



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
La Universidad Católica de Loja

Escuela de Ingeniería Civil

**“Estudio de diferentes soluciones para el control de
asentamientos en obras civiles”**

Trabajo de fin de Carrera
Previo a la obtención del título
De Ingeniero Civil

Autor:

Egdo. Luis Vicente Cabrera Cabrera

Director:

Ing. Carmen Antonieta Esparza Villalba

Loja, Ecuador

2012



Ing. Carmen Esparza V.

Docente de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Particular de Loja,

CERTIFICA:

Que el presente trabajo de fin de carrera desarrollado para obtener el título de Ingeniero Civil, titulado “Estudio de diferentes soluciones para el control de asentamientos en obras civiles”, realizado por Luis Vicente Cabrera Cabrera, ha sido elaborado bajo mi dirección y minuciosamente supervisado y revisado, por lo que autorizo su presentación a la Escuela de Ingeniería Civil.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ing. Carmen Esparza V.
DIRECTOR DE TESIS



AUTORIA

Las ideas, diseños, cálculos, resultados, conclusiones, tratamiento formal y científico de la metodología de la investigación contemplada en el trabajo de fin de carrera titulado **“Estudio de diferentes soluciones para el control de asentamientos en obras civiles”**, previo a la obtención del grado de Ingeniero Civil de la Universidad Técnica Particular de Loja, son de exclusiva responsabilidad del autor.

Egdo. Luis Vicente Cabrera Cabrera



CESION DE DERECHOS

- Yo, Egdo. Luis Vicente Cabrera Cabrera, declaro ser autor del presente trabajo y eximo expresamente a la Universidad Técnica Particular de Loja y a sus representantes legales de posibles reclamos o acciones legales.
- Adicionalmente declaro conocer y aceptar la disposición del Art. 67 del Estado Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja que en su parte pertinente textualmente dice: “Forman parte del patrimonio de la Universidad la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y tesis de grado que se realicen a través, o con el apoyo financiero, académico o institucional (operativo) de la Universidad”.

Egdo. Luis Vicente Cabrera Cabrera



DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado a mi padre, porque es el sueño más grande de toda su vida, que con todo el esfuerzo realizado me ha apoyado en todo, aunque no ha estado presente durante en el transcurso de mis estudios, pero siempre ha estado pendiente de todo lo que me hace falta.

Pienso que todo lo que soy se lo debo a él, porque el con su ejemplo me ha enseñado a luchar para salir adelante.

A mi querida madrecita Juanita, amiga integra compañera fiel, una gran mujer, ejemplo de mi vida, que siempre ha estado al frente de toda mi carrera profesional, que día a día a estado pendiente del gran sueño anhelado que se cumpla, su ejemplo es el mejor regalo de dios que me ha podido regalar, brindándome todo su apoyo, sinceridad, honestidad y pureza.

A mis hermanos, mis grandes amigos, en especial a mi mejor hermano segundo Félix, por ser el mejor y especial en mi vida, porque con el comparto mis alegrías y emociones y este ha sido el motivo más grande de mi vida, que me motiva el ser un buen Ingeniero y salir adelante.

Egdo. Luis Vicente Cabrera Cabrea



AGRADECIMIENTO

A mí querida Universidad Técnica Particular de Loja que me acogió en sus aulas eternas y me enseñó que la Universidad, no solo es para genios, si no más bien para dedicados.

A mi directora Ing. Carmen Esparza V. por ofrecerme en cualquier instante que lo requería, todo su conocimiento y experiencias, demostrando de esta manera su alto grado de profesionalismo cultivado en las aulas de nuestra prestigiosa escuela.

Al Ing. Ángel Tapia, e Ing. Alonzo Zúñiga, prestigiosos catedráticos de la universidad Técnica Particular de Loja, quienes con su mística profesional han sido ejemplo para todas las generaciones de futuros Ingenieros Civiles.

A los señores profesores de la escuela por haber dedicado su tiempo y esfuerzo en la enseñanza de sus cátedras y por haberme enseñado que no hay mejor triunfo que el del sacrificio.



INDICE GENERAL

CARATULA.....	i
CERTIFICACION.....	ii
AUTORIA.....	iii
CESION DE DERECHOS.....	iv
DEDICATORIA.....	v
AGRADECIMIENTO.....	vi
INDICE.....	vii
Resumen.....	1
1. DESCRIPCION DEL PROYECTO.....	2
1.1. Introducción.....	2
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1. Objetivo general.....	3
1.2.2. Objetivos específicos.....	3
1.3. Metodología.....	3
2 ANALISIS DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS COHESIVOS.....	4
2.1. Asentamientos.....	4
2.2. Asentamientos inmediatos.....	4
2.3. Asentamientos por consolidación primaria.....	6
2.3.1. Arcillas normalmente consolidadas.....	6
2.3.2. Arcillas preconsolidadas.....	8
2.4. Asentamientos por consolidación secundaria.....	12
2.5. Calculo del tiempo de asentamiento.....	14
3 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	15
3.1. Análisis geotécnico.....	15
3.2. Capacidad de carga ultima.....	15
3.3. Capacidad de carga ultima neta.....	17



3.4. Efectos del nivel freático.....	17
3.5. Modificación de las ecuaciones para la capacidad de carga por efectos del nivel freático.....	18
3.6. Factor de seguridad.....	20
4 DISEÑO DE MICROPILOTES.....	22
4.1. Micropilotes.....	22
4.2. Diseño de Micropilotes.....	22
4.2.1. Resistencia por compresión (Q_p).....	24
4.2.1.1. Método de Terzaghi.....	24
4.2.1.2. Método de Meyerhof.....	25
4.2.1.3. Método de Vesic.....	26
4.2.1.4. Método de Jambu.....	27
4.2.1.5. Método de Coyle y Castelló.....	28
4.2.2. Resistencia por fricción (Q_s).....	29
4.2.2.1. Método λ	29
4.2.2.2. Método α	32
4.2.2.3. Método β	32
4.2.3 Asentamiento de pilotes.....	34
4.2.3.1 Determinación del asentamiento elástico del pilote.....	34
4.2.3.2 Determinación del asentamiento del pilote causado por la carga en la punta.....	35
4.2.3.3 Determinación del asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste.....	36
4.2.4 Fricción negativa en pilotes.....	37
4.2.4.1 Relleno de arcilla sobre suelo granular.....	37
4.2.4.2 Relleno de suelo granular sobre arcilla.....	38
4.2.5 Ventajas y desventajas de los pilotes.....	39
4.2.5.1 Ventajas.....	39
4.2.5.2 Desventajas.....	39
5 EVALUACION DE LA CIMENTACION DEL GENERADOR GRUPO N° 5 DE LA EERSSA.....	40



5.1. Antecedentes.....	40
5.2. Ubicación del proyecto.....	40
5.3. Prospección del suelo.....	41
5.4. Análisis de suelos.....	42
5.5. Ensayo de consolidación. Norma ASTM D 2435-03.....	44
5.6. Estado actual de la cimentación.....	46
5.6.1. Análisis de cargas.....	46
5.6.2. Comprobación del factor de seguridad.....	50
5.6.3. Cálculo de asentamientos que ha sufrido la estructura.....	51
5.6.4. Cálculo del tiempo de asentamiento.....	54
5.6.5. Grafica de tiempo vs. Asentamiento.....	57
5.7. Alternativas de solución.....	58
5.7.1. Diseño de un cajón de hormigón armado hueco.....	58
5.7.2. Diseño de micropilotes.....	62
Conclusiones.....	68
Recomendaciones.....	70
Referencias.....	71
ANEXOS: ENSAYOS DE LABORATORIO	
Anexo A: Ensayos de clasificación	
Anexo B: Ensayos triaxiales	
Anexo C: Resumen de ensayos	
Anexo D: Ensayos de consolidación	



INDICE DE TABLAS

2. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS COHESIVOS

Tabla 2.1: Factores de influencia I_p para desplazamiento vertical debido a una compresión.....	5
Tabla 2.2: Valores típicos de la relación de Poisson.....	5
Tabla 2.3: Valores típicos del Modulo de elasticidad de Young.....	6

4. DISEÑO DE MICROPILOTES

Tabla 4.1: Valores promedio de k	27
Tabla 4.2: Valores típicos CP	36

5. EVALUACION DE LA CIMENTACION DEL GENERADOR GRUPO Nº 5 DE LA EERSSA

Tabla 5.1: Resumen de parámetros obtenidos en sitio EERSSA.....	44
Tabla 5.2: Resumen de análisis de carga.....	49
Tabla 5.5: Calculo de asentamientos.....	53
Tabla 5.5: Magnitud de asentamientos correspondientes para cada tiempo.....	56



INDICE DE FIGURAS

2. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS COHESIVOS

Figura 2.1: Curvas de compresibilidad para arcillas normalmente consolidadas y Preconsolidadas.....	7
Figura 2.2: Determinación del valor de P_c de preconsolidación.....	7
Figura 2.3: Principio del cálculo de asentamiento de arcillas Preconsolidadas.....	8
Figura 2.4: Bulbo de presión por Bussinesq's.....	10
Figura 2.5: Principio del cálculo de asentamiento de arcillas Preconsolidadas.....	12
Figura 2.6: Variación de e con $\log t$ bajo un incremento dado de carga y definición del índice de compresión.....	12

2. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Figura 3.1: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida.....	15
Figura 3.2: Localización del nivel freático sobre la cimentación.....	19
Figura 3.3 Localización del nivel freático bajo la cimentación.....	20

3. DISEÑO DE MICROPILOTES

Figura 4.1: Capacidad de carga de micropilotes sin falla.....	23
Figura 4.2: Capacidad última de carga de un pilote.....	24
Figura 4.3: Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena.....	25
Figura 4.4: Variación de (L_b/D) versus el ángulo de fricción del suelo.....	26
Figura 4.5: Factores de capacidad de apoyo.....	28
Figura 4.6: Variación de N_q con L/D	29
Figura 4.7: Variación de λ con la longitud de empotramiento del micropilote.....	30
Figura 4.8: Aplicación del método λ en suelos estratigráficos.....	31
Figura 4.9: Aplicación del método λ en suelos estratigráficos.....	31
Figura 4.10: Variación de α con la cohesión no drenada.....	32



Figura 4.11: Magnitud de ξ35

INDICE DE ECUACIONES

2. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS COHESIVOS

Ecuación 2.1:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	4
Ecuación 2.2:	Fuente: DONALD P. Coduto, foundation desing Principles and practices.....	9
Ecuación 2.3:	Fuente: DONALD P. Coduto, foundation desing Principles and practices.....	9
Ecuación 2.4:	Fuente: DONALD P. Coduto, foundation desing Principles and practices.....	9
Ecuación 2.5:	Fuente: DONALD P. Coduto, foundation desing Principles and practices.....	11
Ecuación 2.6:	Fuente: DONALD P. Coduto, foundation desing Principles and practices.....	11
Ecuación 2.7:	Fuente: DONALD P. Coduto, foundation desing Principles and practices.....	11
Ecuación 2.8:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	13
Ecuación 2.9:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	13
Ecuación 3.0:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	13
Ecuación 3.1:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	14
Ecuación 3.2:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	14



3. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Ecuación 3.3:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	16
Ecuación 3.4:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	16
Ecuación 3.5:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	17
Ecuación 3.6:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	17
Ecuación 3.7:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	17
Ecuación 3.8:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	17
Ecuación 3.9:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	18
Ecuación 3.10:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	19
Ecuación 3.11:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	19
Ecuación 3.12:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	20
Ecuación 3.13:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería geotécnica.....	20

4. DISEÑO DE MICROPILOTES

Ecuación 4.1:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	24
Ecuación 4.2:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	24
Ecuación 4.3:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	25



Ecuación 4.4:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	26
Ecuación 4.5:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	26
Ecuación 4.6:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	26
Ecuación 4.7:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	26
Ecuación 4.8:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	27
Ecuación 4.9:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	27
Ecuación 4.10:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	27
Ecuación 4.11:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	27
Ecuación 4.12:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	28
Ecuación 4.13:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	28
Ecuación 4.14:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	29
Ecuación 4.15:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	29
Ecuación 4.16:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	30
Ecuación 4.17:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	31
Ecuación 4.18:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	31
Ecuación 4.19:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	32



Ecuación 4.20:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	32
Ecuación 4.21:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	33
Ecuación 4.22:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	33
Ecuación 4.23:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	33
Ecuación 4.24:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	33
Ecuación 4.25:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	33
Ecuación 4.26:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	34
Ecuación 4.27:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	34
Ecuación 4.28:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	34
Ecuación 4.29:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	35
Ecuación 4.30:	Fuente: BRAJA M. Das, fundamento de ingeniería de cimentaciones.....	35



RESUMEN

Las cimentaciones profundas son usadas con el fin de brindar estabilidad a una variedad de estructuras de gran importancia como aeropuertos, presas, puentes y edificaciones en condiciones críticas donde las cimentaciones superficiales no lo proporcionan y generan una capacidad de carga que no permiten obtener los factores de seguridad, o cuando los asentamientos generan asentamientos diferenciales mayores a los indicados.

En consecuencia, ha surgido la necesidad de evaluar la calidad de este tipo de cimentación como son el estudio de micropilotes y descartar cualquier anomalía general durante su proceso constructivo, En la construcción se hacen indispensables analizar algunos conceptos como análisis de suelos que es preciso dar una visión general del tipo de suelo a cimentar ya que de ello depende el diseño de la cimentación, una materia que trata de todos aquellos materiales y soluciones constructivas y cuyo conocimiento es necesario para poder desarrollar adecuadamente el proceso de construcción.

ABSTRACT:

Deep foundations are widely used for important structures – bridges as airports, docks and buildings where in critical condition at shallow foundations does not give and generate a load efficiency that these not enable to get security factors also the assents generate differentials assent greater than suggest.

Due to the extensive use of deep foundations, the need has arisen for evaluating the structural integrity of these types of foundations as are minipiles design posterior to their installation. In the buildings is indispensable to analyses any notion as soon as poor analysis that is give a general vision of the poor types foundations in due course depend the foundations design, these as regards that slave trade all materials and constructive solutions and the knowledge is necessary for can development of the construction adapt process.



1 DESCRIPCION DEL PROYECTO:

1.1 Introducción

El proyecto de la cimentación de un edificio es un problema relativamente complejo, que debe ir precedido por un estudio del terreno en el que se consideran el tipo de suelo como, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia y compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad.

Toda cimentación debe garantizar de forma permanente, la estabilidad de la obra que soporta. Las cimentaciones deben contar; con un coeficiente de seguridad adecuado, frente a los asentamientos que deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura cimentada y con su función. El tipo de cimentación, la profundidad y las dimensiones de la misma deben elegirse teniendo en cuenta, por una parte; la estructura a soportar, en especial las acciones que transmiten, su capacidad de deformación y el terreno del que se trate, en especial su resistencia su deformabilidad de forma que la cimentación sea segura y económica.

La construcción de una cimentación es a veces, el trabajo más difícil de todos los que se presentan al realizar una obra.

La responsabilidad del buen funcionamiento de una cimentación recae sobre el que la estudia y proyecta. El constructor podrá tener problemas para realizar lo que figura en los planos y especificaciones pero, no es responsable del mal criterio que se haya seguido para concebir y diseñar el proyecto. También los que proyectan la estructura y deben tomar las decisiones vitales han de enfrentarse a problemas complejos.

La naturaleza ha dispuesto los materiales en el sitio en que se encuentran en una forma caprichosa, y es difícil averiguar cuál será el comportamiento de estos materiales, cuando; sean sometidos a la acción de las cargas, sea el lugar de ubicación, bajo la superficie del terreno, o bien encontrarse con que una parte del terreno está formado por materiales de relleno dudoso. Lo que tiene que hacer es obtener toda la información posible acerca de los problemas con que se enfrenta.



