



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

RESUMEN

La presente investigación proporciona conceptos sobre cimentaciones profundas, en el caso de pilotes y micropilotes, estos tipos de estructuras son eficaces en casos en los que se disponga de suelos malos o las cargas a soportar sean demasiado altas; por lo que es de gran importancia en este momento este tipo de soluciones ya que las estructuras cada vez son de mayor imponencia.

El objetivo de estos tipos cimentaciones es el de transmitir carga por medio de esfuerzos a través de la punta y fuste, por lo que hay que tener en cuenta sus dimensiones, perfil estratigráfico del terreno, morfología del sector, etc. Estos serán diferentes para cada proyecto; por lo que se tendrá que dar una solución factible desde el punto de vista funcional como económico, es por esto que se debe entender de manera clara sus mecanismos de funcionamiento.

Los criterios de estabilidad y deformación son un tema vital a considerar en este tipo de cimentaciones, los criterios mencionados garantizan el desenvolvimiento adecuado de los elementos, tanto individualmente como en grupo.

A partir de estos fundamentos teóricos, nuestro objetivo principal es verificar el diseño de los pilotes del puente de Santa Rosa-Machala, del proyecto: Rehabilitación del eje vial N° 1, por lo que se realizará una comparación con lo realizado en obra con los resultados teóricos obtenidos. También se pretende dar pautas para la realización de diseños correctos de estos tipos específicos de cimentaciones, de manera que se puedan implementar en el medio local.

Palabras clave

cimentaciones profundas
cimentaciones piloteadas
pilotes
micropilotes



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil



ESTUDIO DE PILOTES Y MICROPILOTES, ENFOCADOS AL DISEÑO Y SOLUCIÓN A PROBLEMAS DE ESTRUCTURAS VIALES

Monografía previa a la
obtención del título
de Ingeniero Civil

Septiembre , 2012.
Director: Fabián Cordero G.
Alumno: Pablo Humala Dután
Omar Peñafiel Ortega



DEDICATORIA

*A Dios por brindarme la oportunidad
y la dicha de la vida ; siendo un apoyo para
lograrlo ya que sin él no hubiera podido.*

*A nuestros padres por ser el pilar
fundamental en todo lo que somos, por brindarnos
su cariño y comprensión en todas las decisiones
tomadas en nuestra vida.*

Los autores



AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer profundamente a la Facultad Ingeniería, por habernos brindado la oportunidad de recibir todos los conocimientos que nos serán útiles para el desempeño de nuestra profesión.

Un agradecimiento en particular para nuestro Director: Ing. Fabián Cordero G. persona que nos ayudó para la elaboración de nuestra tesina.



INDICE

INTRODUCCIÓN	9
OBJETIVOS	13
METODOLOGÍA DEL TEMA DE INVESTIGACIÓN	14
<u>CAPITULO I: PILOTES, MARCO CONCEPTUAL</u>	
1.1 DEFINICION	15
1.2 FUNCIÓN Y APLICACIONES DE LOS PILOTES	15
1.3 TIPOS DE PILOTES	16
1.3.1 POR LA FUNCIÓN DEL PILOTE	16
1.3.2 POR LA FORMA DE PUESTA EN OBRA CON RESPECTO AL TERRENO	16
1.3.3 POR EL LUGAR DE FABRICACIÓN Y LA FORMA DE EJECUCIÓN	16
1.3.4 SEGÚN EL MATERIAL	17
1.4 MÉTODOS Y CONSECUENCIAS DE INSTALACIÓN DE PILOTES	17
1.4.1 PILOTES DE DESPLAZAMIENTO	17
1.4.2 PILOTES DE DESPLAZAMIENTO PEQUEÑO	19
1.4.3 PILOTES DE EXTRACCIÓN	20
1.5 CONCEPTOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA	23
1.5.1 FACTORES QUE INTERVIENEN	23
1.5.2 COMPORTAMIENTO DE UN PILOTE BAJO CARGA	23
1.5.3 DIVISIÓN DE LA CARGA ENTRE ELEMENTOS DEL PILOTE	24
1.6 CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES	25
1.6.1 RÉGIMEN DE APLICACIÓN	25
1.6.2 ENFOQUES DE ANÁLISIS Y DISEÑO	25
1.6.3 ANÁLISIS ESTÁTICO DE CARGA ÚLTIMA	26
1.7 RESISTENCIA UNITARIA ÚLTIMA DE PUNTA	28
1.7.1 ECUACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE	28
1.7.2 RESISTENCIA UNITARIA ÚLTIMA DE PUNTA EN PILOTES AISLADOS	28
1.7.2.1 Resistencia unitaria última de punta en suelos granulares	28
1.7.2.2 Resistencia unitaria última de punta en suelos cohesivos	31
1.8 RESISTENCIA UNITARIA ÚLTIMA POR FRICCIÓN LATERAL – FUSTE	32
1.8.1 ASPECTOS BÁSICOS	32
1.8.2 RESISTENCIA UNITARIA ÚLTIMA DE FUSTE EN PILOTES AISLADOS	32
1.8.2.1 Resistencia unitaria última de fuste en suelos granulares	32
1.8.2.2 Resistencia unitaria última de fuste en suelos cohesivos	34
1.9 CAPACIDAD DE PILOTES EN GRUPO	36
1.9.1 COMPORTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES	36



1.9.2	ESPACIAMIENTO	37
1.9.3	CAPACIDAD PORTANTE DE LOS GRUPOS DE PILOTES.....	38
1.10	ASENTAMIENTO DE PILOTES	40
1.10.1	PILOTES AISLADOS	40
1.10.2	ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES PILOTEADAS.....	43
1.11	ANÁLISIS DINÁMICO DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES	44
1.12	SOLICITACIONES ESPECIALES	45
1.12.1	FRICCIÓN NEGATIVA.....	45
1.12.2	EMPUJES LATERALES DE TERRENO.....	46
1.12.3	CARGAS HORIZONTALES.....	47
1.12.4	TRACCIÓN.....	51
1.13	ENSAYOS DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES.....	51
1.13.1	PRUEBAS IN-SITU PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES INDIVIDUALES	51
1.13.2	PRUEBAS EN LABORATORIO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES INDIVIDUALES..	54
1.14	DISEÑO DE PILOTES PARA FUNDACIONES PILOTEADAS	54
1.15	DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES.....	55
1.16	SELECCIÓN DE TIPO DE PILOTE	59

CAPITULO II: MICROPILOTES, MARCO CONCEPTUAL

2.1	CONCEPTOS BÁSICOS	60
2.2	FUNCIÓN Y APLICACIONES DE LOS MICROPILOTES.....	60
2.3	TIPOS DE MICROPILOTES	61
2.4	MÉTODOS Y CONSECUENCIAS DE INSTALACIÓN DE MICROPILOTES	61
2.4.1	MICROPILOTES CONSTRUIDOS CON INYECCIÓN GLOBAL UNITARIA (SISTEMA IGU)	62
2.4.2	MICROPILOTES CONSTRUIDOS CON INYECCIÓN REPETITIVA (SISTEMA IR):.....	62
2.4.3	MICROPILOTES CONSTRUIDOS CON INYECCIÓN REPETITIVA Y SELECTIVA (SISTEMA IRS):.....	63
2.5	CONCEPTOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA.....	64
2.6	CÁLCULO DE CARGA ADMISIBLE SUELO-PILOTE.....	65
2.6.1	MÉTODO TRADICIONAL PARA “PALI RADICE” (MICROPALO).....	65
2.6.2	MÉTODO DE BUSTAMANTE	65
2.6.3	MÉTODOS CONVENCIONALES.....	68
2.6.4	RESISTENCIAS ÚLTIMAS POR FUSTE SEGÚN LA GUÍA FHWA (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION)	69
2.6.5	EXPERIENCIAS DE GOUVENOT:	70
2.6.6	METODOLOGÍA DE CÁLCULO BRASILEÑA (DA COSTA NUNES)	70
2.7	TOPE ESTRUCTURAL DEL MICROPILOTE.....	70
2.8	RESISTENCIA POR PANDEO.....	71
2.9	ENSAYOS DE CARGA SOBRE MICROPILOTES	71
2.9.1	ENSAYO DE TRACCIÓN	72
2.9.2	ENSAYOS DE CARGA A COMPRESIÓN.....	72



CAPITULO III: EJERCIOS DE APLICACIÓN.

3.1	EJERCICIO APLICADOS A DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE PILOTES.....	73
3.2	EJERCICIO DE APLICACIÓN A DISEÑO DE MICROPILOTES	93
CONCLUSIONES.....		96
RECOMENDACIONES.....		98
BIBLIOGRAFÍA		99
REFERENCIAS.		100
ANEXOS		102
	ANEXOS A	103
	ANEXOS B	107
	ANEXOS C	121
	ANEXOS D	127



INDICE DE TABLAS

CAPITULO I: PILOTES, MARCO CONCEPTUAL

Tabla 1.1 Tipos de martillo para el hincado.....	18
Tabla 1.2 Comparación de las guías	19
Tabla 1.3 Cantidad de agua para chifloneo.	20
Tabla 1.4 Criterios para determinar la capacidad de carga de un pilote	25
Tabla 1.5 Valor de profundidad critica (Z_c) en función del ángulo de fricción ϕ	30
Tabla 1.6 (a) Valores de coeficiente capacidad de carga (N_c) ϕ y coeficiente en función del diámetro y forma del pilote (d_{sc})	31
Tabla 1.6 (b) Valores de coeficiente capacidad de carga (N_c) ϕ y coeficiente en función del diámetro y forma del pilote (d_{sc})	32
Tabla 1.7 Valores de coeficiente en función del tipo del pilote μ	33
Tabla 1.8 Espaciamientos mínimos entre pilotes.....	37
Tabla 1.9 Relación entre capacidad portante del suelo q_u y numero de golpes N	40
Tabla 1.10 Valor del coeficiente de minoración α	40
Tabla 1.11 Valores coeficiente α_s , determinación asentamientos	41
Tabla 1.12 Valores coeficiente C_p , determinación asentamientos	42
Tabla 1.13 Valores coeficiente α (grados).	44
Tabla 1.14 Valores de δ_s	51
Tabla 1.15 Valores de δ_{gh}	51
Tabla 1.16 Valores del modulo de elasticidad y el modulo de reacción k_s	56
Tabla 1.17 Propiedades típicas de suelos arenosos	56

CAPITULO II: MICROPILOTES, MARCO CONCEPTUAL

Tabla 2.1 Coeficientes para la formula lizzi (1989).	65
Tabla 2.2 Coeficiente de magnificación de la expansión	66
Tabla 2.3 Factor de capacidad portante de la punta.	67
Tabla 2.4 Presión medida bajo la punta.	67
Tabla 2.5 Valores de f_s	67
Tabla 2.6 Valores de coeficiente F_1	69
Tabla 2.7 Resistencia ultimas q_u por fuste en kpa.	69

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO I: PILOTES, MARCO CONCEPTUAL

Figura 1.1 Martillo para hinca de pilotes.....	18
Figura 1.2 Tipos de guías.....	19
Figura 1.3 Perforación previa.....	20
Figura 1.4 Funcionamiento de perforación por chiflones.....	20
Figura 1.5 Trepano, barretón.....	21
Figura 1.6 Barrenadora continua.....	21
Figura 1.7 Funcionamiento de sistema con hélice continua.....	22
Figura 1.8 Curva típica carga asentamiento de un pilote sometido a variaciones de carga axial.....	23
Figura 1.9 Comportamiento de la transferencia de carga pilote-suelo.....	24
Figura 1.10 Distribución de carga en fuste y punta.....	27
Figura 1.11 Variación de la resistencia unitaria de punta en arenas homogéneas.....	29
Figura 1.12 Variación de $L_b D c r c$ con el ángulo de fricción.....	29
Figura 1.13 Variación de $N_q; N_c$ con el ángulo de fricción.....	30
Figura 1.14 Grafica para obtención del factor adherencia (α) en función de la cohesión no drenada del suelo cohesivo.....	34
Figura 1.15 Variación de coeficiente de capacidad de fricción (λ) en función de la longitud de empotramiento.....	36
Figura 1.16 Superposición de bulbos de presión en los grupos de pilotes.....	37
Figura 1.17 Distribución de grupo de pilotes.....	38
Figura 1.18 Cálculo del asiento de un pilote aislado resistente en fuste y en punta.....	42
Figura 1.19 Cálculo de potencia activa H_a	43
Figura 1.20 Cálculo de asientos de grupos de pilotes (resistentes en fuste, punta ó ambos).....	44
Figura 1.21 Empujes horizontales producidos por cargas superficiales.....	46
Figura 1.22 Condiciones de apoyo para el cálculo de esfuerzos en los pilotes.....	47
Figura 1.23 Cargas actuantes sobre cimiento.....	47
Figura 1.24 Distribución de presiones suelos cohesivos.....	48
Figura 1.25 Distribución de presiones suelos friccionales.....	49
Figura 1.26 Equipo de campo.....	52
Figura 1.27 Diagrama carga-asentamiento.....	52
Figura 1.28 Diagrama carga-asentamiento neto.....	53
Figura 1.29 Ensayos dinámicos en pilotes.....	54



Figura 1.30 Sección circular y cuadrada..... 58

Figura 1.31 Desprendimiento del recubrimiento..... 58

CAPITULO II: MICROPILOTES, MARCO CONCEPTUAL

Figura 2.1 Partes de un micropilote. 60

Figura 2.2 Colocado de la lechada primaria..... 61

Figura 2.3 Separadores de plástico tipo estrella para las armaduras..... 62

Figura 2.4 Esquema sistema inyección única global (igu). 62

Figura 2.5 Esquema sistema inyección única repetitiva (ir). 63

Figura 2.6 Representación esquemática de un tramo de un tubo con manguitos. 63

Figura 2.7 Esquema sistema inyección única repetitiva selectiva (irs). 64

Figura 2.8 Curva asentamiento-carga de un micropilote..... 64

Figura 2.9 Variación de la carga a lo largo del fuste de un..... 65

Figura 2.10 Aproximación de los valores de “qs” para el sistema irs, en función del valor “n60” del ensayo normal de penetración (spt). 68

Figura 2.11 Equipo de prueba de carga 71

Figura 2.12 Marco de carga para la ejecución de ensayos de tracción..... 72

Figura 2.13 Marco de carga para ejecutar ensayos de carga a compresión. 72



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Pablo Javier Humala Dután, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Pablo Javier Humala Dután".

Pablo Javier Humala Dután

030152640-6



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Pablo Javier Humala Dután, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Pablo Javier Humala Dután

030152640-6



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Wilson Omar Peñafiel Ortega, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Wilson Omar Peñafiel Ortega

Wilson Omar Peñafiel Ortega.

030229717-1



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Wilson Omar Peñafiel Ortega, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Wilson Omar Peñafiel Ortega

030229717-1

INTRODUCCIÓN

Cimentaciones

Para la mejor comprensión del tema tratado se comenzará dando la definición de cimentación: es el conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación o elementos al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales.

Las cargas se trasladan hacia el terreno a través del contacto entre los dos medios cuyas propiedades mecánicas son casi siempre, drásticamente diferentes. Para lograr condiciones comparables en los esfuerzos y deformaciones se requiere diseñar el cimiento o elemento de transición en función de las propiedades de ambos medios.

Entonces, para poder realizar una buena cimentación es necesario un conocimiento previo del terreno en el que se va a construir la estructura; debido a que la resistencia y rigidez del suelo es generalmente menor que la de los pilares o muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados (excepto en suelos rocosos muy coherentes). Hay que prestar especial atención ya que la estabilidad de la construcción depende en gran medida del tipo de terreno.

Es evidente, para que una estructura ofrezca una seguridad y comportamiento razonable ha de contar con una cimentación adecuada. Aunque la cimentación es algo que no llama la atención y pasa inadvertida por los usuarios de la estructura, la organización de sus elementos básicos y el estudio de cada una de sus partes suele a veces exigir del ingeniero o proyectista la mayor destreza y el mejor criterio del que normalmente necesita para redactar el proyecto. La construcción de una cimentación es, a veces, el trabajo más difícil de todos los que se presentan al realizar una obra.

Existen varios tipos de cimentaciones, los cuales dependen entre otras cosas de su forma de interactuar con el suelo, esto es, la manera en que transmiten al suelo las cargas que soportan, también dependen de su técnica de construcción y del material con que son fabricadas así como: mano de obra y equipo que se requiere para construirlas, que puede ser sencillo en algunos casos o muy especializado en otros, lo que se refleja directamente en la dificultad para llevarlas a cabo y en su costo. Las cimentaciones pueden ser de tipo:

$$\begin{array}{ll} \text{Superficiales:} & D/B < 4 \\ \text{Semiprofundas:} & 4 < D/B < 8 \text{ a } 10 \\ \text{Profundas:} & D/B > 8 \text{ a } 10 \end{array}$$

en donde:

$$\begin{array}{l} D = \text{Profundidad de cimentación.} \\ B = \text{Diámetro o lado mayor} \end{array}$$

También puede influir la situación económica del lugar de construcción o bien podría darse el caso extremo de que la obra sea tan compleja y el terreno tan malo para construirla que sea necesario desarrollar un tipo de cimentación muy especial

Cimentaciones Profundas

Son un grupo de soluciones estructurales y métodos constructivos a los cuales se debe recurrir cuando la profundidad necesaria, para asegurar un buen comportamiento y seguridad, se vuelve excesiva para realizar excavación convencional a cielo abierto hasta el manto portante; por lo que la excavación necesaria para proceder a una cimentación directa sería muy costosa y se recurre a una cimentación profunda.

A las cimentaciones profundas se les suele llamar también indirecta. Si a 5 o 6 metros, no se alcanza suelo firme, la cimentación directa resulta excesivamente cara y es preferible estudiar un sistema de cimentación profunda.

Se debe analizar el uso de cimentaciones profundas en los siguientes casos:

1. La presencia de espesores grandes de suelos blandos próximos a la superficie es una de las razones principales para proyectar una cimentación profunda
2. La potencia de los suelos no aptos para construir es grande (suelos expansivos, turbas, etc.)
3. La existencia de nivel freático, próximo a la superficie del terreno, que dificulta la construcción.
4. Posibilidad de socavación del suelo existente en la base de las cimentaciones, debido a la acción erosiva de las corrientes de agua o del mar.
5. La presencia de heterogeneidades importantes (cavidades cársticas, por ejemplo).
6. En general se recomienda el uso de una cimentación profunda para apoyar una estructura cuando los esfuerzos inducidos en el suelo por las cargas o acciones a que está sometida exceden la resistencia o capacidad de soporte de los estratos más superficiales, o cuando las restricciones de funcionamiento u operación obliguen a dicha solución. La cimentación de puentes y otras estructuras en obras de carretera exige, en general, la transmisión de grandes cargas concentradas, por lo que en ocasiones las cimentaciones superficiales no son convenientes.

Este tipo de cimentaciones se suelen clasificar en las siguientes clases:

- Pilotes y Micropilotes
- Pilares excavados
- Pilas
- Cajones

Dentro de estas el uso de pilotes es una de las técnicas más antiguas del hombre para superar las dificultades de la cimentación de estructuras en suelos blandos usadas solo si el terreno era incapaz de soportar las presiones que ejercían las zapatas. El diseño de estas cimentaciones estaba basado en la experiencia.

En sus inicios, los pilotes eran todos de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad; estos se implementaban de forma rudimentaria por los escasos conocimientos y guiados por la experiencia, de esta forma la carga que soportaban estos era limitada por el grosor de la madera y su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse. Como los tipos de estructuras de esa época no ejercían grandes esfuerzos al suelo no se producían grandes asentamientos.

A partir del desarrollo de la industrial surge la necesidad de estructuras pesadas en lugares de terreno blando; surge entonces el pilote de concreto como una solución puesto que es maleable y con mejores propiedades que la madera. Con el desarrollo de las máquinas de gran eficiencia de perforación a gran profundidad y diámetro, se está reemplazando parcialmente los pilotes hincados por los pilotes moldeados in-situ.

Posteriormente surgió la utilización del acero, por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia de hincado a grandes profundidades, empezó a tener auge, siendo los problemas de corrosión solucionados con la introducción de capas de pinturas durables y resistentes.

La utilización de micropilotes es relativamente nueva conociéndose que he encontrado a estos pilotes está en el libro de Sansoni (1963). Describe los "micropilotes" como pilotes de pequeño diámetro. La primera



aplicación documentada del sistema fue para el recalce de la Escuela A. Angiulli en Nápoles. (Lizzi, 1985). Se utilizaron “micropilotes” de 13 m de longitud, 100 mm de diámetro nominal y una armadura central de una barra de 12 mm. El terreno estaba constituido por arenas y, cenizas volcánicas y puzolanas. Por el elevado costo y la gran importancia de estas cimentaciones profundas, surge la necesidad de determinar con mayor eficiencia tanto en lo estructural como en lo económico el uso de estos no más que el necesario para proporcionar seguridad a la estructura; se llega entonces a especulaciones teóricas que dan por resultado fórmulas, aunque posteriormente se determina que éstas adolecían de grandes defectos



JUSTIFICACIÓN

El tema de Pilotes, Micropilotes es muy extenso y con un gran número de aplicaciones posibles, debido a que se encuentran estratos de grandes variedades de suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables, etc., se debe comenzar a estudiar mas a fondo estas tecnologías innovadoras que serán de gran importancia en un futuro cercano o incluso en el presente, y que de esta manera se den alternativas factibles a problemas ya existentes que se presentan no solo en la provincia del Azuay sino en el Ecuador. El propósito de este estudio es introducir información sobre los principales tipos, funciones existentes, la evaluación de la capacidad portante, asentamiento, carga, ensayos de carga, de pilotes y micropilotes, para luego poder establecer ideas de ventajas y desventajas con respecto a métodos convencionales.



OBJETIVOS

Objetivo general

La determinación y entendimiento del comportamiento tanto estructural de los Pilotes y Micropilotes, así como la manera de interactuar entre suelo estructura.

El objetivo general del estudio es determinar las condiciones y parámetros necesarios para el empleo de Pilotes y Micropilotes en estructuras viales, así como el uso de métodos matemáticos que permitan implantar las alternativas de diseño y poder garantizar equilibrio y la seguridad frente a las cargas a las que esté sometida la cimentación.

Objetivos específicos

- Determinar la factibilidad de estas tecnologías en el medio local, y a partir de los parámetros que se puedan establecer realizar posibles diseños que contribuyan a un mejoramiento de una obra de manera exclusiva del análisis y verificación de diseño de pilotes para el puente de Huaquillas-Santa Rosa, del proyecto: **REHABILITACIÓN DEL EJE VIAL N° 1.**
- Dar solución a las variables desfavorables que no se hayan considerado en un principio y que por causa de modificaciones de uso o en la estructura como tal pueden incidir en el comportamiento de los cimientos.
- Identificar la mejor técnica de construcción que se puede utilizar para el empleo de cimentaciones pilotadas y micropilotadas, teniendo presente el tipo de suelo, condiciones morfológicas, y aspectos económicos.



METODOLOGÍA DEL TEMA DE INVESTIGACIÓN.

La metodología a emplearse se basa en la investigación bibliográfica la cual complementa los conocimientos obtenidos en el curso de graduación, en la que se hará enfoque a cimentaciones profundas.

Toda esta información permitirá realizar ejemplos de diseño sobre pilotes y micropilotes, en los que se van a cubrir diferentes condiciones para cada ejemplo, a más de lo citado anteriormente se va a realizar una verificación de obras existentes, de la cual se contará con la información necesaria para realizar este análisis.

El trabajo presente esta constituido por dos grandes temas Pilotes Y Micropilotes, de los cuales se presentaran las maneras de comportarse, aplicaciones, además métodos de calculo de capacidad de carga, asentamientos de manera que quede abarcado de manera concisa.

CAPITULO I: PILOTES, MARCO CONCEPTUAL

1.1 DEFINICION

Son elementos esbeltos que se emplean para transmitir las cargas de la superestructura y peso propio a través de estratos de suelo de baja capacidad de carga hasta suelos más profundos o a estratos de rocas que posean la resistencia requerida, cuando este estrato se encuentra a una profundidad tal que hace inviable, técnica o económicamente, una cimentación más convencional.

Tiene forma de columna colocada en vertical en el interior del terreno sobre la que se apoya el elemento que le trasmite las cargas (pilar, encepado, losa, etc); transmite la carga al terreno por rozamiento del fuste con el terreno, apoyando la punta en capas más resistentes o por ambos métodos a la vez.

1.2 FUNCIÓN Y APLICACIONES DE LOS PILOTES

Se pueden aplicar para realizar varias funciones, los pilotes pueden considerarse, “a priori”, como la solución más adecuada en los siguientes casos:

- Pilote de Punta*: cuando los estratos de cimentación son muy débiles o compresibles, transfiere las cargas de la estructura hasta estratos inferiores con la suficiente capacidad de carga, comportándose el pilote como una extensión de columna o pilar. Estos estratos inferiores pueden ser rocas, arcillas duras o suelos de baja compresibilidad.

$$\frac{\text{Carga punta}}{\text{Carga total}} \leq 0.75$$

- Pilote de fricción, flotante*: transfieren la carga al suelo relativamente suelto a través de fricción entre la superficie del pilote y el suelo, es aplicable cuando dentro de la profundidad alcanzable, no se encuentran estratos que provean soporte significativo en la punta.

$$\frac{\text{Carga punta}}{\text{Carga total}} \leq 0.25$$

- Pilotes mixtos*: son aquellos que al existir, a cierta profundidad, estratos medianamente resistentes, las cargas se transmiten por punta y por fuste.

$$0.25 < \frac{\text{Carga punta}}{\text{Carga total}} < 0.75$$

- Pilotes de fricción, compactación*: Incremento de la capacidad portante de terrenos sueltos, pulverulentos, al aumentar su compacidad.
- Pilotes de tensión*: se utilizan, trabajando a tracción, para anclar elementos constructivos sometidos a subpresiones (losas) o a momentos de vuelco (muros o zapatas con gran excentricidad).
- Pilotes inclinados*: cuando hay fuerzas horizontales se resisten por grupos de pilotes inclinados que actúan como un sistema estructural, combinando las resistencias axiales y laterales de todo el grupo.
- Pilotes de defensa*: para evitar los daños que puede producir una futura excavación a la cimentación de una edificación adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado, también proteger estructuras marinas como muelles, atracaderos, contra impactos de barcos u objetos flotantes.
- Pilotes de anclaje*: Soportar muros de contención, contrafuertes o cimentaciones de máquinas. Usualmente se combinan pilotes a compresión y tensión.

1.3 TIPOS DE PILOTES

1.3.1 Por la función del pilote

- a. *Pilote de punta*
- b. *Pilote de fricción, flotante*
- c. *Pilotes mixtos:*
- d. *Pilotes de fricción, compactación*
- e. *Pilotes de tensión*
- f. *Pilotes inclinados*
- g. *Pilotes de defensa*
- h. *Pilotes de anclaje*

1.3.2 Por la forma de puesta en obra con respecto al terreno

- a. *Pilotes de desplazamiento:* se instala en el terreno desplazando en el terreno un volumen de suelo equivalente.

Puede generarse compactación por lo que se dice que puede beneficiar a los suelos granulares pero altera la estructura de los suelos arcillosos, se da una fuerte fricción suelo-pilote ya que queda fuertemente confinado; pero generara empujes sobre elementos vecinos, levantamientos del terreno (en algunos casos) y otras consecuencias que pueden afectar construcciones aledañas. Dentro de esta categoría los más importantes son:

- Pilotes prefabricados, hincados
- Pilotes hincados y fundidos en el sitio
- Pilotes atornillados
- Pilotes penetrados mediante presión continua

- b. *Pilotes de extracción:* se excava previamente el terreno donde se va a instalar el pilote, cuando se tiene terrenos blandos es necesario proteger el derrumbe de sus paredes puesto que pueden presentarse alteraciones por desconfinamiento.

Se caracterizan por la fricción débil entre suelo-pilote, por lo que estos pilotes en general son rugosos. Estos presentan tres grandes clases con sus grandes subdivisiones respectivamente que obedecen a detalles constructivos, configuración de la sección y material.

- Gran desplazamiento (aunque en este no está bien definido la diferencia con los *Pilotes de desplazamiento*)
- Pequeño desplazamiento
- Sin desplazamiento

1.3.3 Por el lugar de fabricación y la forma de ejecución

- a. *Prefabricados:* en este caso se transportan desde una planta de fabricación y se hincan por percusión, por presión o vibración, mediante gatos hidráulicos, roscados al terreno o se instalan en perforaciones previamente realizadas.

- b. *Ejecutados in situ:* hay varios tipologías:

- Hincado de entubación recuperable con un azuche (tapón perdido en la punta de la entubación). Se hormigona en el interior de la entubación que se va extrayendo simultáneamente al hormigonado. Siempre deben quedar 2 diámetros de hormigón dentro de la camisa para evitar la entrada de agua. Se extrae la entubación mediante golpeo lateral que sirve para vibrar el hormigón.
- Extracción mediante cuchara (trépano si es terreno duro) con entubación recuperable o no recuperable depende del caso. Y se coloca hormigón.
- Perforados con hélice y manteniendo si es necesario la excavación con lodos tixotrópicos (mezcla de agua con arcilla bentónica) que mantienen las paredes evitando los derrumbes
- Barrenados: introduciendo un mortero por el eje de la barrena que desplaza el terreno triturado. Finalmente se va extrayendo la barrena y al mismo tiempo se hormigona y se coloca las armaduras en el hormigón fresco.

1.3.4 Según el material

- c. *Madera*: este material se conserva bien mientras que se conserve sin variación de humedad.
- d. *Metálicos*: aprovechar perfiles laminados. Velocidad de oxidación es lenta
- e. *Hormigón*: armado o pretensado.
- f. *Mixtos*: combinación de perfiles con hormigón.

1.4 MÉTODOS Y CONSECUENCIAS DE INSTALACIÓN DE PILOTES

En el interés de los ingenieros por comprender el comportamiento de los pilotes, se han observado discrepancias fundamentales con la mecánica de suelos y se ha detectado una importancia fundamental del proceso de instalación en el comportamiento del pilote bajo carga; esta condición aun poco estudiada se entiende fácilmente que tenga gran importancia, ya que desarrolla condiciones complejas de relación suelo-pilote, porque guarda escasa relación con el estado inalterado del suelo y hasta con el de completa alteración. Además de las condiciones de presiones de agua intersticial que puede ser variable, a lo largo de un tiempo cortó o muy largo durante años.

La forma de distribución del esfuerzo, el asentamiento y capacidad máxima de una cimentación por pilotaje, depende del efecto del pilote en el suelo. El pilote, representado por un cilindro de longitud L y diámetro D , es una discontinuidad en la masa de suelo, sea instalado por excavación como un pilar, o por hinca.

Los tres tipos de procedimiento que pueden realizarse para la instalación de pilotes son:

1.4.1 Pilotes de desplazamiento

La hinca del pilote origina una mayor alteración, produce choque y vibración que se transmite, a través del terreno, a las estructura contiguas. Esto puede molestar a los ocupantes y cuando es muy intenso causa daños físicos.

La punta del pilote actúa como un pequeño cimientito con un cono de suelo que se forma debajo de ella que perforando hacia abajo forzando al suelo hacia los lados provocando sucesivas fallas de capacidad de carga. Alrededor del pilote se forma una zona de alteración o suelo reamasado que tiene un ancho de D a $2D$. Dentó de la zona de alteración se reduce la resistencia de cohesión de las arcillas saturadas y de los suelos cementados.

El desplazamiento producido por la hinca de los pilotes tiene dos efectos:

- 1) Se produce un levantamiento del terreno en los suelos de arcilla saturada y en los no cohesivos compactos. El levantamiento del terreno algunas veces empuja lateralmente 30 o 60 cm, los pilotes hincados previamente levantan la superficie del terreno una cantidad equivalente al volumen de suelo desplazado.

En la mayoría de los suelos no cohesivos se aumenta la compacidad y el ángulo de fricción interna, sin embargo, en un suelo muy compacto pudiera haber una reducción en la compacidad en la zona inmediata al pilote, debido al esfuerzo cortante y a una ligera reducción local del ángulo de fricción interna.

