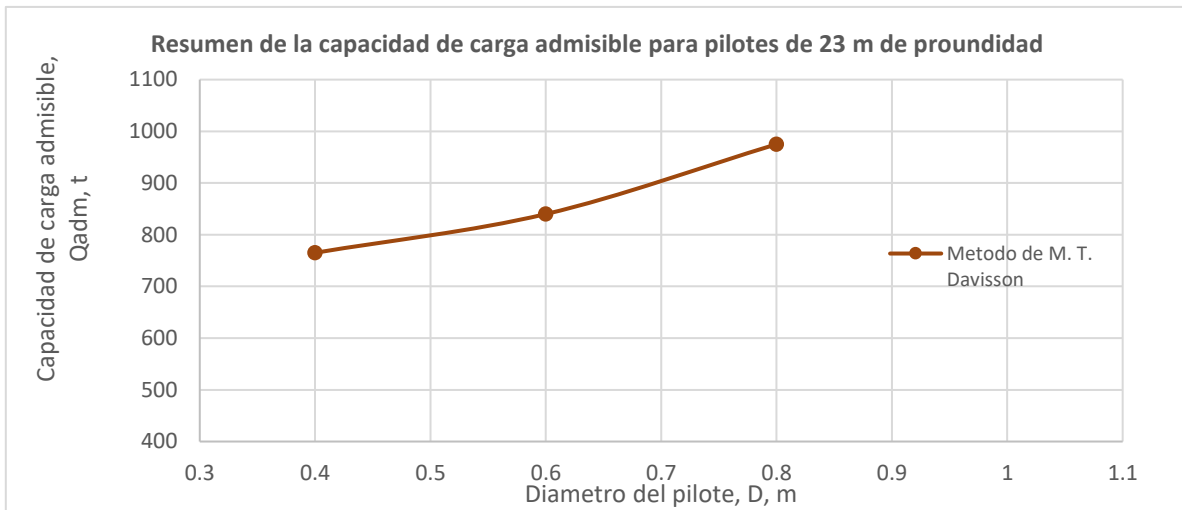


Figura 4.31 Resultados de la capacidad de carga admisible por el método de M. T. Davisson

A continuación en la Figura 4.32 se presenta un resumen de los resultados de capacidad de carga admisible de los diferentes métodos.

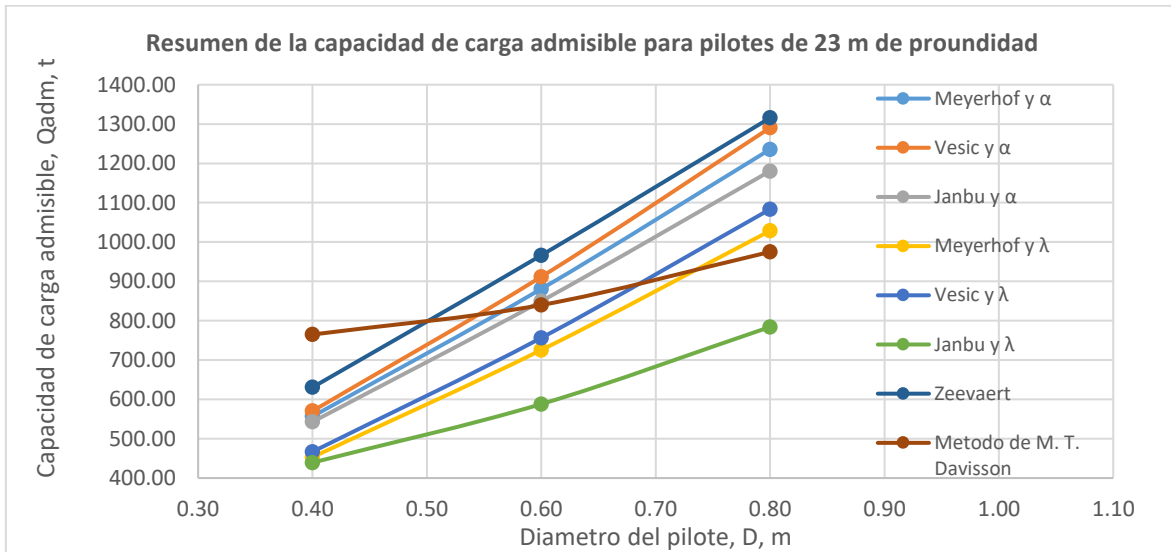


Figura 4.32 Resumen de los resultados de capacidad de carga admisible de los diferentes métodos empleados

CONCLUSIONES

El objetivo de este trabajo de tesis es determinar la capacidad de carga de los pilotes por diferentes métodos analíticos; también se lleva a cabo una simulación numérica mediante el programa Plaxis 2D con la finalidad de conocer el comportamiento de carga - desplazamiento en la cabeza del pilote y con esta información se procede a determinar la capacidad de carga mediante el criterio propuesto por M. T. Davisson.