1.2 Objetivos:

1.2.1 Objetivo general

Estudio de diferentes soluciones para el control de asentamientos en obras civiles.

1.2.2 Objetivos específicos

1. Investigar la teoría relacionada con el diseño de micropilotes
2. Evaluación de la cimentación del generador grupo N° 5 de la Empresa Eléctrica Regional del Sur S. A. (EERSSA)

1.3 Metodología

Para cumplir con los objetivos citados anteriormente se utilizó el siguiente procedimiento que se detalla a continuación.

- Se recopiló la información necesaria para la realización del proyecto.
- Se analizó una evaluación de la cimentación del generador grupo N° 5, en la cual se comprobó el factor de seguridad y también se analizó los asentamientos producidos por dicha cimentación. (ver anexos)
- Para el diseño de micropilotes se analizaron por varios métodos.
- Cálculo de asentamientos de micropilotes



2 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS COHESIVOS:

2.1 Asentamientos:

Toda la masa de suelo, al ser sometido por un incremento de esfuerzos provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas que comprime a los estratos de

Suelo. La compresión es causada por:

- a) Deformación de las partículas del suelo.
- b) Reacomodo de las partículas del suelo.
- c) Extracción de agua o aire de los espacios vacíos.

En general, el asentamiento del suelo es causado por tres amplias categorías:

1. Asentamientos inmediatos.
2. Asentamientos por consolidación primaria.
3. Asentamientos por consolidación secundaria.

2.2 Asentamientos inmediatos [2]:

Es provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos, y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

La deformación elástica o asentamiento inmediato, para un área uniforme cargada, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S_i = \frac{qB(1-\nu^2)}{E} I_p$$

Ecuación 2.1

Dónde:

S_i = Asentamiento inmediato



q = Intensidad de la presión de contacto

B = Ancho de cimentación

ν = Relación de polisión

I_p = Factor de influencia para desplazamiento vertical

E = Modulo de elasticidad de Young

En la tabla 2.1 nos muestra valores para obtener el factor de influencia I_p

Forma de zapata	Flexible			
	Centro	Esquina	promedio	Rigida
Rectangular				
L/B = 1	1,122	0,561	0,946	0,82
1,5	1,358	0,679	1,148	1,06
2	1,532	0,766	1,300	1,20
3	1,783	0,892	1,527	1,42
4	1,964	0,982	1,694	1,50
5	2,105	1,052	1,826	1,70
10	2,540	1,270	2,246	2,10
100	4,010	2,005	3,693	3,47
Cuadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Circular	1,00	0,64	0,85	0,79

Tabla 2.1. Factores de influencia I_p para desplazamiento vertical debido a una compresión [2]

Fuente: Seminario de Geotecnia UTPL 1990 Pág. 58

Para determinar satisfactoriamente los valores de E y ν , en las tablas 2.2 y 2.3 se presentan valores para diferentes tipos de suelos.

Tipo de suelo	ν
Arcilla Saturada	0,4 - 0,5
No saturada	0,1 - 0,3
Arenosa	0,2 - 0,3
Limo	0,3 - 0,35
Arena Densa	0,2 - 0,4
De grano grueso	0,15
De grano fino	0,25
Roca	0,1 - 0,4
Loes	0,1 - 0,3
Hielo	0,36
Concreto	0,15

Tabla 2.2. Valores típicos de la relación de poisson [2]

Fuente: Seminario de Geotecnia UTPL 1990 Pág. 58



Tipo de suelo	E (ton/m ²)
Arcilla: Muy blanda	30 - 300
Blanda	200 - 400
Media	450 - 900
Dura	700 - 2000
Arcilla arenosa	3000 - 4250
Suelos glaciares	1000 - 16000
Loes	1500 - 6000
Arena limosa	500 - 2000
Arena: Suelta	1000 - 2500
Densa	5000 - 10000
Grava arenosa: Densa	8000 - 20000
Suelta	5000 - 14000
Arcilla esquistosa	14000 - 140000
Limos	200 - 2000

Tabla 2.3. Valores típicos del Módulo de elasticidad de Young E [2]

Fuente: Seminario de Geotecnia UTPL 1990 Pág. 58

2.3 Asentamientos por consolidación primaria:

El asentamiento por consolidación, se da a lo largo del tiempo y ocurre en suelos arcillosos saturados. Cuando son sometidos a una carga creciente causada por la construcción de una cimentación.

A partir de la información brindada por las curvas obtenidas de los ensayos de consolidación, se puede calcular el asentamiento de un estrato; el cálculo del asentamiento dependerá de si se trata de una arcilla normalmente consolidada o preconsolidada.

2.3.1 Arcillas normalmente consolidadas [1]:

Se deben reconocer dos condiciones diferentes de importancia práctica para un cierto estrato de arcilla:

1. Se dice que un estrato está normalmente consolidado, si nunca se han actuado en él presiones verticales efectivas mayores que las existentes en la actualidad.
2. Un estrato preconsolidado, en alguna época de su historia, estuvo sujeto a presiones verticales efectivas mayores que las actuales. La



presión efectiva máxima a que estuvo sometido el estrato de arcilla, se denomina presión de preconsolidación.

La figura 2.1 muestra curvas de compresibilidad e - $\log \sigma$ representativas para el caso de; a) una arcilla normalmente consolidada, y b) una arcilla preconsolidada

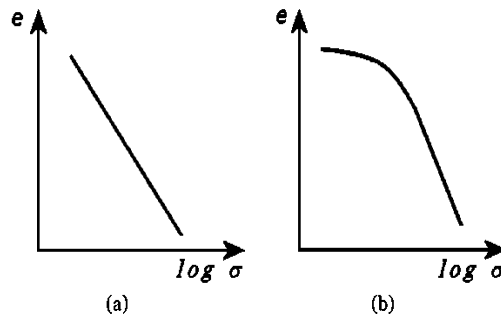


Figura 2.1 Curvas de compresibilidad para arcillas normalmente consolidadas y Preconsolidadas

Casagrande (1936), propuso un método empírico para obtener la presión de preconsolidación a partir de los ensayos de consolidación. En la figura 2.2 muestra un procedimiento para la estimación del valor de dicha presión¹.

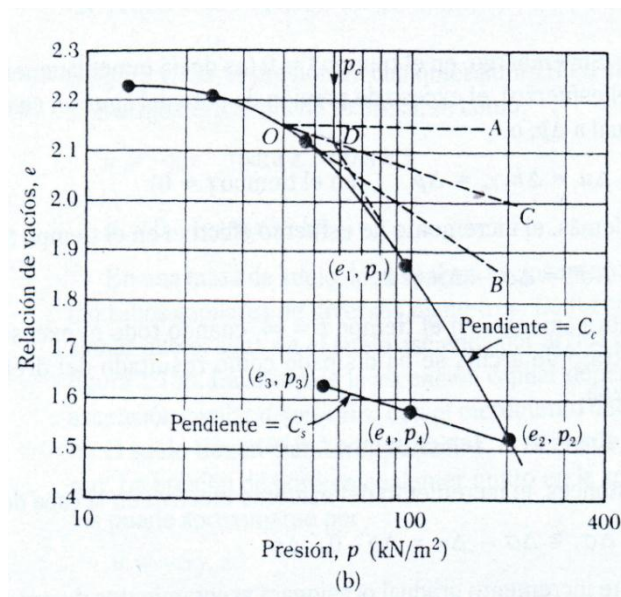


Figura 2.2 Determinación del valor de p_c de preconsolidación

¹ BRAJA M. Das Principio de Ingeniería de cimentaciones pág. 38



1. Se localiza en la curva e-Log p el punto O que tenga la curvatura mas aguda, es decir, el menor radio de curvatura.
2. Trazar por el punto O una línea horizontal (OA)
3. Trazar una tangente (OB), a la curva e-Log p en O
4. Trazar una bisectriz (OC), del ángulo AOB
5. Prolongar la parte virgen de la curva hacia arriba hasta cortar la bisectriz (OC), obteniéndose un punto D, que corresponde a un valor estimado de la máxima presión de preconsolidacion (P_c).

2.3.2 Arcillas Preconsolidadas [3]:

Las curvas características de arcillas Preconsolidadas presentan, como se vio anteriormente, un tramo inicial curvo. Por lo tanto para simplificar el cálculo del asentamiento, es conveniente linealizar el diagrama por medio de dos rectas; cuyas pendientes son el índice de recompresión C_r , hasta la carga preconsolidada σ'_p , y luego de esta el índice de compresión C_c , conocidos estos índices se puede calcular el asentamiento según la magnitud de la presión final, de acuerdo a la figura 2.3

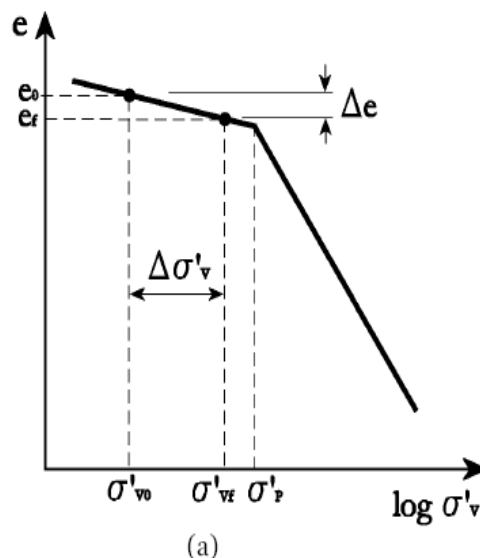


Figura 2.3 Principio del cálculo de asentamiento de arcillas Preconsolidadas



1. Si $\sigma'_{v0} \leq \sigma'_{vf}$, la presión efectiva final será sobre la línea de recompresión de pendiente C_r , y el asentamiento se determina mediante la siguiente expresión.

$$S = \frac{C_r}{1 + e_o} \cdot H \cdot \text{Log} \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Dónde:

C_r = Índice de recompresión

e_o = Relación de vacíos

σ'_{v0} = Presión efectiva inicial a que está sometido el estrato

$\Delta\sigma'_v$ = Incremento del esfuerzo vertical del estrato

Para determinar el esfuerzo inicial vertical efectivo del estrato (σ'_{v0}), se determina mediante la siguiente expresión:

$$\sigma'_{z0} = \gamma h - \mu \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Dónde:

γ = Peso específico del suelo

μ = Coeficiente de poisson

Para determinar el incremento del esfuerzo vertical del estrato se lo hace mediante la siguiente expresión.

$$\Delta\sigma_z = I_\sigma (q - \sigma'_{z0}) \quad \text{Ecuación 2.4}$$



Dónde:

I_σ = Factor de influencia del estrato

q = Sobrecarga a nivel de cimentación

Para determinar el factor de influencia del estrato se lo obtiene en la figura 2.4 en función de la profundidad del nivel de cimentación y el ancho de la cimentación (B).

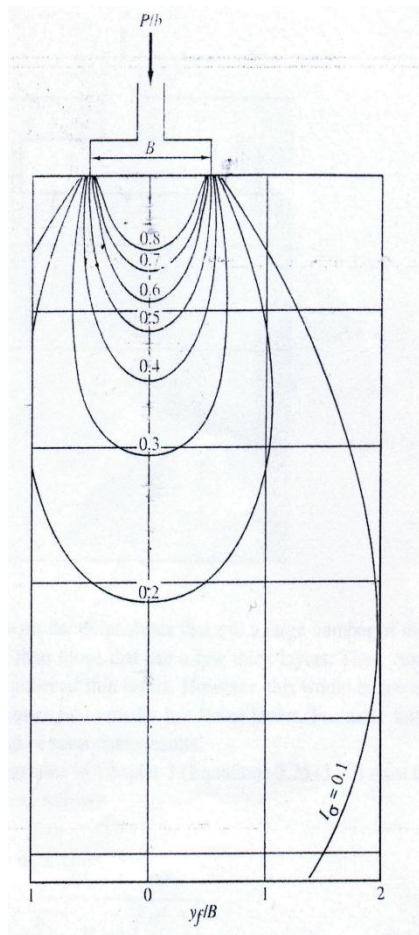


Figura 2.4 Bulbo de presión por Bussinesq's

Luego se determina el esfuerzo final efectivo vertical de la siguiente manera:



$$\sigma'_{zf} = \sigma'_{zo} + \Delta\sigma' z$$

Ecuación 2.5

Dónde:

σ'_{zf} = Esfuerzo final efectivo vertical

Reemplazando la ecuación 2.5 en 2.2, tenemos la siguiente expresión de cálculo del asentamiento:

$$S = \frac{C_r}{1 + e_o} \cdot H \cdot \text{Log} \left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

Ecuación 2.6

2. Si $\sigma'_{zo} < \sigma'_c < \sigma'_{zf}$, en la figura 2.5, la deformación sigue la trayectoria de la línea de recompresión hasta la presión de preconsolidación y a partir de ahí el tramo virgen hasta la presión final. El asentamiento para este caso se calcula de la siguiente manera:

$$S = \frac{C_r}{1 + e_o} H \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{zo}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_o} H \log \left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_c} \right)$$

Ecuación 2.7

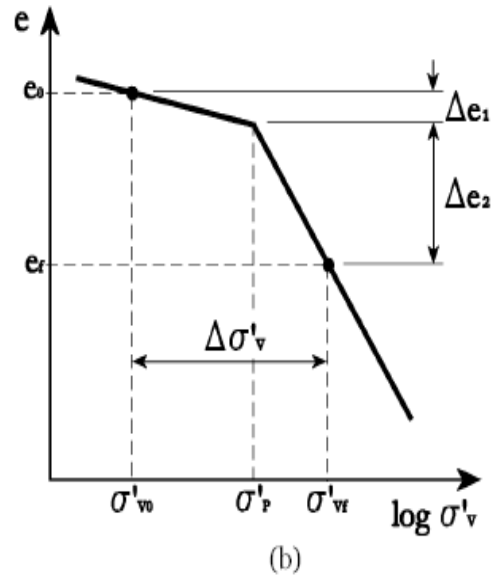


Figura 2.5 Principio del cálculo de asentamiento de arcillas Preconsolidadas

2.4 Asentamientos por consolidación secundaria [2]:

Se denomina consolidación secundaria, al proceso de cambio de volumen dependiente del tiempo que ocurre luego de la consolidación primaria y tiene lugar esencialmente a presión efectiva constante.

Al final de la consolidación primaria existe un asentamiento debido al ajuste plástico de la estructura del suelo, denominado usualmente flujo plástico.

En esta etapa, la gráfica de la deformación versus el logaritmo del tiempo para un incremento dado de carga se ilustra en la figura 2.6.