Si el suelo es arena muy suelta, fina y saturada, las vibraciones pueden causar una licuefacción temporal de la misma, con la correspondiente pérdida de capacidad de carga, produciéndose graves daños; aunque esto raramente ocurre. Es más común el hundimiento de la superficie del terreno, a pesar del desplazamiento producido por los pilotes, el hundimiento se puede extender tanto como hasta 30 m de la estructura, según la longitud de los pilotes y la intensidad de la hinca.

- 2) Se establece una fuerte presión lateral en el suelo. Los limitados datos disponibles indican que la presión lateral total, en arcilla saturada, puede ser tanto como dos veces la presión vertical total de la sobrecarga de tierra y en las arenas la presión lateral efectiva puede ser desde la mitad a cuatro veces el esfuerzo vertical efectivo.

En las arcillas saturadas el aumento de presión es, en su mayor parte, esfuerzo neutro, que con el tiempo se disipa en el suelo circundante, lo que hace que la presión lateral caiga hacia su valor original. La reducción del esfuerzo neutro en la arcilla esta acompañada por una recuperación de la resistencia, que en algunos casos excede finalmente la resistencia original del suelo no alterado.



Figura 1.1 Martillo para hincado de pilotes

Los más comunes, y mejor empleados son los martillos de combustión interna que emplean diesel como combustible para levantar la masa golpeadora, al mismo tiempo que se aprovecha su explosión para incrementar el impacto del hincado. Los tipos de martillos principales que existen en el mercado son los que se exponen en la siguiente tabla:

Elemental	Caída Libre
Acción simple	Vapor Neumáticos
Doble acción	Diferenciales Vapor Neumáticos Hidráulicos
Diesel	Abiertos Cerrados
Vibratorios	Baja frecuencia, mayor de 40 Hz Alta frecuencia, mayor de 140 Hz
Vibratorios impacto	-

Tabla 1.1 Tipos de martillo para el hincado

Los elementos principales para el sistema de hincado son: una grúa, guía, martillo, amortiguador del martillo. Además se deben tomar en cuenta, seguidores, perforación previa, chifloneo.

La guía es una de las partes principales para la obtención de un buen resultado, existen tres tipos los cuales son:

- Guías suspendidas:* son ampliamente utilizadas, dada su simplicidad, ligereza y bajo costo. Pueden girar libremente, lo suficiente para ajustar el martillo a la cabeza del pilote, sin que la grúa esté exactamente alineada con la cabeza del pilote. Este tipo de guía permite abarcar un área de hincado amplia desde una posición de la grúa.
- Guías fijas:* se sostienen de un punto de la pluma de la grúa, y con brazos que van desde la parte inferior de la guía a la cabina de la grúa. Este tipo de guía está limitada a pilotes verticales y con inclinación hacia adelante y atrás (no con inclinación lateral). Los brazos pueden ser fijos o telescópicos, con lo que se da la inclinación del pilote.
- Guías móviles:* similares a las guías fijas, pero el punto de sujeción con la pluma puede desplazarse verticalmente. Usualmente cuentan con brazos telescópicos hidráulicos, que permiten ajustar la inclinación de los mismos, para lograr hincado de pilotes inclinados en dos ejes perpendiculares.

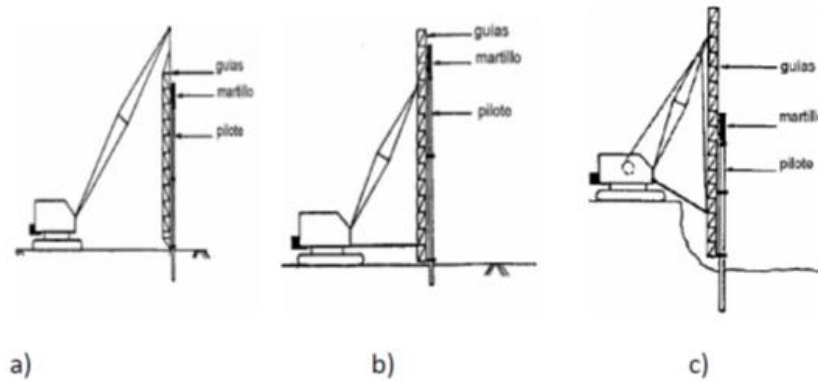


Figura 1.2 Tipos de guías.

El empleo de las guías, dependerá de factores del terreno, rendimiento del hincado, entre otros.

Guía	Ventajas	Desventajas
Suspendida	Ligera simple y más económica Puede girar libremente sin necesidad de alinear exactamente la grúa con el pilote De 4-6m más cortas que la pluma de la grúa, generalmente; si al capacidad de la grúa es suficiente, tienen mayor alcance Puede hincar en la orilla de excavaciones la guía puede colocarse en el suelo, mientras se realizan maniobras con el pilote	Requiere grúa de tres tambores (guía, martillo, pilote) o de dos tambores si la guía se cuelga de la pluma Si no se colocan las puntas en el suelo, es difícil controlar la guía El posicionamiento de la grúa es más difícil que con otros sistemas. El operador debe controlar el centro de gravedad en conjunto
Fija	Requiere grúas de dos tambores Mayor precisión en verticalidad, inclinación del pilote	Más dificultad para ensamblar Más pesada y menos económica
Móvil	Mas fácil posicionarla con pilotes inclinados	Menos económica

Tabla 1.2 Comparación de las guías

1.4.2 Pilotes de desplazamiento pequeño

Estos se instalan por medio de hincado pero realizando una ayuda previa lo que disminuye la alteración del suelo de cimentación entre estos tenemos los siguientes más comunes.

- **Perforación previa:** cuando el pilote deba atravesar capas superiores de arcillas compacta o roca blanda para alcanzar el estrato de substanciación, se puede ahorrar tiempo y dinero haciendo una perforación previa.

El objeto de las perforaciones previas es servir de guía y facilitar el hincado para alcanzar los estratos resistentes o evitar movimientos excesivos en la masa de suelo adyacente.

El diámetro de la perforación previa puede variar, entre el inscrito dentro de la traza del pilote, y el circunscrito del mismo, dependiendo de la estratigrafía de cada sitio.

Es importante definir la dimensión de la perforación previa, así como el grado de extracción que se requiera, ya que influirán en el comportamiento por fricción del pilote, además de afectar la hincabilidad del mismo.



Figura 1.3 Perforación Previa

- **Chiflón de agua:** en los suelos no cohesivos se puede usar el chiflón de agua para hincar hasta su posición final pilotes cortos con cargas ligeras y para ayudar la hincada de pilotes largos con cargas pesadas.

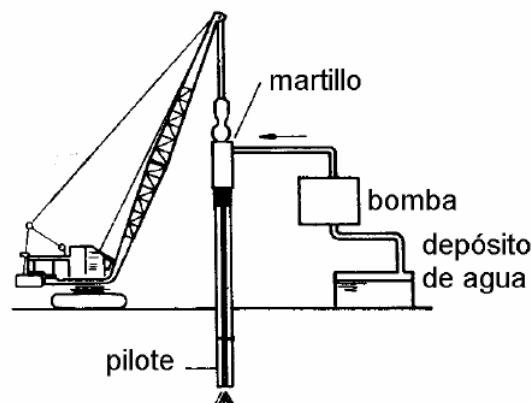


Figura 1.4 Funcionamiento de perforación por chiflones

El chorro se produce inyectando agua con una presión de 10 a 20 Kg/cm^2 por un tubo de 3.8 a 5.0 cm. de diámetro. El chorro de agua se puede usar para abrir un hueco en la arena antes de proceder a la hincada o se puede fijar el tubo o un par de tubos, a los lados del pilote (o dejarlo embebido en el pilote de concreto) de manera que la acción del chorro de agua y la hincada sean sincronizadas.

Como el chorro de agua afloja el suelo, corrientemente se interrumpe antes que el pilote alcance su posición final y los últimos decímetros de la penetración se hacen con el martillo solamente. Si se usa demasiada agua el chorro puede aflojar los pilotes que se hayan hincado previamente. El chiflón de agua beneficia grandemente la hincada en arena compacta, pero su ayuda es pequeña en arcillas.

Suelo	Gasto [L/s]
Arena fina	15-25
Arena gruesa	25-40
Grava arenosa	45-600

Tabla 1.3 Cantidad de agua para chifloneo.

1.4.3 Pilotes de extracción

La excavación altera el suelo cambiando la forma de distribución del esfuerzo; el suelo puede ser comprimido hacia adentro, desorganizándose la estructura de las arcillas y reduciéndose la compacidad de las arenas. Al forzar un pilote dentro del agujero o al colocar concreto fresco, puede que se fuerce parcialmente el suelo hacia afuera, originándose más alteración.

Este método se utiliza para construcción de los pilotes, en los cuales el factor más importante es la calidad de los materiales que se utilicen en su fabricación, existen diferentes tipos de perforación, los cuales se usan según las características que presentan los suelos.

a) Perforación en seco

Usada para la construcción de pilotes de extracción, se emplean generalmente dos tipos de perforaciones con sistema rotatorio:

- Con Barretón o Kelly de perforación; ya sea montada sobre orugas, sobre grúa o sobre camión; un tipo de barretón también puede ser un trepano aunque la profundidad que se alcanza son pequeñas, máximo 10m.

El Kelly puede ser de una sola pieza o bien telescópico de varias secciones, con el cual se extrae de manera intermitente el suelo perforado.

Hasta la terminación del proceso de perforación, las herramientas de perforación están entrando y saliendo del barreno para ser vaciadas en el exterior.

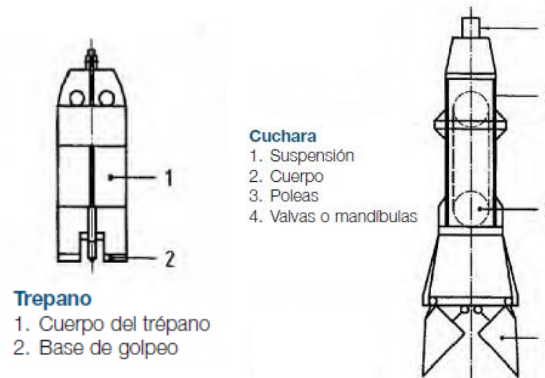


Figura 1.5 Trepano, Barretón

- Con Hélice; montada sobre grúa o sobre oruga. El suelo se extrae de manera continua o intermitente, conforme se perfora el suelo.

Las herramientas más comunes son las brocas de hélice y los botes; las primeras se utilizan generalmente en condiciones secas y tienen la ventaja de ser fácilmente llenadas y vaciadas.

Las brocas están equipadas con una orilla de corte que durante la rotación rompe el suelo, la broca se extrae entonces del hueco excavado y se vacía por rotación rápida en el exterior, si el suelo tiene alta plasticidad.

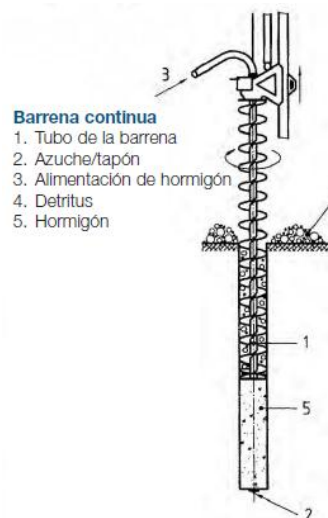


Figura 1.6 Barrenadora continua

Pueden tener hélice sencilla o doble, de acuerdo a las condiciones del suelo y usualmente tienen una punta inferior (stinger) que previene cabeceos de la broca. En estratos duros inclinados, es recomendable utilizar una punta más larga de lo usual, con el fin de efectuar una perforación guía de menor diámetro

Sistema de hélice continua

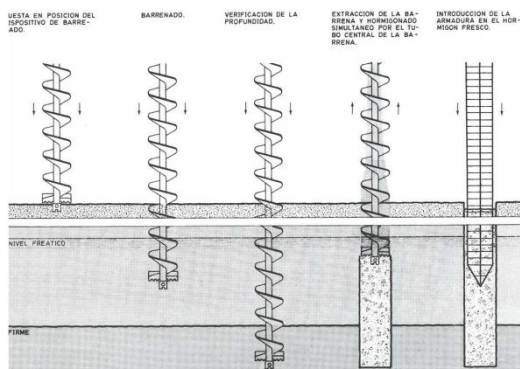


Figura 1.7 Funcionamiento de Sistema con hélice continua

El método es usado sobre todo en terrenos donde las paredes de la excavación son inestables y el colapso de las mismas hace imposible hacer una excavación de las dimensiones requeridas.

El método consiste en perforar con una barrena helicoidal continua hasta la profundidad final del pilote, en una sola maniobra. Al llegar a la profundidad final del pilote se procede a bombear concreto a través de la barrena, cuyo centro es hueco, al mismo tiempo que la barrena va siendo

retirada de la perforación. Al tener la perforación llena de concreto se procede a introducir la armadura de refuerzo con el cable auxiliar de la perforadora y mediante un vibrador accionado hidráulicamente.

El procedimiento de colado del concreto mediante barrena continua, es el siguiente:

- Perforación con la hélice continua hasta la profundidad requerida.
- Bombeado del concreto a través de la broca.
- Extracción de la hélice sin rotación.
- Vibración o colocación del acero de refuerzo con separadores dentro del concreto fresco.

Ventajas del método de "barrena continua":

- Evita la utilización de lodos de perforación.
- Evita la entubación temporal.
- Rendimientos elevados.
- Puede ejecutarse en cualquier tipo de suelo blando.
- Puede ejecutarse bajo nivel freático.

b) Con agentes fluidos (lodos, agua, aire o polímeros)

Se usa cuando se desea proteger la excavación pero no se puede con tubería, ya en que las paredes de la perforación son inestables ya sea por la presencia de agua freática o por sus desfavorables propiedades mecánicas, se utilizan agentes fluidos.

Utilizando lodos a base de bentonita o polímeros, estos lodos ejercen presiones hidrostáticas que ayudan al sostenimiento de las paredes. Siempre deben controlarse las propiedades de los lodos por su viscosidad, densidad, PH, contenido de áridos.

Para que funcionen adecuadamente, es necesario poseer una determinada carga hidráulica de lodos, debe ubicarse la plataforma de trabajo desde donde se aplican los lodos, a una altura de 1.50 a 2.00 metros sobre el nivel de carga.

Al someterse a presión, las placas de bentonita hidratadas se adhieren al terreno mientras que las moléculas de agua se introducen en el terreno y por último, al prolongar este contacto, se forma una película de bentonita comúnmente denominada "cake". Esta capa se comporta como una película de estanqueidad y permite que la mayor presión hidrostática dentro de la perforación, mantenga estables las paredes y evite cualquier desprendimiento de las mismas.

c) Entubados

En caso donde los suelos son menos competentes o para evitar derrumbes y socavaciones, se debe de colocar un entubado protector temporal o permanente. Esta tubería debe de tener suficiente grosor de pared como para resistir la presión del suelo, la presión hidrostática y los efectos dinámicos de la construcción.

Los diámetros a partir de los cuales se considera colocar tubería son: 80 cm., 1.0 m, 1.20 m y 1.50 m.

- Entubado Vibratorio: Las vibraciones verticales de alta frecuencia, producidas por el vibrador, reduce la fricción entre el ademe y el suelo, permitiendo que el primero penetre en el segundo por peso propio, más el del vibrador. Dado que la reducción de la fricción lateral es más pronunciada en arenas y gravas sueltas a medias, así como en arcillas y limos blandos, el uso de vibradores es predominante en este tipo de suelos. El volumen de suelo afectado por las vibraciones así como la profundidad de penetración del ademe, depende de la energía que transmite el vibrador. En general, el límite superior para hincar ademes con este procedimiento, está alrededor de 2 m. de diámetro, y profundidades de 20 mts.

- **Entubado Oscilatorio:** con este procedimiento, el ademe se sujeta con un collar circular, que es operado hidráulicamente, y rotado alrededor de 20° en direcciones alternas. Simultáneamente el ademe es empujado dentro del suelo por gatos hidráulicos.
El ademe se coloca en secciones, usualmente de 6 mts, de tal manera que permita perforar dentro del mismo, antes de continuar colocándolo. Estas secciones se unen entre sí hasta alcanzar la profundidad deseada, por medio de collares con insertos cónicos para tornillos. El espesor de la pared de estos ademes, para trabajo pesado, está entre 40 y 60 mm.
La máxima capacidad de perforación con este método es de 30 mts. De profundidad y con diámetro máximo de \varnothing 2.5 m.

1.5 CONCEPTOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA

1.5.1 Factores que intervienen

Los mecanismos de traspasar carga por fricción en fuste y por la punta de un pilote al suelo de cimentación, es el principal fundamento para predecir la capacidad de carga de un pilote admisible y para determinar los asentamientos de la cabeza bajo cargas de trabajo.

Aunque aún no se ha podido debelar claramente el comportamiento de los mecanismos de transferencia, por medio de la interpretación de la curva carga deformación de un pilote instalado, se ha podido precisar la dependencia de factores relacionados con las condiciones del subsuelo, la disposición geométrica y estructural del pilote, el método constructivo y el tiempo transcurrido desde la construcción. Algunos de estos factores interdependientes son:

- a. Resistencia friccionante en el fuste y resistencia portante en la base, como funciones de los desplazamientos de fuste y base.
- b. Relación entre la resistencia última en el fuste y la resistencia al corte inicial no drenado de los suelos en contacto con el mismo.
- c. Rigidez (o deformabilidad) del pilote en comparación con la del material de soporte.
- d. Dimensiones del pilote (longitud/ancho), configuración (acampanada o recta) e instalación, aislados o en grupos.
- e. Consecuencias del procedimiento de instalación de los pilotes, en especial alteraciones y cambios en las características y esfuerzos del suelo vecino al pilote.

Para lograr incluirlos en el diseño se debe aplicar un buen criterio del ingeniero, los factores para pilotes perforados, exposición suelo antes del fundido y cambios estacionales en la zona activa de los suelo, etc.

1.5.2 Comportamiento de un pilote bajo carga

La rotura global (típica de cimentaciones superficiales) difícilmente se produce en pilotes. Debido a su mayor esbeltez, la rotura en un pilote es por punzonamiento, se puede identificar en la curva carga-asiento. Esta curva es de la misma forma que las curvas tensión-deformación de comportamiento de un material elastoplástico, puede mostrar comportamiento dúctil y comportamiento frágil.

Curva típica carga-asentamiento: se desarrolla si se somete a un pilote a una carga axial a una tasa rápida o moderadamente rápida, similar a la figura 2.8.

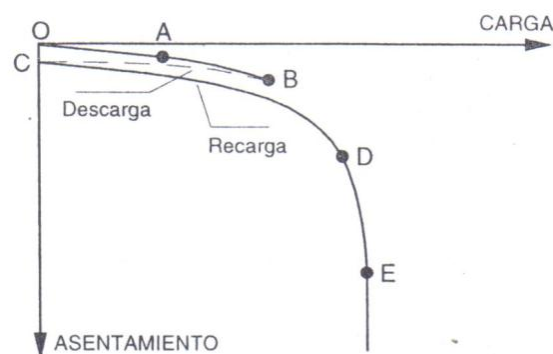


Figura 1.8 Curva típica carga asentamiento de un pilote sometido a variaciones de carga axial

El sistema se comporta elásticamente hasta un punto A, antes del cual se mantiene una relación rectilínea, es decir si la carga se retira, en cualquier punto antes, el pilote rebotara hasta su posición inicial. Cuando la carga supera más allá del punto A, aparece una cadencia cercana al contacto suelo-cimiento, hasta llegar al punto B; en este punto se puede decir que alcanzado su máxima resistencia friccionante del fuste. Si la carga se suspende en este momento aparecerá una deformación permanente igual a OC, el asentamiento presente requerido para movilizar la máxima fricción lateral es notablemente pequeño, casi siempre inferior a 10 mm.

Para alcanzar la resistencia máxima de al punta se requiere una movilización mayor y la magnitud depende del diámetro del pilote, en esta etapa la resistencia total del pilote es su máxima, punto E sobre la curva; si la magnitud de la carga se aumenta por mas mínima que sea los asentamientos crecen progresivamente (Tomlinson, 1981).

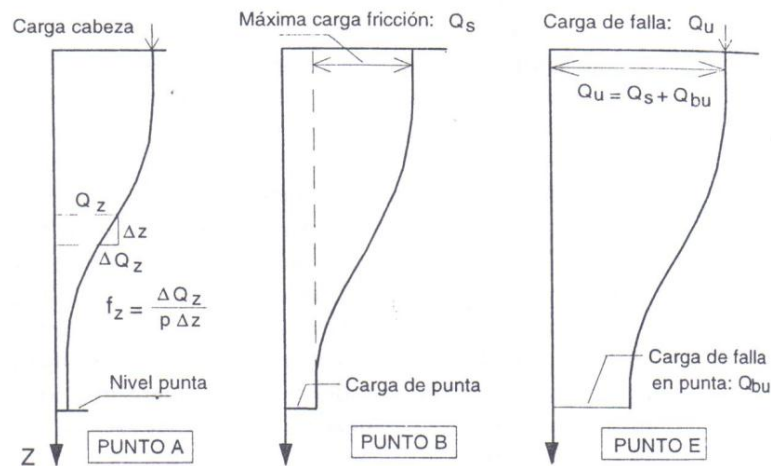


Figura 1.9 Comportamiento de la Transferencia de Carga pilote-suelo

Curva transferencia carga pilote-suelo: por medio de sensores instalados a lo largo del fuste del pilote se puede deducir la transferencia de carga, así, cuando se carga hasta el punto A, virtualmente la totalidad de la carga es soportada por fricción lateral en el fuste y la transferencia a la punta es muy pequeña o nula (figura 2.9). Cuando la carga alcanza el punto B, el fuste está desarrollando su misma fricción y la punta tomara una carga mayor. En el punto E no hay incremento en la carga transferida al suelo por fuste y la carga de base habrá alcanzado su valor limite. Si se sigue incrementando la carga luego de este punto por más pequeña que sea se sobreviene la falla. (Tomlinson, 1981).

1.5.3 División de la carga entre elementos del pilote

La primera parte de la carga resistente del pilote se toma por el fuste debido a que esta se desarrolla por movimientos o asentamientos pequeños, para que la punta tome una fuerza considerable se debe consumir la mayor parte de la resistencia por fuste, esto se da generalmente en pilotes largos y esbeltos; cuando se ha movilizado la resistencia máxima por fricción el incremento de carga será tomado en su totalidad por la punta hasta que también se alcance su máxima y finalmente falle por sobreesfuerzo del material (Woodward *et al.*, 1972).

Para que se desarrolle la máxima resistencia por fricción se da cuando el desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote alcanza un valor de 5 a 10 mm, sin ninguna influencia del diámetro y la longitud del pilote. En cambio para desarrollar la totalidad de la resistencia en base depende del tipo y estado del material, pero para la mayoría de las condiciones dadas se ha demostrado que al final terminan dependiendo del diámetro de la base; tras varios ensayos observados se ha requerido un movimiento del 25% del diámetro de la base, para suelos cohesivos, hasta un 10% para materiales sin cohesión. Para arcillas firmes señalan desplazamientos de base en la falla del orden del 10% (Woodwad *et al.*, 1972).

1.6 CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES

1.6.1 Régimen de aplicación

Para un buen diseño de este tipo de cimentación, los regímenes de funcionamiento que se deben obtener son similares a los de cimentaciones superficiales es decir:

- Los materiales constitutivos de los pilotes no deben sobrepasar límites especificados.
- El factor de seguridad con respecto a la falla de corte en el suelo debe ser suficiente.
- Asentamientos tolerables para la función de los pilotes.

Para el debido cumplimiento de estos requisitos lleva a la necesidad de cálculo de la carga resistente, y esta carga depende del comportamiento de los diferentes elementos que integran el sistema suelo-cimentación:

- El cimientado o estructura cabezal de los pilotes.
- El pilote como estructura (muchas veces, columna a compresión).
- Transmisión de la carga que soporta el pilote, al suelo.
- Mantos subyacentes a la base de los pilotes.

1.6.2 Enfoques de análisis y diseño

Para determinar la capacidad de carga en pilotes se han desarrollado fórmulas y criterios que pueden agruparse en cuatro clases que se citan a continuación:

a) Prueba de Carga:

Este es el método más seguro para determinar la capacidad de carga de un pilote, para la mayoría de los lugares, pero a la vez es muy costoso y muy demorado puesto que se realiza a escala real, en este se puede observar su comportamiento bajo el incremento de carga y así poder determinar su capacidad.

Hay dos tipos de pruebas la de asiento controlado (controlando el incremento de asiento o a una velocidad de asiento constante) y la prueba con carga controlada (incremento de carga constante en el tiempo o asentamiento mínimo para un incremento de carga). Siendo el último el más usado, ya que permite determinar la carga última cuando se ha movilizado la resistencia del suelo que se encuentra bajo la punta la superficie del pilote.

El principal inconveniente se presenta en la representación de la calidad de los demás pilotes, además, la prueba se realiza a un solo pilote y se conoce que el comportamiento de un solo pilote de un grupo es diferente al de la unidad aislada. (Jiménez, 1986)

A continuación se plantean algunos criterios utilizados para determinar la capacidad de carga de un pilote a partir de los ensayos de carga.

Criterio	Descripción
1. limitación de asentamiento total relativo	Desplazamiento en la mayor (D/30) (Norma Brasileña, ABNT, 1980)
2. Tangente a la curva carga-asentamiento (comportamiento Hiperbólico)	a) Intersección de la tangente inicial y final de la curva carga-asentamiento definida por la carga admisible b) Valor constante de carga para asentamiento creciente
3. Limitación del asentamiento total	a) Absoluto 1 pulgada b) Relativo 10% del diámetro
4. Postulado de Van de Beer	Asíntota de la función exponencial: $P=P(1-e^{-az})$
5. Davisson (1980)	Desplazamiento aproximado de la punta del pilote mayor que $D/120 + 4$ mm

Tabla 1.4 Criterios para determinar la capacidad de carga de un pilote

b) Métodos dinámicos.

Conocido como prueba de carga dinámica, la diferencia con las pruebas de carga tradicionales es por el hecho de que la carga es aplicada dinámicamente a través de golpes de un sistema de percusión adecuado.

Se relaciona la capacidad de carga del pilote y la resistencia que ofrece a la hinca ya que producto de esta se produce fallas sucesivas de capacidad de carga del pilote, entonces se podría establecer teóricamente la relación entre la capacidad de carga del pilote y la resistencia que ofrecen a la hinca con un martillo.

Se basan en la transferencia de la energía cinética de la maza al caer al pilote y el suelo. (Sowers 1977; Juárez, hetyf1975). La gran incertidumbre en este enfoque del problema y la principal diferencia entre todas las fórmulas dinámicas estriba en cómo calcular las pérdidas de energía y la eficiencia mecánica del proceso, por lo que se han desarrollado varias fórmulas que se basan en la utilización de coeficientes para evaluar el comportamiento de los factores que intervienen en el proceso.

c) Ensayos de Penetración:

El estado tensional y deformacional en el suelo debido a un pilote cargado con su carga última y el de un penetrómetro que se introduce en el suelo son muy similares. Por esta razón se puede establecer una relación muy estrecha entre la resistencia a penetración y la capacidad soportante del pilote (Menzanbach, 1968).

Un análisis de las expresiones utilizadas para la determinación de la capacidad resistente por estabilidad del pilote aislado, evidencia, que estas no son más que la suma del aporte a fricción y en punta, afectados por un factor de escala entre la resistencia en punta del cono de penetración y la punta del pilote y un factor de escala entre la fricción sobre la camisa del penetrómetro y el fuste del pilote.

El ensayo SPT (Standard Penetración Test) es probablemente el más extendido de los realizados "in situ". El resultado del ensayo, el índice N, es el número de golpes precisos para profundizar 30 cm. El ensayo SPT está especialmente indicado para suelos granulares, y sus resultados, a través de las correlaciones pertinentes, permiten estimar la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales o profundas, así como estimar asientos, bien directamente o por medio de otras correlaciones con el módulo de deformación, es importante señalar que este método permite determinar la capacidad resistente por estabilidad del pilote aislado, y como se ha expresado, el comportamiento de un pilote está estrechamente vinculado a la acción de los pilotes vecinos.

d) Métodos estáticos en la teoría de la plasticidad:

Lo tratado hasta este punto conduce a aceptar que la aplicación de los métodos puramente teóricos ofrece grandes incertidumbres en lo relacionado a la caracterización del modelo de falla portante, a la necesaria precisión en la definición de los parámetros del suelo y a la forma de incluir los significativos efectos de los procedimientos de instalación en el comportamiento de los pilotes.

Los métodos estáticos en la teoría de la plasticidad son formulas que están basadas en principios teóricos y ensayos, que procuran determinar la capacidad máxima de carga que es capaz de resistir un pilote o grupo de estos en el medio. Sowers, 1977; Juárez, 1975; Jiménez, 1986; L' Herminier, 1968; La Norma SNIP, 1975; La CNC 73001, 1970; Norma Cubana, 1989; Ibañez, 2001, entre otros coinciden en que la capacidad de carga se obtiene de la suma de la resistencia por la punta y por la fricción lateral en el instante de carga máxima.

El más utilizado para el análisis de pilotes axialmente cargados parte de la predicción de la capacidad de carga última de un pilote aislado; luego se determina la carga de trabajo por medio de la aplicación de estudiados factores de seguridad. Se derivan técnicas de disco teóricamente más rigurosas, de la consideración de la compatibilidad carga-desplazamiento.

1.6.3 Análisis estático de carga última

Como ya se sabe la carga tomada por un pilote dado un determinado desplazamiento es tomado por el fuste y la punta como se puede apreciar en la figura 2.10. Para la determinación de estas y debido a la generalidad de las soluciones en condiciones de equilibrio limite, se ha desarrollado formulas, con base en la evaluación separada de las resistencias ultimas de fricción y de punta.

Por ejemplo si se producen asentamientos grandes correspondientes a la toma de dicha carga puede resultar desfavorables para su función o posiblemente riesgosos; es necesario entonces determinar un valor tolerable o seguro de la capacidad de carga.

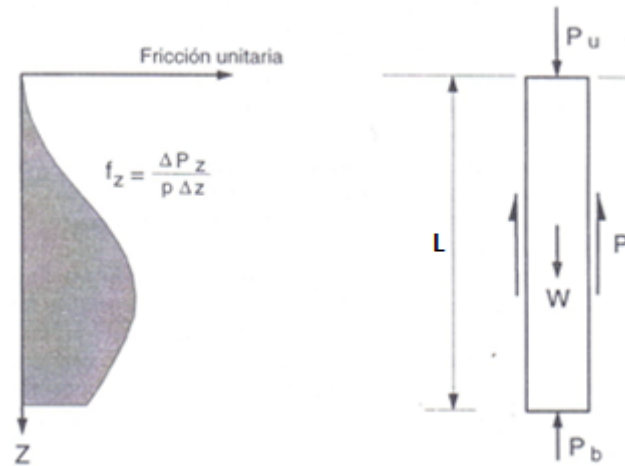


Figura 1.10 Distribución de carga en fuste y punta

Método estático

Para plantear la capacidad de carga se utilizan expresiones basadas en principios de la mecánica de suelos, con parámetros medidos en investigaciones realizadas. La capacidad para resistir cargas depende de las siguientes componentes de la resistencia del sistema suelo-pilote (Whitaker, 1976):

1. La punta se podrá desplazar por acción de la carga, cuando el suelo alrededor y debajo de la punta sea desplazado. El suelo presenta resistencia a la acción cortante producida por tal desplazamiento.
2. El desplazamiento relativo suelo-pilote, el mismo que moviliza fuerzas resistentes tangenciales sobre la superficie lateral del pilote. Estas fuerzas provienen de la adherencia y fricción del suelo en contacto con el pilote.
3. El pilote ocupa después de instalado el lugar de cierto volumen de suelo, cuyo peso fue previamente soportado por el suelo debajo de la base del pilote, si la profundidad de la cimentación es D y el peso unitario promedio unitario γ_m , entonces antes de instalarlo el suelo resiste una presión igual a $\gamma_m D$

Si se plantea el equilibrio estático de las fuerzas verticales que aparecen en la figura 1.10, se puede obtener la siguiente expresión (Whitaker, 1976).

$$Q_u + W - \gamma_m D A_b = f_{su} A_s + q_{bu} A_b \quad (1.1)$$

en donde:

Q_u = Carga última en la cabeza del pilote.

W = Peso propio del pilote.

f_{su} = Resistencia unitaria última por fricción lateral promedio.

q_{bu} = Resistencia unitaria neta última en la base promedio.