El modelo constitutivo empleado fue Mohr-Coulomb, ya que representa con mayor precisión el comportamiento del suelo y es conveniente para la prueba de carga en pilotes, además de que los parámetros mecánicos obtenidos de los ensayos de laboratorio se ajustan de mejor manera para el empleo del mencionado modelo.

El método de los elementos finitos es una herramienta de cálculo de gran utilidad para evaluar el comportamiento carga – desplazamiento en la cabeza de un pilote, ya que con esto es posible realizar simulaciones de la prueba de carga de forma más racional, definiendo la aplicación de la carga, la magnitud de los incrementos de carga, la carga máxima, intervalos de aplicación y los desplazamientos inducidos. También es posible determinar la capacidad de carga en función al asentamiento generado durante la aplicación de incrementos de carga sobre la cabeza del pilote.

De acuerdo a los resultados obtenidos de los métodos analíticos para este caso en particular, se observa que el método de Zeevaert provee un valor mayor de capacidad de carga, mientras que al considerar los métodos de Janbu y λ , resulta un valor mucho menor. Adicionalmente se aprecia que los pilotes presentan un aporte mayor a la capacidad de carga por fricción que el aporte por punta.

Comparando los métodos analíticos y el método numérico, se observa que para el caso de pilotes de 0.60 m los valores obtenidos entre ambos métodos son cercanos entre sí; mientras que para los pilotes de 0.40 m y 0.80 m los valores adquiridos con el método numérico se ubican fuera del rango de los analíticos.

Como resultado de lo presentado en este documento, se recomienda aplicar más de dos métodos analíticos para determinar la capacidad de carga, esto con la finalidad de comparar y evaluar qué criterio representa de mejor manera las condiciones del suelo y las descargas de la estructura.

Con la finalidad de tener un mayor entendimiento del comportamiento de los pilotes es importante emplear las herramientas existentes para comparar información mediante métodos analíticos, numéricos y en campo, es decir, realizar pruebas de carga en pilotes, para disminuir la incertidumbre que se presenta en el diseño.

REFERENCIAS

1. Bowles, Joseph E. (1977). *Foundation analysis and design*. USA: McGraw Hill.
2. Crowther, Carroll L. (1988). *Load testing of deep foundations: The planning, design, and conduct of pile load tests*. USA: John Wiley & Sons.
3. Das, Braja M. (2001). *Principles of Foundation Engineering*. Sacramento, California, USA: Internacional Thompson Editores.
4. Davisson, M. T. (1970). *Static measurements of pile Behavior. Design and construction of pile foundations and cellular structures*. Pennsylvania, USA: Envo Publishing. 159-164.
5. INEGI (2010). *Compendio de Información geográfica municipal del Valle de Chalco*. México.
6. Jiménez Olvera, R. (2014). *Modelo numérico para una prueba de carga en una pila. (Tesis de maestría)*. Benemérita Universidad Autónoma de Puebla. Facultad de Ingeniería. México.
7. Juárez Badillo, Eulalio & Rico Rodríguez, Alfonso. (2002). *Mecánica de suelos. Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos (Tomo II)*. México: Limusa.
8. Mendoza López, Manuel Jesús. (2007). *Comportamiento y diseño de cimentaciones profundas en la ciudad de México*. México, D.F.: Academia de Ingeniería México.
9. *PLAXIS 2D Version 9.0, (2008), "Scientific Manual", Edited by R.B.J. Brinkgreve, W. Broere and D. Waterman, Delft University of Technology and Plaxis bv; The Netherlands*
10. Potts, David M. & Zdravkovic, Lidija. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering*. London: Thomas Telford.
11. Rico Rodríguez, Alfonso y Del Castillo, Hermilio., (2005). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*. México: Limusa.
12. Rodríguez, J.F.; (2010). Tesis para obtener el título de Doctor en Ingeniería *"Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la ciudad de México"*, UNAM.
13. Rojas, E., Romo, M. (1993), *Modelos Constitutivos Utilizados en Geotecnia*, IIUNAM.
14. Santoyo Villa, Enrique. (2010). *Exploración de suelos, Métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo (Vigésima Conferencia Nabor Carrillo)*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

15. SEDESOL (2011). Atlas de riesgos en el Municipio Valle de Chalco Solidaridad.
16. Sociedad Mexicana de mecánica de suelos. (2001). *Manual de cimentaciones profundas*. México: Sociedad Mexicana de mecánica de suelos.
17. Tamez, E., Rangel, J.L. y Holguín, E. (1997). *Diseño Geotécnico de Túneles*, Publicación TGC Geotecnia, México.
18. Zeevaert, Leonardo. (1983). *Foundation engineering for difficult subsoil conditions (2° edición)*. USA: Van Nostrand Reinhold Company