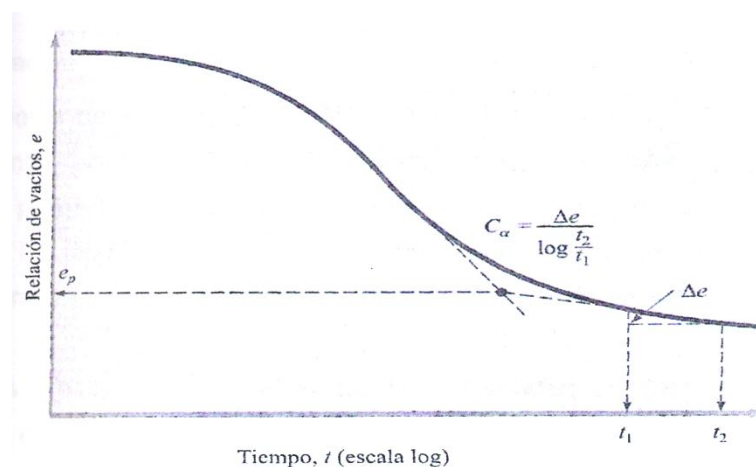


Figura 2.6 Variación de e con Log t bajo un incremento dado de carga, y definición de índice de compresión secundario



El índice de compresión secundaria se define mediante la siguiente expresión:

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta_e}{\log(t_2/t_1)} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Dónde:

C_{α} = Índice de compresión secundaria

Δ_e = Cambio de la relación de vacíos

t_1, t_2 = Tiempos, usualmente t_1 se toma como el tiempo en el que se termina la consolidación primaria

Definitivamente el asentamiento por consolidación secundaria se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S_s = C'_{\alpha} H \log\left(\frac{t_1}{t_2}\right) \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Dónde:

$$C'_{\alpha} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_p} \quad \text{Ecuación 3.0}$$

e_p = Relación de vacíos al final de la consolidación primaria

H = Espesor de la capa de arcilla

El asentamiento por consolidación secundaria es más importante que por consolidación primaria en suelos orgánicos y en suelos inorgánicos altamente compresibles. En arcillas inorgánicas reconsolidadas, el índice de compresión secundaria es muy pequeño y tiene una menor importancia práctica.



2.5 Cálculo del tiempo de asentamiento:

El coeficiente de consolidación no puede ser considerado como una constante real para un suelo dado, puesto que su valor depende del coeficiente de permeabilidad k y el coeficiente volumétrica m_v , siendo ambas variables: k varía con los cambios en la relación de vacíos y m_v con los cambios de esfuerzo efectivo. Sin embargo la variación de c_v puede ser relativamente pequeña en intervalos limitados de esfuerzos y su valor puede usarse casi constante.

Cuando se ha determinado C_v , el tiempo requerido para que se verifique un cierto grado de consolidación se obtiene con la ecuación:

$$T_v = \frac{C_v t}{d^2} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Dónde:

T_v = Factor de tiempo adicional

C_v = Coeficiente de consolidación

d = Espesor de la capa de arcilla debajo de la cimentación

t = Tiempo en que termina la consolidación

Despejando el tiempo de la ecuación 3.1 se obtiene lo siguiente:

$$t = \frac{T_v d^2}{C_v} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

La variación del grado promedio de consolidación con el factor de tiempo adimensional T_v , que se lo determina en la tabla 4.10, tomada: **Fundamentos de Ingeniería Geotecnia BRAJA M. Das Pág. 179**, que representa en el caso en que u_0 es el mismo para toda la profundidad del estrato de consolidación.



3 CIMENTACIONES SUPERFICIALES:

3.1. Análisis geotécnico.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en la realización de sondeos en el terreno y extracción de muestras para su identificación, y, en algunos casos, para someterlos a pruebas. Después de que se ha conocido mediante sondeos preliminares, las características generales de los materiales del subsuelo, puede ser adecuado un programa más extenso de sondeo y muestreo por medio de pruebas como ensayos de triaxiales u otros métodos directos que no requieren muestreo.

Como veremos más adelante para que el ingeniero pueda diseñar una cimentación por superficial o mediante micropilotes, es necesario determinar la capacidad de carga última, para luego dividirla para un factor de seguridad y así obtener la capacidad de carga admisible por unidad de área.

3.2 Capacidad de carga última.

Terzaghi fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales, lo cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad D_f como se muestra en la figura 3.1 de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación se define como cimentaciones superficiales².

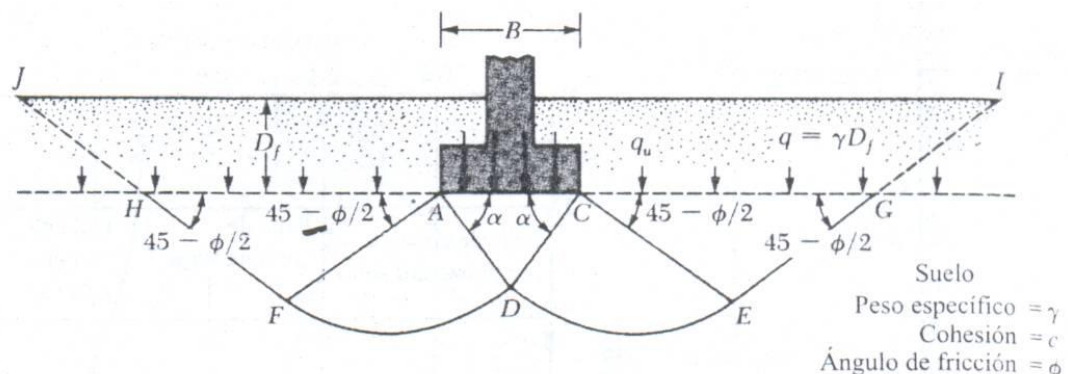


Figura 3.1 Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa

² BRAJA M. Das, Fundamentos de Ingeniería geotécnica, Pág. 393



Usando un análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga última para una cimentación corrida de la siguiente manera.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Dónde:

C= cohesión del suelo.

γ = Peso específico del suelo.

$q = \gamma D_f$

N_c , N_q y N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo.

Para estimar la capacidad de carga última de una cimentación cuadrada o circular se la define mediante la siguiente expresión.

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \text{Cimentación cuadrada Ecuación 3.2}$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad \text{Cimentación circular Ecuación 3.3}$$

En el año 1963 Meyerhof sugirió que se tome en cuenta los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga, por lo que la ecuación 3.1 fue reemplazada por la siguiente:

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \frac{1}{2}\gamma DN_\gamma^* \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Los factores de capacidad de carga son afectados por los factores de forma, profundidad e inclinación, y son definidos mediante las expresiones:



$$N^*_q = \tan^2(45 + \phi/2)e^{\pi \tan \phi} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

$$N^*_c = (N_q - 1)\cot \phi \quad \text{Ecuación 3.6}$$

$$N^*_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Estos factores de capacidad de carga se los obtiene directamente de la tabla 3.1: **Fuente Principios de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das, Pág. 158.**

3.3 Capacidad de carga última neta [2]

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por área unitaria de la cimentación soportada por el exceso de la presión causada por el suelo alrededor al nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado en la cimentación y el peso específico del suelo que rodea a este se supone despreciable, entonces la capacidad de carga neta es definida por la siguiente expresión.

$$q_{neta(u)} = q_u - q \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Dónde:

$q_{neta(u)}$ = Capacidad de carga última neta

3.4 Efectos del nivel freático:

Cuando se extrae agua durante la excavación para una cimentación, se produce un descenso del nivel freático del área circundante. Esta reducción de condiciones hidrostáticas puede ocasionar un asentamiento debido a dos procesos.



1. En algunas arcillas, se produce una disminución del contenido de humedad y reducción del volumen. El suelo que queda por arriba del nivel de aguas subterráneas cuando este nivel ha descendido, puede contraerse debido a esta acción.
2. La reducción de la presión hidrostática en los poros tiene, como consecuencia, un aumento del esfuerzo efectivo de sobrecarga en las capas que están por debajo. Por consiguiente el suelo en especial las arcillas o turbas afectadas por el descenso del nivel freático puede consolidarse por un aumento del esfuerzo efectivo.

3.5 Modificación de las ecuaciones para la capacidad de carga por efectos del nivel freático [2]

Las ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.3 que fueron definidas para determinar la capacidad de carga última con base de que el nivel freático se encuentra muy debajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel está arriba o debajo de la cimentación, será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, dependiendo de la localización del nivel freático. Para ello tenemos tres casos de localización.

Caso I:

Si el nivel freático está localizado de modo que $0 \leq D_1 \leq D_f$, como se muestra en la figura 3.2 el factor q en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma de la siguiente manera.

$$q = D_{1\gamma} + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Dónde:

q = Sobrecarga efectiva

γ_{sat} = Peso específico saturado del suelo

γ_w = Peso específico del agua



Para el valor de γ en el último término de las ecuaciones debe ser reemplazado por

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

En la tabla 3.2: **Fuente Principios de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das, Pág. 160**, presenta factores de capacidad de carga modificados para cuando existe presencia de nivel freático. Reemplazando Φ por $\Phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \Phi)$, en las ecuaciones 3.5, 3.6, y 3.7.

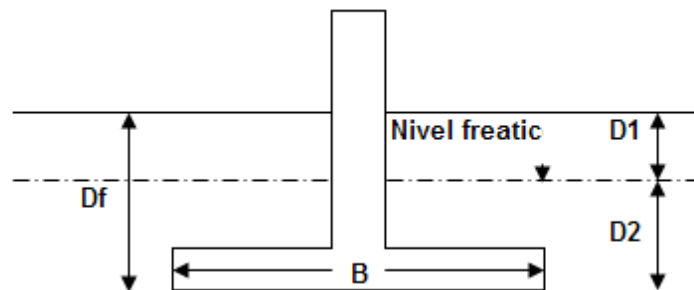


Figura 3.2 Localización del nivel freático sobre la cimentación

Caso II:

Para el nivel de agua localizado de modo que $0 \leq d \leq B$ como se muestra en la figura 3.3 se define mediante la siguiente expresión.

$$q = \gamma D_f$$

Ecuación 3.10

Para γ en el último término de las ecuaciones de capacidad de carga debe ser reemplazado por el factor que se define de la siguiente manera.

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

Ecuación 3.11

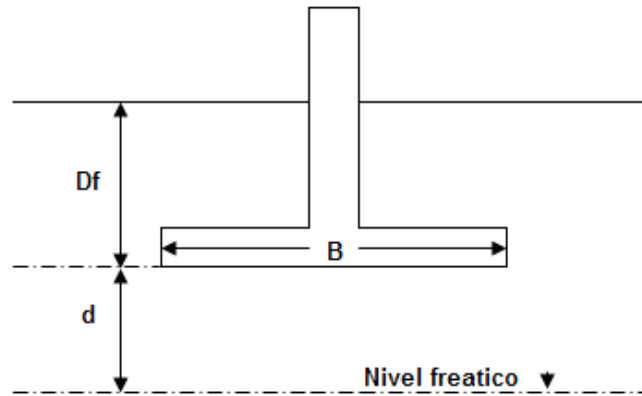


Figura 3.3 Localización del nivel freático bajo la cimentación

Caso III:

Cuando el nivel freático se localiza de modo que $d \geq B$ el agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga última.

Es importante también señalar que para una cimentación profunda mediante micropilote, como el ancho D , de los micropilotes es relativamente pequeño, el último término de la ecuación (3.1), se anula cambiando a una ecuación más reducida y más lógica.

$$q_u = q_p = cN_c^* + q'N_q^* \quad \text{Ecuación 3.12}$$

3.6 Factor de seguridad.

Su principal misión es la de alejar el comportamiento de la estructura del estrato de rotura para que exista un margen suficiente ante eventuales estados de carga no previstos en el proyecto. Adicionalmente, el factor de seguridad permite cubrir inexactitudes de los modelos usados. Para el cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones, requiere aplicar un factor de seguridad (F_s), a la capacidad de carga última bruta o “ q admisible”.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s} \quad \text{Ecuación 3.13}$$



Un factor de seguridad de 3 o 3.5, en todos los casos cuando se tiene una gran duda un factor de seguridad de 4 es una gran garantía.



4 DISEÑO DE MICROPILOTES:

4.1. Micropilotes:

Los micropilotes son elementos con una capacidad portante inferior a la de los pilotes. Con el uso de micropilotes se eliminan obras complementarias de unión de los micropilotes a la estructura, además, las obras a ejecutar pueden programarse en un corto tiempo y con costos bajos, en particular si se conocen datos característicos del terreno.

Basándonos en la “Teoría de la Capacidad de Carga de Terzaghi”, quien fue el primero en presentar una investigación completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentación.

Sin embargo de ello, los micropilotes ya han sido utilizados por empresas mexicanas para la construcción de viviendas. En el que se construyen perforando un agujero en el terreno y llenándolo con concreto, un micropilote de fricción adquiere su capacidad de carga principalmente del suelo que lo rodea, por la resistencia al corte que se desarrolla entre el suelo y el micropilote. El suelo que está cerca del extremo inferior del micropilote soporta un porcentaje muy pequeño de carga.

4.2. Diseño de Micropilotes.

Para diseñar un micropilote resulta un tanto difícil porque la mayoría de libros investigados nos hablan de pilotes con longitudes de 15 m, 30 m y hasta 50 m de profundidad.

Extensa es la bibliografía sobre cómo diseñar pilotes, pero muy poco o casi nada existe escrito sobre cómo diseñar estos pequeños micropilotes, a pesar de que estos estudios no son nuevos ni recientes, muchos constructores e investigadores prefieren guardar celosamente estos conocimientos.

La capacidad de una cimentación de micro pilotaje para soportar cargas sin falla o asentamiento excesivo depende de varios factores como se muestra en



la figura 4.1a y b: El fuste, en aquellos terrenos en las que al no existir un nivel claramente más resistente, al transmitir la carga del pilote, este transmitirá su carga al terreno fundamentalmente a través del fuste, se suele denominar pilotes “flotantes” como se puede apreciar en la figura (a), por punta en aquellos terrenos en los que al existir, a cierta profundidad, un estrato claramente nos resistirá, las cargas del pilote se transmitirán fundamentalmente por punta, se suele denominar pilotes “Columna”, como se muestra en la figura (b).

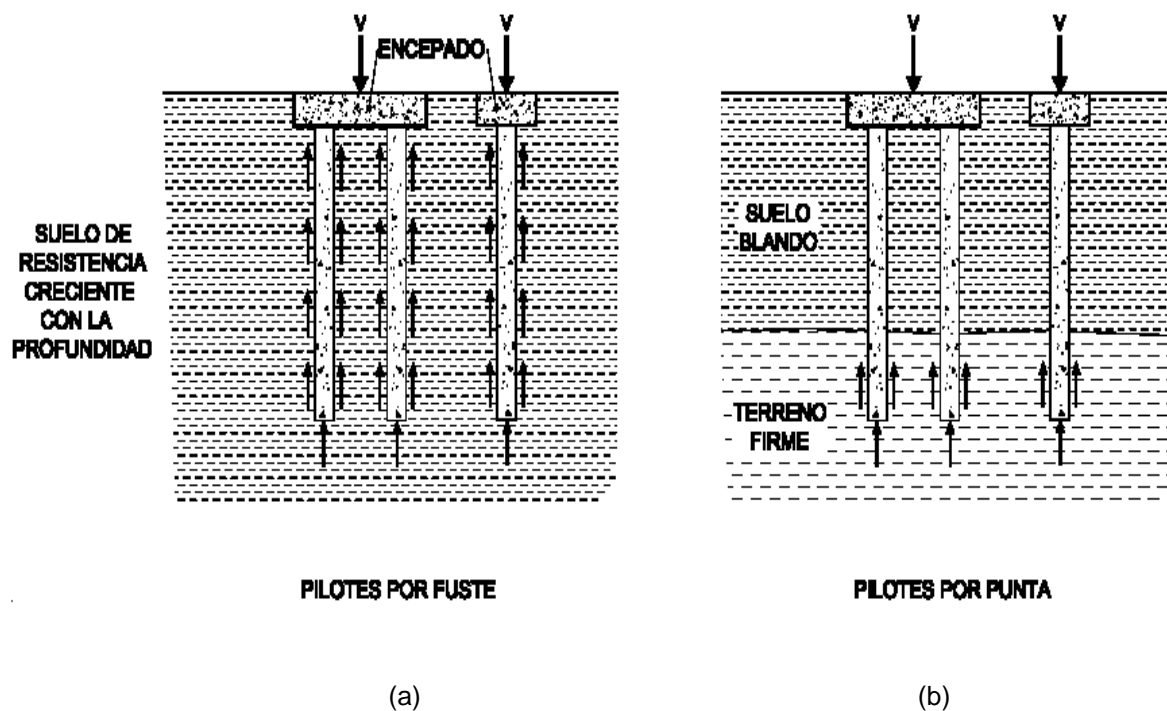


Figura 4.1 Capacidad de carga de micropilotes sin falla

La resistencia que puede tener un micropilote se determina por una simple ecuación y es igual a la suma entre la capacidad de carga del micropilote tomada en la punta más la resistencia total por fricción generada en el interfaz suelo-pilote, como se muestra en la (fig. 4.2).