A_s = Área lateral del pilote sobre la cual se ejerce fricción positiva.

A_b = Área de la base.

El lado izquierdo de la ecuación (1.1) representa la carga neta última resistente del pilote. En los pilotes sin ensanchamiento en la base es poco importante en la práctica la diferencia entre resistencia neta y resistencia total, pero se presentan dudas en el caso de pilotes perforados con ensanchamiento acampanado en la base. En el caso de pilotes de gran diámetro perforados en arcilla de Londres Whitaker y Cooke demostraron experimentalmente, que para pilotes ensanchados o no la capacidad de carga última se puede resumir:

$$Q_u + W = f_{su} A_s + A_b (q_{bu} - \gamma_m D) \quad (1.2)$$

En muchas ocasiones se considera W y $\gamma_m D$ como similares, lo que permite simplificar la expresión.

$$Q_u = f_{su} A_s + q_{bu} A_b \quad (1.3)$$

$$Q_u = Q_f + Q_p \quad (1.4)$$

Para determinar la capacidad de carga confiable se realiza por uno de los métodos para introducir la seguridad entre ellos tenemos

- El método de las tensiones admisibles.
- El método del factor de seguridad global.
- El método de los estados límites.

1.7 RESISTENCIA UNITARIA ÚLTIMA DE PUNTA

1.7.1 Ecuación de capacidad portante

En el pilote la fuerza resistente por la punta, esta se asemeja a una cimentación por superficie enterrada profundamente. Cuando se carga el pilote se forma un cono de suelo no alterado que se adhiere a la punta. Como la punta va penetrando más profundamente conforme aumenta la carga, el cono fuerza el suelo hacia los lados cortando la masa a lo largo de una superficie curva. Se han propuesto varias formas para la zona de esfuerzo cortante para evaluar la resistencia por la punta. Igual que los resultados de los análisis de las cimentaciones poco profundas, estos se pueden expresar en la forma general siguiente:

$$q_{bu} = \frac{B\gamma}{2} N_\gamma + CN_c + q'N_q \quad (1.5)$$

en donde:

B = Menor dimensión de la cimentación

γ = Peso unitario del suelo.

C = Cohesión del suelo.

q' = Esfuerzo efectivo del suelo a nivel de cimentación.

N_γ, N_c, N_q = Factores adimensionales de capacidad portante adecuados a los pilotes.

Esta expresión que fue deducida por primera vez por Terzaghi (1943) y mejorada por Meyerhof (1951). Para los pilotes, en que B es pequeña, frecuentemente se omite el primer término (Sowers, 1977):

$$q_{bu} = CN_c + q'N_q \quad (1.6)$$

Por consiguiente la carga en punta última es:

$$Q_p = A_b(CN_c + q'N_q) \quad (1.7)$$

1.7.2 Resistencia unitaria última de punta en pilotes aislados

1.7.2.1 Resistencia unitaria última de punta en suelos granulares

La resistencia unitaria de punta de un pilote en arena generalmente crece con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo llamada profundidad crítica, donde la resistencia unitaria es constante.

Método de Meyerhof:

Este propone el estrato alcanza un máximo para la relación de empotramiento de:

$$\left(\frac{L_b}{D}\right) = \left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr} \quad (1.8)$$

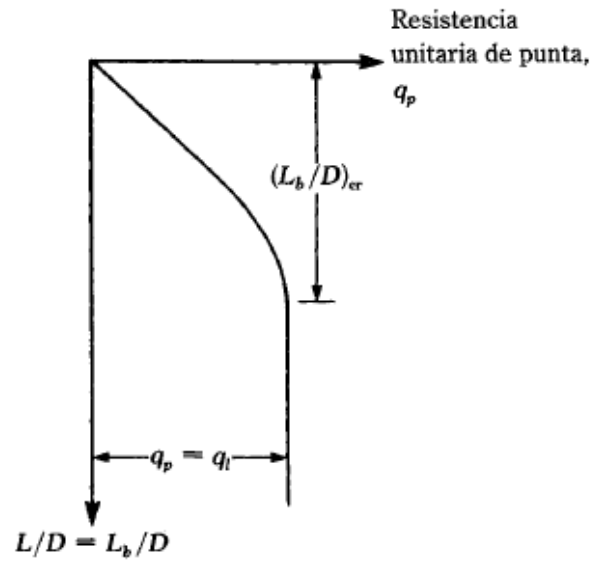


Figura 1.11 Variación de la resistencia unitaria de punta en arenas homogéneas.

Meyerhof (1976), propuso, los factores de la capacidad de carga crecen con L_b/D y alcanzan un valor máximo en $L_b/D \cong 0.50 (L_b/D)_{cr}$. En la figura 1.12 se puede apreciar la variación de este valor con respecto al ángulo de fricción (ϕ).

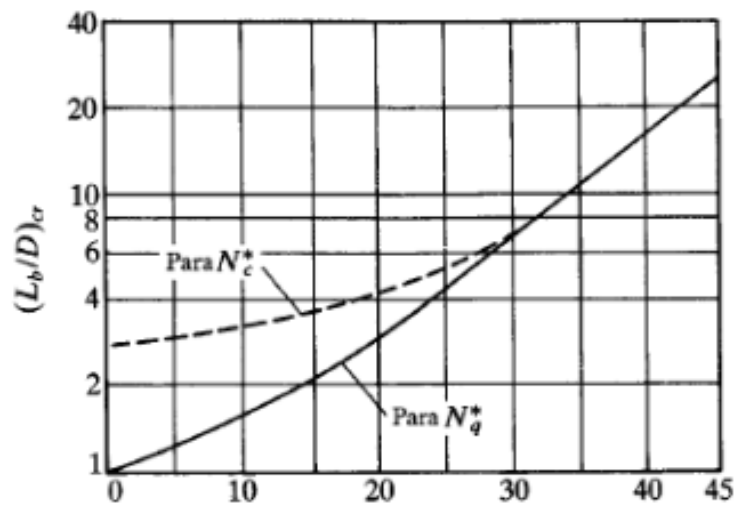


Figura 1.12 Variación de $(L_b/D)_{cr}$ con el ángulo de fricción.

De la ecuación (1.7), para pilotes en arena limpia, $C = 0$ esta ecuación se reduce a:

$$Q_p = A_b q' N_q \quad (1.9)$$

Sin embargo se plantea que Q_p no debe exceder el valor límite $A_1 q_1$, por lo tanto:

$$Q_p = A_b q' N_q \leq A_p q_1 \quad (1.10)$$

La resistencia en punta límite es:

$$q_1 = 50 N_q \tan \phi \quad (1.11)$$

los valores de los factores de capacidad de carga son:

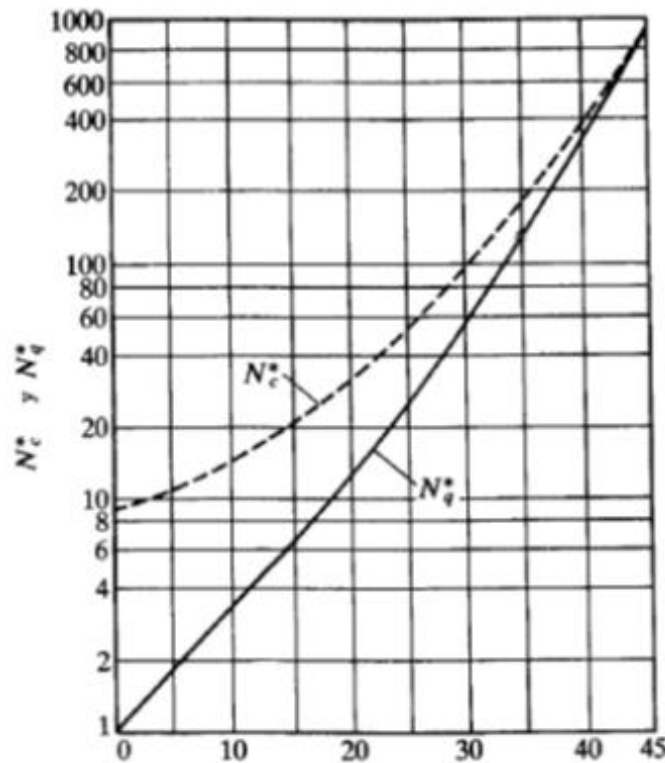


Figura 1.13 Variación de N_q ; N_c con el ángulo de fricción.

La Propuesta de Norma Cubana (1989): plantea la siguiente ecuación de capacidad última de punta de un pilote:

$$q_{bu} = d_{sq} N_q q' \quad (1.12)$$

en donde:

q_{bu} = Capacidad de carga en la punta del pilote.

N_q = Factor de la capacidad de carga, función del ángulo de fricción.

d_{sq} = Factor que tiene en cuenta la longitud del pilote y la forma de la cimentación.

q' = Presión efectiva vertical en la punta del pilote.

Propone que la presión efectiva vertical q' es la que está relacionada con el fenómeno, el cual alcanza un valor máximo a un determinado profundidad crítica, postulada en la ecuación:

$$Z_c/D = L_b/D \quad (1.13)$$

en donde:

Z_c = Profundidad crítica

D = Diámetro del pilote

L_b = Longitud de empotramiento en el estrato de suelo granular.

El valor de L_b/D está relacionado directamente con el ángulo de fricción del suelo (ϕ), el cual se obtiene mediante la tabla 1.5 la cual se presenta a continuación:

ϕ' (Grados)	20	25	30	35	40	45
Z_c/D	3	5	7	11	18	22

Tabla 1.5 Valor de profundidad crítica (Z_c) en función del ángulo de fricción (ϕ)

Para determinar los valores de d_{sq}, N_q se tienen las siguientes relaciones:

$$\text{Para } \begin{cases} L_b \geq Z_c \\ D < L_b < Z_c \end{cases} \begin{cases} N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} & (1.14) \\ d_{sq} = 3 & (1.15) \end{cases}$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (1.16)$$

$$d_{sq} = \left[1 + 2tg \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{L_b}{D} \right) \right] (1 + \tan \phi) \quad (1.17)$$

1.7.2.2 Resistencia unitaria última de punta en suelos cohesivos

En arcillas la capacidad en punta es mayor si esta es drenada, pero esta conlleva a asentamientos excesivos para movilizarla y pueden resultar excesivos para ser toleradas por la mayor parte de las estructuras. Además, el pilote debe tener suficiente capacidad de carga inmediata para evitar una falla a corto termino (Fleming, Randolph, 1985).

Es por estas razones que se acostumbra calcular la resistencia unitaria última de punta en suelos cohesivos en términos de la resistencia al corte no drenado (C_u), y del factor de capacidad portante (N_c), la resistencia unitaria última de punta es:

Método de Meyerhof:

De la ecuación (1.6), para pilotes en suelos cohesivos, $\phi = 0$ esta ecuación se reduce a:

$$q_{bu} = C_u N_c \quad (1.18)$$

Para profundidades normales en los pilotes es apropiado para N_c un valor de 9 (Skempton, 1951); no obstante, es necesario considerar valores mas bajos cuando la punta del pilote penetra apenas una pequeña distancia en un manto firme. Es adecuada una interpolación lineal entre un valor de $N_c = 6$ para el caso en que la punta del pilote alcance justamente el estrato firme, y $N_c = 9$ para Una penetración de la punta en el estrato firme de 3 diámetros o mayor.

La Propuesta de Norma Cubana (1989):

$$q_{bu} = d_{sc} N_c C_u \quad (1.19)$$

En donde:

C_u = Resistencia al corte no drenado.

N_c = Coeficiente de la capacidad de carga, función del diámetro o forma del pilote.

d_{sc} = Coeficiente que tiene en cuenta el diámetro o forma del pilote.

Para determinar los valores de d_{sc}, N_c se tienen en las siguientes tablas:

- Para $L \leq \frac{L_b}{D} < 2.5$

D (m)	N_c	d_{sc}
$D \leq 0.5$	5.14	$1.2 + 0.4tg^{-1} \left(\frac{L_b}{D} \right)$
$0.5 \leq D \leq 1$	5.14	$1.1 + 0.2tg^{-1} \left(\frac{L_b}{D} \right)$
$D > 1$	5.14	$1 + 0.1tg^{-1} \left(\frac{L_b}{D} \right)$

Tabla 1.6 (a) Valores de coeficiente capacidad de carga (N_c) y coeficiente en función del diámetro y forma del pilote (d_{sc})

- Para $\frac{L_b}{D} > 2.5$

D (m)	$d_{sc}N_c$
$D \leq 0.5$	9
$0.5 \leq D \leq 1$	7
$D > 1$	6

Tabla 1.6 (b) Valores de coeficiente capacidad de carga (N_c) y coeficiente en función del diámetro y forma del pilote (d_{sc})

1.8 RESISTENCIA UNITARIA ÚLTIMA POR FRICCIÓN LATERAL – FUSTE

1.8.1 Aspectos básicos

En la expresión (1.3) se presento la capacidad última debido a la fricción lateral como la multiplicación de la resistencia unitaria ultima promedio (f_{su}) por el área lateral del pilote (A_s), esta expresión se aplica a un estrato homogéneo, por lo que podríamos representarla de forma más general:

$$Q_f = \sum p \Delta l f_{su} \quad (1.20)$$

en donde:

p = Perímetro de la sección del pilote.

Δl = Longitud de pilote embebida en cada manto.

f_{su} = Resistencia unitaria ultima por fricción lateral promedio en cada manto.

En la evaluación de f_{su} se utiliza una concepción física similar a la resistencia al deslizamiento de un cuerpo rígido en contacto con el suelo (Vesic, 1977). Se la puede descomponer en dos partes:

$$f_{su} = C_a + q_{sm} \tan \delta \quad (1.21)$$

en donde:

C_a = Adherencia unitaria, independiente del esfuerzo normal del suelo sobre el pilote.

$\tan \delta$ = Coeficiente de fricción entre suelo y pilote,.

q_s = Esfuerzo normal promedio del suelo sobre el pilote.

La primera parte C_a , es conocida como adherencia; y la segunda parte constituye una verdadera fricción.

El esfuerzo normal se considera relacionado con el esfuerzo vertical efectivo medio (q'_m), al mismo nivel, por medio de un coeficiente de empuje lateral para fricción superficial (K_s) definido como (q_{sm}/q'_m), de tal manera que ecuación (1.21) se puede expresar como:

$$f_{su} = C_a + K_s q'_m \tan \delta \quad (1.22)$$

Para la determinación del coeficiente K_s no se dispone de una teoría racional debido a que intervienen numerosos factores cuya magnitud son variables, como el estado de esfuerzos, las condiciones del suelo, las relaciones de transferencia y los efectos de los procesos de instalación; la longitud tienen también incidencia (Vesic, 1977).

1.8.2 Resistencia unitaria última de fuste en pilotes aislados

1.8.2.1 Resistencia unitaria última de fuste en suelos granulares

Esta esta representada por la fricción verdadera que se presenta, por lo tanto se toma de la ecuación (1.22) la parte correspondiente quedando:

$$f_{su} = K_s q'_m \tan \delta \quad (1.23)$$

Para la determinación K_s , se han propuesto deducciones empíricas basadas en ensayos de pruebas de

carga sobre pilotes. Infortunadamente, se han observado variabilidad de los resultados debido de factores como: procedimiento y método del ensayo de carga, criterios de interpretación, variabilidad de las características del suelo y método de instalación de los pilotes.

Se han obtenido correlaciones basadas en el empuje lateral en reposo K_o y la relación de sobre consolidación (OCR). En la actualidad existen tres métodos para determinar K_o :

- Interpretación de mediciones directas *in situ* por medio de dispositivos (presurómetro, dilatómetro u otros dispositivos)
- A partir de la historia de esfuerzos del depósito.
- Correlaciones empíricas con resultados del SPT o CPT.

Hay varios autores que han dado relaciones empíricas entre K_s y K_o , algunos incluyen la relación de sobreconsolidación (OCR), pero en este documento presentamos una de las más usadas.

Das (1984) propuso que K_s varía con profundidad, propone las siguientes recomendaciones simplificadas para obtener valores promedio de K_s :

Pilotes perforados

$$K_s = K_o = 1 - \text{sen } \phi \quad (1.24)$$

Pilotes hincados con gran desplazamiento

$$\begin{aligned} K_s &= K_o && \text{limite inferior} \\ K_s &= 1.4 K_o && \text{limite superior} \end{aligned} \quad (1.25)$$

Pilotes hincados con pequeño desplazamiento

$$\begin{aligned} K_s &= K_o && \text{limite inferior} \\ K_s &= 1.8 K_o && \text{limite superior} \end{aligned} \quad (1.26)$$

Para calcular el coeficiente fricción entre el suelo y pilote se realiza la siguiente relación, ya que el ángulo de fricción (δ) esta relacionado directamente relacionado con el angulo de friccion del material:

$$\tan \delta = \mu \tan \phi \quad (1.27)$$

En donde μ coeficiente que toma en cuenta el tipo de pilote al cual se determinara la capacidad, y sus valores varían:

Tipo de pilote	μ
Hormigo in situ	1
Hormigón prefabricado	0.8
Acero	0.7

Tabla 1.7 Valores de coeficiente en función del tipo del pilote μ

De donde la ecuación para determinar la resistencia unitaria ultima por fricción nos da:

$$f_{su} = K_s q'_m \mu \tan \phi \quad (1.28)$$

La Propuesta Norma Cubana (1989), establece en este caso de suelos granulares, la resistencia unitaria en fuste alcanza un valor límite máximo a una profundidad critica (se calcula como usando la tabla 1.5), luego del cual es constante. El esfuerzo vertical efectivo promedio será calculado como:

Si $\Delta l < Z_c$ entonces:

$$q'_m = \frac{q'_o + q'_f}{2} \quad (1.29)$$

Si $\Delta l > Z_c$ entonces:

$$q'_m = \frac{q'_o + q'_{zc}}{4} + \frac{q'_{zc}}{2} \quad (1.30)$$

en donde:

q'_o = Esfuerzo vertical efectivo inicial (el peso del suelo predecesor, sobrepeso o un esfuerzo de pre consolidación)

q'_f = Esfuerzo vertical efectivo final.

q'_{zc} = Esfuerzo vertical efectivo en la profundidad critica.

1.8.2.2 Resistencia unitaria última de fuste en suelos cohesivos

El cálculo es tan complicado en arcillas como en arenas debido a la presencia de variables que no son cuantificadas fácilmente. Actualmente se dispone de varios métodos para obtener la resistencia unitaria por fricción de pilotes. Tres de los procedimientos más usados se explican a continuación:

A. Relación de la fricción lateral unitaria con la resistencia al corte no drenado. Método α

Este método se enfoca en suponer que la fricción lateral unitaria está dada principalmente por la adherencia (C_a) que sería la primera parte de la ecuación (1.22), por lo que la Resistencia unitaria ultima por fricción lateral promedio está dada por:

$$f_{su} = C_a \quad (1.31)$$

La determinación de la adherencia suelo-pilote es compleja. Depende de factores tales como:

- Tipo y consistencia del suelo.
- Tipo, método de instalación y material del pilote.
- Factor tiempo.

La adherencia se debería determinar por medio de ensayos y su interpretación, pero estas además se debe correlacionar con el perfil del suelo, lo que exige una investigación in-situ demasiado extensa y costosa, por lo que se han desarrollado valores empíricos de adherencia.

Uno de los métodos más utilizado, para determinar un factor de adherencia (α), como una relación entre la adherencia (C_a) y la resistencia al corte no drenado:

$$\alpha = \frac{C_a}{C_u} \quad (1.32)$$

Hay varios documentos que presentan intentos por predecir la disminución del coeficiente α con el crecimiento de la resistencia a corte, en este documento se usaran los siguientes valores:

- Libro "Principios de Ingeniería en Cimentaciones" (Braja M. Das) para arcillas normalmente consolidadas, en el cual se ingresa por medio de la siguiente grafica:

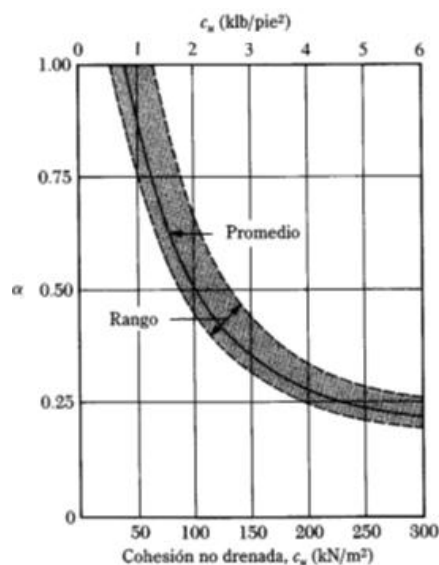


Figura 1.14 Grafica para obtención del factor adherencia (α) en función de la cohesión no drenada del suelo cohesivo

- Para otros tipos de arcillas se presentaran las siguientes ecuaciones usadas en cuba:

$$\text{Para } \begin{cases} 100kPa \leq C_u < 400kPa \\ 30kPa \leq C_u < 100kPa \\ C_u < 30kPa \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{700 - C_u}{1500} \\ \alpha = \frac{1250 - 8.5C_u}{1000} \\ \alpha = \frac{1250 - 8.5C_u}{1000} \end{array} \right. \quad (1.33)$$

$$(1.34)$$

$$(1.35)$$

A partir del cálculo de la variación de α a lo largo del pilote, ya sea por variación de C_u a lo largo del estrato o por la presencia de diferentes estratos, se puede expresar la ecuación de la carga en fuste última como:

$$Q_p = \sum (\alpha C_u p \Delta L) \quad (1.36)$$

en donde:

p = Perímetro de la sección del pilote.

Δl = Longitud de pilote embebida en cada manto.

α = Factor de adherencia cada manto.

C_u = Resistencia de corte no drenado para cada manto.

B. Fricción lateral unitaria en función de esfuerzos efectivos. Método β

El anterior método tiene algunas limitaciones de aplicación, a veces difiriendo con los valores obtenidos en ensayos, por lo que se han buscado métodos más precisos para diseños que necesitan mayor exactitud.

Cuando se hincan pilotes en arcilla la presión de poro se incrementa, en algunas ocasiones llegando a 4-6 veces en arcillas normalmente consolidadas, además por el desplazamiento se producen gran alteración y pérdida de resistencia. Este aumento de presión se disipa aproximadamente en un mes, como un fenómeno de consolidación, que en la mayor parte de los casos ocasiona un aumento de la resistencia cortante cercana al fuste y una disminución de la humedad.

Este método β fue propuesto por Burland (1973), así la resistencia se determina en función de parámetros de esfuerzos efectivos del material cohesivo en estado remoldeado. Así la resistencia a una profundidad está dada por:

$$\beta = K_s \tan(\delta) \quad (1.37)$$

$$f_{su} = \beta q'_m \quad (1.38)$$

en donde:

q'_m = Esfuerzo vertical efectivo medio en la profundidad del estrato.

δ = Angulo drenado de fricción entre arcilla y pilote.

K_s = Coeficiente de presión lateral de tierras.

Para *arcillas normalmente consolidadas* se deduce que la falla se da en una zona delgada vecina al fuste, en donde $\delta = \Phi_r$, siendo Φ_r el ángulo de fricción remoldeada del suelo, en el caso de K_s se esperaría que sea un poco mayor que el coeficiente de presión de tierras en reposo, pero por resultar conservador se toma el límite inferior $K_s = K_o$ y con la ecuación (1.24) se obtiene la expresión:

$$\beta = (1 - \text{sen } \Phi_r) \tan(\Phi_r) \quad (1.39)$$

Varios ensayos se recomiendan para el diseño en arcillas normalmente consolidadas están entre 0.24 y 0.32. Burland (1973), consideran un valor de 0.3 es razonable.

Para *arcillas sobre consolidadas*, Meyerhof (1976), propuso la siguiente expresión:

$$\beta = (1 - \text{sen } \Phi_r) \tan(\Phi_r) \sqrt{OCR} \quad (1.40)$$

Para la determinación de f varios autores establecieron que esta decrece la tasa de crecimiento con la profundidad, por lo que K_s no se puede relacionar de manera correcta con el coeficiente de presión

lateral en reposo. Por lo tanto la aplicación de este método presenta dificultades en pilotes largos.

C. Fricción lateral unitaria relacionada con la presión pasiva. Método λ

Este fue propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972). Se fundamenta en la hipótesis de que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote conduce a una presión lateral pasiva al suelo que rodea el pilote, esto condiciona la acción de la fricción resistente.

Algunos autores relacionaron la fricción unitaria promedio con la presión pasiva de Rankine, por medio de un coeficiente empírico λ , se puede calcular con la expresión:

$$f_{su} = \lambda(q'_m + 2 C_m) \quad (1.41)$$

en donde:

q'_m = Esfuerzo vertical efectivo promedio para la longitud.

C_m = Resistencia al corte no drenado promedio.

λ = Coeficiente de capacidad de fricción dependiente de la longitud de penetración del pilote.

El coeficiente λ se obtiene a partir de la figura 1.15:

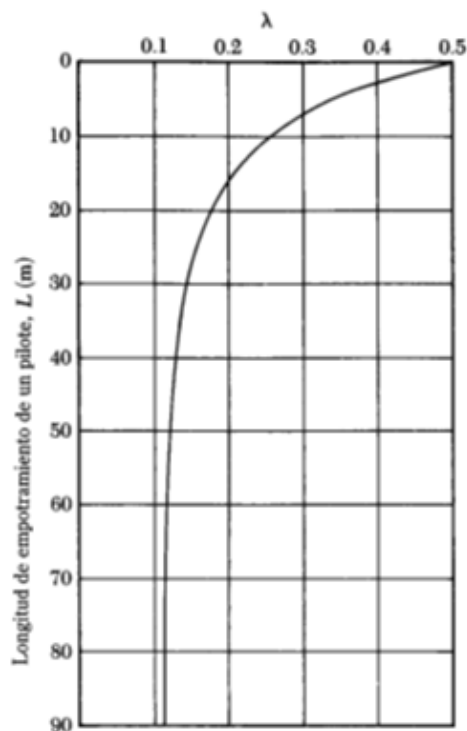


Figura 1.15 Variación de coeficiente de capacidad de fricción (λ) en función de la longitud de empotramiento

1.9 CAPACIDAD DE PILOTES EN GRUPO

1.9.1 Comportamiento de grupos de pilotes

Dentro de todo este documento se ha estado hablando de las consecuencias de la colocación de un pilote en el suelo de cimentación. Las mismas consecuencias como es lógico se acentúan cuando se trata de un grupo de pilotes, debido a que las alteraciones son de carácter acumulativo. Estos efectos aditivos no solo se presentan en la construcción, sino cuando entran en funcionamiento; en esta etapa se superponen los esfuerzos.

Para entender este fenómeno el concepto de "bulbo de presiones" es usado comúnmente, de manera igual que en las cimentaciones superficiales donde el bulbo se considerase como la zona donde los esfuerzos transmitidos causan efectos significativos, el límite de este se puede definir mediante una condición como por ejemplo: porcentaje del esfuerzo aplicado.

Estos bulbos por su proximidad se combinan como ya se explicó anteriormente, y constituyen uno de mayor volumen lo que caracteriza la acción en grupo, la figura 1.16 representa gráficamente lo explicado anteriormente.

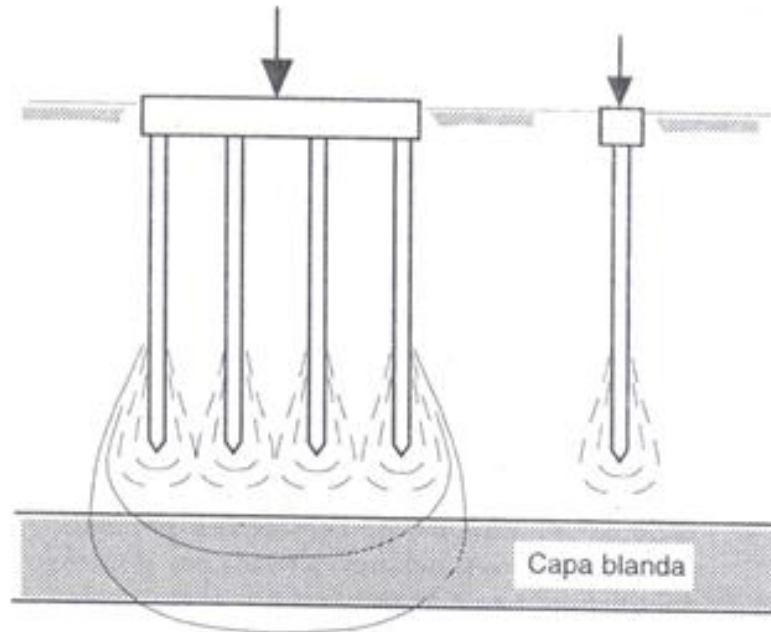


Figura 1.16 Superposición de bulbos de presión en los grupos de pilotes

Este efecto hace que la capacidad de un grupo de pilotes no sea la suma de las capacidades individuales, y la deformación no sea deducible directamente de l comportamiento de un pilote aislado. Este efecto no se presenta solo si los pilotes están empotrados en un estrato firme.

La determinación de la capacidad de un grupo de pilotes es extremadamente complicada y aun no se ha resuelto plenamente. Tomlinson (1986) después de largos estudios, pudo deducir los problemas para deducirla:

- La capacidad del suelo en el entorno.
- Los efectos de consolidación del suelo, en la profundidad afectada por el bulbo de presiones.

Para el diseño de un grupo de pilotes se tiene en cuenta los siguientes aspectos:

- Espaciamiento de los pilotes
- Capacidad portante del grupo de pilotes.
- Asentamiento del grupo de pilotes.

1.9.2 Espaciamiento

Se da para minimizar los efectos de instalación de un grupo de pilotes, en especial los desplazamientos verticales y horizontales. Por lo que el espaciamiento debe ser el adecuado de manera que sea económico y seguro.

Como en toda la teoría de pilotes hay varias recomendaciones, Teng (1964) ofrece la tabla 1.8, compatible con valores habituales en varios códigos de edificación.

Función de lo pilotes	Espaciamiento mínimo de centro a centro de los pilotes (d =diámetro en la punta)
Pilotes de punta sobre estratos duros	$2-2.5d$, ò 75cm
Pilotes de punta sobre roca dura	$2d$, ò 60cm
Pilotes de fricción	$3-5d$, ò 105 cm

Tabla 1.8 Espaciamientos mínimos entre pilotes

1.9.3 Capacidad portante de los grupos de pilotes

Para que la carga concentrada sea correctamente distribuida en un grupo de pilotes, este debe tener un mecanismo de distribución de la carga, para este efecto se suele construir un elemento rígido conocido como cabeza, que además se encarga de garantizar el trabajo en grupo. Con estas condiciones se puede relacionar la capacidad de grupo con la individual mediante un coeficiente llamado eficiencia:

$$\varepsilon = \frac{Q_g}{n Q} \quad (1.42)$$

en donde:

Q_g = Capacidad portante de un grupo de pilotes.

Q = Capacidad de pilote individual.

n = Numero de pilotes.

Para la determinación de la eficiencia existen varias formulas propuestas en diferentes normas y autores, en el presente documento les proponemos las ecuaciones usadas en La Norma Cubana (1989):

Suelos granulares ($\phi > 25^\circ$):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hincados} \\ \text{Fundidos in - situ} \end{array} \right. \quad \text{entonces} \quad \varepsilon = 1 \quad (1.43)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{S_p}{D \text{ o } b} = 3 \\ \frac{S_p}{D \text{ o } b} > 7 \end{array} \right. \quad \text{entonces} \quad \varepsilon = 0.66 \quad (1.44)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{S_p}{D \text{ o } b} > 7 \end{array} \right. \quad \text{entonces} \quad \varepsilon = 1 \quad (1.45)$$

Suelos cohesivos:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{S_p}{D \text{ o } b} = 3 \text{ y } C > 100kPa \\ \frac{S_p}{D \text{ o } b} > 3 \text{ y } C \leq 100kPa \end{array} \right. \quad \text{entonces} \quad \varepsilon = 1 \quad (1.46)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{S_p}{D \text{ o } b} > 3 \text{ y } C \leq 100kPa \end{array} \right. \quad \text{entonces: } \varepsilon = 1 - \frac{(D \text{ o } b)[n_2(n_1 - 1) + n_1(n_2 - 1) + \sqrt{2}(n_2 - 1)(n_1 - 1)]}{\pi S_p n_1 n_2} \quad (1.47)$$

en donde:

S_p = Separación entre ejes de los pilotes.

$D \text{ o } b$ = Diámetro o lado mayor de la sección del pilote.

n_1 = Cantidad de filas de pilotes.

n_2 = Cantidad de pilotes por fila.

Estos se pueden apreciar para el mejor entendimiento en la figura:

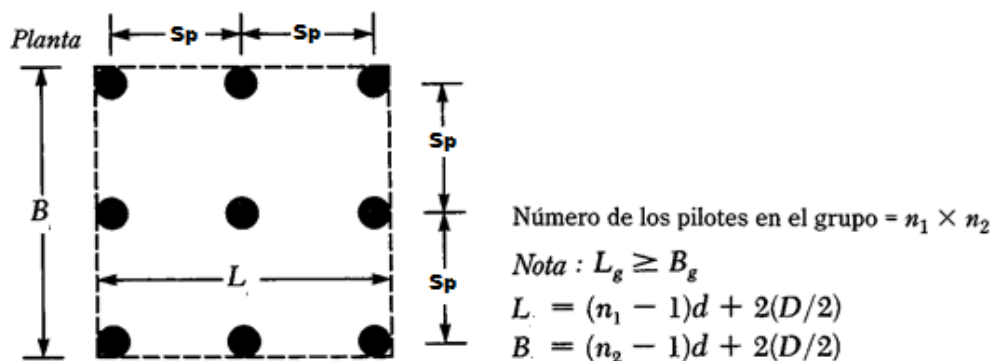


Figura 1.17 Distribución de grupo de pilotes

Por lo que la capacidad portante de un pilote trabajando en grupo sería:

$$Q_{ug} = \varepsilon_f Q_f + \varepsilon_p Q_p \quad (1.48)$$

en donde:

Q_{ug} = Capacidad de carga ultima del pilote trabajando en grupo.

ε_f = Eficiencia en el fuste. (este puede tener varios valores si tiene distintos estratos)

ε_p = Eficiencia en la punta.

Luego para determinar la capacidad del grupo de pilotes se multiplica por el número de pilotes, estos valores deben ser minorados usando uno de los métodos para introducir seguridad, para la aplicación se usara el **Método de estados límites** quedando:

Capacidad de fuste minorada:

$$Q_f^* = \frac{Q_f}{\gamma_{gf}} \quad (1.49)$$

Capacidad de fuste minorada:

$$Q_p^* = \frac{Q_p}{\gamma_{gp}} \quad (1.50)$$

Capacidad portante del pilote trabajando en grupo:

$$Q_{ug} = \frac{\varepsilon}{\gamma_s} (Q_f^* + Q_p^*) \quad (1.51)$$

en donde:

$\gamma_s, \gamma_{gf}, \gamma_{gp}$ = Factores de minoración de carga.

γ_s = Varía de 1-1.2

γ_{gf}, γ_{gp} = Depende del tipo de suelo, propiedades, etc. Generalmente se colocan valores de 1.2 -1.3

También se ha visto recomendable algunos procedimientos para calcular la capacidad del grupo de pilotes de manera directa, por lo que se muestran el siguiente método.

MÉTODO DIRECTO DE TABLAS.

Este método es una aplicación directa de los datos obtenidos en el ensayo de SPT, con el dato del número de golpes. Se utilizan las siguientes ecuaciones:

Capacidad del pilote trabajando en grupo:

$$Q_{ug} = Q_f + Q_p \quad (1.52)$$

Carga tomada por el fuste:

$$Q_f = \alpha C_u \phi \pi H \quad (1.53)$$

en donde:

α = Factor de reducción.

q_u = Capacidad ultima del suelo

C_u = La capacidad ultima del estrado para dos. ($q_u/2$)

ϕ = Diámetro del pilote.

H = Profundidad del estrato.

Carga tomada por punta:

$$Q_p = q_u \phi^2 \pi / 4 \quad (1.54)$$

Los valores se determinaran de las siguientes tablas:

N	qu (kg/cm ²)	N	qu (kg/cm ²)
< 2	0.25	15	2
2	0.25	16	2.13
3	0.375	17	2.27
4	0.5	18	2.4
5	0.625	20	2.67
6	0.75	22	2.93
7	0.875	24	3.2
8	1	26	3.47
10	1.28	28	3.73
12	1.57	30	4
13	1.71	> 30	> 4
14	1.85		

Tabla 1.9 Relación entre capacidad portante del suelo q_u y numero de golpes N .

qu [kg/cm ²]	qu [T/m ²]	α
0.25	2.5	0.98
0.5	5	0.95
0.75	7.5	0.88
1	10	0.83
1.25	12.5	0.77
1.5	15	0.69
1.75	17.5	0.61
2	20	0.55
2.25	22.5	0.5
2.5	25	0.46
2.75	27.5	0.43
3	30	0.42

Tabla 1.10 Valor del coeficiente de minoración α .

1.10 ASENTAMIENTO DE PILOTES

1.10.1 Pilotes aislados

La determinación de asentamientos de pilotes puede llegar a ser compleja debido a:

- La alteración del suelo y variación en su estado de esfuerzos producidos por la instalación del pilote.
- Una situación de incertidumbre relativa a la distribución y posición exacta de la transferencia de carga del pilote al suelo.

Los desplazamientos para movilizar la fricción lateral son pequeños comparados con los necesarios para movilizar la resistencia de punta. La predicción del asentamiento debido a una carga de trabajo requiere precisar la distribución de dicha carga entre fricción y punta, esta va a depender de las características de transferencia, del tipo de suelo, del tipo y diámetro del pilote.

Las soluciones para determinar los asentamientos de pilotes son de carácter empírico o semiempírico, y sus limitaciones deben tenerse presente en todas las aplicaciones. Hay que tomar en cuenta que el factor tiempo puede llegar a ser determinante en los asentamientos que se produzcan a corto plazo o inmediatos, y de los asentamientos a largo término.

- a) **Métodos empíricos:** están basados en la recopilación de ensayos o son una recomendación de los diferentes autores. Aschenbrenner y Olson (1968) también lo ponen en función del diámetro.

$$S = 0.01 \times D \quad (1.55)$$

b) Los procedimientos elásticos: según Vesic (1977) es conveniente considerar tres componentes de asentamiento 'S' en la cabeza del pilote:

- 1.- Asentamiento producido por deformación axial del fuste, 'S₁'
- 2.- Asentamiento de punta del pilote debida a la carga transmitida a la punta, 'S₂'
- 3.- Asentamiento de punta del pilote debida a la carga transmitida a lo largo del fuste, 'S₃'

Y por superposición de efectos se tiene:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (1.56)$$

Determinación S₁:

Si se supone un comportamiento elástico del fuste del pilote, es posible evaluar su deformación axial, con ayuda de resistencia de materiales se tiene:

$$S_1 = (Q_{pt} + as \times Q_{ft}) \times \frac{L}{A \times E_p} \quad (1.57)$$

Donde:

Q_{pt}, Q_{ft} = Cargas reales tomadas de punta y de fricción respectivamente.

L = Longitud de la cimentación.

A = Área de la sección transversal

E_p = Modulo elástico del fuste

as = Coeficiente adimensional que depende de distribución de fricción lateral a lo largo del fuste

Tipo de distribución	as
Rectangular	0.5
Parabólica	0.5
Triangular	0.67

Tabla 1.11 Valores coeficiente as, determinación asentamientos

Determinación S₂ y S₃:

Con deducciones de las ecuaciones anteriores y con correlaciones empíricas disponibles entre Es y la resistencia última de punta se tiene:

$$S_2 = \frac{C_p \times Q_{pt}}{D \times q} \quad (1.58)$$

$$S_3 = \frac{C_s \times Q_{ft}}{H \times q} \quad (1.59)$$

Donde:

Q_{pt}, Q_{ft} = Cargas reales tomadas de punta y de fricción respectivamente.

$q_{\text{òp}}$ = Resistencia última de punta del pilote particular para el cual se evalúa el asentamiento

C_p, C_s = Coeficientes empíricos, dependen del tipo de suelo y método de instalación del pilote

H = Longitud del pilote.

D = Diámetro o lado del pilote.

$$C_s = \left(0.93 + 0.16 \times \sqrt{\frac{H}{D}} \right) \times C_p \quad (1.60)$$

Valores del coeficiente C_p (según Vesic, 1977)

Tipo de suelo	Pilotes hincados	Pilotes perforados
Arena (densa a suelta)	0.02 a 0.04	0.09 a 0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02 a 0.03	0.03 a 0.06
Limo (denso a suelto)	0.03 a 0.05	0.09 a 0.12

 Tabla 1.12 Valores coeficiente C_p , determinación asentamientos

c) **Métodos experimentales:** La Propuesta de Norma (1989) propone convertir la cimentación sobre pilotes en una cimentación ficticia con ancho en función del tipo de trabajo principal del pilote y seguir la misma metodología que para una cimentación superficial.

Las dimensiones de la cimentación ficticia se determinan como se aprecia en la figura 1.18, donde el ángulo α se determina en la tabla 1.13 presentada a continuación.

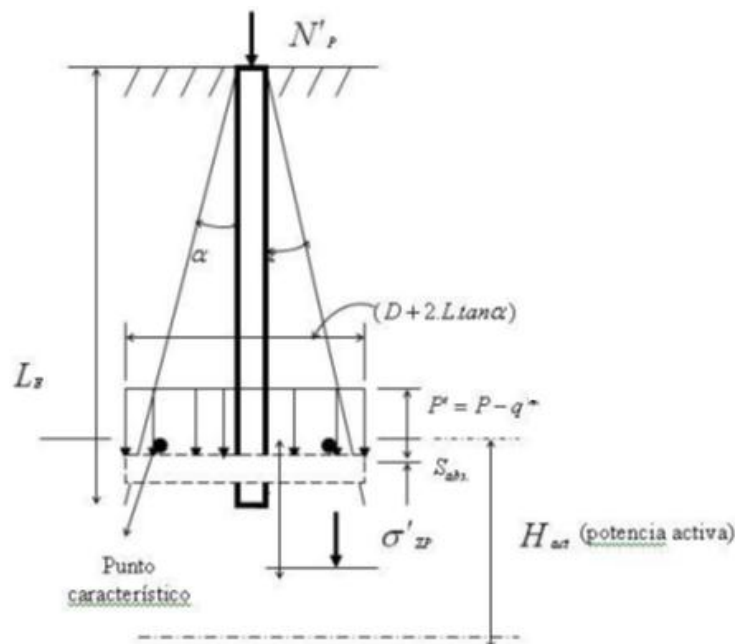


Figura 1.18 Cálculo del asiento de un pilote aislado resistente en fuste y en punta.

Donde la presión neta se determina según los casos:

$$P' = \frac{N_p^*}{2(b + \sum \Delta h \tan \alpha)} \quad (1.61) \text{ [pilotes cuadrados]}$$

$$P' = \frac{N_p^*}{\pi(D + 2 \sum \Delta h \tan \alpha)} \quad (1.62) \text{ [pilotes circulares]}$$

en donde:

P' = Presión neta.

N_p^* = Carga vertical que llega al pilote. (mayorada).

b = Lado del pilote.

D = Diámetro del pilote.

H = Altura del estrato.

α = Ángulo de inclinación según el tipo de trabajo principal del pilote.

Para la determinación del asentamiento total se utiliza la formula siguiente:

$$S = \frac{H_a}{6} \times (\xi_{z1} + 4 \xi_{z2} + \xi_{z3}) \quad (1.63)$$

en donde:

H_a = Potencia activa

ξ_z = Valores de deformación unitaria en puntos característicos a diferentes profundidades.

Los valores de deformación unitaria se toman en puntos característicos vienen dados por la ecuación:

$$\xi_{zi} = \frac{\sigma'_{vzi}}{E_0} \quad (1.64)$$

en donde:

σ'_{vzi} = Esfuerzo inducido por la carga a una determinada profundidad

E_0 = Modulo de elasticidad del suelo de cimentación

Los esfuerzos verticales σ'_{vzi} vienen dados en tablas según el tipo de carga que soporta el suelo y tipo de cimentación. (**Anexos A**)

Para determinar la potencia activa del cimieneto se usa la figura 1.19:

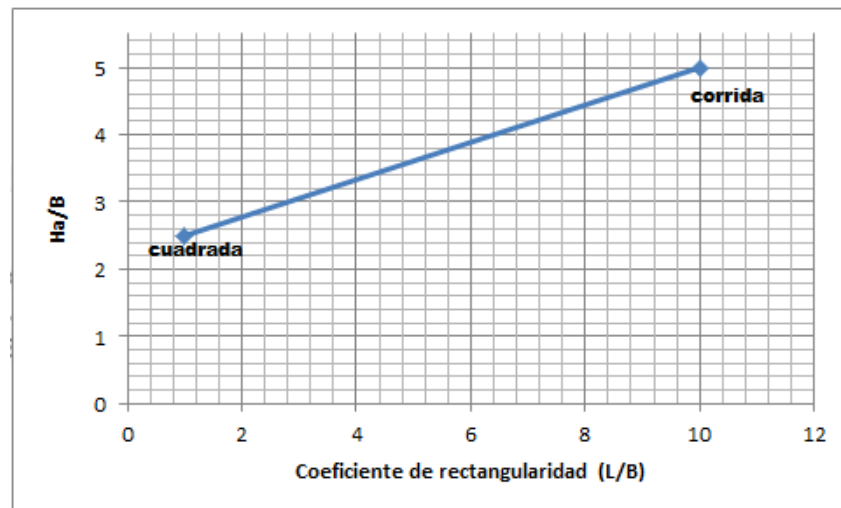


Figura 1.19 Cálculo de potencia activa H_a

1.10.2 Asentamientos en cimentaciones piloteadas.

Los procedimientos elásticos: propone que el asentamiento de un grupo de pilotes bajo carga es proporcional a la relación entre el ancho del grupo de pilotes (B_g) y la separación de los mismos (s_p). Vesic (1969), realizó varias investigaciones con respecto a este tema y propuso la relación más concisa al respecto, siendo:

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (1.65)$$

en donde:

S_g = Asentamiento elástico de grupo de pilotes.

B_g = Ancho de la sección de grupo de pilotes.

D = Diámetro o ancho de cada pilote.

S = Asentamiento elástico de cada pilote bajo carga de trabajo comparable.

Métodos experimentales: para el cálculo del asiento absoluto de pilotes en grupos, se realiza igual que en pilotes aislados con una cimentación equivalente, cuyas dimensiones y situación se muestran en la

figura 1.20. El asiento absoluto de esta cimentación equivalente se determinará igual que el de una cimentación superficial. Cuando el espaciamiento entre pilotes sea mayor de $D + 2 \cdot \tan\alpha$ se calculará el asiento como pilote y como grupo de pilote, tomándose el mayor de los asientos calculados para compararlo con el asiento absoluto límite.

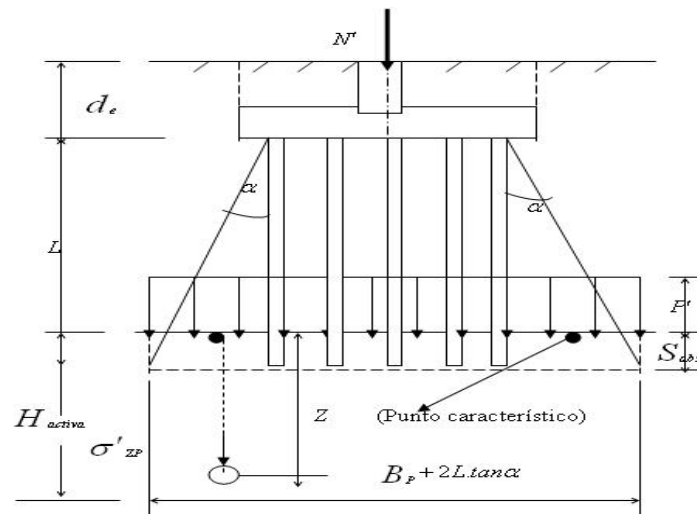


Figura 1.20 Cálculo de asientos de grupos de pilotes (Resistentes en fuste, punta ó ambos)

Los valores para el ángulo α (grados) se dan en la siguiente tabla:

Tipo de trabajo principal del pilote	Tipo de suelo	Valores de α (grados)
Por punta: $Q_p^*/Q_v^* \geq 0.75$	cualquiera	0
Por fuste: $Q_p^*/Q_v^* \leq 0.25$	friccional	$\phi'/4$
	cohesivo: índice líquido ≤ 0.25	10
	índice líquido $0.25 < \leq 0.75$	6
Por punta y fuste: $0.25 < Q_p^*/Q_v^* < 0.75$	índice líquido > 0.75	2

Tabla 1.13 Valores coeficiente α (grados).

Donde Q_p^* y Q_v^* son respectivamente los valores de las carga de punta y carga vertical resistente por estabilidad minorada del pilote.

1.11 ANÁLISIS DINÁMICO DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES

La capacidad de carga es la respuesta inmediata que el suelo ofrece a una sollicitación de impacto con un martillo que ocurre en una fracción segundo; por lo tanto, esta resistencia resulta de carácter dinámico. Hay que considerar que bajo las cargas de la estructura la sollicitación ocurre mucho más lentamente y la resistencia de la cual depende la capacidad de carga real es más de carácter estático. Es evidente que la resistencia del suelo depende de la velocidad de aplicación de la carga, por lo que incide en la validez del análisis y en la posibilidad de establecer una relación entre la resistencia dinámica y una resistencia a largo término.

Los métodos dinámicos asocian la relación entre la capacidad de carga del pilote y la resistencia que ofrecen a la hinca con un martillo. Todos los análisis dinámicos están basados en la transferencia al pilote y al suelo de la energía cinética de la maza al caer.

Dentro de las fórmulas dinámicas se citan, entre otras, la expresión de Hiley [Galabru (1974)], la de Delmag, Gersevanov (1970), la Propuesta de Norma (1989) y Juárez (1975). Esta última propuesta establece lo siguiente:

La carga resistente por estabilidad del pilote aislado se determina según dos métodos dinámicos:

1. Ecuación de la onda.
 2. Fórmulas de hinca.
- **Ecuación de la Onda:** Para determinar la capacidad soportante utilizando este método, es necesario determinar mediante ensayos dinámicos del pilote la respuesta de éste al impacto del martillo en términos de fuerza (tensión y deformación) y velocidad (aceleración), lo cual permite determinar las fuerzas y las trazas de las ondas de velocidad a partir de las cuales se pueden obtener las fuerzas de impacto, la energía y la respuesta dinámica del suelo. A partir de los datos de este ensayo se obtienen los parámetros necesarios para determinar, en función de la ecuación de la onda, la carga resistente por estabilidad del pilote.
 - **Fórmulas de hinca:** Los resultados obtenidos mediante la fórmula de hinca sirven para ser utilizados como: correlación en un área geotécnicamente similar, con los valores de la carga resistente por estabilidad, determinada a partir de la prueba de carga, penetraciones estáticas ó ambas.

$$Q_u = \frac{N \times A_p}{2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{4}{N \times A_p} \times \frac{E_m}{e} \times \frac{(Q + 0.2 \times W_p)}{Q + W_p} \right)} \right] \quad (1.66)$$

$$e = \frac{N \times A_p \times E_m}{Q_u \times (Q_u + N \times A_p)} + \frac{Q + 0.2 \times W_p}{Q + W_p} \quad (m/\text{golpe}) \quad (1.67)$$

en donde:

e = Hinca específica. Si $e < 0.002$ m/golpe se recomienda utilizar un martillo de mayor energía, puesto que podría romperse el cabezal

E_m = Energía del martillo/golpe (kN.m)

W_p = Peso del pilote

Q = Peso de la masa de impacto del martillo (kN)

N = Constante elástica (kPa) que depende del material del pilote.

A_p = Sección transversal (m²)

Q_u = Carga ultima resistente por estabilidad (kN)

1.12 SOLICITACIONES ESPECIALES

1.12.1 Fricción negativa

Si los movimientos del terreno se producen en sentido paralelo al eje del pilote se genera una fricción que además de constituirse en una nueva acción sobre el pilote, elimina la posibilidad de contar con la resistencia del fuste en la zona en que se origina este fenómeno. La fricción negativa se da cuando un pilote atraviesa un estrato en proceso de consolidación que ocasiona un asentamiento del suelo en la vecindad del fuste del pilote; debido a que la rigidez del pilote es mayor que la del terreno, la cimentación se opone a tal asentamiento y el suelo tenderá a colgarse de su fuste, ocasionando un rozamiento que actúa en sentido contrario al resistente.

Las cargas exteriores y el rozamiento negativo deberán ser resistidos únicamente por la punta, ya que no se cuenta con la resistencia del fuste. En pilote flotantes los máximos valores de fricción negativa se localiza en la zona superior del pilote comprimiéndolo y provocando un asentamiento en toda su longitud; dicho asentamiento hace que el fuste en la parte inferior del pilote se desplace con respecto al propio terreno, de forma que se movilice un cierto movimiento positivo en la parte inferior equilibrando el rozamiento en la zona superior. Es posible que en estas circunstancias el pilote quede prácticamente inservible para soportar acciones exteriores.

En forma general este fenómeno suele ocurrir en suelos cohesivos blandos es decir en arcillas y limos en consolidación; pero puede ocurrir también si el pilote se localiza en un suelo arenoso desplantado sobre un estrato arcilloso o un limo blando, o en un suelo arenoso de compactidad media a floja en el momento de un sismo, donde las deformaciones verticales en el terreno podrían ser muy importantes y originar un fuerte rozamiento negativo en pilotes que le atravesen. Algunas de las causas que originan fricción negativa son:

- Asentamiento del terreno por acciones sísmicas.
- Colocación de un relleno sobre terreno blando que es atravesado por el pilote.
- Sobrecargas en la cercanía de la cimentación.
- Disminución del nivel freático, que ocasiona aumento en la presión efectiva del suelo y su consiguiente consolidación.

Ciertos procedimientos pueden disminuir considerablemente el efecto de rozamiento negativo; alguno de estos son: aislar el pilote del estrato en movimiento y que origina el rozamiento negativo, esto se lleva a cabo colocando tubos no recuperables dentro de lo cual se colocará el pilote; aunque de esta manera tampoco se podrá contar con la fricción positiva del pilote. Cuando es necesario la construcción de grupos de pilotes, es preferible utilizar pilotes de gran diámetro, ya que si se compara la superficie lateral con la de un grupo de pilotes de pequeño diámetro, y cada grupo tiene igual sección transversal, entonces la superficie lateral de los primeros resulta menor y el rozamiento negativo tiene un efecto relativo también menor sobre la capacidad de carga de los pilotes de mayor diámetro.

1.12.2 Empujes laterales de terreno

Si en las proximidades de un pilotaje se aplica una sobrecarga y en el terreno existen capas blandas, éstas pueden actuar como un fluido viscoso y transmitir empujes horizontales a los pilotes. Por el contrario, estos fenómenos no suelen darse en terrenos granulares o cuando la presión transmitida a las capas blandas cohesivas es inferior a $1,5 q_u$ (esfuerzo de compresión del suelo). En el caso general los empujes valdrán

$$P_h = P_v - 2 \times c_u = P_v - q_u \quad (1.68)$$

siendo P_v , la presión vertical en la parte superior del estrato blando.

Sobre cada pilote actuará una carga por unidad de longitud igual al menor valor de los siguientes:

$$P_{hr} = P_h \times s \quad (1.69)$$

$$P_{hr} = P_h \times 3D \quad (1.70)$$

$$P_{hr} = P_h \times H \quad (1.71)$$

siendo:

s = Separación entre ejes de pilote;

D = Diámetro del pilote y

H = Espesor del estrato blando.

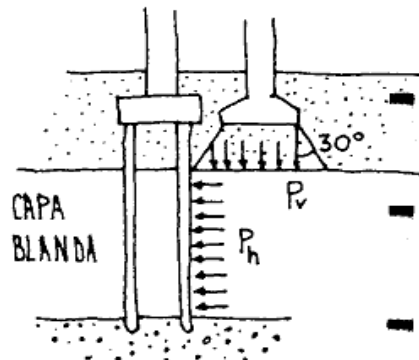


Figura 1.21 Empujes horizontales producidos por cargas superficiales

Una vez calculado P se obtienen los momentos flectores en los pilotes como en una viga suponiendo, según los casos, las siguientes condiciones de borde:

- Empotramiento en el encepado.
- Empotramiento a 0.50 m en la capa resistente inferior (penetración mínima 8 diámetros).
- Empotramiento a 1 m en capas resistentes situadas por encima de la capa blanda si su espesor es superior a 8 diámetros; si no, se considerará una articulación.

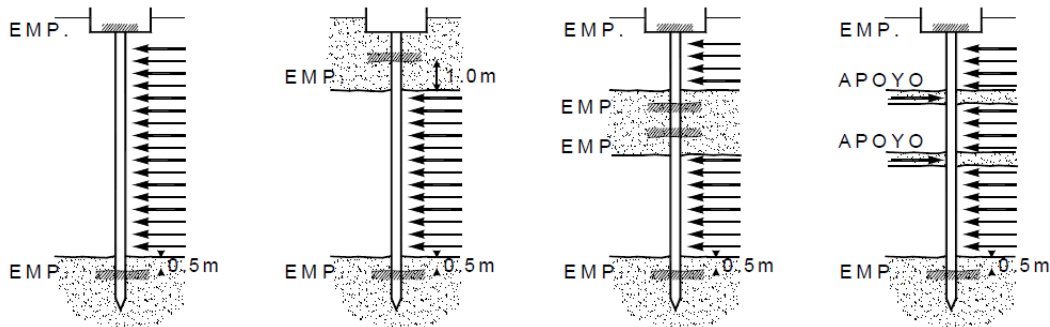


Figura 1.22 Condiciones de apoyo para el cálculo de esfuerzos en los pilotes

1.12.3 Cargas horizontales

Una cimentación sobre pilotes puede estar sometida bajo la acción de cargas horizontales (H^*) por efecto de causas tales como, sismo, viento, frenado de vehículos, empuje de tierra o líquidos, embarcaciones, etc. En general el pilote es un elemento diseñado y concebido para soportar cargas axiales, por lo que no son muy eficientes para resistir cargas laterales. Es por ellos que puede seguirse el siguiente criterio para el diseño:

- Si $H^* \leq 0.005 N^*$ no es necesario considerar el efecto de la carga horizontal.
- Si $0.005 N^* \leq H^* \leq 0.1 N^*$ la absorben los pilotes a flexión.
- Si $H^* > 0.1 N^*$ se requiere diseñar pilotes inclinados que absorban la carga H^* .

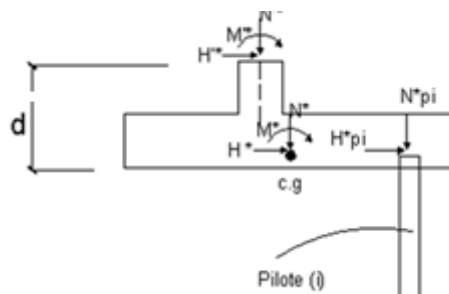


Figura 1.23 Cargas actuantes sobre cimentación

Para calcular Q_H^* se consideran dos tipos de suelos: cohesivos y friccionales, el esquema de distribución de la presión sobre el fuste de los pilotes en la falla o rotura. La resistencia del pilote aumenta a medida que se incrementa el desplazamiento horizontal, alcanzando la resistencia máxima cuando los desplazamientos horizontales del extremo del pilote alcanzan aproximadamente un 20% de su diámetro. (Cuando $\Delta \cong 0.2D \delta b$ se alcanza la rotura).

El pilote resiste las cargas laterales movilizand la presión pasiva en el suelo que lo rodea. El grado de distribución de la reacción del suelo va a depender de:

- La rigidez del pilote.
- La rigidez del suelo.
- La restricción en los extremos del pilote.

En general los pilotes cargados lateralmente se clasifican en dos tipos:

- a) Pilotes cortos o rígidos.
- b) Pilotes largos o elásticos

Considerando el *pilote corto* los aceros no entran en fluencia y se produce la rotura por rotura a cortante del suelo, por lo que debe cumplir que:

$$M_u^* > M_g^* \quad (1.72)$$

donde:

M_u^* = Momento resistente último o límite minorado de la sección del pilote a flexión.

M_g^* = Momento máximo generado en el pilote debido a la acción resistente del suelo

Considerando el *pilote largo* surge una rotura plástica en la sección de momento máximo, por lo que debe cumplir que:

$$M_u^* \leq M_g^* \quad (1.73)$$

Si se produce este tipo de mecanismo de rotura, se debe cumplir que la parte del pilote situada bajo la rotura plástica debe ser capaz de resistir el momento de rotura M_u^* .

A. ESQUEMA DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO Y DISTRIBUCIÓN REAL DE PRESIONES, EN PILOTES CON EXTREMO LIBRE Ó ARTICULADO. SUELO COHESIVO.

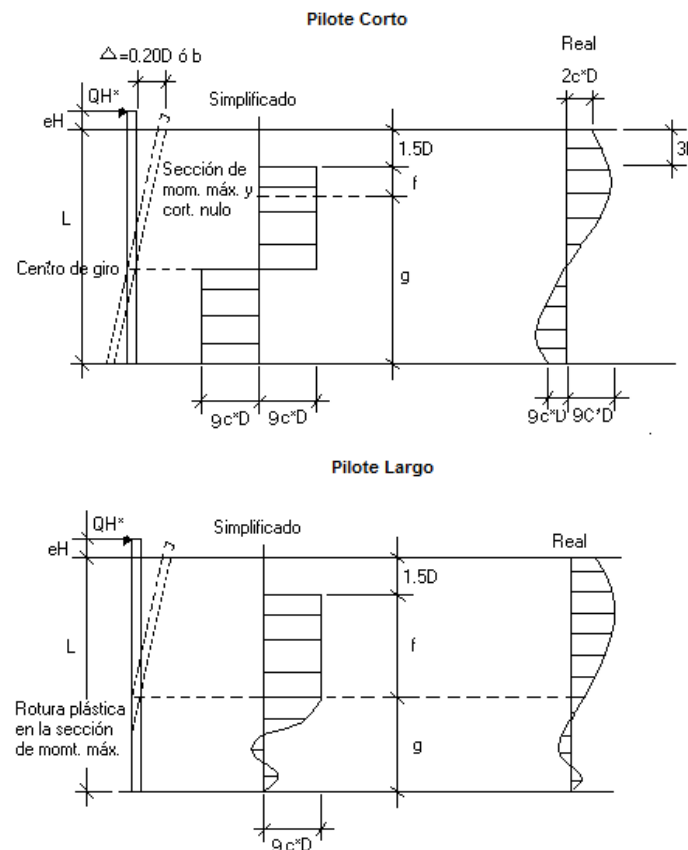


Figura 1.24 Distribución de presiones suelos cohesivos

Ecuaciones pilote corto:

$$Q_H^* = \left[\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{L}{D} - 3 \right) + \left(\frac{2e_h}{D} + \frac{L}{D} + 1.5 \right)^2 + 2.25} - \left(\frac{2e_h}{D} + \frac{L}{D} + 1.5 \right) \right] kN \quad (1.74)$$

$$f = \frac{Q_H^*}{9 * C * D} \quad (1.75)$$

$$g = L - 1.5D - f \quad (1.76)$$

$$M_g^* = 9 * C * D * \frac{g^2}{4} \quad (1.77)$$

Ecuaciones pilote largo:

$$Q_H^* = C * D^2 \left[\sqrt{81 \left(\frac{e_h}{D} + 1.5 \right)^2 + 18 \frac{M_u^*}{C D^3}} - 9 \left(\frac{e_h}{D} + 1.5 \right) \right] kN \quad (1.78)$$

Nota: Las demás ecuaciones iguales a las de pilote corto.