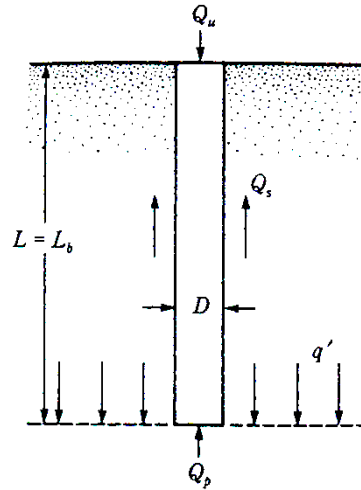


Figura 4.2 Capacidad ultima de carga de un pilote

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Ecuación 4.1

Dónde:

Q_u = Capacidad última del pilote

Q_p = Capacidad de carga de la punta del pilote

Q_s = Resistencia por fricción

Para determinar la capacidad de carga en la punta del pilote (Q_p), y la resistencia por fricción (Q_s), existen varios métodos para determinar.

4.2.1. Resistencia por compresión (Q_p) [2]:

4.2.1.1. Método de Terzaghi:

Terzaghi propuso para calcular la carga última de un pilote mediante la siguiente expresión.

$$Q_p = A_p * q_p$$

Ecuación 4.2

Reemplazando la ecuación 3.12 en la ecuación 4.2, obteniéndose de la siguiente manera.



$$Q_p = A_p * (cN^*c + q'N^*_q)$$

Ecuación 4.3

Dónde:

A_p = Área de la punta del pilote

C = cohesión del suelo.

q_p = Resistencia unitaria de punta

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

N_c, N_q = Factores de capacidad de carga

4.2.1.2. Método de Meyerhof:

Para determinar la capacidad de carga de un pilote en arena generalmente, crece con la profundidad de empotramiento y alcanza un valor máximo para

una relación de empotramiento de $\frac{L_b}{D} = \left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr}$.

Sin embargo donde el pilote penetra hasta una profundidad de un estrato firme, $L_b < L$, más allá de la relación de empotramiento crítico $(L_b/D)_{cr}$, el valor de q_p permanece constante, es decir que $L = L_b$, como se muestra en la siguiente figura (4.3).

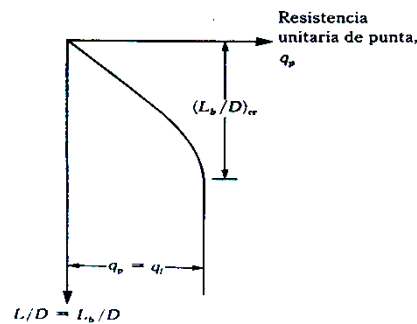


Figura 4.3 Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena

Para determinar los factores de capacidad de carga, y con el ángulo de fricción interna Φ se muestra en la siguiente figura (4.4).

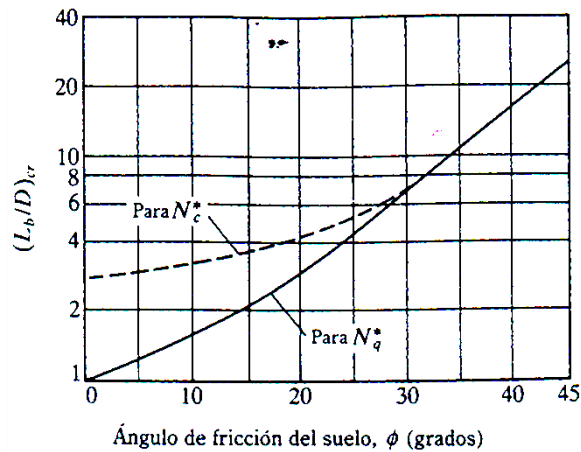


Figura 4.4 Variación de (Lb/D) versus el ángulo de fricción del suelo

Para pilotes en **arena** con $c = 0$, la ecuación 3.10 toma la siguiente forma:

$$Q_p = A_p * q' * N_q^* \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Sin embargo, Q_p debe cumplir la siguiente condición; de que no debe exceder el valor límite.

$$Q_p \leq A_p q_l \quad \text{Ecuación 4.5}$$

El valor límite de resistencia en la punta es:

$$q_l (KN/m^2) = 50 N_q^* \tan \phi \quad \text{Ecuación 4.6}$$

4.2.1.3. Método de Vesic:

Para estimar la capacidad de carga última en un pilote, Vesic (1977) propuso un método basado en parámetros de esfuerzo efectivo.

$$Q_p = A_p (c N_c^* + \sigma'_o N_\sigma^*) \quad \text{Ecuación 4.7}$$

Dónde:

σ'_o = Esfuerzo efectivo normal medio del terreno a nivel de punta del pilote



$$\sigma'_o = \left(\frac{1 + K_o}{3} \right) q' \tag{Ecuación 4.8}$$

K_o = Coeficiente de presión de tierra en reposo (tabla 3.2)

N^*_c, N^*_σ = Factores de capacidad de carga

$$N^*_\sigma = \frac{3N^*_q}{(1 + 2K_o)} \tag{Ecuación 4.9}$$

Para la relación N^*_c se puede expresar como:

$$N^*_c = (N^*_q - 1) \cot \phi \tag{Ecuación 4.10}$$

Para obtener el coeficiente de presión de tierra en reposo. En la tabla 4.1, muestra unas expresiones de acuerdo al tipo de pilote que son las siguientes:

Tipo de pilote	K
Pilotes perforados	$1 - \text{sen}\Phi$
Pilote hincado de bajo desplazamiento	$1 - \text{sen}\Phi$ a $1.4 (1 - \text{sen}\Phi)$
Pilote hincado de alto desplazamiento	$1 - \text{sen}\Phi$ a $1.8 (1 - \text{sen}\Phi)$

Tabla 4.1 Valores promedio de K

4.2.1.4. Método de Jambu:

Jambu (1976), propuso la siguiente expresión para estimar Q_p :

$$Q_p = A_p (cN^*_c + q'N^*_q) \tag{Ecuación 4.11}$$

Se puede notar que la ecuación 3.18 es igual a la ecuación 3.10, mientras que los factores de capacidad de carga se los obtiene suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote.



$$N^*_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \left(e^{2\eta' \tan \phi} \right)$$

Ecuación 4.12

El ángulo η' se define en la siguiente figura (4.5), para N^*_c se lo determina mediante la ecuación 3.17.

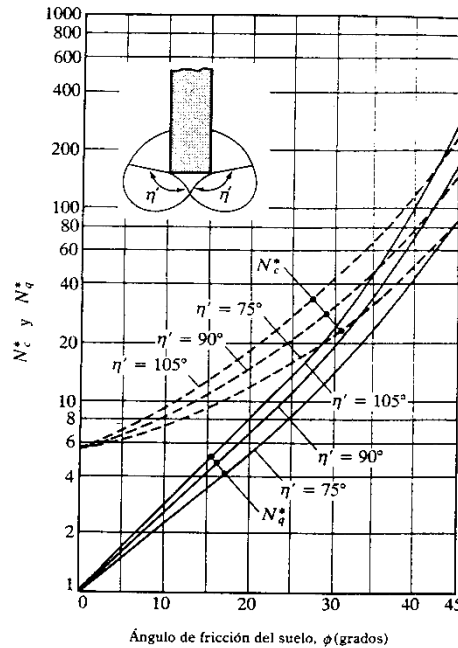


Figura 4.5 Factores de capacidad de apoyo

4.2.1.5. Método de Coyle y Castelló:

Para este método Coyle y Castello (1981) analizaron 24 pruebas de carga con pilotes hincados en arena, de los cuales se obtuvieron los siguientes resultados.

$$Q_p = q' N^*_q A_p$$

Ecuación 4.13

Dónde:

q' = Esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

N^*_q = Factor de capacidad de carga

Para obtener N^*_q , mediante la relación L/D y el ángulo de fricción interna del suelo Φ se entra en la figura (4.6) y se lee el valor de N^*_q .

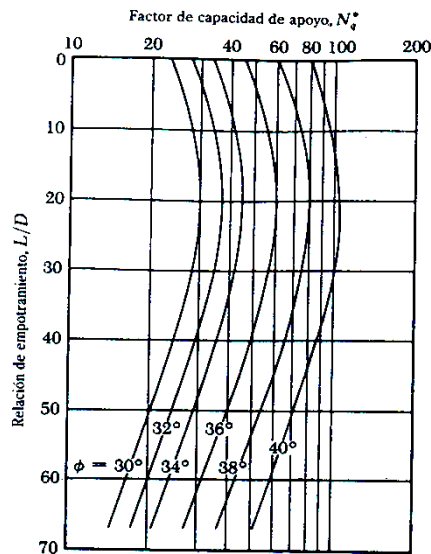


Figura 4.6 Variación de N_q^* con L/D

4.2.2. Resistencia por fricción (Q_s):

Para determinar la resistencia por fricción o superficial de un pilote, mediante la siguiente expresión.

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f \quad \text{Ecuación 4.14}$$

La resistencia unitaria por fricción, f , debido a la presencia de variables que no son cuantificadas, existen varios métodos para calcular la resistencia por fricción de un pilote que se lo describe a continuación.

4.2.2.1. Método λ :

Este método fue propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972). En el cual que basa de acuerdo al desplazamiento del suelo causado por el hincamiento del pilote que a cualquier profundidad conduce una presión lateral pasiva, el cual la resistencia unitaria superficial promedio se la obtiene mediante la siguiente expresión.

$$f_{prom} = \lambda (\sigma'_v + 2C_u) \quad \text{Ecuación 4.15}$$



$$\sigma'_v = 2c_u$$

Ecuación 4.16

Dónde:

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento

c_u = Resistencia cortante media no drenada ($\Phi = 0$)

Para el valor de λ cambia de acuerdo a la profundidad de penetración del pilote, que se la obtiene de la siguiente figura (4.7) en función de la longitud del pilote.

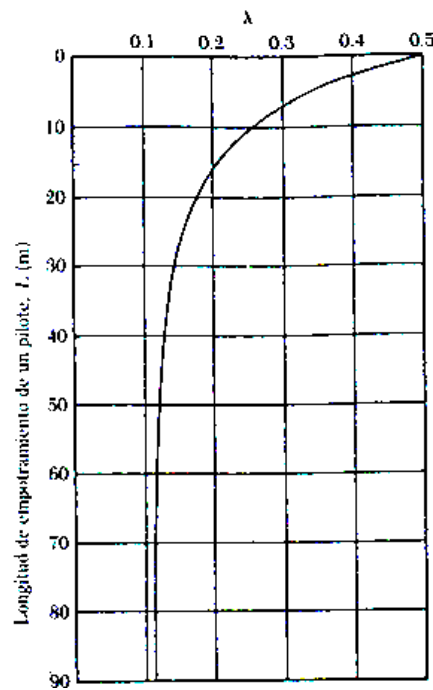


Figura 4.7 Variación de λ con la longitud de empotramiento del pilote

Para obtener el valor de σ'_v y c_u se debe de tener mucho cuidado en suelos estratigráficos, la siguiente figura (4.8) nos permite explicar que el valor medio de c_u es:

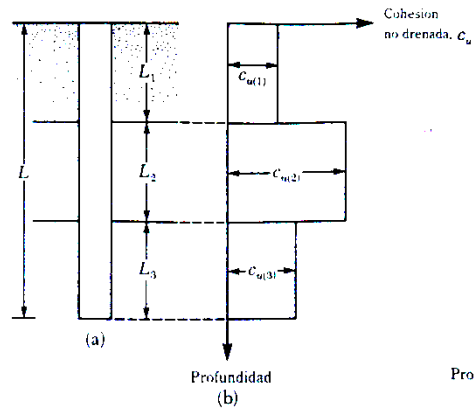


Figura 4.8 Aplicación del método λ en suelo estratigráfico

$$c_{u(prom)} = \frac{(c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \dots + c_{u(n)}L_n)}{L} \quad \text{Ecuación 4.17}$$

En la figura (4.9) muestra la variación del esfuerzo efectivo con la profundidad, en donde el esfuerzo medio efectivo es:

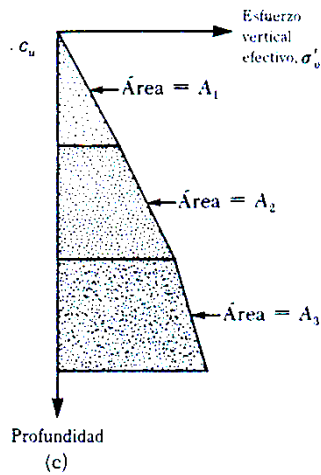


Figura 4.9 Aplicación del método λ en suelo estratigráfico

$$\sigma'_v = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n}{L} \quad \text{Ecuación 4.18}$$

Dónde:

A_1, A_2, A_3, \dots Áreas de diagramas de esfuerzo vertical efectivo



4.2.2.2. Método α :

Para determinar la resistencia unitaria superficial en un suelo arcilloso se determina mediante la siguiente expresión.

$$f = \alpha c_u \quad \text{Ecuación 4.19}$$

Dónde:

α = Facto empírico de adhesión.

Para determinar el valor de α aproximado se muestra en la figura (4.10) se puede notar que para arcillas normalmente consolidadas ($c_u \leq$ aprox. 1Klb/pie² o 50KN/m²) $\alpha = 1$ y para determinar la resistencia por fricción se determina aplicando la ecuación 3.21.

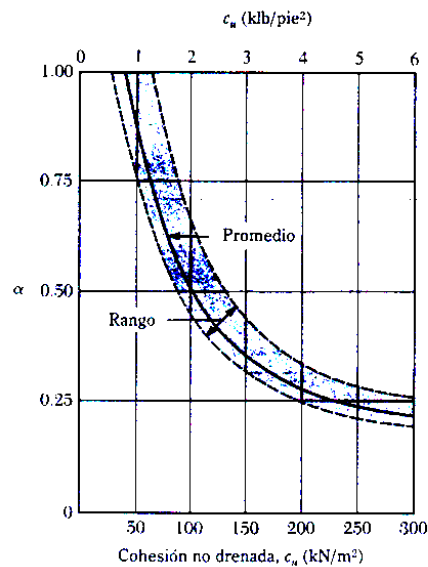


Figura 4.10 Variación de α con la cohesión no drenada

$$Q_s = \sum \alpha c_u p \Delta L \quad \text{Ecuación 4.20}$$

4.2.2.3. Método β :

Cuando se hinca un pilote en arcillas saturadas, la presión de poro en el suelo alrededor del pilote aumenta, este exceso de presión de poro en arcillas



normalmente consolidadas es de 4 a $6c_u$. Por consiguiente la resistencia unitaria por fricción en un pilote se determina en base a parámetros de esfuerzo efectivo.

$$f = \beta \sigma'_v \quad \text{Ecuación 4.21}$$

Dónde:

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo

$$\beta = K \tan \phi_R \quad \text{Ecuación 4.22}$$

Dónde:

ϕ_R = Angulo de fricción drenada de arcilla remoldeada

K = Coeficiente de presión de la tierra

La magnitud K para arcillas normalmente consolidadas es:

$$K = 1 - \text{sen} \phi_R \quad \text{Ecuación 4.23}$$

Para arcillas Preconsolidadas:

$$K = (1 - \text{sen} \phi_R) \sqrt{OCR} \quad \text{Ecuación 4.24}$$

Dónde: OCR = Taza de preconsolidación

Reemplazando los valores de K en la ecuación 3.29 y 3.28 se obtiene lo siguiente:

Para arcillas normalmente consolidadas:

$$f = (1 - \text{sen} \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_v \quad \text{Ecuación 4.25}$$



Para arcillas Preconsolidadas:

$$f = (1 - \text{sen} \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma'_v \quad \text{Ecuación 4.26}$$

De acuerdo al tipo de suelo se determina la resistencia total por fricción aplicando la ecuación 3.21.

4.2.3 Asentamiento de pilotes [2]:

Para determinar el asentamiento de un pilote bajo una carga de trabajo vertical, Q_w , se determina mediante tres factores de acuerdo a la siguiente expresión:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad \text{Ecuación 4.27}$$

Dónde:

S = Asentamiento total del pilote

S_1 = Asentamiento elástico del pilote

S_2 = Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

S_3 = Asentamiento del pilote causado por la carga transmitido a lo largo del fuste.

4.2.3.1 Determinación del asentamiento elástico del pilote (S_1):

Si el material del pilote se supone elástico, la deformación del fuste del pilote se evalúa usando los principios fundamentales de la mecánica de suelos mediante la siguiente expresión.

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p * E_p} \quad \text{Ecuación 4.28}$$

Dónde:

Q_{wp} = Carga en la punta del pilote bajo condiciones de trabajo

Q_{ws} = Carga por resistencia de fricción bajo condiciones de trabajo



A_p = Área de la sección transversal del pilote

L = Longitud del pilote

E_p = Modulo de elasticidad del material del pilote

En la figura 4.11 muestra la magnitud ξ , de acuerdo a la distribución de fricción unitaria a lo largo del fuste del pilote.

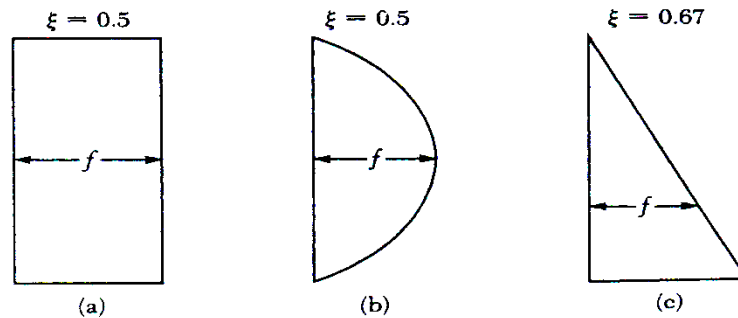


Figura 4.11 Magnitud de ξ

4.2.3.2 Determinación del asentamiento del pilote causado por la carga en la punta (S_2):

Para determinar el asentamiento de un pilote causado por la carga en la punta mediante la siguiente expresión:

$$S_2 = \frac{q_{wp} * D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad \text{Ecuación 4.29}$$

Dónde:

D = Diámetro del pilote

q_{wp} = Carga en la punta por área unitaria de la punta del pilote

E_s = Modulo de elasticidad del suelo

μ_s = Relación de poisson del suelo

I_{wp} = Factor de influencia (0.85)

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p} \quad \text{Ecuación 4.30}$$



Vesic (1977), propuso un método semienpírico para estimar el asentamiento mediante la expresión:

$$S_{c2} = \frac{Q_{wp} * C_p}{D_{qp}} \quad \text{Ecuación 4.31}$$

Dónde:

q_p = Resistencia última en la punta del pilote

C_p = Coeficiente empírico

En la tabla 4.2 muestra algunos valores de C_p para algunos tipos de suelos.

TIPO DE SUELO	PILOTE INCADO	PILOTE BARRENADO
Arena (densa – suelta)	0.02 -0.04	0.09 – 0.18
Arcilla (firme – blanda)	0.02 – 0.03	0.03 – 0.06
Limo (denso – suelto)	0.03 – 0.05	0.09 – 0.12

Tabla 4.2 Valores típicos de C_p

4.2.3.3 Determinación del asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste (S3):

El asentamiento de un pilote producido a lo largo del fuste esta se determina mediante la siguiente expresión:

$$S_3 = \frac{Q_{ws}}{pL} * \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad \text{Ecuación 4.32}$$

Dónde:

p = Perímetro del pilote

L = Longitud del pilote

I_{ws} = Factor de influencia



El término $\frac{Q_{ws}}{pL} = f$, a lo largo del fuste del pilote, Vesic (1977), propuso una relación empírica para determinar I_{ws} de la siguiente manera.

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad \text{Ecuación 4.33}$$

4.2.4 Fricción negativa en pilotes

La fricción negativa en un pilote se produce por la consolidación del terreno, por ejemplo:

- Consolidación natural (es decir por peso propio) de un relleno poco compactado
- Consolidación Provocada por un terraplén
- consolidación inducida por variación den nivel freático
- Consolidación inducida por cambio de estructura del suelo (arcilla tixotropicas) causada por la propia hinca de los pilotes

En algunos casos, la fuerza hacia abajo puede ser excesiva y ocasionar la falla de la cimentación, para ello se describe dos métodos tentativos para el cálculo de la fricción superficial negativa.

4.2.4.1 Relleno de arcilla sobre suelo granular

Para determinar la fuerza ejercida hacia abajo, Q_n sobre un pilote es:

$$Q_n = \frac{pK'\gamma'_f H^2_f \tan \delta}{2} \quad \text{Ecuación 4.34}$$

Dónde:

p = Perímetro de la sección del pilote



K' = Coeficiente de presión de tierra

σ'_o = Esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad

γ'_f = Peso específico efectivo de relleno, debe ser remplazado por el peso específico húmedo

δ = Angulo de fricción entre el suelo y pilote $\approx 0.5\Phi - 0.7\Phi$

Por consiguiente, similar al método β , el esfuerzo superficial negativo hacia abajo sobre el pilote es:

$$f_n = K' \sigma'_o \tan \delta \quad \text{Ecuación 4.35}$$

4.2.4.2 Relleno de suelo granular sobre arcilla

Para este caso muestra que el esfuerzo superficial negativo sobre el pilote puede existir de $z = 0$ a $z = L_1$, lo que se llama profundidad neutra.

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1} \left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'} \right) - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'} \quad \text{Ecuación 4.36}$$

Dónde:

H_f = Altura de relleno

Una vez determinado el valor de L_1 , la fuerza de arrastre hacia abajo se obtiene de la siguiente manera a cualquier profundidad igualmente con la ecuación 3.41, por consiguiente, la fuerza total de arrastre es:

$$Q_n = (pK' \gamma'_f H_f \tan \delta) L_1 + \frac{L_1^2 pK' \gamma' \tan \delta}{2} \quad \text{Ecuación 4.37}$$



4.2.5 Ventajas y desventajas de los pilotes

4.2.5.1 Ventajas

1. Facilitan alcanzar con la punta niveles predeterminados de soporte.
2. Estables en terrenos que fluyen tales como arcillas blandas, limos y turbas.
3. Es posible inspeccionar el material del pilote antes del hincado.
4. Los procedimientos de construcción no son afectados por el nivel freático

4.2.5.2 Desventajas

1. No resulta fácil variar su longitud
2. Pueden deteriorarse por el hincado fuerte
3. Ruido, vibración e impacto pueden producir dificultades.
4. No pueden hincarse con diámetros muy grandes o en condiciones de espacio limitado.



5 EVALUACION DE LA CIMENTACION DEL GENERADOR GRUPO Nro. 5 DE LA EERSSA:

5.1 Antecedentes

La Empresa Eléctrica Regional del Sur S.A., es una institución de servicio colectivo que ha tenido un desarrollo sostenido y constante para suministrar Energía Eléctrica en forma continua y de calidad, para promover al desarrollo integral de la sociedad, mejorando sus condiciones de vida, garantizando su bienestar y crecimiento económico.

La central térmica Catamayo entra en funcionamiento en el año de 1975 con ocho grupos de generación, en vista de que el grupo N° 5 no puede continuar con sus actividades normales por problemas de asentamiento se ve en la necesidad de dar solución de tipo técnico en las que ha creído conveniente realizar trabajos de construcción de la base de refuerzo de hormigón armado en el año 2003, para reducir los asentamientos.

5.2 Ubicación del proyecto existente

El terreno de estudio se localiza en la parte Norte de la ciudad de Catamayo, en el sector Trapichillo.

El sitio de implantación del proyecto de la estructura a cimentar se localiza en la Central Térmica Catamayo a 1500 m. de la ciudad vía a la costa.

El proyecto se encuentra aproximadamente a 1230 msnm., y cuyas coordenadas son: (678000E - 9558000N).

En cuanto a su morfología del sector de estudio, el terreno está sobre un sector cuya topografía es plana.

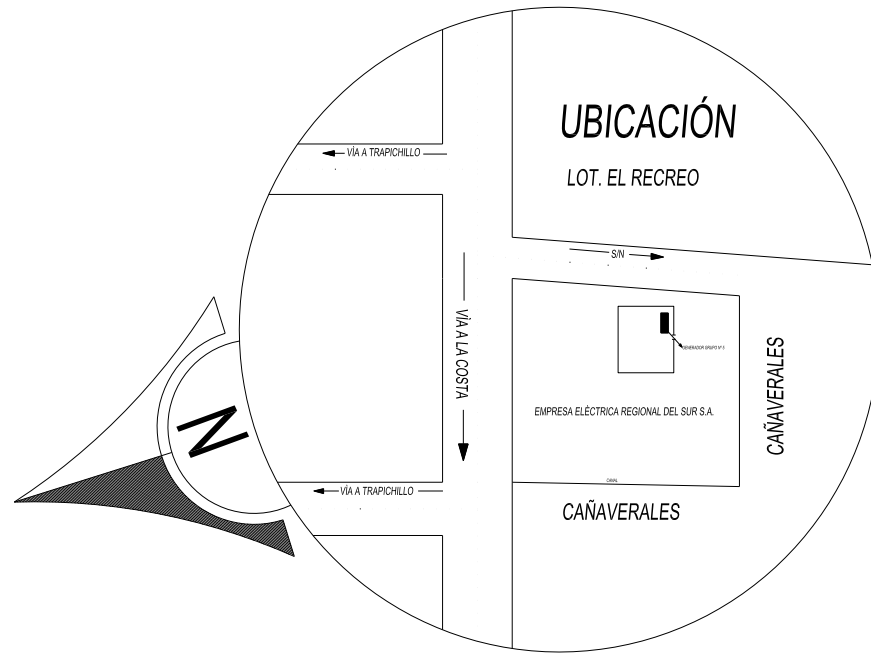


FIG. 5.1 CROQUIS UBICACIÓN DEL TERRENO

Provincia : Loja
Cantón : Catamayo
Sitio : Central Térmica de Catamayo

5.3 Prospección del suelo

La utilidad de la identificación y clasificación de los suelos radica en que se puede conocer de manera cualitativa sus propiedades físicas y mecánicas de acuerdo con el grupo de suelo en que se sitúen. Se realizaron dos perforaciones en el sitio de estudio, mediante ensayos de penetración estándar (SPT) como se muestra en la foto 6.2 uno fuera de la cimentación y el otro lado de la cimentación, a una profundidad de prospección de 7m para ambos.



Foto N°. 5.2 Ensayo SPT pozo N°. 1

En cada calicata se obtuvieron muestras del material existente en el subsuelo, los mismos que fueron sometidos a los ensayos de laboratorio para determinar las propiedades físicas y mecánicas como, contenido de humedad, límite líquido, límite plástico, granulometría, ensayos triaxiales y ensayo de consolidación.

5.4 Análisis de suelos

-Determinación del contenido de humedad. Norma ASTM 2216

Es la cantidad de agua presente en el suelo y es la relación entre la cantidad de agua y la cantidad de suelo en la muestra expresada como porcentaje, mediante la siguiente expresión.

$$W = \frac{M_w}{M_s} * 100$$

Dónde:

W = Contenido de humedad del suelo (%)

Mw = Cantidad de agua en la muestra de suelo

Ms = Cantidad total de la muestra



-Análisis granulométrico. Norma ASTM D 422-00

Mediante este análisis se obtiene la gradación de partículas presentes en una muestra de suelo. Este ensayo consiste en el tamizado por vía seca y húmeda. La fracción fina se la realiza por vía húmeda mediante una serie de tamices, la fracción gruesa se la realiza por vía seca mediante una serie de tamices. Para nuestra investigación se utilizó la fracción por vía húmeda ya que las arcillas son suelos finos y no poseen fracción gruesa.

- Limite líquido (LL). Norma ASTM D 4318-00

Se define por la humedad que tiene el suelo amasado cuando con 25 golpes ligeros contra una placa de goma dura de una vasija especial (Casagrande). Se cierra el surco de sección trapecial que se había abierto en la masa húmeda del suelo colocada en dicha vasija.

- Limite plástico (LP). Norma ASTM D 4318-00

Se lo define por la humedad del suelo amasado cuando empieza a separarse y desmoronarse al enrollarse a mano para formar bastoncillos de 3mm de diámetro.

- Ensayo triaxial

Puede ser efectuado en arenas y arcillas, consiste en colocar una muestra cilíndrica de aproximadamente 3.55 cm. de diámetro y 7.10 cm. de altura, o más diámetro pero con una altura igual al doble del diámetro; este cuerpo es colocado dentro de una membrana de hule en una cámara de lucita transparente. Se aplica una presión de confinamiento σ_3 , que normalmente es una presión hidrostática (generalmente de agua o glicerina), al mismo tiempo un pistón permite aplicar carga verticalmente al cuerpo de prueba, que por lo tanto es sometido a una tensión axial o diferencia de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3$) tensión desviadora.

En consecuencia la tensión total aplicada al cuerpo de prueba es:

$$\sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_1$$



El ensayo clásico consiste en mantener la presión hidrostática constante σ_3 en incrementar la diferencia ($\sigma_1 - \sigma_3$) hasta la ruptura del cuerpo de prueba. Todos estos ensayos permiten definir las dos tensiones principales σ_1 y σ_3 , en el momento de la ruptura, valores que permiten diseñar el círculo de Mohr correspondiente, para obtener la curva intrínseca, o recta de Coulomb, son ejercidos varios ensayos, siendo la curva intrínseca la envolvente de los círculos de Mohr.

En la siguiente tabla 6.1 se presenta un resumen de los parámetros obtenidos para ambos pozos realizados en el sitio de estudio (EERSSA).

CARACTERIZACION DEL TIPO DE SUELO

Pozo	Prof.	Clasificación SUCS				Ensayo triaxial		Ensayo de consolidación							
		LL	LP	IP	TS	c (Kg/cm ²)	Φ	C _v	C _c	C _s	e _o	K	P _c	OCR	SUELO
1	1	99	41	58	CH	0,55	6°	0,0047	0,1961	0,027	1,270	16,58	1,8	2	Sobre con
	2	76	40	36	MH	0,70	6°								
	3	53	38	15	MH	0,65	11°								
	4	55	43	12	MH										
	5	55	43	12	MH										
	6	59	40	19	MH										
	7	59	46	13	MH										
2	1	86	41	45	OH										
	2	86	42	44	OH										
	3	60	38	22	OH	0,6	7°								
	4	59	37	22	OH										
	5	61	31	30	OH										
	6	67	31	36	CH										
	7	67	31	36	CH										

Tabla 5.1 Resumen de parámetros obtenidos en el sitio (EERSSA)

5.5 Ensayo de consolidación. Norma ASTM D 2435-03

El ensayo de consolidación se realizó por dos métodos, para obtener el tiempo de interés en el cálculo de Cv. Los mismos que a continuación se describe paso a paso para obtener Cv, estos cálculos se detallan en el anexo D.