Para las ecuaciones presentadas se tiene donde:

Q_H^* = Carga horizontal resistente del pilote

L = Longitud del pilote

D = Diámetro o lado del pilote

e_h = Distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el punto de aplicación de la carga horizontal (si el pilote no sobresale del terreno $e_h=0$)

C = Cohesión del suelo

B. ESQUEMA DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO Y DISTRIBUCIÓN REAL DE PRESIONES EN PILOTES CON EXTREMO LIBRE O ARTICULADO. SUELO FRICCIONAL

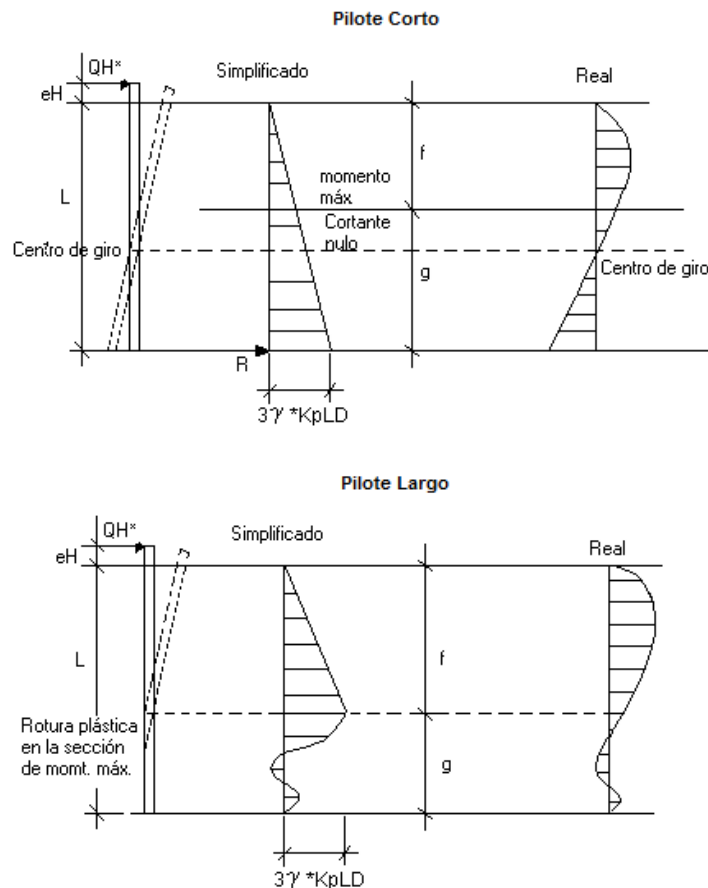


Figura 1.25 Distribución de presiones suelos friccionales

Ecuaciones pilote corto:

$$Q_H^* = \frac{K_p L^2 D \gamma^*}{2 \left(1 + \frac{e_h}{L}\right)} \text{ kN} \quad (1.79)$$

$$f = \sqrt{\frac{2L}{3 \left(1 + \frac{e_h}{L}\right)}} \quad (1.80)$$

$$g = L - f \quad (1.81)$$

$$M_g^* = \gamma^* K_p D g^2 (1.5L - g) \quad (1.82)$$

Ecuaciones pilote largo: este tiene un procedimiento puesto que no es fácil despejar una ecuación para Q_H^* , por lo que se tiene:

$$\frac{M_u^*}{\gamma^* K_p D^4} = \left(\frac{Q_H^*}{\gamma^* K_p D^3}\right) \frac{e_h}{D} + 0.544 \left(\frac{Q_H^*}{\gamma^* K_p D^3}\right)^{3/2} Q_H^* \quad (1.83)$$

Se procede a dar valores de Q_H^* , luego se procede a calcular M_u^* y a la inversa hasta que nos de valores correctos.

$$f = \sqrt[3]{\frac{M_u^*}{\gamma^* K_p D}} \quad (1.84)$$

Nota: Las demás ecuaciones iguales a las de pilote corto.

$$Q_H^* = 1.5 \gamma^* K_p D \left(\frac{M_u^*}{\gamma^* K_p D^4}\right)^{3/2} \quad (1.85) \quad [\text{si } e_h = 0]$$

Para las ecuaciones presentadas se tiene donde:

Q_H^* = Carga horizontal resistente del pilote

L = Longitud del pilote

D = Diámetro o lado del pilote

e_h = Distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el punto de aplicación de la carga horizontal (si el pilote no sobresale del terreno $e_h=0$)

γ^* = Peso específico del suelo minorado

Luego para determinar la capacidad trabajando en grupo de pilotes estos valores deben ser minorados usando uno de los métodos para introducir seguridad, para la aplicación se usara **El Método de estados límites** quedando:

Capacidad de fuste minorada:

$$Q_{Hc}^* = \frac{Q_H^*}{\delta_s \delta_{gH}} \quad (1.86)$$

en donde:

Q_{Hc}^* = Carga horizontal de cálculo resistente por estabilidad del pilote en grupo.

Q_H^* = Carga horizontal resistente por estabilidad minorada, del pilote aislado.

δ_s = Coeficiente de seguridad adicional.

δ_{gH} = Coeficiente de minoración de la resistencia horizontal, permite considerar el efecto del pilote trabajando en grupo.

En las siguientes tablas se presentan los valores de los coeficientes:

Condición de trabajo de la cimentación	Tipo de fallo	δ_s
Favorables	Leve	1
	Grave	1.05
	Muy Grave	1.1
Normales	Leve	1.05
	Grave	1.1
	Muy Grave	1.15
Desfavorables	Leve	1.1
	Grave	1.15
	Muy Grave	1.2

Tabla 1.14 Valores de δ_s

Tipo de suelo	δ_{gH}
Cohesivo	1.4
Friccional	1.6

Tabla 1.15 Valores de δ_{gH}

1.12.4 Tracción

Cuando por la posición relativa del pilote con respecto al centroide del conjunto, puedan aparecer esfuerzos de tracción, deberá verificarse la capacidad portante del pilote a dicho esfuerzo. Los pilotes en tracción se pueden analizar por el método estático (sin considerar la resistencia por punta) o por pruebas de carga en tracción. La resistencia a tracción de los pilotes con ensanchamiento en la punta se puede determinar mejor por ensayos de carga.

Adicionalmente hay que comprobar la carga sobre el pilote menos cargado y verificar que no se encuentra sometido a tracción. En caso de que haya tracción puede hacerse lo siguiente:

- Que sea del orden del peso del pilote como máximo
- Que el pilote no se arranque (solo contribución por fuste y con mismo factor de seguridad que al hundimiento).
- Aumentar el peso del encepado
- Mejorar la inercia del grupo aumentando la separación

1.13 ENSAYOS DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES

El método más seguro para determinar la capacidad de carga de un pilote, para la mayoría de los lugares, es la prueba de carga. Los ensayos de carga se hacen para determinar la carga máxima de falla de un pilote o grupo de pilotes o para determinar si un pilote o grupo de pilotes es capaz de soportar una carga sin asentamiento excesivo o continuo.

La capacidad de carga en todos los pilotes, excepto los hincados hasta la roca, no alcanza su valor máximo hasta después de un periodo de reposo. Los resultados de los ensayos de carga deben tener un periodo de ajustes para que sean una buena indicación del funcionamiento de los pilotes.

1.13.1 Pruebas in-situ para determinar la capacidad de carga de los pilotes individuales

En la mayoría de los grandes proyectos, un número específico de pruebas de carga debe llevarse a cabo sobre pilotes. La razón principal de uso de estos ensayos es la falta de confiabilidad en los métodos de predicción utilizados normalmente.

La figura que se muestra a continuación muestra un diagrama esquemático del arreglo de un ensayo de carga en pilotes para probar la compresión axial en el campo. La carga se aplica al pilote por medio de un gato hidráulico, que aplica cargas por etapas se al pilote y se permite que pase tiempo suficiente

tiempo después de cada aplicación de manera que ocurra una pequeña una pequeña cantidad de asentamiento. El asentamiento de los pilotes se mide por medio de deformímetros. La cantidad de carga por aplicar en cada etapa variará, dependiendo de los reglamentos locales de construcción. La mayoría de los reglamentos requieren que cada etapa de carga sea aproximadamente igual a un cuarto de la carga de trabajo propuesta. La prueba debe efectuarse por lo menos a una carga total de dos veces la carga de trabajo propuesta. Después de alcanzarse la carga deseada en el pilote, éste es descargado gradualmente.

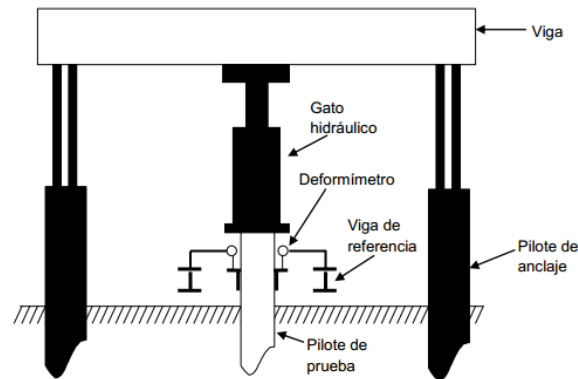


Figura 1.26 Equipo de campo

La figura siguiente muestra un diagrama carga – asentamiento obtenido de una carga y descarga de campo. Para cualquier carga, Q , el asentamiento neto del pilote se calcula como sigue:

- Cuando $Q = Q_1$

$$S_{neto(1)} = S_{t(1)} - S_{e(1)}$$
- Cuando $Q = Q_2$

$$S_{neto(2)} = S_{t(2)} - S_{e(2)}$$

en donde:

S_{neto} = Asentamiento neto

S_e = Asentamiento elástico del pilote mismo

S_t = Asentamiento total

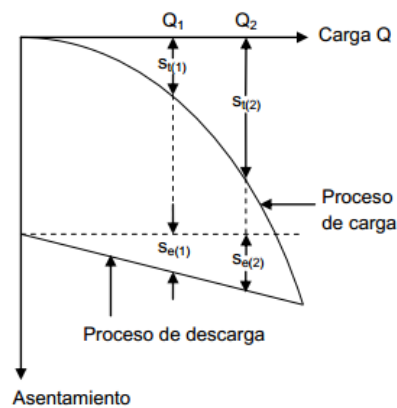


Figura 1.27 Diagrama carga-asentamiento

Estos valores de Q se indican en una gráfica contra el asentamiento neto correspondiente S_{neto} , como se muestra en la figura a continuación. La carga última del pilote se determina con esta gráfica. El asentamiento del pilote crece con la cara hasta cierto punto, más allá del cual la curva carga-asentamiento se vuelve vertical. La carga correspondiente al punto que la curva Q versus S_{neto} se vuelve vertical es la cara última, Q_u , del pilote. En muchos casos, la última etapa de la curva carga-

asentamiento es casi lineal, mostrando un grado amplio de asentamiento para un pequeño incremento de carga. La carga última, Q_u , para tal caso se determina del punto de la curva Q versus S_{neto} donde empieza esta porción lineal empinada.

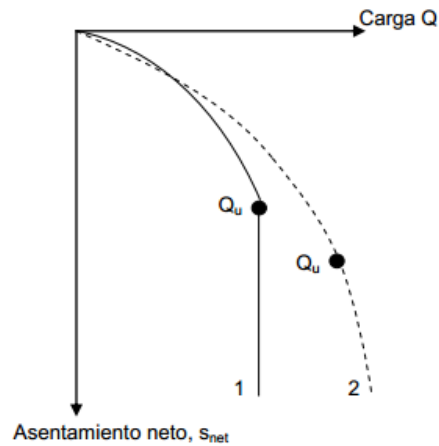


Figura 1.28 Diagrama carga-asentamiento neto

El procedimiento de prueba de carga antes descrito requiere la aplicación de cargas por etapas sobre los pilotes así como la medición del asentamiento y se llama ensayo de carga controlada. La otra técnica usada para una prueba de carga en pilotes, tasa de penetración a velocidad constante, la carga sobre el pilotes es continuamente incrementada para mantener una velocidad constante de penetración, que varía de 0.01 a 0.1 pulg/min (0.25 a 2.5 mm/min). Esta prueba da una gráfica carga-asentamiento similar a la obtenida con la carga controlada. Otro tipo de prueba es la carga cíclica en la que una carga incremental es repetidamente aplicada y retirada. Las pruebas de carga sobre pilotes empotrados en arena se realizan inmediatamente después que se hincan los pilotes. Sin embargo, cuando están empotrados en arcilla, debe tenerse cuidado al decidir el lapso de tiempo entre el hincado y el principio de la prueba de carga.

Pruebas dinámicas

Existen pruebas dinámicas que son un método efectivo rápido, confiable y de costo accesible para determinar la capacidad de carga en pilotes, pudiéndose realizar usualmente varias pruebas en un día. Para la realización de las pruebas se requiere de un martillo o masa de energía suficiente para impactar la cabeza del elemento causando al menos un pequeño asentamiento permanente. Acelerómetros y medidores de deformación colocados en caras opuestas en la cabeza del elemento miden el comportamiento de la fuerza y velocidad con respecto al tiempo cuando la onda de esfuerzo, generadas por el impacto del martillo, es transmitida a lo largo del mismo. Las mediciones se realizan utilizando el Analizador de hincado de pilotes (PDA).

Las pruebas con el PDA pueden ser efectuadas en dos formas:

- 1) Durante el proceso de hincado de un pilote de concreto o acero. Los resultados mas importantes que se obtienen para cada golpe, son la resistencia del suelo al hincado, el comportamiento del martillo (energía transmitida), esfuerzos máximos de compresión-tensión y la integridad del pilote.
- 2) Aplicable a pilotes, pilas coladas in situ, pilas de colado continuo, una vez ya instalados, enfocadas principalmente a medir la capacidad de carga del suelo, verificar la integridad del elemento y la calidad del concreto. Estos elementos son golpeados con un martillo convencional o un peso en caída libre.

Resultados:

- Capacidad de carga activada.
- Distribución de la resistencia a la fricción y en la punta.
- Esfuerzos máximos durante el hincado.
- Integridad de los pilotes y pilas, determinando la localización y dimensión de posibles daños.
- Calidad del concreto.



Figura 1.29 Ensayos dinámicos en pilotes

1.13.2 Pruebas en laboratorio para determinar la capacidad de carga de los pilotes individuales

Similarmente a los ensayos de resistencia en laboratorio, existen dos modalidades distintas para efectuar la prueba: bien con carga o bien con asentamientos, controlados.

En la modalidad de carga controlada o carga sostenida, se aplica un incremento de un 25 % de la carga de diseño, y se sostiene en cada etapa de carga hasta que cese el asentamiento del pilote o alcance una pequeña tasa especificada.

En la modalidad de desplazamiento controlado, se somete el pilote a pequeños incrementos de asentamiento, del 1% del diámetro del pilote, y se sostienen hasta que la carga alcance el equilibrio o una pequeña tasa especificada de decrecimiento con el tiempo. W

Prakash y Sharma, a partir de la consideración de numerosos métodos de ensayo de carga, han identificado los siguientes métodos como básicos de ensayo:

1. Método lento de ensayo con carga sostenida, ensayo SM
2. Método rápido de ensayo con carga sostenida, ensayo QM
3. Método de ensayo con tasa constante de penetración, ensayo CRP
4. Método sueco de ensayo cíclico, ensayo SC

Es conveniente diferenciar los términos “ensayos de carga de pilotes” de la denominación con sentido más amplio “ensayos de pilotes”, la que cubija los primeros y conocidos como ensayos de integridad. Para probar la integridad y calidad final de los pilotes, posiblemente afectada por los procedimientos de manipulación e instalación, se dispone de gran variedad de métodos que hoy constituyen un área importante de la tecnología de los pilotes.

1.14 DISEÑO DE PILOTES PARA FUNDACIONES PILOTEADAS

Un procedimiento completo de diseño para fundaciones piloteadas se puede resumir en los pasos siguientes:

1. Cálculo de las carga para cada pilote individual (figura 1.23). La carga total sobre los pilotes debe incluir el peso de la estructura cabezal y del suelo por encima de ella.

Determinación de la carga vertical:

$$N_p^* = \frac{N^*}{n} + \frac{M^* y_i}{\sum_{i=1}^n (y_i)^2} \quad (1.87)$$

en donde:

N_p^* = Carga vertical que debe soprotar el pilote

N^* = Carga vertical de la estructura que llega al centro de gravedad de la cimentación (sin mayorar).



M^* = Momento de la estructura que llega al centro de gravedad de la cimentación (sin mayorar).

n = Numero total de pilotes.

y_i = Distancia del centro del pilote al centro de gravedad de la cimentación (positivo si sigue el sentido del momento caso contrario negativo)

Determinación de la carga horizontal:

$$H_p^* = \frac{H^*}{n} \quad (1.88)$$

en donde:

H_p^* = Carga horizontal que debe soportar el pilote

H^* = Carga horizontal de la estructura que llega al centro de gravedad de la cimentación (sin mayorar).

n = Numero total de pilotes.

2. Dibujar el perfil o los perfiles del suelo mostrando la estratificación y superponer un esquema acotado de la fundación y la subestructura consideradas.
3. Establecer el nivel freático permanente y sus posibles oscilaciones futuras. Para fundaciones de puentes se deben anticipar los niveles de socavación.
4. Determinar la longitud y tipo de pilotes.
5. Definir la capacidad de carga de los pilotes y el número necesario de ellos.
6. Precisar el espaciamiento de los pilotes y su distribución entre elementos de soporte de la estructura.
7. Evaluar los esfuerzos en los estratos subyacentes a los grupos.
8. Analizar los asentamientos de los grupos.
9. Diseñar las estructuras cabezales para los pilotes.
10. Comprobar fuerzas laterales y de levantamiento.
11. Fijar los criterios para los ensayos de carga y controles de calidad en la obra

1.15 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES

Una vez determinada la carga de hundimiento y los asientos correspondientes a la carga admisible, se procede al dimensionamiento estructural del pilote por métodos convencionales para columnas, en la literatura se menciona que la capacidad estructural del pilote debe ser mayor a su resistencia por capacidad del suelo, debido a que se considera mas grave la falla por capacidad estructural que por la del suelo., pero con los métodos de diseño de columnas dan rangos de seguridad confiables por lo que no se ve razón para diseñarse con factores de seguridad mas rigurosos. Los pilotes deben ser capaces de resistir sin dañarse:

1. El aplastamiento bajo cargas verticales.
2. El aplastamiento por impacto durante en hincado.
3. Esfuerzo durante el manejo.
4. Tensión debida a fuerzas de subpresión, rebote durante el hincado.
5. Fuerzas horizontales que ocasionen flexión.
6. Fuerzas excéntricas que causen flexión.
7. Momento flexionante por curvatura.
8. Efecto de columna en los tramos sin soporte lateral del terreno en contacto con aire, agua o lodo muy fluido.

En los pilotes hincados, los efectos de impacto durante la hinca son siempre mas desfavorables que las que presenta cuando está instalado, debe ser capaz de soportar no solo una compresión elevada sino también fuerza de impacto y esfuerzos dinámicos, para diseñar este tipo de pilotes se usa Métodos cuantitativos.

Los pilotes pueden trabajar como columnas esbeltas cargadas excéntricamente y cortas cargadas axialmente.

- **Columna esbelta cargadas excéntricamente:** en algunas estructuras los pilotes sobresalen del suelo de cimentación o por erosión, por presencia de suelo demasiado blando o por ser pilotes de gran longitud. El pandeo puede presentarse en estos casos, para su revisión debe tomarse una longitud de pandeo no solo como esta longitud libre sino una longitud equivalente dentro del suelo por debajo de la cual se considere empotrado al pilote.

Davisson y Robinson (1965) realizaron estudios de la iteración suelo-pilote postulando las siguientes relaciones:

$$L_c = 1.4 \left(\frac{EI}{k_s b} \right)^{1/4} \quad [\text{Para suelos cohesivos}] \quad (1.89)$$

$$L_c = 1.8 \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{1/5} \quad [\text{Para suelos granulares}] \quad (1.90)$$

En donde:

L_c = Longitud libre.

E, I = Modulo de elasticidad y el momento de inercia del pilote

k_s = Modulo de reacción del suelo (valores en tabla 1.16).

n_h = Constante de proporcionalidad (valores en tabla 1.17).

Tipos de suelo	Es (kg/cm3)	Ks (kg/cm3)
Suelo fangoso	11 - 33	0.5 - 2
Arena seca o húmeda, suelta (Ns 3 a 9)	0.16H - 0.48H	1.2 - 3.6
Arena seca o húmeda, media (Ns 9 a 30)	0.48H - 1.6H	3.6 - 12
Arena seca o humedad, densa (Ns 30 a 50)	1.6H - 3.2H	12 - 24
Grava fina con arena fina	1.07H - 1.33H	8 - 10
Grava media con arena fina	1.33H - 1.6H	10 - 12
Grava media con arena gruesa	1.6H - 2H	12 - 15
Grava gruesa con arena gruesa	2H - 2.66H	15 - 20
Grava gruesa con firmemente estratificada	2.66H - 5.32H	20 - 40
Arcilla blanda (qs 0.25 a 0.50 kg/cm2)	15 - 30	0.65 - 1.3
Arcilla media (qs 0.50 a 2 kg/cm2)	30 - 90	1.3 - 4
Arcilla compacta (qs 2 a 4 kg/cm2)	90 - 180	4 - 8
Arcilla margosa dura (qs 4 a 10 kg/cm2)	180 - 480	8 - 21
Marga arenosa rígida	480 - 1000	21 - 44
Arena de miga y tosco	500 - 2500	22 - 110
Marga	500 - 50000	22 - 2200
Caliza margosa alterada	3500 - 5000	150 - 220
Caliza sana	20000 - 200000	885 - 36000
Granito meteorizado	700 - 200000	30 - 9000
Granito sano	40000 - 800000	1700 - 3600

Ns: número de golpes en prueba SPT

H: profundidad de desplante de cimentación (cm)

qs: resistencia del suelo

Tabla 1.16 valores del modulo de elasticidad y el modulo de reacción k_s

Compacidad de la arena	Ns	Angulo de rozamiento interno (°)	n_h (ton/m3)	
			Arena seca	húmeda
Muy poco compacta	0 - 4	30	155	95
Poco compacta	4 - 10	30 - 35	230	170
Medianamente compacta	10 - 30	35 - 40	400	300
Bastante compacta	30 - 50	40 - 45	750	500
Muy compacta	> 50	> 45	1200	730

Tabla 1.17 Propiedades típicas de suelos arenosos

Además debe considerarse una excentricidad accidental de la carga axial, se recomienda las siguientes:

Para pilotes prefabricados: $e = t/10$.

Para pilotes colocados en sitio: $e = t/18$.

en donde t es la dimensión del pilote en la dirección que se considera la excentricidad.

Por lo tanto el pilote debe ser diseñado estructuralmente para soportar las solicitaciones indicadas en el punto 1.14, y para un momento actuante descrito:

$$M_p^* = e N_p^* + \frac{(e_h + L_c) H_p^*}{2} \quad (1.91)$$

en donde:

M_p^* = Momento flector que debe soportar el pilote.

N_p^* = Carga vertical que debe soportar el pilote

e = Excentricidad de la carga vertical.

e_h = Distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el punto de aplicación de la carga horizontal (si el pilote no sobresale del terreno $e_h = 0$).

L_c = Longitud libre.

H_p^* = Carga horizontal que debe soportar el pilote

El efecto de esbeltez se toma amplificando el momento por un factor de ampliación, según los criterios del RDF-76, similares a los del ACI-77, este factor es:

$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{\phi N_p^*}{P_c}} \quad (1.92)$$

en donde:

C_m = Coeficiente para grupo de columnas que se pueden desplazar horizontalmente, se toma igual a la unidad.

N_p^* = Carga axial que soporta el pilote.

P_c = Carga crítica de pandeo.

ϕ = Coeficiente de carga para acciones accidentales. Se toma 1.1

La carga crítica de pandeo esta dada por:

$$P_c = \frac{0.75\pi^2 E I}{L^2} \quad (2.93)$$

A estas cargas se aplica factores de carga correspondientes a combinaciones accidentales ϕ , que se toma igual a 1.1.

El escogimiento de la sección se lo puede realizar por medio de diagramas, los mismos que se presentan en el **Anexo B**.

- **Columna corta cargada axialmente:** a través de estudios técnicos y de resultados experimentales se ha demostrado que el suelo en que se hinca un pilote lo confina lateralmente en toda longitud. Por lo tanto, el pilote trabaja como columna corta y son aplicables las fórmulas deducidas para este tipo de miembros estructurales. Consecuentemente, se proponen la siguiente fórmula para pilotes de concreto:

$$A_g = \frac{\pi x D^2}{4}, \text{ para circulares (área gruesa)} \quad (1.94)$$

$$A_c = \frac{\pi x D'^2}{4}, \text{ para circulares (área del núcleo)} \quad (1.95)$$

$$A_g = BL, \text{ para cuadrados y rectangulares (área gruesa)} \quad (1.96)$$

$$A_c = B'L', \text{ para cuadradas y rectangulares (área del núcleo)} \quad (1.97)$$

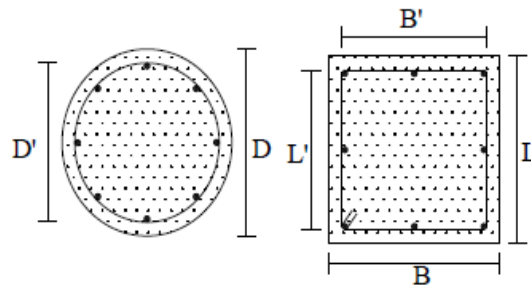


Figura 1.30 Sección circular y cuadrada

Durante el proceso de cargado axial lento, en una primera alcanzan una carga equivalente a la capacidad del hormigón más la capacidad de las varillas longitudinales

$$P_{u1} = \emptyset [0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y] \quad (1.98)$$

en donde:

P_{u1} = Carga axial permisible o de trabajo

f'_c = Esfuerzo de fluencia del concreto

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

A_g = Área gruesa

A_s = Área transversal de las varillas longitudinales de esfuerzo del pilote

\emptyset = Coeficiente de reducción de capacidad, igual a 0.75

Si la columna es zunchada en lugar de producirse colapso de la columna, la carga produce el desprendimiento de la capa de hormigón exterior, el zuncho entra en tensión produciéndose un efecto de compresión triaxial sobre el hormigón del núcleo, lo que permite que la columna resista cargas mayores.

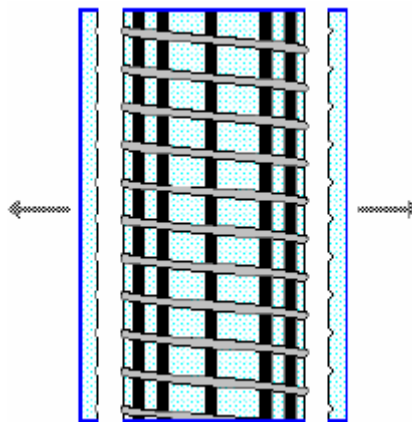


Figura 1.31 Desprendimiento del recubrimiento.

La carga resistente adicional, como producto de la presencia del zuncho, ha sido cuantificada con ensayos experimentales y es igual al doble de lo que se obtendría colocando toda la armadura del zuncho en la dirección longitudinal.

$$P_{u2} = \emptyset [0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y + 2\rho_z (A_g - A_s) f_y] \quad (1.99)$$

en donde:

P_{u2} = Carga axial permisible o de trabajo

f'_c = Esfuerzo de fluencia del concreto

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

A_g = Área gruesa

A_s = Área transversal de las varillas longitudinales de esfuerzo del pilote

\emptyset = Coeficiente de reducción de capacidad, igual a 0.75

ρ_z = Cuantía de armado del zuncho.

La cuantía de armado del zuncho ρ_z , por facilidad, conviene calcularla en función de los volúmenes de zuncho y hormigón del núcleo.

$$\rho_z = \frac{V_z}{V_c - V_s} \quad (1.100)$$

en donde:

V_z = Volumen del zuncho.

V_c = Volumen del núcleo.

V_s = Volumen del acero transversal.

El código ecuatoriano de la construcción y el ACI fijan la cuantía mínima del zuncho con la expresión:

$$\rho_{zmin} = 0.45 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g - A_s}{A_c - A_s} - 1 \right) \quad (1.101)$$

Estos valores de carga P_{u1}, P_{u2} debe ser mayor que N_p^* calculada en la sección **1.14** factorándola previamente.

1.16 SELECCIÓN DE TIPO DE PILOTE

Si en la selección del sistema de fundación se decide que es necesario utilizar pilotes, el ingeniero se ve precisado a escoger entre variedad de tipos y tamaños. Por lo general, solo un tipo resulta más aconsejable para las condiciones particulares del sitio y los factores determinantes del problema

Factores que rigen la selección del tipo de pilote

Entre los múltiples tipos de pilotes se resumen a continuación los factores más importantes para poder optar la mejor elección del tipo de pilote.

1. Ubicación, tipo y cargas de las estructuras que se están cimentando.
 - Facilidades y costos de transporte de equipos, materiales o pilotes.
 - Disponibilidad de equipos, procedimientos constructivos, materiales y experiencia.
 - Tipos dominantes de cargas y solicitaciones.
 - Condición hidrológica del sitio.
2. Condiciones del subsuelo, incluidas posición y oscilaciones del nivel freático
 - Asentamientos potenciales de los mantos en contacto con los pilotes instalados.
 - Obstrucciones y dificultades de excavación o de hincado para llegar al manto portante.
 - Técnicas de excavación en su relación con el tipo de terreno: arenas, gravas, cantos y bloques de roca, rocas alteradas.
 - Manejo del agua en las perforaciones.
 - Condiciones para el fundido del concreto.
3. Durabilidad del material del pilote, relacionada con:
 - Deterioros de la madera
 - Ataques químicos al concreto, presencia de salidos y ácidos presentes en el terreno

CAPITULO II: MICROPILOTES: MARCO CONCEPTUAL

2.1 CONCEPTOS BÁSICOS

Son elementos con una capacidad portante inferior a la de los pilotes, se podría decir con pilotes de pequeño diámetro, tienen forma cilíndrica perforados en el terreno, armados con tuberías de acero reforzada a veces con una o varias barras de acero, e inyectados con lechada o mortero de cemento con diferentes métodos.

Estos son necesarios puesto que hay ocasiones que no es factible la utilización de pilotes convencionales, ya sea debido a la naturaleza de los terrenos o a dificultades en los accesos, etc.

Las diferencias esenciales entre un pilote convencional de hormigón in situ y un micropilote estriban fundamentalmente en el proceso de ejecución y también en el tamaño de la perforación necesaria. Son de diámetro inferior a trescientos cincuenta milímetros (350 mm).

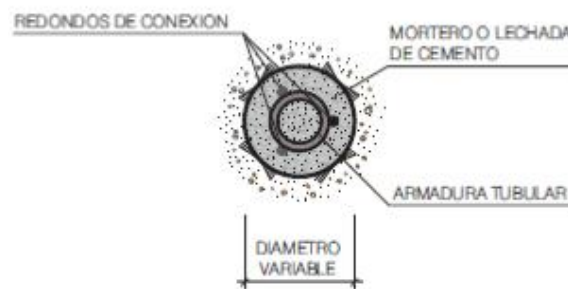


Figura 2.1 Partes de un micropilote.

Transmiten las cargas de una estructura al terreno, mediante esfuerzos de compresión, y en ocasiones, de flexión y cortante, e incluso de tracción. Esta transmisión de esfuerzos se consigue mediante una conexión a la cimentación superficial, y se realiza por rozamiento del fuste despreciándose en la mayoría de los casos la resistencia en punta por ser muy inferior.

2.2 FUNCIÓN Y APLICACIONES DE LOS MICROPILOTES

Tienen gran variedad de aplicaciones y múltiples ventajas, debido a su versatilidad, debida a las pequeñas dimensiones de los equipos y a los rendimientos que pueden obtenerse. Lo que convierte a los micropilotes en elementos importantes para la solución de cualquier proyecto de construcción, independientemente de su complejidad y envergadura.

A continuación se presentan algunas de las más importantes aplicaciones de estos elementos:

- a) *Estructuras de cimentación*: tanto en una obra nueva como en recalces, reparaciones, etc., de estructuras existentes:
 - Obras nuevas: en estructuras de difícil acceso, espacio de trabajo reducido, terrenos difíciles de perforar por aparición de estratos rocosos, bolos o bloques.
 - Obras existentes: realizar trabajos de reparación, refuerzo, rehabilitación, mejora o recalce.
- b) *Estructuras de contención o sostenimiento del terreno*: normalmente se disponen formando alineaciones o grupos numerosos con varias inclinaciones, se encepán en cabeza y se acompañan de anclajes u otras unidades de obra. Se sitúan en un mismo plano (generalmente vertical) o formando abanico.
- c) *Estabilización de taludes o laderas*: se disponen formando alineaciones o grupos numerosos con varias inclinaciones y se encepán en cabeza, pudiendo ir acompañados de anclajes u otras unidades de obra.