1. Método grafico semilogarítmico.- Por lo general, se dibuja el asentamiento o deformación unitaria contra el logaritmo del tiempo, como se ilustra en el anexo D1. con el propósito de obtener el tiempo



para un porcentaje de consolidación dado, para determinar C_v se sigue el siguiente procedimiento.

- ✓ En la parte inicial parabólica de la curva se marca t_1
- ✓ Se marca $t_2 = 4t_1$. $t_1=0.2$ y $t_2=0.8$
- ✓ Se dibuja la distancia 2Δ , y se encuentra D_0 en el eje de las ordenadas
- ✓ Al final de la curva se proyecta una línea horizontal hasta intersectar con el eje de las ordenadas, punto que se define como D_{100}
- ✓ Encontrar D_{50} en la curva entre D_0 y D_{100} como la distancia promedio
- ✓ Se proyecta D_{50} en la curva de deformación y encontramos t_{50}

✓ Calculamos C_v como:

$$C_v = \frac{T_v(U = 50\%)H^2}{t_{50}}$$

2. Método gráfico de raíz cuadrada del tiempo.- Este gráfico es esencialmente una línea recta en la etapa inicial de la consolidación como se indica en la figura 6.3 y proceso de cálculo en el anexo D. en la que consta de dibujar las lecturas del dial contra la raíz cuadrada del tiempo, se puede obtener el tiempo para t_{90} proyectando hacia el eje del tiempo. Podemos encontrar el asentamiento o la deformación para el 50 por ciento de consolidación suponiendo que D_0 ocurre en el punto A. Entonces reordenando la ecuación 3.1 y utilizando los factores T de la tabla 2.4 se obtienen los valores de C_v

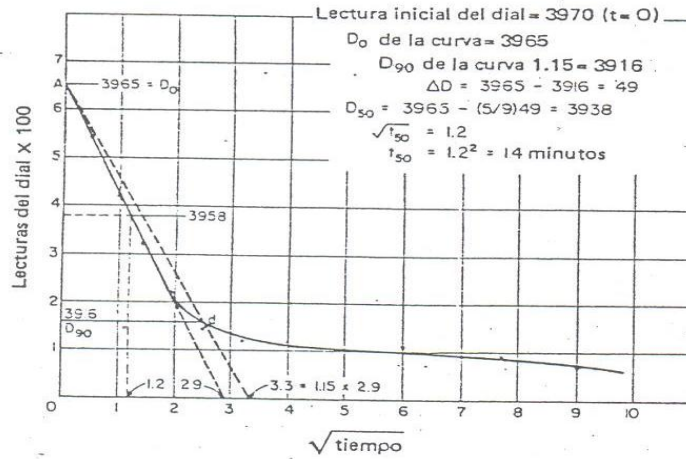


Figura 5.3 Dibujo de lecturas del día contra la raíz cuadrada del tiempo

$$C_v = \frac{0.848H^2}{t_{90}}$$

O

$$C_v = \frac{0.197H^2}{t_{50}}$$

5.6 Estado actual de la cimentación

5.6.1 Análisis de cargas

Para el análisis de carga se tomó en cuenta todo el peso de la estructura más el peso del generador. En la figura 5.4 muestra de cómo está conformada la cimentación del generador grupo N° 5.

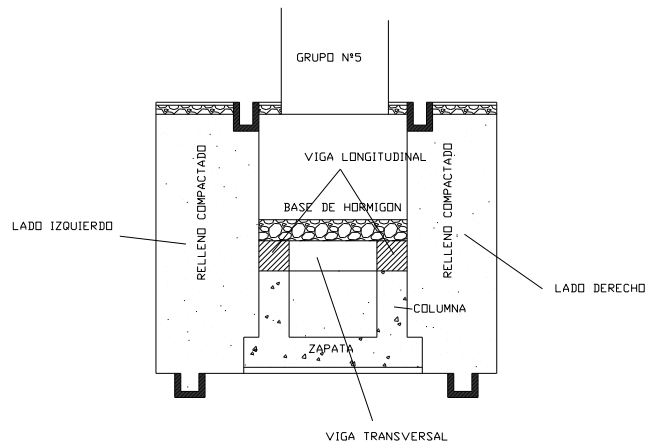
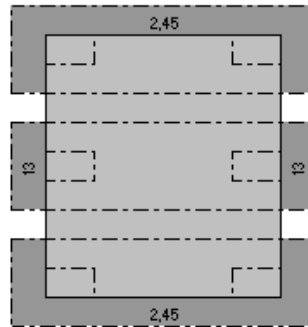


Figura 6.4 (Cimentación actual)



1.-Base de hormigón:



VISTA EN PLANTA

$$W = A * H * L * \gamma$$

Dónde:

A: Ancho de la estructura (m).

H: Altura de la cimentación (m)

L: Longitud de la cimentación (m)

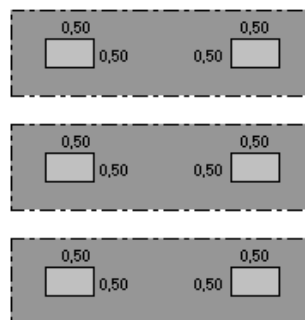
γ : Peso específico del hormigón (T/m³)

$$W = A * H * L * \gamma$$

$$W = 2.45m. * 1.95m. * 13.00m. * 2.2T / m^3$$

$$W = 136.64Ton.$$

2.- Columnas:



VISTA EN PLANTA

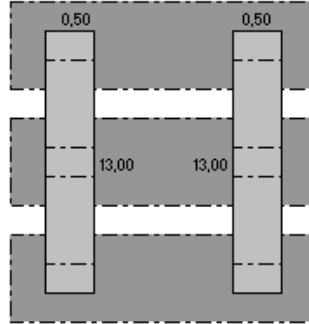
Sección de, (0.50m X 0.50m), con una longitud de 1.00m.



$$W_{Columna} = 2\left\{\left[(0.50m. * 0.50m. * 1.00m.) * 2.4T / m^3\right] * 6\right\}$$

$$W_{Columna} = 3.60Ton.$$

3.- Vigas longitudinales:



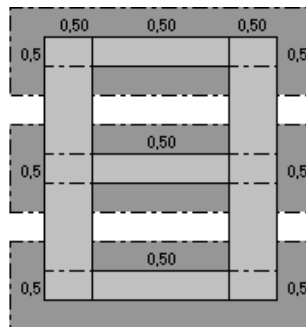
VISTA EN PLANTA

Sección de, (0.50m X 0.50m), con una longitud de 13.00m.

$$W_{Viga\ longitudinal} = \left\{\left[(0.50m. * 0.50m. * 13.00m.) * 2.4T / m^3\right] * 2\right\}$$

$$W_{Viga\ longitudinal} = 15.60Ton.$$

4.- Vigas transversales:



VISTA EN PLANTA

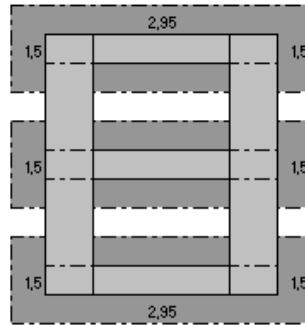
Sección de, (0.50m X 0.50m), con una longitud de 0.50m.

$$W_{Viga\ transversal} = \left\{\left[(0.50m. * 0.50m. * 0.50m.) * 2.4T / m^3\right] * 3\right\}$$



$$W_{Viga\ transversal} = 0.90Ton.$$

5.- Zapatas:



VISTA EN PLANTA

Con una sección de (2.95m X 1.50m), y un espesor de 0.60m.

$$W_{Zapatas} = \{[(2.95m. * 1.50m. * 0.60m.) * 2.4T / m^3] * 3\}$$

$$W_{Zapatas} = 19.12Ton.$$

En la tabla 5.2 se presenta un resumen de los análisis de carga calculados anteriormente

Peso del Generador.	=	13.00 ton.
Peso de base de hormigón	=	136.64 ton.
Peso de replantillo	=	24.50 ton.
Peso de vigas longitudinales	=	15.60 ton.
Peso de vigas transversales	=	0.90 ton.
Peso de columnas	=	3.60 ton.
Peso de zapatas	=	19.12 ton.
Σ CARGAS	=	213.36 ton.

Tabla 6.2 Resumen de análisis de carga

El peso total de toda la estructura es de $W_{Total} = 213.36$ Ton.



5.6.2 Comprobación del factor de seguridad

Para evaluar la capacidad admisible del suelo. Primeramente se tomó en cuenta el peso total de toda la estructura que está actuando sobre el suelo.

Para la evaluación de la cimentación se tomó los siguientes valores.

Angulo de fricción interna (Φ): = 6°

Cohesión (c): = $0.60\text{Kg/cm}^2 = 6.0\text{ton/m}^2$

Peso específico del suelo (γ): = 1.88ton/m^3

La capacidad de carga última (q_u) se calculó de acuerdo a los parámetros del suelo mediante la expresión propuesta por Terzaghi.

$$q_u = 0.867cN_c' + qN_q' + 0.4\gamma BN_\gamma'$$

Dónde: N_c' , N_q' y N_γ' : Factores de capacidad de carga que se los determina con el ángulo de fricción interna mediante la tabla 3.2. (Propuesta por Braja M. Das Principio de Ingeniería de Cimentaciones pág. 160)

Se lee.

$$N_c' = 6.97$$

$$N_q' = 1.49$$

$$N_\gamma' = 0.10$$

Se determina el esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación.

$$q = \gamma * Df$$

$$q = 1.6\text{Ton./m}^3 * 2.50\text{m} + (1.87\text{Ton./m}^3 - 1.0\text{Ton./m}^3) * 2.5\text{m}.$$

$$q = 6.2\text{Ton./m}^2$$

Para determinar q_u se remplazan los valores de capacidad de carga, cohesión y peso específico, por lo tanto, el valor de q_u es igual a:



$$q_u = 0.867cN_c + qN'_q + 0.4\gamma BN_y$$

$$q_u = 0.867 * 4.13 \text{Ton./m}^2 * 6.97 + 6.2 \text{Ton./m}^2 * 1.49 + 0.4 * 1.87 \text{Ton./m}^3 * 2.95 \text{m} * 0.10$$

$$q_u = 34.42 \text{Ton./m}^2$$

La presión sobre el suelo (q_{neta}) es igual a:

$$q_{neta} = \frac{\Sigma_{CARGAS}}{A_{CIMENTACION}} = \frac{71.12 \text{ton}}{2.95 \text{m} * 1.50 \text{m}} = 16.07 \text{ton/m}^2$$

El factor de seguridad de la estructura actual es:

$$F_s = \frac{q_u}{q_{neta}} = \frac{34.42 \text{ton/m}^2}{16.07 \text{ton/m}^2} = 2.14$$

5.6.3 Calculo de asentamientos que ha sufrido la estructura

Se pide calcular el asentamiento total esperado para la carga de la cimentación indicada y construir un gráfico de tiempo contra asentamiento, de tal manera que se pueda predecir el asentamiento

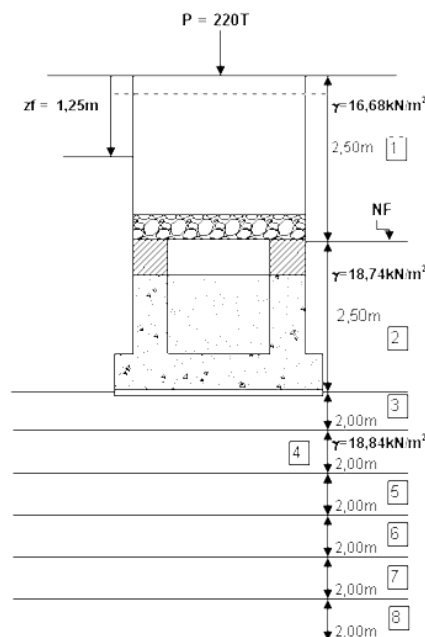


Figura 5.5 Esquema de la estructura



Sobrecarga.

$$q = \frac{71.12Ton.}{(2.95m. * 1.50m.)} = 16.07ton / m^2 = 160.7KN / m^2$$

1.- Aplicando la ecuación 2.3 se determina el esfuerzo inicial vertical efectivo del estrato.

$$\sigma'_{zo} = \gamma * H - q = 5,00m * 1,87ton / m^3 - 16,07 = 6,72ton / m^2$$

2.- Aplicando la ecuación 2.1 se determina el asentamiento para los valores ν y E se los determina en las tablas 2,1, 2,2, y 2,3.

$$S_i = \frac{q * B(1 - \nu^2)}{E} I_p = \frac{6,72ton}{m^2} * 2,95m(1 - 0,35^2)}{2000ton/m^2} * 1,06 = 0,92cm$$

El mismo proceso de cálculo se realiza para los demás estratos. A continuación en la tabla 5.5 se presenta un resumen del cálculo de asentamientos para cada estrato como se muestra en la figura 5.5

Tabla 5.5. Cálculo de asentamientos.

Nro.	H(m)	σ'_{zo} (ton/m ²)	S _i (cm)
Nivel de Cimentación	5,00	25,82	3,54
1	6,00	41,01	5,63
2	8,00	54,44	7,46
3	10,00	66,11	9,07
4	12,00	76,02	10,43
5	14,00	84,17	11,55



De la evaluación de la cimentación del generador grupo N° 5 de la EERSSA. Se puede concluir que la estructura ha sido mejorada por capacidad admisible del suelo, más no por asentamientos, mientras que el asentamiento calculado es de 11,55 cm. Es un valor que esta fuera de lo permisible, eso si la estructura se fuera a construir en este momento. Sin embargo la estructura se construyó aproximadamente hace 30 años, en la misma que ha sufrido un asentamiento diferencial aproximado de 8,35cm.

5.6.4. Calculo del tiempo de asentamiento

Para el cálculo del tiempo se toma en cuenta los siguientes valores.

$d = 400\text{cm}$ (Espesor de la capa de arcilla debajo de la cimentación)

$U = 99\%$ (Termina la consolidación primaria) y

Para obtener el valor de C_v se puede determinar de dos maneras una es el promedio de todos los coeficientes de C_v calculados como se muestra en el anexo D6 y la otra se puede tomar dos valores consecutivos de C_v pertenecientes a la gráfica de presión de consolidación a los incrementos de carga de 16 y 32 Kg. como se muestra en el anexo D6, tenemos que para $C_v = 0.586$ y $C_v = 0.412$

$$C_v = \frac{0.586 + 0.412}{60 * 2} = 0.0042 \text{cm}^2 / \text{seg}$$

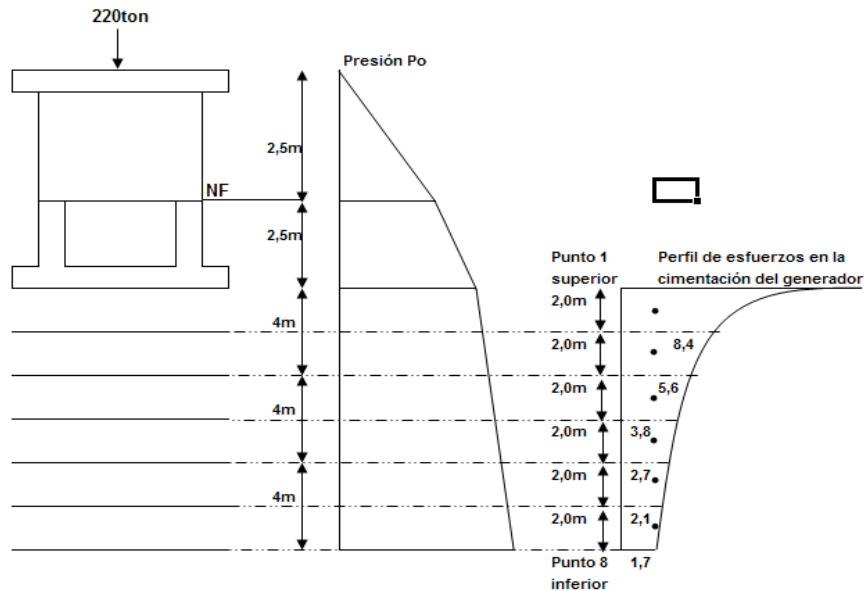
Calculo de T_v

Con el porcentaje de consolidación $U = 99\%$, se ingresa en la tabla 6,2 (variación del factor de tiempo con el grado de consolidación); **Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica pág. 140**; se lee el factor de tiempo $T_v = 1.781$ y luego calculamos el tiempo en que termina la consolidación primaria.

$$t = \frac{T_v d^2}{C_v} = \frac{1.781 * 400 \text{cm}^2}{0.0042} = 67847619.05 \text{min} = 47116 \text{días} = 1571 \text{meses} = 130 \text{años}$$



En la figura 5.6 se muestra un perfil de los esfuerzos en la cimentación del generador grupo N° 5 para cada estrato calculados anteriormente en la tabla 5.5



En la tabla 5.6 muestra el cálculo de las presiones para cada estrato como muestra en la figura 5.5.

Punto	Y (m)	Presión Po (ton/m ²)
1	5	$2.5m \cdot (1.67\text{ton}/m^3) + 2.5 \cdot (1.87\text{ton}/m^3 - 1\text{ton}/m^3) = 6.35\text{ton}/m^2$
2	6	$6.35\text{ton}/m^2 + 1m \cdot (1.88\text{ton}/m^3 - 1\text{ton}/m^3) = 7.23\text{ton}/m^2$
3	8	$7.23\text{ton}/m^2 + 2m \cdot (1.88\text{ton}/m^3 - 1\text{ton}/m^3) = 8.99\text{ton}/m^2$
4	10	$8.99\text{ton}/m^2 + 2m \cdot (1.88\text{ton}/m^3 - 1\text{ton}/m^3) = 10.75\text{ton}/m^2$
5	12	$10.75\text{ton}/m^2 + 2m \cdot (1.88\text{ton}/m^3 - 1\text{ton}/m^3) = 12.51\text{ton}/m^2$
6	14	$12.51\text{ton}/m^2 + 2m \cdot (1.88\text{ton}/m^3 - 1\text{ton}/m^3) = 14.27\text{ton}/m^2$
7	16	$14.27\text{ton}/m^2 + 2m \cdot (1.88\text{ton}/m^3 - 1\text{ton}/m^3) = 16.03\text{ton}/m^2$
8	17	$16.03\text{ton}/m^2 + 1m \cdot (1.88\text{ton}/m^3 - 1\text{ton}/m^3) = 16.91\text{ton}/m^2$



$$\varepsilon_1 = C_c \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} = 0.091 \log \frac{6.35 \text{ton} / \text{m}^2 + 10.2 \text{ton} / \text{m}^2}{6.35 \text{ton} / \text{m}^2} = 0.038$$

Reordenando la ecuación 3.1 se tiene.

$$T = \frac{C_v t_i}{H^2}$$

Donde t es el tiempo, para efectos de cálculo (suponer varios valores suficientes para dibujar la curva).

$$T = \frac{C_v t_i}{H^2} = \frac{0.221 \text{m}^2 / \text{años}}{4^2} t_i = 0.0138 t_i$$

Entonces para cada valor del tiempo (ti) se reemplaza y se obtiene T de la siguiente manera.

$$T = 0.0138 t_i = 0.0138 * 10 = 0.138$$

Con los valores de T = 0.138 se ingresa en la tabla 6.2 y se leen los valores de

$$U\% = 42$$

Luego se calcula la magnitud del asentamiento para varios tiempos.

$$\Delta H_t = \Delta H * U = 11,55 \text{cm} * 0.42 = 4,85 \text{cm}$$

En la siguiente tabla 5.7 indica la magnitud de asentamiento correspondiente para cada tiempo.



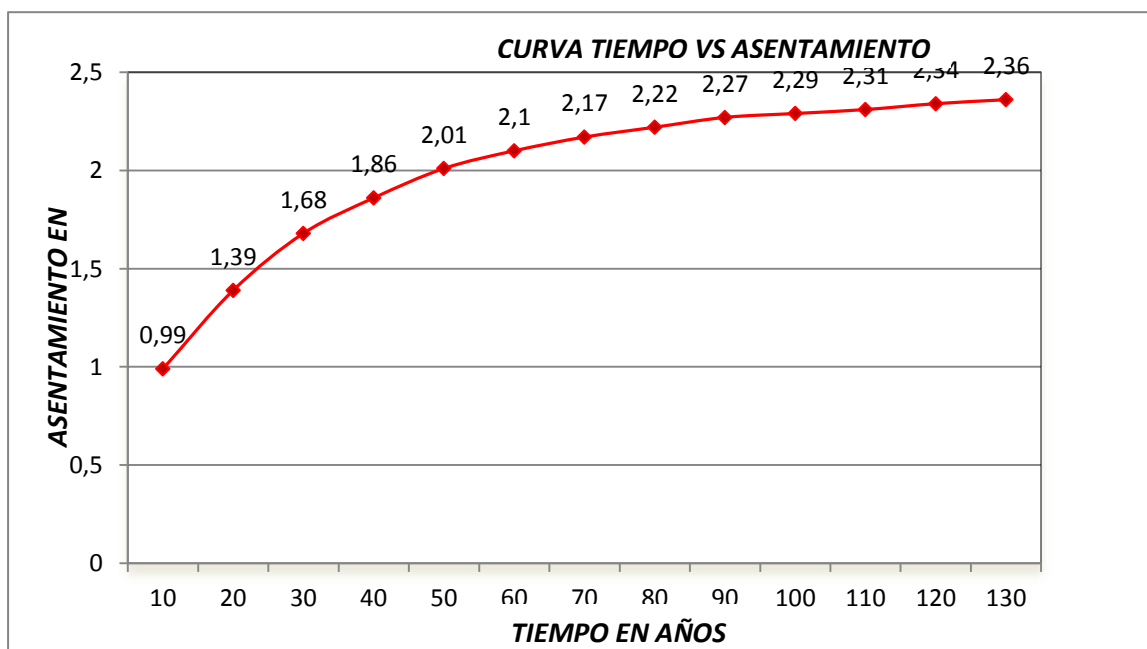
Tabla 5.7 Magnitud de asentamiento

Tiempo (años)	T	U%	ΔH_t (cm.)
10	0.138	42	4,85
20	0.276	59	6,81
30	0.414	71	8,20
40	0.552	79	9,12
50	0.690	85	9,82
60	0.828	89	10,28
70	0.966	92	10,63
80	1.104	94	10,86
90	1.242	96	11,09
100	1.380	97	11,20
110	1.518	98	11,32
120	1.656	99	11,43
130	1.794	100	11,55

Con estos valores calculados en la tabla 5.7 graficamos el asentamiento en función del tiempo.

5.6.5 Grafica de tiempo vs. Asentamiento

Curva de t_i en función de ΔH_t





De la curva del tiempo en función del asentamiento se puede observar de como la estructura ha sufrido un asentamiento de 8.20 cm. en 30 años, y además se puede comprobar con el asentamiento observado a simple vista que es aproximadamente de 8,20 cm. Por lo que la estructura seguirá asentándose hasta completar los 11,55 cm. La alternativa de construcción frente al problema que presenta la cimentación del generador grupo N° 5, se pretende diseñar dos sistemas de cimentación.

- ✓ Diseño de un cajón de hormigón armado
- ✓ Diseño de micropilotes

5.7 Alternativas de solución

5.7.1 Diseño de un cajón de hormigón armado hueco

Con este sistema se pretende disminuir carga con la finalidad de que la estructura este controlada por asentamiento y falla al corte. Gracias al avance de la tecnología que cada vez nos brinda mejores herramientas y programas que optimizan los diseños estructurales, es así como hoy podemos contar con el SAP (Programa de Análisis Estructural) 2000 versión 8, que incluye una serie cada vez mayor de perfeccionamientos técnicos para el cálculo de estructuras, muchos de los cuales se consideran ya estándar.

Para el análisis y diseño estructural de esta estructura se tuvieron en cuenta el siguiente estado carga. La estructura deberá ser diseñada para las condiciones más desfavorables de carga. A continuación se presenta un cuadro de resumen del análisis de carga. El cual consiste en demoler la masa de hormigón armado y reemplazarla por el cajón de hormigón armado.

Peso del cajón	56.06 ton
Peso del generador	13.00 ton
Σ CARGAS	69,06 ton

El peso total es de 69,06 ton.



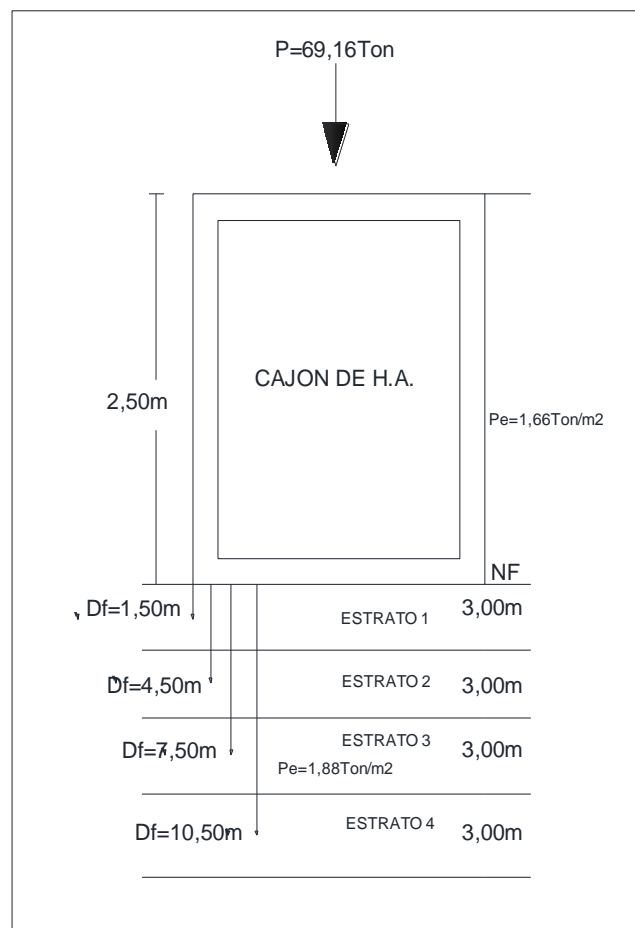
- Cálculo del factor de seguridad

La presión vertical transmitida al suelo por la estructura de base se debe revisar contra la capacidad de carga última del suelo. De la misma manera que se obtuvo paso a paso en la evaluación de la cimentación, se lo realiza para este sistema.

- Cálculo de asentamiento

Para el cálculo de asentamiento se lo hace de la misma manera como se realizó la evaluación de la cimentación del generador grupo N° 5

Esquema de la estructura.



A continuación en la tabla 5.8 se presenta un resumen del cálculo de asentamientos.



Tabla 5.8 resumen del cálculo de asentamientos

Nro.	H(m)	σ'_{z0} (ton/m2)	S_i (cm)
Nivel de Cimentación	2,50	2,35	0,32
1	6,50	2,83	0,39
2	9,50	4,95	0,68
3	12,50	9,75	1,34
4	15,50	17,19	2,36

El asentamiento total es de 2.36cm. Es un valor que está dentro de lo permisible, porque para estructuras de este tipo de cimentación se requiere un asentamiento admisible de 4cm; **Fuente Cimentaciones Superficiales**

MOTTA Zevallos Rosendo Y. pág. 39

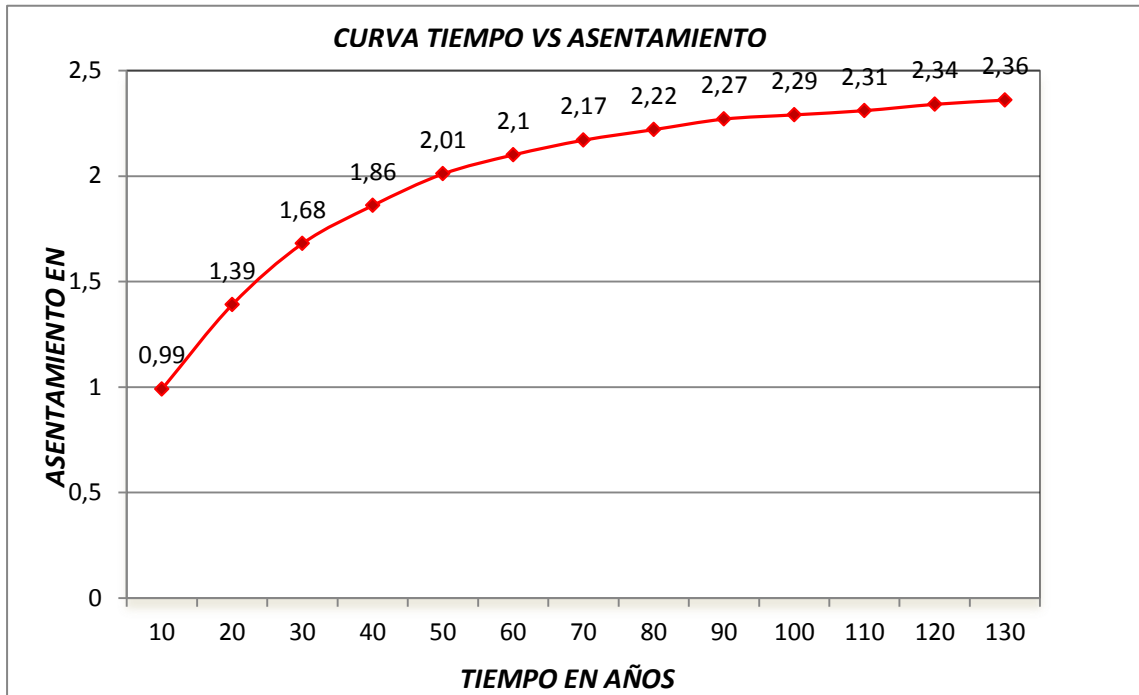
Cálculo del tiempo de asentamiento

$$t = \frac{T_v d^2}{C_v} = \frac{1.781 * 400cm^2}{0.0042} = 67847619.05 \text{ min} = 47116.40 \text{ dias} = 1571 \text{ meses} = 130 \text{ años}$$

Tiempo (años)	T	U%	ΔH_t (cm.)
10	0.138	42	0,99
20	0.276	59	1.39
30	0.414	71	1.68
40	0.552	79	1,86
50	0.690	85	2.01
60	0.828	89	2.10
70	0.966	92	2.17
80	1.104	94	2.22
90	1.242	96	2.27
100	1.380	97	2.29
110	1.518	98	2.31
120	1.656	99	2.34
130	1.794	100	2.36



Curva de t_i en función de ΔH_t



Estos gráficos nos permiten predecir las velocidades de asentamiento de tal manera que se puede observar en un determinado tiempo la magnitud de asentamiento que producirá la estructura hasta su etapa final.

5.7.2 Diseño de micropilotes:

Para el diseño de micropilotes se usaron varios métodos propuestos por varios autores:

- Datos para el diseño de Micropilotes

Para el diseño de micropilotes se requieren propiedades del suelo como el ángulo de fricción interna, cohesión y peso específico, valores que se obtienen mediante el ensayo triaxial. Se realizaron cuatro ensayos triaxiales en el sector de Catamayo EERSSA, como se muestra en el anexo B (Ensayos triaxiales). Para el diseño se tomaron valores críticos como.