Producen una mejora del coeficiente de seguridad global de los taludes o laderas por incremento de la resistencia al corte de las mismas, evaluada según potenciales superficies de rotura, que comprenden secciones transversales a la alineación de micropilotes.

- d) *Mejora del terreno*: pretenden el aumento de la capacidad de soporte global de una masa de terreno y la reducción de asentamientos de las estructuras, cimentadas posteriormente sobre el mismo.

2.3 TIPOS DE MICROPILOTES

Los micropilotes se pueden clasificar atendiendo, fundamentalmente, a los siguientes aspectos:

- a) Según la forma de transmisión de los esfuerzos al terreno:
 - Como elemento puntual.
 - Como grupo, actuando sobre una determinada zona del terreno.
- b) Según el tipo de sollicitación dominante a la que están sometidos:
 - Esfuerzos axiales de compresión o tracción.
 - Flexión
- c) Según el sistema de inyección de la lechada o mortero de cemento:
 - *Tipo 1:* Inyección Única Global (IGU): una sola fase a baja presión
 - *Tipo 2:* Inyección Única Repetitiva (IR): en una o dos fases mediante latiguillos y presiones medias, no superiores a la mitad de la presión límite del terreno
 - *Tipo 3:* Inyección Repetitiva y Selectiva (IRS): a través de tubos manguito, con inyecciones superiores a dos y con altas presiones de hasta la presión límite del terreno.

2.4 MÉTODOS Y CONSECUENCIAS DE INSTALACIÓN DE MICROPILOTES

La construcción del micropilotes se realiza primero la perforación del diámetro que va a tener el pilote, las consecuencias de la perforación son menores que en los pilotes pre-excavados sin desplazamiento, ocasionando movimientos muy pequeños que en la mayoría de casos son imperceptibles. Se pueden dar varias ventajas de la aplicación de micropilotes, como la facilidad de utilización para recalces por su sencilla conexión con las cimentaciones existentes, capacidad de adaptarse sobre la marcha a los imprevistos, trabaja bien tanto a compresión como a tracción, pueden ejecutarse aun cuando la estructura este siendo utilizada. Las desventajas más pronunciadas son un elevado costo con relación a la carga admitida, la mayoría de cálculos son empíricos, una buena calidad depende mucho de un proceso de ejecución riguroso.

Hay gran variedad de perforadoras usadas para la construcción, depende del lugar de trabajo por ejemplo: cuando se trabaja en lugares cerrados, podrá estar equipada con motor eléctrico para evitar la generación de ruidos molestos y gases contaminantes de los motores a explosión dentro de los edificios; si se deben atravesar cimientos existentes, esto hace que se deban perforar estructuras de hormigón y de mampostería, para ello se utiliza una mecha especial.

Las máquinas perforarán el suelo con mechas especiales dependiendo del tipo de suelo o roca, la mayoría en forma rotativa y con recirculación de agua, ó lodos bentónicos según sea necesario, hasta alcanzar la profundidad establecida en el proyecto. Al alcanzar la profundidad del micropilote, se bajará una cañería para proceder a la colocación de la lechada, ésta comúnmente se denomina "Inyección Primaria".

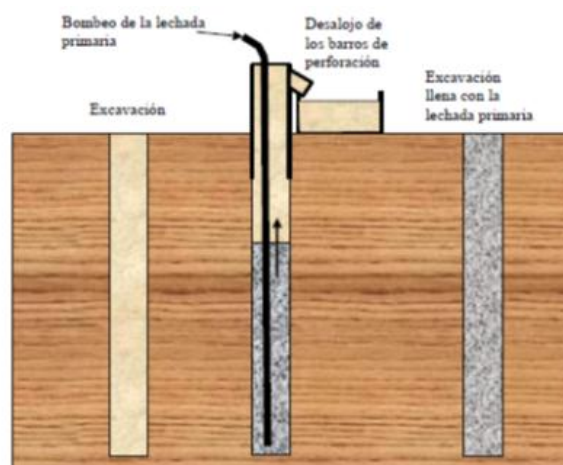


Figura 2.2 Colocado de la lechada primaria.

Estas lechadas son de alta resistencia en un orden no menor a los 250 kg/cm² (25 MPa), esta lechada suele ser muy costosa puesto que se adiciona gran variedad de aditivos para mejorar los aspectos:

- Prevenir y disminuir la contracción
- Reducir la relación cemento arena sin perder la fluidez de la lechada ni la eficiencia del bombeo
- Compatibilizar el tiempo de fragüe con la operación de instalación de la armadura

En este punto debemos indicar los métodos de construcción de los micropilotes:

2.4.1 Micropilotes contruidos con Inyección Global Unitaria (Sistema IGU)

En este caso se realiza la inyección de la lechada, como se indicó anteriormente, la inyección primaria. Luego de esto se coloca la armadura, la separación se le da por medio de separadores. Luego de estos pasos se procede a dar presión a la lechada, por medio de un obturador, para aumentar los parámetros de corte del suelo y para que la lechada penetre las oquedades o fisuras que podrían existir.

Se aprecia en la figura: un corte transversal del micropilote con la armadura longitudinal y la armadura de corte que la contiene. Estos separadores tratan que la armadura tenga en todo momento un recubrimiento mínimo superior a los 2,50 cm.

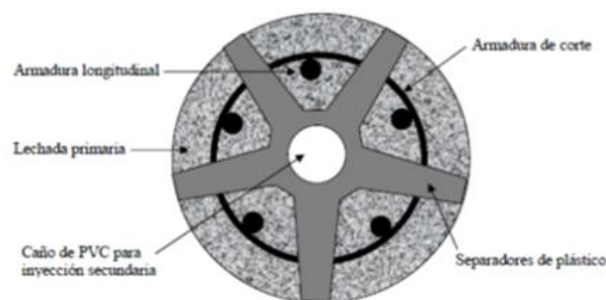


Figura 2.3 Separadores de plástico tipo estrella para las armaduras.

En la figura se muestran el método gráficamente:

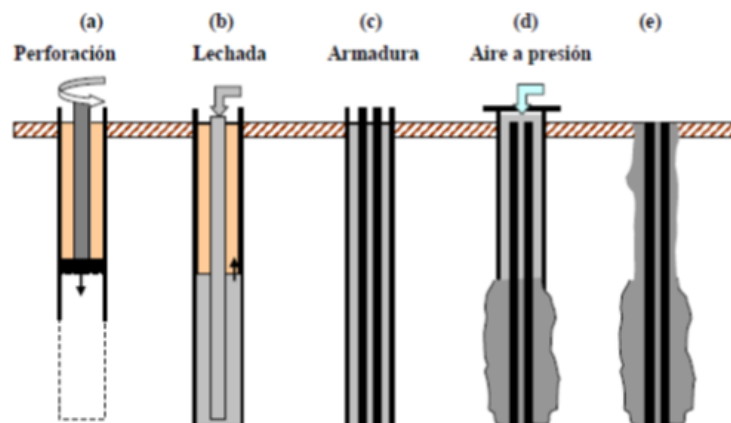


Figura 2.4 Esquema sistema Inyección Única Global (IGU).

El inconveniente más importante de este sistema es el gran volumen de lechada que se pierde durante la construcción de estos anclajes, ya que toda la operación de perforado se ejecuta con inyección de lechada de cemento y una vez que se alcanza la profundidad establecida se procede a la operación de lavado, que consiste en inyectar lechada para "barrer" la totalidad de los detritos de suelos removidos durante la perforación por la broca.

2.4.2 Micropilotes contruidos con Inyección Repetitiva (Sistema IR):

En estos micropilotes el relleno e inyección se realiza en dos fases. Luego de colocada la inyección primaria, como en el sistema IGU; luego se realiza una inyección secundaria, se puede usar:

- A. A través de la propia tubería que sirve de armadura y que está provista de válvulas anti retorno de efecto simultáneo en la zona a reinyectar

- B. Mediante un tubo o circuito con válvulas anti retorno de efecto simultáneo, colocado en el espacio entre el terreno y la armadura y que debe limpiarse para permitir una inyección posterior
- C. Mediante conductos (en general, de plástico) de distinta longitud que lleguen a diferentes cotas del micropilote, colocados por el exterior de la armadura, a través de los cuáles se inyecta la lechada.

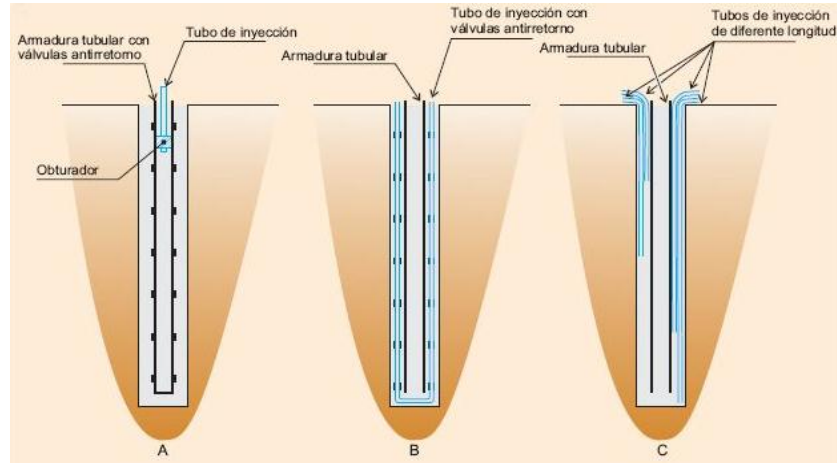


Figura 2.5 Esquema sistema Inyección Única Repetitiva (IR).

2.4.3 Micropilotes construidos con Inyección Repetitiva y Selectiva (Sistema IRS):

Luego de colocada la inyección primaria, como en el sistema IGU, se procede a realizar una segunda inyección a presiones elevadas y a lo largo del micropilote, esta inyección se la denomina inyección Secundaria, y se coloca de la siguiente manera: Inmediatamente luego de la inyección primaria, se colocará dentro de la armadura y un tubo de inyección coaxial, denominado tubo de manguitos o tubo con manguitos (ver figura).

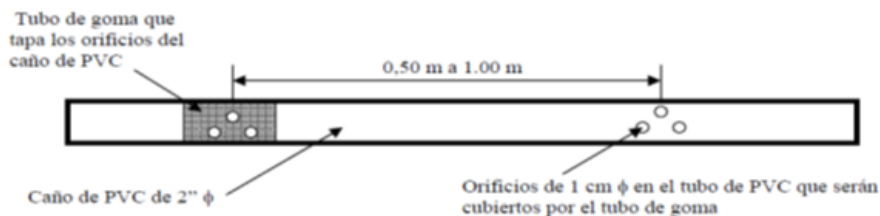


Figura 2.6 Representación esquemática de un tramo de un tubo con manguitos.

Los manguitos son válvulas especiales de goma regularmente espaciados a lo largo del micropilote. La armadura se dispone junto ó alrededor del tubo de manguitos en forma simétrica y fijada con los separadores.

La inyección secundaria deberá comenzar luego de un determinado tiempo para que fragüe la primaria, y a una determinada profundidad y se prolonga a la profundidad, debido a que estas se colocan a grandes presiones que se podrían transmitir a la superficie, la profundidad recomendada es 2-3 m debido fundamentalmente a la inexistencia a partir de éste nivel, de grietas y fisuras que tienen su origen en la pérdida de humedad del suelo. Deberá instalarse por lo menos a una presión de 80 kg/cm².

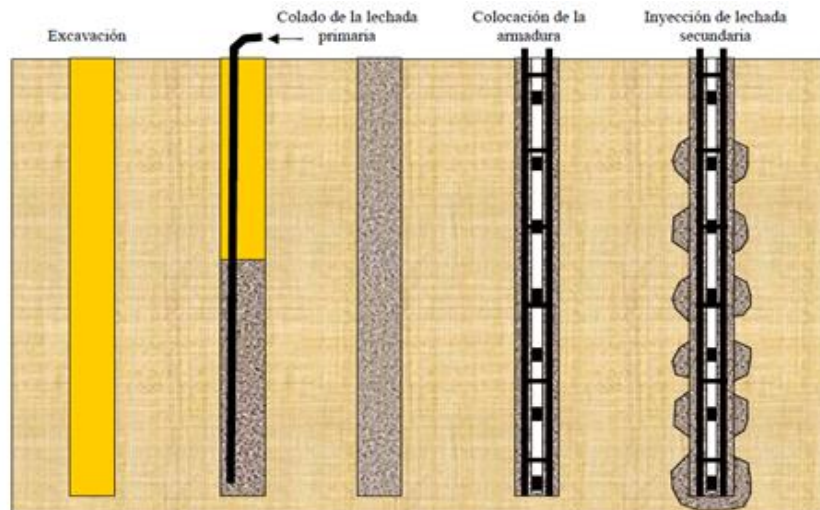


Figura 2.7 Esquema sistema Inyección Única Repetitiva Selectiva (IRS).

Al final de la última fase de inyección, la presión se deberá cumplir los mismos criterios que se han especificado para las inyecciones del tipo IU.

2.5 CONCEPTOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA

Para movilizar la carga de fuste igual que es pilotes se debe producir una deformación vertical, puesto que los micropilotes tienen diámetros inferiores a 35 cm los asentamientos necesarios para movilizar la resistencia por el fuste serían del orden de 3 mm.

Las pruebas de carga confirman que los asentamientos necesarios para movilizar totalmente la resistencia pueden ser algo mayores, pero siempre de orden milimétrico.

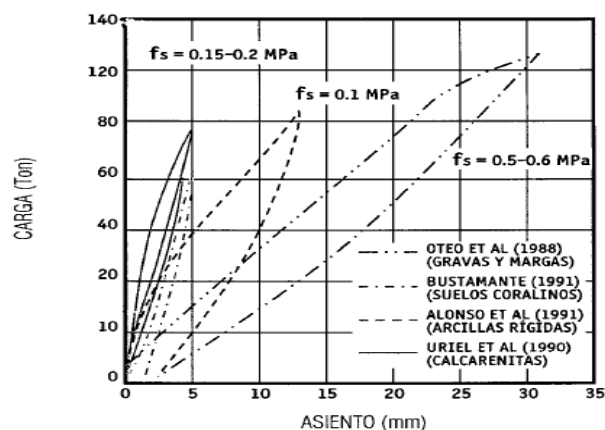


Figura 2.8 Curva Asentamiento-Carga de un micropilote.

En la figura 2.8 (Oteo, 2001) se comparan varias pruebas de carga de micropilotes. Puede observarse que los asentamientos pueden llegar a ser del orden del 10% del diámetro. Los valores de la resistencia unitaria por el fuste superan siempre los 100 kN que es el tope marcado por las instrucciones y la práctica de los pilotes de desplazamiento. El incremento de resistencia por el fuste tiene dos causas:

- El diámetro real es mayor que el nominal y la resistencia por el fuste suele calcularse a partir del diámetro nominal.
- La presión/inyección consolidan el terreno en el perímetro de la zona del bulbo.

Bustamante (1986) realizó varias investigaciones sobre la distribución de la carga sobre el pilote; llegando a presentar la figura 2.9; luego de lo cual se puede decir que la carga en la punta es prácticamente cero, esto se debe a la gran esbeltez (longitud/diámetro) del micropilote y al área demasiado pequeña de la punta. Ello justifica la no consideración de la carga por la punta.

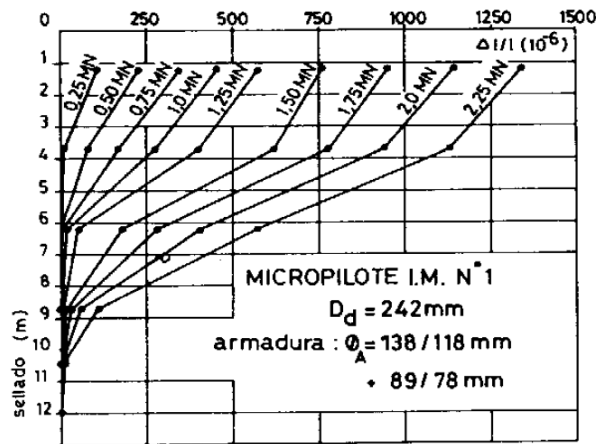


Figura 2.9 Variación de la carga a lo largo del fuste de un micropilote en función de la carga en cabeza (Bustamante, 1986)

2.6 CÁLCULO DE CARGA ADMISIBLE SUELO-PILOTE

Estos métodos definen una capacidad de carga admisible de los micropilotes, que luego deberán ser controlados a través de los correspondientes ensayos de carga. Estos ensayos de carga servirán para definir la carga de rotura y para ello será necesario llevar al micropilote a una carga de por lo menos dos veces la carga admisible proyectada.

2.6.1 Método tradicional para “pali radice” (micropalo)

Este método desprecia la capacidad por punta, y está basado en experiencias de ensayos, Lizzi (1993), en donde se propuso la ecuación:

$$Q_u = \pi DKLI \quad (2.1)$$

en donde:

Q_u = Carga última del micropilote a compresión [kg] .

D = Diámetro nominal [cm].

L = Longitud [cm].

K = Coeficiente que representa el rozamiento por el fuste.

I = Coeficiente adimensional que depende del diámetro.

Coeficientes de la fórmula de Lizzi			
Suelo	K(Kpa)	Diámetro(cm)	I
Blando	50	10	1
Suelto	100	15	0.9
De compacidad media	150	20	0.85
Muy compacto, grava, arena	200	25	0.8

Valor de la resistencia por el fuste K

Valor del coeficiente I

Tabla 2.1 Coeficientes para la formula LIZZI (1989).

2.6.2 Método de Bustamante

El método está basado en ensayos de presiometría, realizados por Bustamante y Doix, con estos pudo estimar la carga de los micropilotes que se construyen por inyección de lechada en el terreno con una presión relativamente elevada y no solamente con un llenado de la cavidad por gravedad. Es por ello proponen un método de cálculo que se basa entre otros parámetros en la presión límite “PL” que se obtiene de un ensayo con el presiómetro de Menard, de donde la carga límite de un micropilote a compresión vale:

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad (2.2)$$

en donde:

- Q_l = Carga límite del micropilote.
- Q_p = Resistencia por la punta límite
- Q_s = Resistencia límite por el fuste

donde las fuerzas de fuste está dada por:

$$Q_s = \pi \alpha D_n L \quad (2.3)$$

donde:

- D_n = Diámetro nominal de la perforación
- α = Coeficiente de magnificación que estima la expansión del suelo por la presión de la lechada y depende del tipo de suelo y del tipo de micropilote.
- L = Longitud del tramo de micropilote donde se inyecta la lechada a presión.
- q_s = Tensión de la fricción lateral que depende de la presión límite PL y del tipo de suelo, donde se tabulan los valores correspondientes para los elementos construidos con el sistema **IRS** y con el sistema **IGU**.

Por otra parte la resistencia de la punta está dada por:

$$Q_p = A_p k_p P_L \quad (2.4)$$

donde:

- A_p = Sección de la punta de diámetro αD_n
- k_p = Coeficiente de capacidad de carga que depende del tipo de suelos y que se obtiene de la tabla que se adjunta
- P_L = Presión límite del suelo al nivel de la punta, obtenida con el ensayo presiométrico de Menard.

En virtud de que la capacidad de carga de la punta por lo general se ubica en un valor comprendido entre el 15 % y el 20 % de la resistencia total del fuste, podemos simplificar los cálculos haciendo:

$$Q_p = 0.15 Q_s \quad (2.5)$$

En las siguientes tablas se da los valores del coeficiente de magnificación de la expansión (α), el coeficiente de capacidad de carga (k_p) y el valor limite de la presión del suelo (P_L).

Suelos	Coeficiente α	
	IRS	IGU
Grava	1.8	1.4
Grava arenosa	1.8	1.4
Arena en gravas	1.6	1.3
Arena gruesa	1.5	1.2
Arena mediana	1.5	1.2
Arena fina	1.5	1.2
Arena limosa	1.5	1.2
Limo	1.6	1.2
Arcilla	2	1.2
Marga	1.8	1.2
Marga-calcrea	1.8	1.2
Roca alterada	1.8	1.1

Tabla 2.2 Coeficiente de magnificación de la expansión

kp	Tipo de suelo
1.2	Arenas y gravas
1.6	Arcillas
1.8	Arcillas y margas
1.5	Roca alterada y fragmentada

Tabla 2.3 Factor de capacidad portante de la punta.

Presión Límite PL(Mpa)	Tipo de suelo
<0.7	arcilla blanda
<0.8	limos y caliza blanda
<0.7	arena, arcilla y limos
1.0-1.8	arena y grava medianamente compactada
1.2-3.0	arcilla y limos compactos
1.5-4.0	marga y marga calcárea
1.0-2.5	caliza alterada
2.5-4.0	roca alterada
>3.0	caliza fragmentada
>4.5	marga muy compacta
>2.5	arena y grava compacta y muy compacta
>4.5	roca fragmentada

Tabla 2.4 Presión medida bajo la punta.

Tipo inyección inyectada	Duración de utilización	Coeficiente de seguridad Fs según modo de utilización	
		arrancamiento	compresión
anclaje	provisional	1.8	-
	permanente	2	-
micropilote	provisional	2	1.8
	permanente	2	2

Tabla 2.5 Valores de Fs

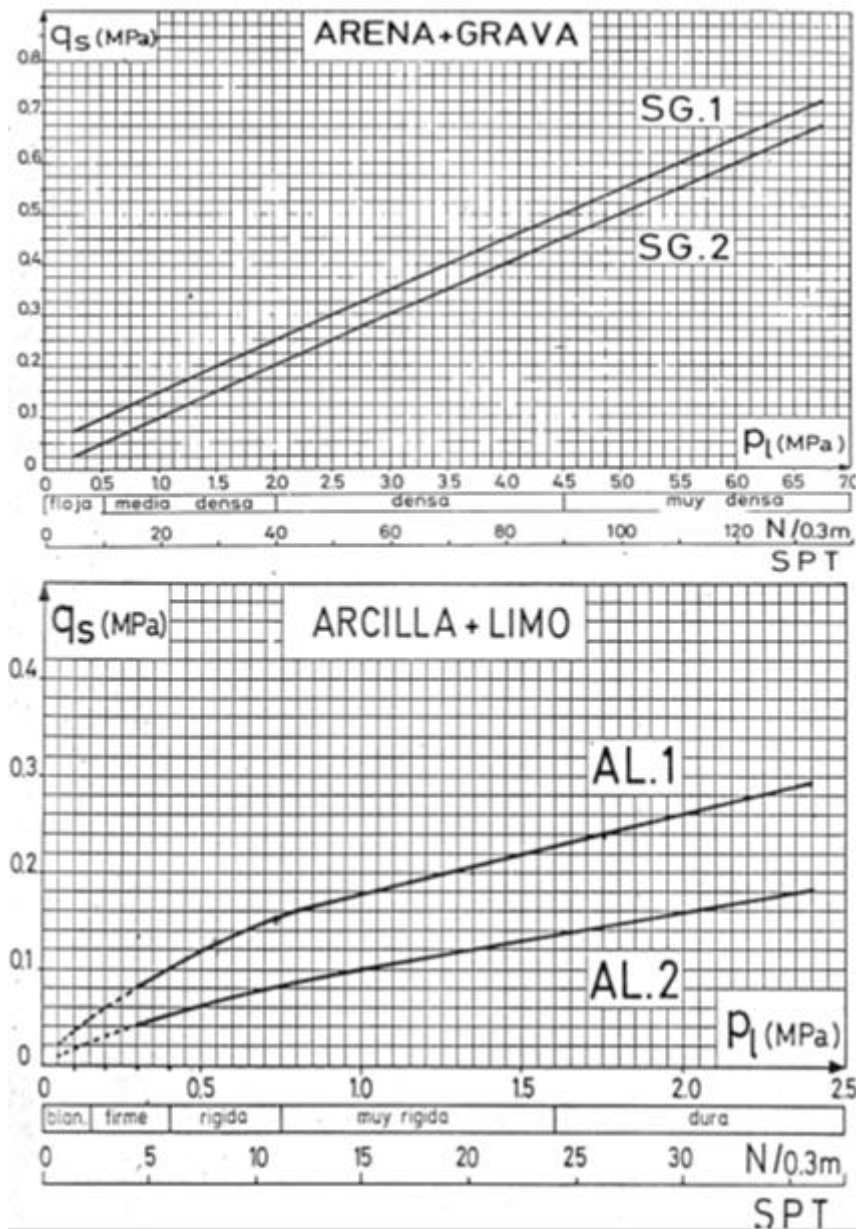


Figura 2.10 Aproximación de los valores de “qs” para el sistema IRS, en función del valor “N60” del ensayo normal de penetración (SPT).

2.6.3 Métodos convencionales

La fórmula rígida de la resistencia de un micropilote se propone:

$$P_n = \frac{1}{F_1} \left(\pi DL q_s \frac{1}{F_2} + \frac{\pi D^2}{4} q_p \frac{1}{F_3} \right) \quad (2.6)$$

en donde:

P_n = Carga nominal admisible del micropilote.

F_1 = Factor de mayoración de cargas.

F_2, F_3 = Coeficientes de seguridad de minoración de resistencias, fuste y punta, varían:

$F_2 = 1.5 - 2$ y $F_3 = 1.2 - 1.6$

D = Diámetro nominal

q_s = Rozamiento por el fuste

q_p = Carga de hundimiento por la punta

Los valores de los coeficientes de seguridad parciales (F_1) propuestos por Oteo (2001) son:

F1	Responsabilidad	Importancia económica
1.25	Poca	Poca
1.4	Poca	Bastante
1.5	Grande	Grande

Tabla 2.6 Valores de coeficiente F_1 .

Como la resistencia por punta es casi insignificante se desprecia, por lo tanto se tiene, la resistencia del fuste admisible en cada estrato vale:

$$q_{si} = \frac{C_i}{F_c} + \frac{(\sigma_{vio} + \sigma_{viy}) \tan \phi_i}{F_\phi} \quad (2.7)$$

donde:

q_{si} = Resistencia admisible en el estrato i.

C_i = Cohesión efectiva en el estrato i

σ_{vio} = Presión vertical efectiva en el estrato i antes de la construcción del micropilote

σ_{viy} = Sobrepresión de inyección efectiva en el estrato i

ϕ_i = Angulo de rozamiento efectivo en el estrato i.

F_ϕ = Coeficiente de seguridad parcial de minoración del rozamiento $\tan \phi_i$

Por lo que la resistencia total de pilotes sería:

$$P_n = \frac{1}{F_1} \sum \pi D L_i q_{si} \quad (2.8)$$

Oteo (2003), recomendó los siguientes valores de seguridad para cohesión y rozamiento:

$$F_c = 1.25 - 1.6 \quad y \quad F_\phi = 1.25 - 1.35$$

2.6.4 Resistencias últimas por fuste según la guía FHWA (Federal Highway Administration)

Publicada en 1997 incluye una tabla con las resistencias por fuste según el método de ejecución se reproduce en la tabla 2.7.

Descripción del terreno	Resistencia última por fuste q_s (Kpa)			
	IGU sin presión	IGU con presión	IR	IRS
Limo y arcilla(con algo de arena)(blando, plasticidad media)	35-70	35-95	50-120	50-145
Limo y arcilla(con algo de arena)(rígido, denso a muy denso)	50-120	70-190	95-190	95-190
Arena(con algo de limo)(fina, suelta a medio densa)	70-145	70-190	95-190	95-240
Arena(con algo de limo y grava)(fina a gruesa, medio densa a muy densa)	95-215	120-360	145-360	145-385
Grava(con algo de arena)(medio densa a muy densa)	95-265	120-360	145-360	145-385
Pizarras y esquistos duros(moderadamente fracturados, casi sin meteorización)	515-1380	-	-	-
Calizas(moderadamente fracturados, casi sin meteorización)	1035-2070	-	-	-
Areniscas(moderadamente fracturados, casi sin meteorización)	520-1725	-	-	-
Granito y basalto(moderadamente fracturados, casi sin meteorización)	1380-4200	-	-	-

Tabla 2.7 Resistencia ultimas q_u por fuste en kPa.

2.6.5 Experiencias de Gouvenot:

Gouvenot, quién analizó resultados de ensayos de carga sobre estructuras de anclajes y sobre micropilotes, obtuvo rangos de valores para la tensión de fricción para diferentes tipos de suelos, basados en el ángulo de fricción (ϕ), en la cohesión no drenada y en una presión de confinamiento σ'_o de 1,5 kg/cm². Esto quiere decir que la presión de inyección se llevó por lo menos a un valor de 1,5 kg/cm².

Tipo I: arenas y gravas: $35^\circ < \phi < 45^\circ$ ($C_u = 0$)

$$q_s = \sigma'_o \times \text{tg } \phi \quad (2.9)$$

Tipo II: arena fina, limosa, suelta: $20^\circ < \phi < 30^\circ$ ($0,1 < C_u < 0,5 \text{ kg/cm}^2$)

$$q_s = \sigma'_o \times \text{sen } \phi + C_u \quad (2.10)$$

Tipo III: arcillas: $0,5 < C_u < 2 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi = 0$)

$$q_s = cu \text{ para } 0,5 < cu < 1 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.11)$$

$$q_s = 1 \text{ para } 1 < cu < 2 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.12)$$

2.6.6 Metodología de cálculo Brasileña (Da Costa Nunes)

Otra metodología de cálculo es la que se conoce a nivel mundial como metodología brasileña, simplificada por Da Costa Nunes. En ella se utiliza básicamente la ecuación de resistencia al corte de Coulomb para analizar las tensiones de fuste en el micropilote.

Suponiendo un micropilote vertical en un suelo homogéneo en la que la longitud "L" del mismo llega a la profundidad "h"

$$Qu = \pi \times D \times L \times \left[C + \left(\frac{\gamma \times h}{2} \right) \times K_o + \Delta P \right] \times \text{tg } \phi \quad (2.13)$$

Donde:

D = Diámetro de la cavidad expandida

L = Longitud del elemento

C = Cohesión del suelo

γ = Peso unitario del suelo

h = Profundidad del bulbo de presión considerado

ΔP = Incremento de presión debido a la presión de la inyección

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo

La tensión unitaria del fuste " q_s ", para suelos cohesivos es:

$$q_s = \frac{1}{\left[\frac{0.55}{N60} + 0.02 \right]} \left[\text{tn/m}^2 \right] \quad (2.14)$$

Donde N60 = valores del ensayo normal de penetración, para una energía del 60 %.

2.7 TOPE ESTRUCTURAL DEL MICROPILOTE

En todo elemento estructural sometido a esfuerzos de compresión axial, se debe verificar que las tensiones de los materiales que lo componen (Lechada de cemento y Acero) para el caso de los micropilotes, se mantengan en niveles aceptables. Para calcular este valor que también se denomina "tope estructural", se recomienda utilizar la siguiente ecuación:

$$Qu = 0.25 f_{ck} B + 0.4 f_{yk} A \quad (2.15)$$

donde:

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón

f_{yk} = Resistencia característica del acero

A = Área transversal de la armadura

B = Área transversal de la lechada de cemento

El “tope estructural” es el valor máximo valor que puede tomar la carga de servicio de un micropilote. Es conveniente entonces, para un mejor aprovechamiento de los materiales y desde el punto de vista económico, determinar el valor del tope estructural del elemento que se proyecta y luego darle al micropilote la longitud necesaria para que la carga admisible sea muy similar, aunque menor, al valor del tope estructural.

2.8 RESISTENCIA POR PANDEO

Una de las verificaciones claves para el diseño de los micropilotes, es la verificación a la posibilidad de que el elemento pandee ante los esfuerzos axiales de compresión a los que será sometido. Esta situación es de aplicación básicamente en los casos en que los micropilotes atraviesan mantos de escasa resistencia al corte. Para ello siguiente ecuación es conveniente utilizarlo:

$$Q_p = 8 \times \sqrt{\tau_u \times E \times I} \quad (2.16)$$

donde:

τ_u = Resistencia al corte del suelo blando

E = Módulo elástico de la lechada de cemento

I = Momento de inercia de la sección transversal del micropilote

Con relación al valor a adoptar del coeficiente de seguridad frente a la posibilidad de experimentar pandeo “ F_p ”, el mismo depende del tipo de carga a que será sometido el micropilote. Se recomienda que para cargas permanentes se adopte un valor de $F_p \geq 3$.

2.9 ENSAYOS DE CARGA SOBRE MICROPILOTES

Puesto que la carga total de un micropilote no es muy elevada es más fácil realizar pruebas o ensayos de carga que con los pilotes ordinarios de más diámetro. Se muestra a continuación un posible dispositivo de prueba de carga. La carga suele aplicarse por escalones del 25%, 50%, 75%, 100% y 125% de la carga de servicio prevista. Es posible, pero no usual, superar esta carga si se ensayan micropilotes que después deben trabajar en la cimentación.

En todo caso no debe superarse en ellos la carga multiplicada por el coeficiente de seguridad parcial de mayoración. Cada escalón de carga debe mantenerse hasta que se estabiliza la deformación y al menos 30 a 45 minutos.

Los criterios de aceptación del micropilote suelen basarse en los asientos totales con la carga máxima y dependerán del método de ejecución. Dichos asientos totales límite deben ser los tolerables por la estructura, pero no inferiores al 0.5% del diámetro del micropilote.

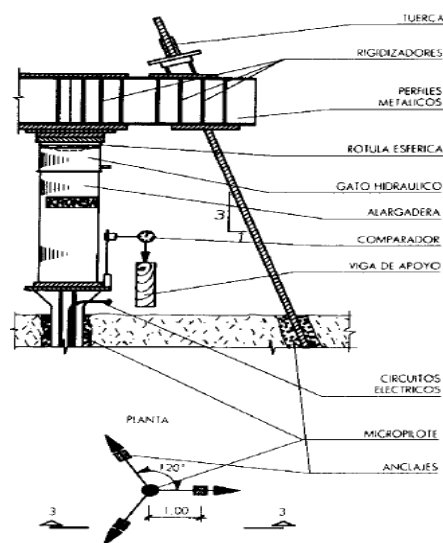


Figura 2.11 Equipo de prueba de carga

2.9.1 Ensayo de tracción

Para ensayos de tracción sobre los micropilotes se propone un marco de carga de tracción que tiene las siguientes cualidades:

- Su estructura está hecha con caños acoplado con pasadores.
- Su montaje no requiere de grúas ya que se monta y se desmonta manualmente
- Es fácil de transportar.
- Es capaz de resistir cargas verticales de tracción de 100 tn.
- El borde más cercano de las patas al centro del micropilote es de 150 cm.

En la foto que se muestra en la figura se aprecia el marco de carga, del que se suspende el tensor hidráulico, que mediante bielas, se acopla a la estructura del micropilote para ejecutar el ensayo.

Para la medición de las deformaciones se colocan dos comparadores centesimales que miden el desplazamiento de la barra de acero que conecta las armaduras del micropilote con el tensor hidráulico, según se muestran en la foto de la figura. Es necesario destacar las bondades del marco de carga diseñado ya que permite ejecutar ensayos de carga rápidos y baratos hasta la carga de servicio.



Figura 2.12 Marco de carga para la ejecución de ensayos de tracción.

2.9.2 Ensayos de carga a compresión

Independientemente de ejecutar ensayos de tracción sobre los micropilotes que se construyen, por su economía y rapidez, hay situaciones dadas por la conformación estratigráfica del suelo en el que es necesario ejecutar ensayos de compresión para verificar fundamentalmente la estabilidad de la pieza a la falla por pandeo.

En estos casos, lo más común es construir cuatro micropilotes similares al que se va a ensayar para que sirvan de anclajes de reacción. Estos anclajes deberán ser ejecutados a una distancia tal que no perturbe el terreno circundante al micropilote que va a ser ensayado, por lo general esta distancia es superior a los 200 cm.



Figura 2.13 Marco de carga para ejecutar ensayos de carga a compresión.

CAPITULO III: EJERCICIOS DE APLICACIÓN

3.1 EJERCICIO APLICADOS A DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE PILOTES

Para demostrar el proceso de cálculo de una cimentación piloteada se escogió realizar la verificación del puente Santa Rosa; del proyecto: **REHAVILITACION DEL EJE VIAL N 1**, ubicado en la vía Huaquillas-Santa Rosa que une a Perú con Ecuador; del cual se puede decir que esta asentado sobre un terreno con una estratigrafía muy desfavorable, por lo que los diseñadores vieron pertinente el uso de pilotes barrenados in-situ.

Los datos usados para los cálculos se los puede apreciar en los respectivos planos **Anexo C**.

A. Cálculo carga muerta del puente

A.1. Peso puente

Se procede a calcular los pesos de todas las partes del puente con los datos del **Anexo C**, de lo cual se tiene:

Datos del Puente	
LONGITUD PUENTE	25.45 m
peso específico hormigón	2400.00 kg/m ³
peso específico acero	7850.00 kg/m ³
peso específico asfalto	1300.00 kg/m ³

Calculamos los pesos de los barandales:

BARANDALES, lado izquierdo					
diámetro	4.00 plg		diámetro	3 plg	
espesor	0.25 plg		espesor	0.25 plg	
área	0.00098 m ²		área	0.0007 m ²	
volumen	0.02499 m ³		volumen	0.0185 m ³	
peso	196.14 kg		peso	145.52 kg	

PLACAS PARA BARANDALES, lado izquierdo					
cada 5 metros 3 placas					
Número de placas 16					
	largo[mm]	espesor[mm]	ancho[mm]	volumen[m ³]	totales[m ³]
tipo 1	1000	9.5	121	0.001	0.018
tipo 2	1000	9.5	89	0.001	0.014
tipo 3	150	12.5	150	0.000	0.005
				suma	0.0364
				peso	285.8970 kg

Calculamos los pesos de las veredas:

VEREDA, lado izquierdo					VEREDA, lado derecho	
	m	m	m	volumen[m ³]	área [m ²]	0.20
cuadrado	0.20	0.20	xxx	1.02	volumen[m ³]	5.07
trapecio	1.20	1.10	0.25	7.32	peso	12167.14 kg
tubería cables, drenaje $\phi=6$	0.15			0.46		
			suma	7.87		
			peso	18889.51 kg		



Ahora se procede a calcular el peso de los elementos de la viga metálica

VIGAS METALICAS									
viga metálica		Elementos de arriostamiento horizontal temporal							
placa superior [mm]	peso[kg]	100	PL elem. 4 [m] PL elem. 5 [mm]						
11500	1128.4375	100	800	350					
500		12.5	400	200					
25									
placa superior 2 [mm]	peso[kg]	área[m2]	0.0023	16	16				
13500	2013.525	tipo	longitud[mm]	volumen[m3]	peso[kg]	#elem.viga1	#elem.viga2	#elem.viga3	#elem.viga4
500		L1	3196	0.00749	58.80141	4	8	8	4
38		L2	3543	0.00830	65.18566	2	4	4	2
placa inferior 1 [mm]	peso[kg]	Lt	2650	0.00621	48.75586	1.5	3	3	1.5
7000	686.875	4	xxx	0.00512	40.192	1.5	6	6	1.5
500		5	xxx	0.00112	8.792	9	18	18	9
25									
placa inferior 2 [mm]	peso[kg]	Diafragma de apoyo							
6000	894.9	2 L [100x100x16]mm	100	PL elem. 4 [m] PL elem. 5 [mm]					
500		100	580	580					
38		16	370	370					
placa inferior 3 [mm]	peso[kg]	área[m2]	0.0059	20	20				
12000	3061.5	elemento	longitud[mm]	volumen[m3]	peso[kg]	#elem.viga1	#elem.viga2	#elem.viga3	#elem.viga4
650		1	2833	0.01668	130.9435	1	2	2	1
50		2	1847	0.01088	85.36982	1	1	1	0
placa vertical [mm]	peso[kg]	3	1813	0.01067	83.79831	0	1	1	1
25000	6280	4	xxx	0.00429	33.6922	1.5	3	3	1.5
2000		5	xxx	0.00429	33.6922	1	2	2	1
16									
TOTAL	14065.238	Diafragma interior							
		2 L [100x100x12.5]mm	100	PL elem. 4 [m] PL elem. 5 [mm]				# difragmas interiores	
		100	580	580				3	
		12.5	370	370					
		área[m2]	0.0047	20	20				
		elemento	longitud[mm]	volumen[m3]	peso[kg]	#elem.viga1	#elem.viga2	#elem.viga3	#elem.viga4
		1	2833	0.01328	104.2455	1	2	2	1
		2	1847	0.00866	67.96383	1	1	1	0
		3	1813	0.00850	66.71273	0	1	1	1
		4	xxx	0.00429	33.6922	4.5	9	9	4.5
		5	xxx	0.00429	33.6922	3	6	6	3

Con esto se procede a calcular el peso de la losa sobre cada viga y sumar los pesos correspondientes:

VIGA 1			VIGA 2		
capa asfáltica			capa asfáltica		
área	0.0817	m2	área	0.165	m2
volumen	2.079265	m3	volumen	4.19416	m3
peso	2703.0445	kg	peso	5452.408	kg
losa hormigòn			losa hormigòn		
área	0.7	m2	área	0.7783	m2
volumen	17.815	m3	volumen	19.807735	m3
peso	42756	kg	peso	47538.56	kg
elementos arriostamiento temporal			elementos arriostamiento temporal		
peso 5 tipos elementos	578.13	kg	peso 5 tipos elementos	1276.83	kg
diafragma de apoyo			diafragma de apoyo		
peso 5 tipos elementos	300.54	kg	peso 5 tipos elementos	599.52	kg
diafragma interior			diafragma interior		
peso 5 tipos elementos	424.90	kg	peso 5 tipos elementos	848.55	kg
TOTAL PESO	80490.4371	kg	TOTAL PESO	69781.1058	kg

VIGA 3		VIGA 4	
capa asfáltica		capa asfáltica	
área	0.165 m ²	área	0.1212 m ²
volumen	4.19925 m ³	volumen	3.08454 m ³
peso	5459.025 kg	peso	4009.902 kg
losa hormigón		losa hormigón	
área	0.7783 m ²	área	0.6987 m ²
volumen	19.807735 m ³	volumen	17.781915 m ³
peso	47538.564 kg	peso	42676.596 kg
elementos arriostamiento temporal		elementos arriostamiento temporal	
peso 5 tipos elementos	1276.83 kg	peso 5 tipos elementos	578.13 kg
diafragma de apoyo		diafragma de apoyo	
peso 5 tipos elementos	599.52 kg	peso 5 tipos elementos	298.97 kg
diafragma interior		diafragma interior	
peso 5 tipos elementos	848.55 kg	peso 5 tipos elementos	423.65 kg
TOTAL PESO	69787.7228 kg	TOTAL PESO	74219.6204 kg

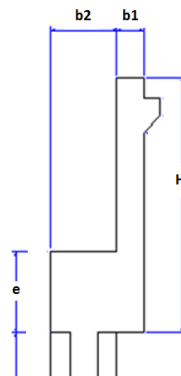
La carga resultante para cada estribo se resume en la tabla siguiente:

TOTAL PESO ESTRIBO	294278.8861 kg
	294.2788861 ton

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Cargas puente" en la pestaña "Peso puente", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

A.2. Cargas estribo.

Se procede a calcular las fuerzas existentes en el estribo del puente con los datos del Anexo C, de lo cual se tiene:



Datos del relleno	
Peso específico (kg/m ²)	1900
C (kg/m ²)	0
∅	35
altura	2.71
Datos muro	
Peso específico hormigón(kg/m ²)	2400.00
H	2.60
e	0.11
b1	0.40
b2	1.00
Df	1.50
NF	0.00



Cálculo de presión de tierras, se usaran las ecuaciones de la teoría de Coulomb (1776) y Mononobe-Okabe para la consideración del sismo, las cuales se presentan a continuación.

Coulomb:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad \text{Presión activa}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\phi - \beta)}} \right]} \quad \text{Coef. de presión activa}$$

en donde:

γ = Peso activo del suelo.

ϕ = Coeficiente de fricción interna del suelo.

θ = Angulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

δ = Angulo de fricción interna muro y el suelo. Varía de $\phi/2$ a $2\phi/3$.

β = Angulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.

Mononobe-Okabe:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad \text{Presión activa}$$

$$a_h = k_h g ; a_v = k_v g$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad \text{Coef. dinámico de presión activa}$$

El componente estático se sabe que actúa a $H/3$ sobre la base del muro. Seed y Whitman (1970) recomendaron que el componente dinámico se considere actuando aproximadamente a $0.6H$. Con este supuesto, el empuje activo total actuará a la altura:

$$h_a = \frac{\frac{H}{3} P_a + 0.6H(\Delta P_a)}{P_{AE}} \quad \text{Punto de aplicacion dde la carga}$$

donde:

$$\gamma = \gamma_d$$

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

$$\theta - \beta > \psi$$

Aplicando estas formulas se obtiene los siguientes resultados:

Empuje de tierra pasivo Rankine		
Ht	altura total de empuje de tierras	2.71 m
σ_v	esfuerzo vertical	5149.00 kg/m ²
ψ	radianes	0.56
	grados	32.01
β	ángulo de inclinación terreno	0.00
θ	ángulo de inclinación pantalla	0.00
δ	coeficiente interacción suelo muro	23.33
k_a	coeficiente de presión activa	0.47
σ_a	presión activa suelo	2428.25 kg/m ²
P_a	empuje activo suelo	3290.27 kg

Empuje de tierra pasivo Mononobe-Okabe		
Ht	altura total de empuje de tierras	2.71 m
kh	componente horizontal fuerza sísmica	0.50
kv	componente vertical fuerza sísmica	0.20
Kae	eficiente dinámico de presión de suelo activo	1.26
Pae	empuje activo sismo	7048.76 kg
Δpa	reacción dinámica por el sismo	3758.49 kg
ha	punto de acción de la carga	1.2886685 m

Cálculo de peso del estribo, de lo cual se obtiene:

Peso del estribo					
Elemento	Número	Área (m ²)	Profundidad (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
alas	2	13.25	0.425	11.2625	27030.00
Pie	1	1.3805	11.4	15.7377	37770.48
dentellón	1	1	8.25	8.25	19800.00
pantalla	1	1.1	11.4	12.54	30096.00
ménsula	1	0.1	11.4	1.14	2736.00
Peso estribo					117432.48 kg
					117.43 ton

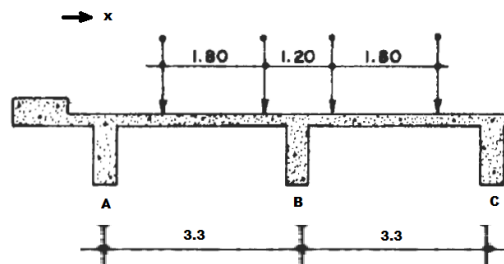
NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Cargas puente" en la pestaña "Cargas estribo", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

A.3. Factor de carga rueda.

Para el cálculo de este factor se toma la losa como simplemente apoyada en las vigas, con lo cual se puede sacar la línea de influencia de la carga de rueda, haciendo esto se tienen las siguientes posiciones críticas:

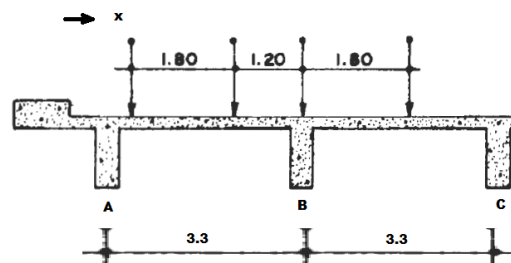
Vigas interiores, 2-3:

Primera posición



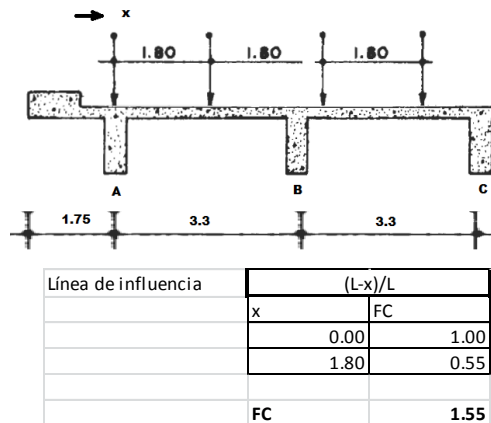
Línea de influencia	x/L		(L-x)/L	
	x	FC	x	FC
	0.9	0.27	0.60	0.82
	2.7	0.82	2.40	0.27
	FC		2.18	

Segunda posición



Línea de influencia	x/L		(L-x)/L	
	x	FC	x	FC
	0.3	0.09	0.00	1.00
	2.1	0.64	1.80	0.45
	FC		2.18	

Vigas exteriores, 1-4:



Estos valores también se los puede encontrar tabulados en el libro de Hidalgo Rivas, el cual de valores de:

Vigas interiores 2,3

FC **2**

Vigas exteriores 1,4

FC **1.63**

Adoptamos estos valores para realizar el ejercicio.

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Cargas puente" en la pestaña "Factor de carga rueda", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

A.4. Carga viva por tránsito.

Se procede igual que el anterior punto con el FC sacado en el mismo por lo que se tendrá:

Vigas interiores, 2-3:

Factor de carga	2			
línea de influencia reacción	(L-x)/L			
L (m)	50			
Carga	HS 20-44			
		Carga (ton)	x	Ra (ton)
		20	0.00	40.00
		20	4.20	36.64
		5	8.40	8.32
		Ra		84.96

Vigas exteriores, 1-4:

Factor de carga	1.63			
línea de influencia reacción	(L-x)/L			
L (m)	50			
Carga	HS 20-44			
		Carga (ton)	x	Ra (ton)
		14.4	0.00	23.47
		14.4	4.20	21.50
		3.6	8.40	4.88
		Ra		49.84

Con lo que se obtendrá una carga viva total de:

Ra Tot= 269.61 ton

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Cargas puente" en la pestaña "Carg rued viva", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

A.4. Cálculo de excentricidad y cargas totales.

En este paso se calculará la excentricidad de las cargas que llegan al estribo, la cual resulta:

Excentricidad		Momento en cg de la base			
Tipo de carga		Carga (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)	
Verticales	Puente	Carga Viva	269.61	-0.20	-53.92
		Carga Muerta	294.28	-0.20	-58.86
	Estribo	alas	27.03	0.00	0.00
		Pie	37.77	0.00	0.00
		dentellón	19.80	-0.20	-3.96
		Pantalla	30.10	0.50	15.05
Horizontales	Empuje de tierras	ménsula	2.74	0.80	2.19
		Pa	-3.29	0.90	-2.97
		Δpa	-3.76	1.63	-6.11
				Σ momentos	-108.58
				Σ fuerzas verticales	681.32
				e (m)	-0.16

por lo que las cargas resultantes son:

Cargas resultantes en el cg de la base			
Tipo de carga		Carga (ton)	
Verticales	Carga muerta	411.71	
	Carga Viva	269.61	
Horizontales	Pa	-3.29	
	Δpa	-3.76	
Momento		-108.58	
		e (m)	-0.16

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Cargas puente" en la pestaña "Resumen de cargas", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

B. Cálculo de la capacidad de los pilotes.

Par el cálculo de la resistencia total se tomaran cada uno de los estratos, para nuestro ejemplo se ha tomado la estratigrafía del cimiento derecho del puente Santa Rosa, este se presenta en el Anexo D, a continuación se presenta un resumen de los datos a usarse para el cálculo:

Estratigrafía del terreno									
Estrato	Material	Y [kN/m ³]	ϕ [°]	C [kN/m ²]	k[MN/m ³]	e50%	Nspt	H[m]	h[m]
1	arena limosa suelta	17.9	32.5	0	10.5		9	2.8	2.8
2	arena limosa suelta	8.1	32.5	0	7.8		9	5.5	2.7
3	arcilla plástica rígida	10.9	0	86.2	142.3	0.7	14	7.5	2
4	arena limosa - arcilla medio densa	9.4	37.3	0	22.1		25	13.5	6
5	arcilla plástica muy rígida	11.6	0	189.7	397.1	0.43	32	18	4.5
6	arenas limosas arcillosas densas	10.7	40.1	0	42.8		50	24	6
7	arcilla plástica dura	12	0	233.4	508.5	0.38	50	25.5	1.5
8	arena limosa muy densa	10.6	40	0	42.4		50	-	

Datos Pilotes	
Forma	circular
Tipo	in situ
H (m)	22.5
n	4
n1	4
n2	1
D	1
Sp	3.30
Ap (m ²)	0.79
Pp (m)	3.14
Dimensiones cabezal	
b	1.4
L	12.25
Df	1.1
he	0.1

B.1. Cálculo de resistencia del fuste

Se procederá a calcular la resistencia individual por fuste de cada estrato de lo cual obtenemos:

Estrato 1: Suelo arenoso

La profundidad crítica de este material por la Tabla 1.5, se tiene para $\phi = 32.5$:

$$Z_c = 7.87$$

Por lo que se tiene que $2.8 < Z_c$ entonces:

$$q'_o = \gamma H \quad \text{Esfuerzo de consolidación o por acción del estrato predecesor}$$

$$q'_f = q'_o + \gamma \Delta l$$

$$q'_m = \frac{q'_o + q'_f}{2} \quad (1.29)$$

Por lo tanto:

$$q'_o = 17.9 * 1.1 = 19.69 \text{ kPa}$$

$$q'_f = 19.69 + 17.9 * 2.8 = 69.81 \text{ kPa}$$

$$q'_m = \frac{19.69 + 69.81}{2} = 54.60 \text{ kPa}$$

El coeficiente de empuje lateral para fricción superficial y μ para pilotes perforados colocados in-situ se tiene:

$$K_s = K_o = 1 - \text{sen } \phi \quad (1.24)$$

$$K_s = 1 - \text{sen } 32.5 = 0.46$$

$$\mu = 1$$

Por lo que la resistencia unitaria última resulta:

$$f_{su} = K_s q'_m \mu \tan \phi \quad (1.28)$$

$$f_{su} = 0.46 * 54.60 * 1 * \tan 32.5 = 16.09 \text{ kPa}$$

La resistencia lateral estaría dada por:

$$Q_f = \sum p \Delta l f_{su} \quad (1.20)$$

$$Q_f = 3.142 * 2.8 * 16.09 = \underline{141.56 \text{ kN}}$$

Estrato 2: Suelo arenoso

La profundidad crítica de este material por la Tabla 1.5, se tiene para $\phi = 32.5$:

$$Z_c = 7.87$$

Por lo que se tiene que $2.7 < Z_c$ entonces:

$$q'_o = 69.81 \text{ kPa}$$

$$q'_f = 69.81 + 8.1 * 2.7 = 91.68 \text{ kPa}$$

$$q'_m = \frac{69.81 + 91.68}{2} = 115.65 \text{ kPa}$$

El coeficiente de empuje lateral para fricción superficial y μ para pilotes perforados colocados in-situ se tiene:

$$K_s = K_o = 1 - \text{sen } \phi \quad (1.24)$$

$$K_s = 1 - \text{sen } 32.5 = 0.46$$

$$\mu = 1$$

Por lo que la resistencia unitaria última resulta:

$$f_{su} = K_s q'_m \mu \tan \phi \quad (1.28)$$

$$f_{su} = 0.46 * 115.65 * 1 * \tan 32.5 = 34.09 \text{ kPa}$$

La resistencia lateral estaría dada por:

$$Q_f = \sum p \Delta l f_{su} \quad (1.20)$$

$$Q_f = 3.142 * 2.7 * 34.09 = 289.17 \text{ kN}$$

Estrato 3: Suelo arcilloso.

La variación de esfuerzos es:

$$q'_o = 91.68 \text{ kPa}$$

$$q'_f = 91.68 + 10.9 * 2 = 113.48 \text{ kPa}$$

$$q'_m = \frac{91.68 + 113.48}{2} = 102.58 \text{ kPa}$$

Método α :

Para este caso $30 \text{ kPa} \leq 86.2 < 100 \text{ kPa}$ por lo tanto

$$\alpha = \frac{1250 - 8.5 C_u}{1000} \quad (1.34)$$

$$\alpha = \frac{1250 - 8.5 * 86.2}{1000} = 0.52$$

Se tiene que:

$$Q_p = \sum (\alpha C_u p \Delta L) \quad (1.36)$$

$$Q_p = 0.52 * 86.2 * 3.142 * 2 = 280.18 \text{ kN}$$

Método β :

En arcillas normalmente consolidadas β varía entre 0.24 y 0.32, por lo tanto:

$$f_{su} = \beta q'_m \quad (1.38)$$

$$f_{su} = 0.28 * 102.58 = 28.72$$

Se tendría que la resistencia es:

$$Q_f = \sum p \Delta l f_{su} \quad (1.20)$$

$$Q_f = 3.142 * 2 * 28.72 = 180.47 \text{ kPa}$$

Estrato 4: Suelo arenoso

La profundidad crítica de este material por la Tabla 1.5, se tiene para $\phi = 37.3$:

$$Z_c = 16.07$$

por lo que se tiene que $6 < Z_c$ entonces:

$$q'_o = 113.48 \text{ kPa}$$

$$q'_f = 113.48 + 9.4 * 6 = 169.88 \text{ kPa}$$

$$q'_m = \frac{113.48 + 169.88}{2} = 141.68 \text{ kPa}$$

El coeficiente de empuje lateral para fricción superficial y μ para pilotes perforados colocados in-situ se tiene:

$$K_s = K_o = 1 - \text{sen } \phi \quad (1.24)$$

$$K_s = 1 - \text{sen } 37.3 = 0.39$$

$$\mu = 1$$

por lo que la resistencia unitaria última resulta:

$$f_{su} = K_s q'_m \mu \tan \phi \quad (1.28)$$

$$f_{su} = 0.39 * 141.68 * 1 * \tan 37.3 = 42.53 \text{ kPa}$$

la resistencia lateral estaría dada por:

$$Q_f = \sum p \Delta l f_{su} \quad (1.20)$$

$$Q_f = 3.142 * 2.8 * 42.53 = 801.6 \text{ kN}$$

Estrato 5: Suelo arcilloso.

La variación de esfuerzos es:

$$q'_o = 169.88 \text{ kPa}$$

$$q'_f = 169.88 + 11.6 * 4.5 = 222.08 \text{ kPa}$$

$$q'_m = \frac{169.88 + 222.08}{2} = 195.98 \text{ kPa}$$

Método α :

Para este caso $100 \text{ kPa} \leq 189.7 < 400 \text{ kPa}$ por lo tanto

$$\alpha = \frac{700 - C_u}{1500} \quad (1.33)$$

$$\alpha = \frac{700 - 189.7}{1500} = 0.34$$

Se tiene que:

$$Q_p = \sum (\alpha C_u p \Delta L) \quad (1.36)$$

$$Q_p = 0.34 * 189.7 * 3.142 * 4.5 = 912.36 \text{ kN}$$

Método β :

En arcillas normalmente consolidadas β varía entre 0.24 y 0.32, por lo tanto:

$$f_{su} = \beta q'_m \quad (1.38)$$

$$f_{su} = 0.28 * 195.98 = 54.87 \text{ kPa}$$

se tendría que la resistencia es:

$$Q_f = \sum p \Delta l f_{su} \quad (1.20)$$

$$Q_f = 3.142 * 2 * 54.87 = 775.77 \text{ kPa}$$

Estrato 6: Suelo arenoso

La profundidad crítica de este material por la Tabla 1.5, se tiene para $\phi = 40.1$:

$$Z_c = 18.88$$

Por lo que se tiene que $6 < Z_c$ entonces:

$$q'_o = 222.08 \text{ kPa}$$

$$q'_f = 222.08 + 10.7 * 4.5 = 270.23 \text{ kPa}$$

$$q'_m = \frac{222.08 + 270.23}{2} = 246.16 \text{ kPa}$$

El coeficiente de empuje lateral para fricción superficial y μ para pilotes perforados colocados in-situ se tiene:

$$K_s = K_o = 1 - \text{sen } \phi \quad (1.24)$$

$$K_s = 1 - \text{sen } 40.1 = 0.36$$

$$\mu = 1$$

por lo que la resistencia unitaria última resulta:

$$f_{su} = K_s q'_m \mu \tan \phi \quad (1.28)$$

$$f_{su} = 0.36 * 246.16 * 1 * \tan 41.1 = 73.77 \text{ kPa}$$

la resistencia lateral estaría dada por:

$$Q_f = \sum p \Delta l f_{su} \quad (1.20)$$

$$Q_f = 3.142 * 4.5 * 73.77 = 1042.85 \text{ kN}$$

B.2. Cálculo de resistencia por punta.

Propuesta de Norma Cuba (1989):

Con lo calculado anteriormente se tiene, $D < 4.5 < Z_c$; por lo que se obtiene:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (1.16)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{40.1}{2} \right) e^{\pi \tan 40.1} = 65.09$$

$$d_{sq} = \left[1 + 2tg \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{L_b}{D} \right) \right] (1 + \tan \phi) \quad (1.17)$$

$$d_{sq} = \left[1 + 2tg 40.1 (1 - \text{sen } 40.1)^2 \tan^{-1} \left(\frac{4.5}{1} \right) \right] (1 + \tan 40.1) = 2.37$$

de donde obtenemos:

$$q_{bu} = d_{sq} N_q q' \quad (1.12)$$

$$q_{bu} = 2.37 * 65.09 * 270.23 = 41748.41 \text{ kPa}$$

la resistencia en punta es:

$$Q_p = A_b q_{bu}$$

$$Q_p = 0.79 * 41748.41 = 32789.12 \text{ kN}$$

Método de Meyerhof:

Calculamos N_q por medio de la figura 2.13, por lo que se obtiene:

$$N_q = 350$$

por lo tanto:

$$Q_p = A_b q' N_q \quad (1.9)$$

$$Q_p = 0.79 * 270.23 * 350 = 74283.35 \text{ kN}$$

pero se tiene que:

$$Q_p \leq A_p q_1 \quad (1.10)$$

donde:

$$q_1 = 50 N_q \tan \phi \quad (1.11)$$

$$q_1 = 50 * 350 * \tan 40.1 = 14736.37 \text{ kPa}$$

de donde:

$$Q_p \leq 0.79 * 14736.37 = 11573.92 \text{ kN}$$

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Capacidad de carga pilote", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

B.3. Capacidad del pilote trabajando en grupo.