Ángulo de fricción interna (Φ): = 7°

Cohesión (c): = $0.60 \text{Kg/cm}^2 = 6.0 \text{ton/m}^2$

Peso específico del suelo (γ): = 1.88ton/m^3



Profundidad de cimentación (Df): = 12.0m

Diámetro del micropilote (D): = 0.20m

1.- Con el ángulo de fricción interna ($\Phi = 7^\circ$), se ingresa en la tabla 3.2 y se obtienen los factores de capacidad de carga.

$$N_q = 1.59$$

$$N_c = 7.22$$

$$N_\gamma = 0.128$$

Calculo de la sobrecarga.

$$q' = \gamma D_f = 1.88 \text{ ton} / \text{m}^2 * 12 \text{ m} = 22.56 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Aplicando la ecuación 3.1 calculamos la capacidad de carga última que es.

$$q_p = cN_c^* + q'N_q^* = 6.0 \text{ ton} / \text{m}^3 * 7.22 + 22.56 \text{ ton} / \text{m}^2 * 1.59 = 79.19 \text{ ton}$$

Aplicando un factor de seguridad de 3.5 se determina la capacidad de carga admisible por área unitaria.

$$q_{adm} = \frac{q_p}{F_s} = \frac{79.19 \text{ ton}}{3.5} = 22.63 \text{ ton}$$

Es importante señalar que, dependiendo dónde se vaya a realizar el proyecto, es necesario aplicar este tipo de pruebas, ya que si bien es cierto en el análisis o estudio de los suelos muchos investigadores no coinciden con sus teorías, es mejor tomar estas herramientas a no tener ninguna referencia.

Para determinar la resistencia por compresión del micropilote se determinaron por varios métodos como:



- Calculo de la resistencia por compresión:

a) Método de Terzaghi:

$$A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416 * (0.20m)^2}{4} = 0.03142m^2$$

$$Q_p = A_p * q_p = 0.03142m^2 * 22.63ton / m^2 = 0.71ton$$

b) Método de Meyerhof:

$$Q_p = 9c_u A_p = 9 * 6.0ton / m^2 * 0.03142m^2 = 2.0ton$$

c) Método de Vesic:

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi = 1 - \text{sen}7^\circ = 0.88$$

$$N^*_\sigma = \frac{3N^*_q}{(1 + 2K_o)} = \frac{3 * 1.59}{(1 + 2 * 0.88)} = 1.73$$

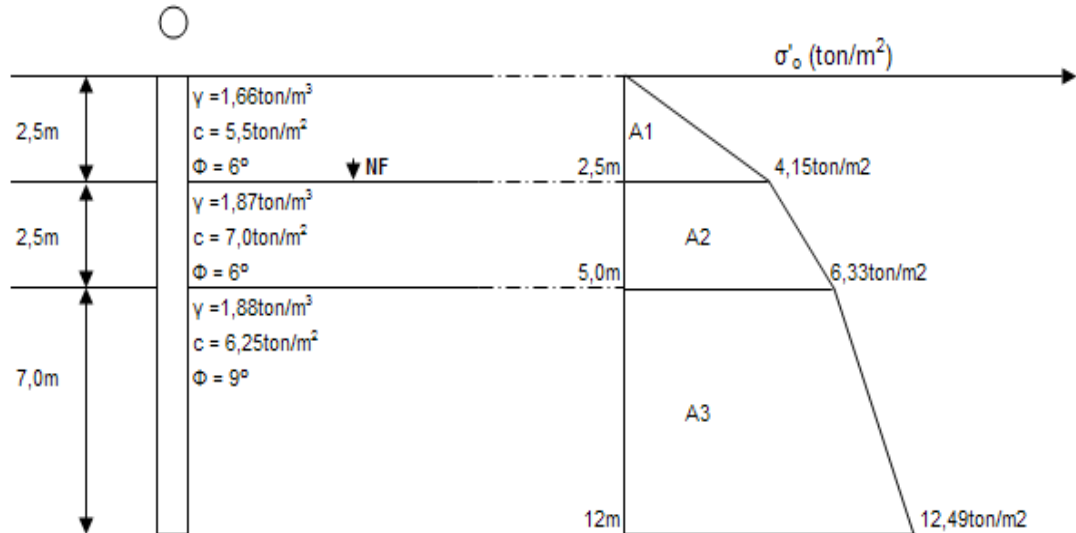
$$\sigma'_o = \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q' = \left(\frac{1 + 2 * 0.88}{3} \right) * 22.56ton / m^2 = 20.76ton / m^2$$

$$Q_p = A_p (cN^*_c + \sigma'_o N^*_\sigma) = 0.03142m^2 (6.0ton / m^2 * 7.22 + 20.76ton / m^2 * 1.73) = 2.49ton$$



- Calculo de resistencia por fricción superficial:

a) Método λ :



$$A_1 = \frac{2.5m * 4.15 \text{ ton} / m^2}{2} = 5.19 \text{ ton} / m$$

$$A_2 = \frac{4.15 \text{ ton} / m^2 + 6.33 \text{ ton} / m^2}{2} * 2.5m = 13.10 \text{ ton} / m$$

$$A_3 = \frac{6.33 \text{ ton} / m^2 + 12.49 \text{ ton} / m^2}{2} * 7m = 65.87 \text{ ton} / m$$

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{L} = \frac{5.19 \text{ ton} / m + 13.10 \text{ ton} / m + 65.87 \text{ ton} / m}{12m} = 7.01 \text{ ton} / m^2$$

$$c_{u \text{ prom}} = \frac{5.5 \text{ ton} / m^2 * 2.5m + 7.0 \text{ ton} / m^2 * 2.5m + 6.25 \text{ ton} / m^2 * 7.0m}{12m} = 6.25 \text{ ton} / m^2$$



Con la longitud del micropilote se ingresa en la figura 3.6 y se lee el valor de λ .

Con $L = 12m$ $\lambda = 0.23$

$$f_{prom} = \lambda \left(\bar{\sigma}'_o + 2c_u \right) = 0.23 \left(7.01 \text{ton} / m^2 + 2 * 6.25 \text{ton} / m^2 \right) = 4.49 \text{ton} / m^2$$

Por consiguiente.

$$Q_s = pL f_{prom} = (3.1416 * (0.20m)) * 12m * 4.49 \text{ton} / m^2 = 33.85 \text{ton}$$

b) Método α :

Con los valores de cohesión se ingresa en la figura 3.9 y se obtiene el valor de α promedio:

$$c = 55 \text{KN} / m^2 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

$$c = 70 \text{KN} / m^2 \Rightarrow \alpha = 0.63$$

$$c = 62.5 \text{KN} / m^2 \Rightarrow \alpha = 0.72$$

Por consiguiente:

$$Q_s = 0.82 * 5.5 \text{ton} / m^2 (\pi * 0.20m) * 2.5m + 0.63 * 7 \text{ton} / m^2 (\pi * 0.20m) * 2.5m + 0.72 * 6.25 \text{ton} / m^2 * (\pi * 0.20m) * 7m = 33.80 \text{ton}$$

c) Método β :

Para $z = 0 - 2.5m$

$$f_{prom} = (1 - \text{sen} \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_{o_{prom}} = (1 - \text{sen} 6^\circ) \tan 6^\circ * \left(\frac{0 + 4.15 \text{ton} / m^2}{2} \right) = 0.20 \text{ton} / m^2$$

Para $z = 2.5m - 5.0m$

$$f_{prom} = (1 - \text{sen} \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_{o_{prom}} = (1 - \text{sen} 6^\circ) \tan 6^\circ * \left(\frac{4.15 \text{ton} / m^2 + 6.33 \text{ton} / m^2}{2} \right) = 0.49 \text{ton} / m^2$$



Para $z = 5.0m - 12m$

$$f_{prom} = (1 - \text{sen}\phi_R) \tan \phi_R \sigma'_{o_{prom}} = (1 - \text{sen}9^\circ) \tan 9^\circ * \left(\frac{6.33\text{ton} / m^2 + 12.49\text{ton} / m^2}{2} \right) = 1.26\text{ton} / m^2$$

Por consiguiente:

$$Q_s = p(f_{prom1} * 2.5m + f_{prom2} * 2.5m + f_{prom} * 7m) = \pi(0.20m)(0.20 * 2.5m + 0.49 * 2.5m + 1.26 * 7m) = 6.63\text{ton}$$

La comparación de los tres valores de Q_s muestra que los métodos λ y α dan resultados similares, porque están en función del Angulo de fricción interna, cohesión por tanto se promedia entre estos dos métodos.

$$Q_s = \frac{33.85\text{ton} + 33.80\text{ton}}{2} = 33.83\text{ton}$$

La capacidad de carga última del micropilotes es:

$$Q_u = Q_p + Q_s = 0.71\text{ton} + 33.83\text{ton} = 34.54\text{ton}$$

Aplicando un factor de seguridad de 5 tenemos la capacidad admisible del micropilote.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_s} = \frac{34.54\text{ton}}{5} = 6.9\text{ton}$$

El número de micropilotes que se requiere para dicha cimentación:

$$N = \frac{P_G + P_C}{R_{adm}} = \frac{30\text{ton} + 30.03\text{ton}}{6.9\text{ton}} = 8.7 \cong 9\text{micropilotes}$$



Nueva carga de micropilotes:

$$R_a = \frac{P_T}{N} = \frac{60.03\text{ton}}{8} = 7.50\text{ton}$$

- **Calculo de asentamientos de micropilotes:**

1.- Determinación de S1:

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} = \frac{(0.71\text{ton} + (0.6 * 33.83\text{ton})) * 12\text{m}}{0.03142\text{m}^2 * 21 \times 10^5 \text{ton} / \text{m}^2} = 0.0038\text{m}$$

2.- Determinación de S2:

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{0.71\text{ton}}{0.03142\text{m}^2} = 22.60\text{ton} / \text{m}^2$$

$$S_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} = \frac{22.60\text{ton} / \text{m}^2 * 0.20\text{m}}{3\text{ton} / \text{m}^2} * (1 - (0.5)^2) * 0.85 = 0.0001\text{m}$$

3.- Determinación de S3:

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{12\text{m}}{0.20\text{m}}} = 4.71$$

$$S_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} = \left(\frac{33.83\text{ton}}{\pi * 0.20\text{m} * 12\text{m}} \right) * \frac{0.20\text{m}}{3\text{ton} / \text{m}^2} * (1 - (0.5)^2) * 4.71 = 0.001\text{m}$$

Por consiguiente el asentamiento total es:

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 = 0.0038\text{m} + 0.0011\text{m} + 0.0001\text{m} = 0.005\text{m} \approx 5\text{mm}$$



CONCLUSIONES

1.- Generales:

- La magnitud de los asentamientos depende de la intensidad de la carga y de la compresibilidad del suelo.
- La magnitud de los asentamientos que pueden sufrir las fundaciones debe ser calculado con la mayor exactitud posible para toda obra civil, ya que a falta de estos cálculos, las estructuras pueden verse afectadas no solo en su apariencia si no también en su funcionalidad e inclusive en el colapso de sus elementos resistentes.
- Los asentamientos siempre serán motivo de preocupación para el ingeniero, ya que para obras de gran magnitud, han sufrido deterioro y ruina por su causa.
- Los asentamientos inmediatos predominan en los suelos no cohesivos y en suelos cohesivos insaturados, mientras que los asentamientos por consolidación predominan en suelos cohesivos.
- El tiempo de consolidación dependerá también de la permeabilidad del suelo, del espesor del estrato y además, si el agua drena por el fondo y cara superior del estrato de arcilla o únicamente por una de estas dos superficies.
- Los asentamientos diferenciales pueden causar en edificaciones agrietamientos en paredes etc., y fisuras en el piso, en el cual todo esto ocasionaría inestabilidad para dichas estructuras lo cual atentaría con la seguridad de las personas.



2.- Evaluación de la cimentación del generador grupo Nro. 5:

- El tipo de suelo que conforma en la zona de estudio Empresa Eléctrica Regional del sur S.A., según la clasificación SUCS son limos arcillas orgánicas de alta compresibilidad (OH), además de una arcilla inorgánica de alta compresibilidad (CH); y es un suelo sobreconsolidado.
- Los resultados de los asentamientos obtenidos en dicha evaluación, en referencia a dicha cimentación de 1.50m x 2.95m y con una carga de 72ton, la estructura ha sido mejorada por capacidad de carga admisible del suelo pero no por asentamiento. El asentamiento calculado para la estructura es de 6cm Es un valor que no está dentro de lo permisible.
- También se ha detectado presencia de agua en la cimentación del generador grupo N° 5 Y N° 4, procedentes de fugas del sistema de alcantarillado sanitario que son de Asbesto Cemento y sistema del drenaje de la piscina.
- En los generadores N° 4 y N° 5 se han colocado bombas para extraer el agua, en el cual se produce un efecto del nivel freático
- Al producirse un descenso en el nivel freático aumenta el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que acelerara la tasa de consolidación induciendo asentamientos por consolidación en este tipo de suelo que son arcillas.
- Este tipo de cimentación profunda mediante micropilotes, tienen buena ventaja como buena capacidad portante, y permite controlar que la estabilidad y funcionalidad de la estructura sea segura durante su vida útil, realizar este tipo de cimentación resulta muy costoso.



RECOMENDACIONES

- Par el diseño de cualquier tipo de estructura, se recomienda realizar estudios de suelos con el fin de evitar sobredimensionamientos en los elementos de las estructuras.
- Debido al tipo de suelo que se presenta en la central térmica de Catamayo, para la reubicación del generador grupo N° 5 se recomienda realizar ensayos de mecánica de suelos para la cimentación del generador ya mencionado, ya que resulta conveniente modificar el diseño durante la construcción que cambiarla al final cuando los asentamientos hayan ocasionado daños casi irreparables.
- Para obras de gran magnitud como sismógrafos, generadores termoeléctricos, reactores nucleares, etc., se debería exigir que la magnitud de los asentamientos sean mínimos.
- Para la construcción de micropilotes se recomienda fundir en el terreno para que se encuentren en contacto con el suelo consolidado y su capacidad de fricción concuerde con el diseño.
- Para finalizar se espera que con este trabajo realizado es haber dado el primer paso sobre el estudio de estas estructuras como son micropilotes; recomendando se continúe con la investigación de este tipo de estructuras, con el objeto de crear un código ecuatoriano que norme su diseño y construcción.



Referencias:

TEXTOS:

- BRAJA M. Das, (1984). Principio de Ingeniería de cimentaciones. California:
- BRAJA M. Das, (1984 y 1985). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. California:
- DONALD P. Coduto, Foundation Desing Principles and practices
- CAP. ESPINOZA G, (2006). Parámetros para el cálculo y diseño de estructuras tipo invernadero y comparación con estructuras metálicas convencionales, Tesis. Quito:
- WHITLOW R. (1998). Fundamentos de Mecánica de suelos, México:

PAGINAS EN INTERNET:

- http://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/library_listing_fm
- [http://www.micropile_Desing_construction_Guidelines—Implementation Manual](http://www.micropile_Desing_construction_Guidelines—Implementation_Manual)

NORMAS:

- Muestreo Inalterado. **Norma INEN 686 1982 – 05**
- Determinación del contenido de humedad. **Norma ASTM 2216**
- Análisis granulométrico. **Norma ASTM D 422 – 00**
- Límites de Atterberg. **Norma ASTM D 4318 – 00**
- Ensayo de consolidación. **Norma ASTM D 2435 - 03**