En la tabla siguiente se presentará un resumen de las resistencias de cada estrato según el método del cálculo:

Tabla resumen de cargas resistentes				
Estrato	Fuste	h (m)	Método	Carga (kN)
1	arena limosa suelta	2.8	Norma cubana	141.56
2	arena limosa suelta	2.7	Norma cubana	289.17
3	arcilla plástica rígida	2	Método α	280.18
			Método β	180.47
4	arena limosa - arcilla medio densa	6	Norma cubana	801.60
5	arcilla plástica muy rígida	4.5	Método α	912.36
			Método β	775.77
6	arenas limosas arcillosas densas	4.5	Norma cubana	1042.85
Punta				
6	arenas limosas arcillosas densas		Norma cubana	32789.12
			Meyerhof:	11573.92

Escogeremos las menores para una mayor confiabilidad, ahora se obtendrá su capacidad minorada, para esto se tiene:

$$Q_f^* = \frac{Q_f}{\gamma_{gf}} \quad (1.49)$$

$$Q_p^* = \frac{Q_p}{\gamma_{gp}} \quad (1.50)$$

por lo tanto minorando resistencias se obtiene:

Capacidad pilote aislado (Qv*)				
Estrato	Fuste	Carga (kN)	γgf (Factor minoracion)	Carga aislado(kN)
1	arena limosa suelta	141.56	1.3	108.89
2	arena limosa suelta	289.17	1.3	222.43
3	arcilla plástica rígida	180.4681617	1.2	150.39
4	arena limosa - arcilla medio densa	801.5992166	1.3	616.61
5	arcilla plástica muy rígida	775.77	1.2	646.47
6	arenas limosas arcillosas densas	1042.851861	1.3	802.19
Punta				
6	arenas limosas arcillosas densas	11573.92	1.3	8903.01
Capacidad aislado				11450.01 kN

Ahora debido a que los pilotes se afectan uno con otro tendremos que calcular su capacidad trabajando en grupo, y al mismo tiempo minorar su capacidad para introducir seguridad, por lo que se calculará:

Eficiencia:

Suelos granulares: puesto que los pilotes son fundidos in-situ, $\phi > 25$ y $S_p/D = 3.3$, se tendrá que el valor está entre:

$$\frac{S_p}{D \text{ ó } b} = 3 \quad \text{entonces} \quad \varepsilon = 0.66 \quad (1.44)$$

$$\frac{S_p}{D \text{ ó } b} > 7 \quad \text{entonces} \quad \varepsilon = 1 \quad (1.45)$$

interpolando obtenemos:

$$\varepsilon = 0.69$$

Suelos arcillosos: puesto que se tiene que para el estrato 3 se cumple $S_p/D > 3$ y $C \leq 100kPa$, $\phi > 25$ y $S_p/D = 3.3$, se tendrá:

$$\varepsilon_3 = 1 - \frac{(D \text{ ó } b)[n_2(n_1 - 1) + n_1(n_2 - 1) + \sqrt{2}(n_2 - 1)(n_1 - 1)]}{\pi S_p n_1 n_2} \quad (1.47)$$

$$\varepsilon_3 = 1 - \frac{(1)[1(4 - 1) + 4(1 - 1) + \sqrt{2}(1 - 1)(4 - 1)]}{\pi * 3.3 * 4 * 1} = 0.928$$

Para el estrato 5 como se tiene que cumple $S_p/D > 3$ y $C > 100kPa$, $\varepsilon_5 = 1$

Por lo que se tiene que la carga resistente minorada de un pilote trabajando en grupo esta dado por:

$$Q_{ug} = \frac{\varepsilon}{\gamma_s} (Q_f^* + Q_p^*) \quad (1.51)$$



de lo cual se obtiene:

Capacidad pilote en grupo (Qvcg*)					
Estrato	Material	Carga aislado(kN)	η (Eficiencia)	Ys (Factor de minoración)	Carga grupo(kN)
1	arena limosa suelta	108.89	0.69	1.2	62.21
2	arena limosa suelta	222.43	0.69	1.2	127.07
3	arcilla plástica rígida	150.39	0.928	1.2	116.26
4	arena limosa - arcilla medio densa	616.61	0.69	1.2	352.24
5	arcilla plástica muy rígida	646.47	1.00	1.2	538.73
6	arenas limosas arcillosas densas	802.19	0.69	1.2	458.25
	Resistencia en punta	8903.01	0.69	1.2	5085.85
					6740.60 kN
					674.06 ton

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Capacidad de carga pilote" en las pestaña "Capacidad pilote grupo", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

C. Cálculo de la capacidad de los pilotes, METODO DIRECTO POR TABLAS.

Este método es muy simple, se tiene las siguientes ecuaciones:

Capacidad del pilote trabajando en grupo:

$$Q_{ug} = Q_f + Q_p \quad (1.52)$$

Carga tomada por el fuste:

$$Q_f = \alpha C_u \phi \pi H \quad (1.53)$$

Carga tomada por punta:

$$Q_p = q_u \phi^2 \pi / 4 \quad (1.54)$$

Con estas ecuaciones y las tablas 1.9 y 1.10 se realizan los respectivos cálculos, obtenemos las siguientes resistencias.

CARGA DE FUSTE								
Estrato	ESTRATO		Material	Nspt	qu(kg/cm2)	coef. α.	Qf(ton)	
1	0.00	2.80	arena limosa suelta	9	1.14	0.80	40	
2	2.80	5.50	arena limosa suelta	9	1.14	0.80	39	
3	5.50	7.50	arcilla plástica rígida	14	1.85	0.59	34	
4	7.50	13.50	arena limosa - arcilla medio densa	25	3.34	0.42	132	
5	13.50	18.00	arcilla plástica muy rígida	32	4.00	0.42	119	
6	18.00	22.50	arenas limosas arcillosas densas	50	4.00	0.42	119	
							Qf	482
CARGA DE PUNTA								
q	4	kg/cm2						
Qp	31	ton						

Sumando estas resistencias por punta y fuste se obtiene:

Capacidad total 513 ton

Este dato no será tomado en cuenta por basarse en datos muy empíricos pero servirá para sacar algunas conclusiones de los métodos de cálculo usados tiempos atrás.

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Capacidad pilote METODO DIRECTO DE TABLAS", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

D. Cargas actuantes

Procederemos a calcular la carga que llega a cada pilote para esto tenemos la tabla resumen de cargas la misma que se presentó en el punto "A.4. Cálculo de excentricidad y cargas totales", con estos datos tenemos que:

La carga vertical se determina con la ecuación:

$$N_p^* = \frac{N^*}{n} + \frac{M^* y_i}{\sum_{i=1}^n (y_i)^2} \quad (1.87)$$

y la carga horizontal:

$$H_p^* = \frac{H^*}{n} \quad (1.88)$$

Por lo que obtenemos las cargas actuantes sin y con factoración las cuales resultan:

Combinación de cargas							
Tipo de carga	Cargas	N' [ton]	H' [ton]	M' [ton-m]	N* (kN)	H* (kN)	M* (kN-m)
a	1.2CM + 1.6CV	681.32	-3.29	-108.58	925.42	-3.95	-68.75
b	1.2CM + 1L + 1.4E	681.32	-7.05	-108.58	763.66	-9.21	-121.71
Carga tomada por un pilote trabajando en grupo							
		N*p	306.06 ton		N*p	317.29 ton	
		H*p	-1.76 ton		H*p	-2.30 ton	

Como se puede observar que la carga vertical es menor que la que soporta el pilote se puede concluir que el diseño no fallará por resistencia del suelo a fuerza vertical.

Ahora calcularemos las cargas resistidas por cada parte del pilote, en este caso por ser mas desfavorable consideraremos el peso neto del pilote, con el que obtendremos la forma de trabajo del pilotes y las cargas de trabajo a las que se someterá el pilote.

Carga tomada por fuste						
Estrato	Material	h[m]	P (Peso Pilote) [ton]	Q*fcg (ton)	Q actuante	Q remanente
1	arena limosa suelta	2.8	5.28	6.22	311.34	342.25
2	arena limosa suelta	2.7	5.09	12.71	316.43	329.54
3	arcilla plástica rígida	2	3.77	11.63	320.20	317.92
4	arena limosa - arcilla medio densa	6	11.31	35.22	331.51	282.69
5	arcilla plástica muy rígida	4.5	8.48	53.87	339.99	228.82
6	arenas limosas arcillosas densas	4.5	8.48	45.83	348.47	183.00
					Qp tomada	183.00 ton
					Forma de trabajo pilote	MIXTO

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Capacidad de carga pilote" en las pestaña "Cargas actuantes", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

E. Asentamiento.

Métodos experimentales: calculamos los ángulos α con los que se va tener la cimentación ficticia según la tabla 1.13 son:

Valores de alfa		
Estrato	h[m]	α
1	2.8	8.125
2	2.7	8.125
3	2	2
4	6	9.325
5	4.5	2
6	4.5	10.025

puesto que tenemos que:

$$S_p > D + 2 \cdot \tan \alpha$$

$$3.3 \text{ m} > D + 2 \cdot \tan \alpha = 1.12 \text{ m}$$

por lo que el asentamiento se deberá calcular como pilote individual y en grupo

Asentamiento de pilote aislado:

Se obtendrán las dimensiones de la cimentación ficticia mediante la siguiente fórmula:

$$D^I = D + \sum \Delta h \tan \alpha$$

En este caso se tendrá que realizar corrección por suelos heterogéneos con una pendiente 2:1 hasta llegar al estrato de apoyo, puesto que el estrato de cimentación es de mayor capacidad que el estrato sobre el que llega la punta del pilote, caso contrario se baja el cemento con las mismas dimensiones, con lo que obtendríamos que las dimensiones de la cimentación ficticia son:

Cimiento equivalente al final del pilote		Corrección por suelos heterogéneos	
Bpe[m]	6.59	Profundidad de cimentación	25.50
Lpe[m]	15.49	Bpe[m]	9.59
		Lpe[m]	18.49

Luego de realizar estos cálculos se calcula la presión neta y bruta que soporta el suelo, la presión neta esta dada por la ecuación:

$$P' = \frac{N_p^*}{\pi(D + 2 \sum \Delta h \tan \alpha)} \quad (1.62) \quad [\text{pilotes circulares}]$$

la presión bruta es la suma de esta presión mas la presión que produce el peso del suelo, con o que se obtendrá:

Presión de contacto	
Qc + Qr [kN]	94.33
N*p [kN]	3060.59
p' (Presión neta) [kPa]	34.33
p (Presión bruta) [kPa]	327.95

Para calcular el asentamiento total se calcula la potencia activa por medio de la figura 2.19, que será:

Potencia Activa	
Lpe/Bpe	1.00
Ha/B=	2.50
H activa[m]	23.96

El asentamiento se realiza por medio de la tabla en el **Anexo A** para una cimentación rígida, rectangular sometida a una carga uniforme, con lo que se obtiene:

Determinación de esfuerzos verticales bajo las esquina de una superficie rectangular con carga uniforme						
zi	n	m	f(m,n)	Δqv	εzi	S (Asentamiento) [m]
6.847	1.400	1.400	0.210	7.210	4.24E-04	0.0049
14.242	0.673	0.673	0.085	2.918	1.72E-04	
21.637	0.443	0.443	0.060	2.060	1.21E-04	

Asentamiento de pilote en grupo:

Se realiza con el mismo procedimiento del pilote aislado pero para sete caso las dimensiones de la cimentación inicial son las del grupo de pilotes, se obtiene realizando un procedimiento similar lo siguiente:



Cimiento equivalente al final del pilote		Corrección por suelos heterogéneos	
B' [m]	6.59	Profundidad de cimentación	25.50
L' [m]	15.49	Bpe[m]	9.59
		Lpe[m]	18.49
Presión de contacto		Potencia Activa	
Qc + Qr [kN]	377.30	Lpe/Bpe	1.93
N' [kN]	6813.18	Ha/B=	2.70
p' (Presión neta) [kPa]	40.58	H activa[m]	25.88
p (Presión bruta) [kPa]	334.19		

Por medio de la tabla en el **Anexo A** para una cimentación rígida, rectangular sometida a una carga uniforme, con lo que se obtiene:

Determinación de esfuerzos verticales bajo las esquina de una superficie rectangular con carga uniforme						
zi	n	m	f(m,n)	Δqv	εzi	S (Asentamiento) [m]
7.395	2.500	1.296	0.215	8.724	5.13E-04	0.0082
14.790	1.250	0.648	0.140	5.681	3.34E-04	
22.184	0.833	0.432	0.025	1.014	5.97E-05	

Procedimientos elásticos, se tendrá que calcular primero el asentamiento de un pilote individual, por lo que se tienen que:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (1.56)$$

$$S_1 = (Q_{pt} + as \times Q_{ft}) \times \frac{L}{A \times E_p} \quad (1.57)$$

$$S_2 = \frac{C_p \times Q_{pt}}{D \times q'} \quad (1.58)$$

$$S_3 = \frac{C_s \times Q_{ft}}{H \times q'} \quad (1.59)$$

Con estas ecuaciones dadas en la teoría y las tablas 2.11 y 2.12 se tendrá que:

Asentamiento de pilote aislado	
Asentamiento deformación axial del fuste	
as	0.500
S1[m]	0.004
Asentamiento pilote debida a la carga punta y fuste	
Cp	0.090
Cs	0.152
q' (kPa)	41748.408
S2[m]	0.004
S3[m]	0.000
S [m]	0.008

Por lo que se obtendrá que el asentamiento del grupo de pilotes es:

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (1.65)$$

$$S_g = 0.008 \sqrt{\frac{1}{1}} = 0.008 \text{ m}$$

Para este ejemplo nos dio u asentamiento igual con ambos procedimientos, pero en otros casos nos puede dar diferente, en ese caso se tomara el mas desfavorable. Este valor es aceptable desde el punto

teórico ya que para que se mueva la resistencia en el fuste se debe producir un asentamiento aproximadamente de 1% del diámetro del pilote, y ya que la carga de la punta también es elevada este asentamiento se considera dentro de los parámetros dados teóricamente.

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Capacidad de carga pilote" en las pestaña "Cargas actuantes", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

F. Capacidad de resistencia horizontal del conjunto pilote-suelo.

Primeramente se revisara si la carga puede ser soportada por los pilotes, caso contrario se deberán diseñar pilotes inclinados, esto se menciona en la teoría, en nuestro caso $0.005 N^* \leq 23.03 \leq 0.1 N^*$ por lo que la absorben los pilotes a flexión.

Para nuestro caso como la mayoría de estratos son friccionales se tomara un promedio ponderado de las propiedades y se considerara un suelo homogéneo friccional. Con lo que se tiene:

Estrato	Material	h[m]	Y [kN/m3]	ϕ [°]	C [kN/m2]
1	arena limosa suelta	2.8	17.9	32.5	0
2	arena limosa suelta	2.7	8.1	32.5	0
3	arcilla plástica rígida	2	10.9	0	86.2
4	arena limosa - arcilla medio densa	6	9.4	37.3	0
5	arcilla plástica muy rígida	4.5	11.6	0	189.7
6	arenas limosas arcillosas densas	4.5	10.7	40.1	0
	PROMEDIO 22.5 metros	22.5	11.03	36.44	0.00

Calculo del momento resistente de la sección, se utilizaran tablas del Anexo B para secciones circulares, de tal manera que la falla se aproxime a la balanceada, para las resistencias $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, tenemos las formulas:

$$\rho = \frac{4 A_s}{\pi h^2}$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

con lo que se obtiene:

Cálculo tablas (Anexo B)	
d	0.80
d/D	0.80
excentricidad carga/D	0.30
A_s (cm ²)	81.07
ρ	0.01
ω	0.15
β	0.10
Mn (kg-cm)	28000000
Mn (kN-m)	2800.00
Mu (kN-m)	1960.00

Se comienza calculando la resistencia a carga horizontal del suelo-pilote como si trabajara como pilote corto, se tienen las siguientes ecuaciones:

$$Q_H^* = \frac{K_p L^2 D \gamma^*}{2 \left(1 + \frac{e_h}{L}\right)} \text{ kN} \quad (1.79)$$

$$f = \sqrt{\frac{2L}{3 \left(1 + \frac{e_h}{L}\right)}} \quad (1.80)$$

$$g = L - f \quad (1.81)$$

$$M_g^* = \gamma^* K_p D g^2 (1.5L - g) \quad (1.82)$$

para que trabaje como pilote corto se debe cumplir la condición:

$$M_u^* > M_g^* \quad (1.72)$$

con estas ecuaciones se obtiene:

Cálculo como pilote corto			
Kp	3.93		
eH	0.00		
Q*h[kN]	10963.45		
f[m]	3.87		
g[m]	18.63		
M*g[kN-m]	227267.03	Mu[kN-m]	1960.00
		M*g[kN-m]	227267.03

Como la condición no se cumple se debe calcular como pilote largo, por lo tanto la carga horizontal resistente se debe calcular con:

$$Q_H^* = C * D^2 \left[\sqrt{81 \left(\frac{e_h}{D} + 1.5 \right)^2 + 18 \frac{M_u^*}{C D^3}} - 9 \left(\frac{e_h}{D} + 1.5 \right) \right] kN \quad (1.78)$$

Nota: Las demás ecuaciones iguales a las de pilote corto.

con lo que se obtendrá:

Cálculo como pilote largo			
Kp	3.93		
eH	0.00		
Q*h[kN]	825.02		
f[m]	3.56		
g[m]	18.94		
M*g[kN-m]	230074.70	Mu[kN-m]	1960.00
		M*g[kN-m]	230074.70

Esta resistencia de carga debe ser mayor para asegurar un buen funcionamiento, para este caso se tiene:

Q*h[kN]	825.02	kN	CUMPLE
H*p	23.03	kN	

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Capacidad de carga pilote" en las pestaña "Carga horizontal suelo fricc", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

G. Capacidad de carga axial del pilote.

Columna esbelta cargadas excéntricamente, para calcular la longitud libre en suelos granulares se utilizara la ecuación:

$$L_c = 1.8 \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{1/5} \quad [Para\ suelos\ granulares] \quad (1.90)$$

y el valor de n_h en la tabla 1.17. Se utiliza para suelos granulares ya que son de predominancia en el suelo, y como los pilotes son perforados la excentricidad accidental será $e = t/18$, en este caso como la socavación será un factor importante se tomara en cuenta, con lo que se obtiene un momento actuante de:

Suelo friccionante	
nh (kg/cm ³)	0.32
Lc (cm)	592.07
Momento actuante	
e (m)	0.056
Prof socavación (m)	8
eh (m)	0
M*p (kN-m)	298.93

Este momento se lo debe mayorar para considerar efectos de esbeltez por lo cual se tendrá que multiplicar por:

$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{\phi N_p^*}{P_c}} \quad (1.92)$$

Y para considerar causas accidentales se le multiplica por un $\phi = 1.1$, por lo que se tendrá:

Factor de ampliación por esbeltez	
Pc (kg)	4706316.937
Fa	1.080100423
Cargas actuantes factoradas	
M*p (kN-m)	355.16
N*p (kN)	336.67

se utilizarán tablas del **Anexo B** para secciones circulares, para las resistencias $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, tenemos las fórmulas:

$$\rho = \frac{4 A_s}{\pi h^2}$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c}$$

$$\alpha = \frac{P_n}{h^3 f_c}$$

con lo que se obtiene:

Cálculo cargas resistentes (diagramas)		
d	0.80	
d/D	0.80	
excentricidad carga (m)	1.05	
excentricidad carga/D	1.05	
As (cm ²)	81.07	
ρ	0.01	
ω	0.15	
β	0.08	
α	0.11	
Mn (kg-cm)	22400000	
Mn (kN-m)	2240.00	
Pn (kg)	30800000	
Pn (kN)	3080	
Mu (kN-m)	1568.00	CUMPLE
Pu (kN)	2156	CUMPLE

Como se puede observar estas cargas son mayores a las solicitaciones por lo que se puede concluir que la estructura es estable.

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo "Capacidad de carga pilote" en las pestaña "Capacidad axial", esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

3.2 EJERCICIO DE APLICACIÓN A DISEÑO DE MICROPILOTES

La aplicación que se ha planteado para micropilotes engloba a un caso en el que a partir de una estratigrafía de terreno conocida, y con carga de diseño a la que va a estar sometida el elemento de soporte, verificar con una sección impuesta que se cumpla los requerimientos de carga admisible, capacidad de pandeo así como de factor de seguridad obtenido.

Se tendrá que calcular un micropilote capaz de soportar una carga admisible dada de 40 ton, con la estratigrafía mostrada:

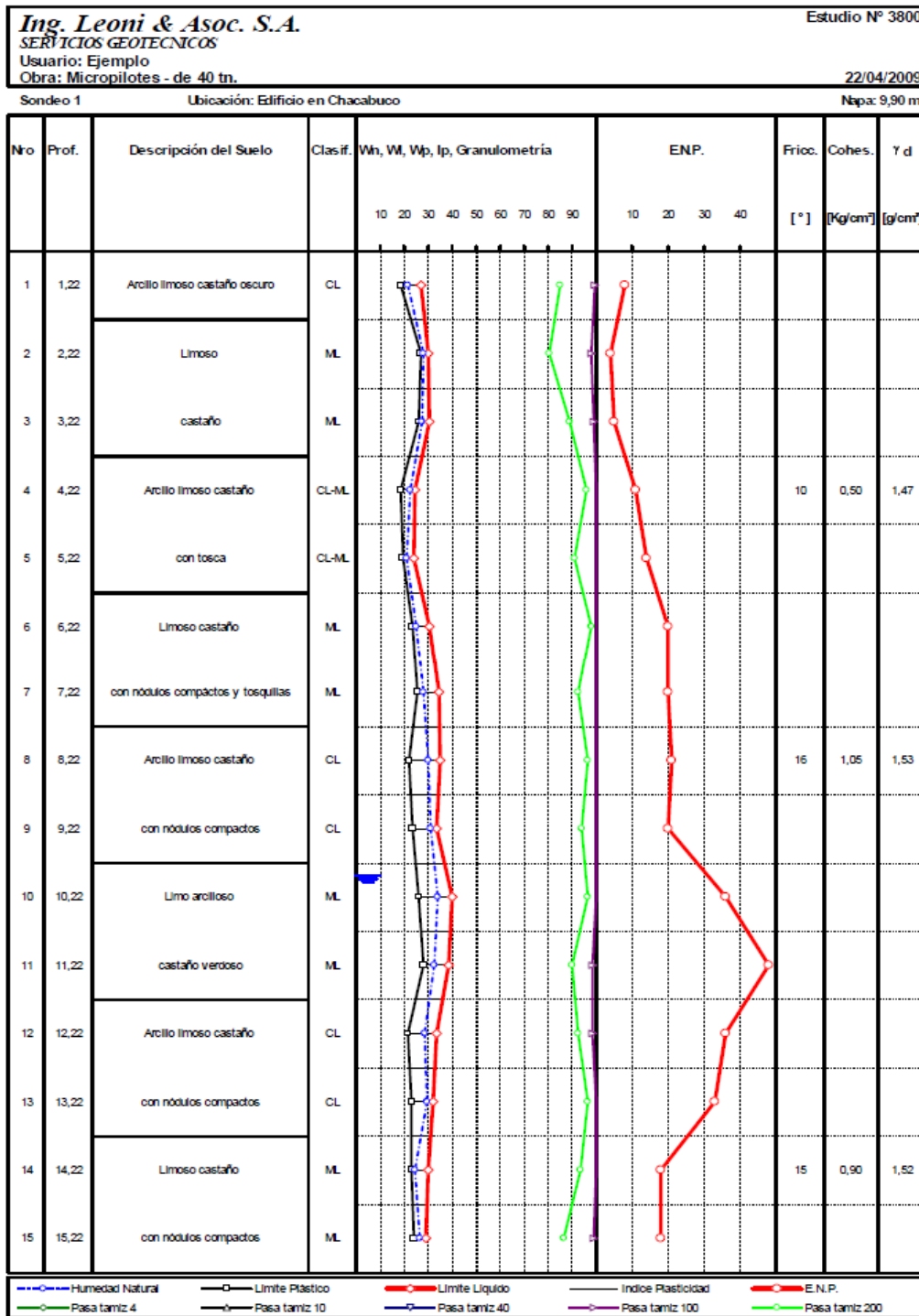


Figura N° 32: Perfil de estudio de suelos

A. Cálculo de tope estructural del pilote.

Para realizar el diseño se usó los siguientes datos:

Datos micropilote		
Diámetro	D[m]	0.2
Tensión de fluencia	f_{yk} [kg/cm ²]	4200
Resistencia lechada	f_{ck} [kg/cm ²]	350
Acero	#	4
	ϕ [mm]	25

Se consideraron las siguientes condiciones de instalación, coeficiente de magnificación (tabla 2.2) y factor de seguridad:

Método de instalación		IGU
Coeficiente de seguridad	F_s	2.5
Coef. Magnificación	α	1.15

A partir de estos valores, se calcula el valor de Q_u correspondiente a carga última del micropilote con la ecuación siguiente:

$$Q_u = 0.25 f_{ck} B + 0.4 f_{yk} A \quad (2.15)$$

De esta manera se obtiene:

Carga ultima	
A[cm ²]	19.63
B[cm ²]	314.16
Qu[ton]	60.48

Al ser el valor de $Q_u = 54.98 \text{ ton}$, mayor o igual al de $Q = 40 \text{ ton}$, se está garantizando el diseño adecuado del micropilote.

B. Determinación del valor de profundidad para soporte de carga admisible.

El micropilote es capaz de tomar una carga admisible superior a la que tenemos como dato de 40 tn, a partir de esto y con la figura a continuación se va a buscar la profundidad a la cual se soporte esta carga. Se realiza una tabla en la que se obtenga el valor de la profundidad que soporte dicha carga.

Determinación del valor de profundidad para soporte de carga admisible						
	2	3	4	5	6	7
	SPT	N60	Tensión de fuste por metro "qs" (tn/m ²)	Carga a rotura por metro de fuste (tn)	Carga a rotura acumulada por metro (tn)	Carga admisible del micropilote (tn)
1	7	10.5	13.8	9.98	-	-
2	4	6	9.0	6.47	-	-
3	5	7.5	10.7	7.74	7.74	3.10
4	11	16.5	18.8	13.55	21.29	8.52
5	13	19.5	20.7	14.99	36.28	14.51
6	20	30	26.1	18.85	55.13	22.05
7	20	30	26.1	18.85	73.98	29.59
8	21	31.5	26.7	19.29	93.27	37.31
9	20	30	26.1	18.85	112.12	44.85
10	36	54	33.1	23.94	136.05	54.42
11	48	72	36.2	26.14	162.20	64.88
12	36	54	33.1	23.94	186.14	74.45
13	33	49.5	32.1	23.23	209.36	83.74
14	18	27	24.8	17.90	227.26	90.90

La columna 2 y 3 brindan datos para la aplicación, la columna 4 analiza la tensión de fuste por metro q_s con la ecuación:

$$q_s = \frac{1}{\left[\frac{0.55}{N60} + 0.02\right]} \left[\frac{tn}{m^2} \right] \quad (2.14)$$

Para la *columna 5*, se calcula la carga a rotura por fuste, multiplicando cada valor de columna 4 por el diámetro del pilote y por el coeficiente de magnificación α , este último se selecciona de acuerdo a la tabla que se muestra en la siguiente página.

En la *columna 6* se calcula la carga a rotura acumulada por metro, descontando los valores de los dos primeros metros en los que el micropilote no se inyecta con la lechada secundaria.

Y en la *columna 7* se determina la carga admisible del micropilote dividiendo los valores de la columna 6 para el factor de seguridad impuesto de 2.5, este se estableció al inicio en el ítem 2.

De esta manera la profundidad buscada es de 9 metros, en donde se cumple la condición de carga admisible mayor a la que se tiene como dato.

C. Verificación de pandeo

Como análisis complementario se verifica la resistencia a pandeo del micropilote con la ecuación:

$$Q_p = 8 \times \sqrt{\tau_u \times E \times I} \quad (2.16)$$

Verificación de pandeo	
Cu[kg/cm ²]	0.20
Módulo elasticidad lechada[kg/cm ²]	300000
Momento de inercia sección pilote	7853.98
Qp[ton]	173.66
Fp	4.34

El valor de C_u es de acuerdo a que se trata de suelos “blandos” a “medianamente compactos” que suponemos normalmente consolidados. El valor final de F_p se obtiene de la relación entre el Q_p obtenido para el Q_p de dato del problema, la relación debe ser mayor o igual a 3 según la recomendación hecha en teoría sobre este tema.

NOTA: estos cálculos se los puede apreciar en la hoja de cálculo “Capacidad de carga micropilote”, esta hoja de cálculo se encuentra en el cd Anexos D.

CONCLUSIONES

PILOTES

1. La utilización de pilotes llegan a ser opciones nuevas e innovadoras para la Ingeniería Civil, puesto que se pueden dar alternativas funcionales para algunas exigencias en la cimentación y que de esta manera no se concurren a soluciones no practicas, siempre y cuando que se tenga en cuenta los requerimientos necesarios para ejecutar cimentaciones profundas.
2. El perfil estratigráfico para proyectos de cimentación es de gran utilidad, ya que con esto se cuenta con información de los tipos de suelo que se van a encontrar, con esto se podrá ya dar una prediseño para el pilote, con el que se podrá proyectar la factibilidad del proyecto.
3. El comportamiento de un pilote aislado con referencia al de un grupo de pilotes varía en aspectos como capacidades de carga, asentamientos, la forma de interactuar con el suelo; esto se produce a la llamada suma de acciones que maximiza las consecuencias. Es por esto que las normas dan criterios para minimizar estos efectos, los cuales deben ser tomados en cuenta para garantizar un mejor comportamiento de la cimentación.
4. En la selección del tipo de pilote a usar, las variables a considerar son muchas, sin embargo como más relevantes se citan: cargas de las estructuras que se estén cimentando, las condiciones del subsuelo, clase de material que definirá la durabilidad y dimensiones. Con las cuales se puede dar una idea del comportamiento de la cimentación.
5. Los ensayos para determinar la capacidad de carga son de gran utilidad para el ingeniero puesto que se analiza el comportamiento del pilote, de su forma de trabajo, y de determinar su carga máxima de falla. Pero estos no son muy utilizados por su excesivo costo, sin embargo para obras importantes algunas normas obligan a realizar este tipo de ensayos en un porcentaje de pilotes usados.
6. La forma de trabajo de los pilotes del puente Santa Rosa frente a cargas horizontales se comportan como pilotes largos, lo que se establece:

$$M_u^* < M_g^* \quad \text{Pilote largo}$$

Por lo que se puede decir que en caso de una sollicitación horizontal mayor que la soportante por el suelo se producirá la falla, sin embargo el pilote tiene una mayor capacidad y nunca entrara a funcionar a su mayor capacidad.

7. La forma de trabajo del pilote por cargas axiales resistidas es mixto lo que concluye que la carga es tomada por fuste y punta, esto influye específicamente en el asentamiento producido por la estructura.
8. El asentamiento es de 8 cm se puede considerar exagerado desde el punto de vista estructural, pero se debe mencionar que para que el pilote tome carga este debe tener un desplazamiento vertical.
9. La forma de instalación del pilote es un factor determinante para la predicción de su comportamiento, este se basará principalmente en la estratigrafía del suelo y la presencia de agua; también tiene una repercusión directa sobre el costo del proyecto por lo que será de gran importancia una planificación correcta del mismo.
10. Los pilotes en estructuras viales son efectivamente más conocidos y aplicables con el aporte que puedan dar a zapatas y estribos de un puente, la interacción entre estas estructuras garantizará el mejor funcionamiento para las cargas a las que se esté sometiendo la superestructura.

11. Con las resistencias y cargas actuantes obtenidas en los cálculos, que se presentan a continuación:

Axial	Capacidad suelo-pilote	674.06	ton
	N*p	306.06	ton
	Capacidad pilote	215.60	ton
Horizontal	Capacidad suelo-pilote	82.49	ton
	H*p	-2.30	ton

Podemos dar la opinión de que el pilote esta sobredimensionado, pero cabe recalcar que esto se debe a que no pudimos obtener la memoria de calculo realizada para el diseño, con lo que se podría haber tenida en cuenta el método de calculo usado y sacar conclusiones mas relevantes.

12. El "Método Directo de Tablas" mencionado en la teoría es muy practico, pero nosotros recomendaríamos su uso solamente para un dimensionamiento previo ya que es muy empírico, además desprecia considerablemente la resistencia por punta del pilote y lo compensa con capacidad de fuste , lo que a la larga podría traer problemas en los cálculos de asentamiento específicamente, por ser de gran importancia la forma de trabajo para los cálculos de los mismos.

13. En el medio local se ha investigado y de e acuerdo a consultas, que el terreno de algunas zonas no es favorable para cimentaciones convencionales, puesto que se encuentran formaciones como la Mangan, Bibliàn, Loyola y puede considerarse la formación Azogues. Por esto se recomendaría realizar estudios minuciosos para todo tipo de obra que se quiera realizar en estas zonas.

MICROPILOTES

1. Son muy utilizados para diferentes proyectos, ya que presentan mucha versatilidad en su forma de trabajo; son muy utilizados en recalces, estabilización de terrenos, sostenimiento de estructuras de drenaje, etc
2. Producen efectos colaterales muy pequeños comparados con los pilotes, y además la instalación requiere de maquinas pequeñas o que facilita su utilización para cualquier trabajo.
3. La forma de trabajo para los micropilotes se basa efectivamente a través del fuste, puesto que al tener una sección transversal pequeña esta casi no establece aporte alguno al trabajo del micropilote.
4. La lechada para el micropilote es de vital importancia, este asegura un buen agarre entre y buena interacción con elementos vecinos, con esta ayuda garantizarán un buen anclaje.
5. El método de inyección de la lechada es de suma importancia, ya que este determinara de manera decisiva la carga resistente del micropilote.
6. Los micropilotes son elementos de esbeltez considerable, al tener dimensiones longitudinales altas hay que tomar en cuenta los efectos de pandeo que puedan darse.
7. Los micropilotes ayudan a mejorar el soporte y capacidad de carga de estructuras cimentadas y que frente a nuevas solicitaciones necesitan la implementación de estos micropilotes, debido a su poco espacio necesario son eficaces para estos tipos de trabajo.
8. El la zona de Challuabamba en donde se afloran las formaciones Bibliàn y Loyola se podría recomendar el uso de micropilotes para las cimentaciones, debido a que las precipitaciones son considerables y esto podría causar la perdida de capacidad de los suelos presentes.

RECOMENDACIONES

1. Tener presente el nivel freático antes de efectuar cualquier trabajo de pilote como de micropilote, este nivel freático puede afectar al pilote: en su material, capacidad portante, vida útil, etc.
2. La unión pilote o micropilote cabezal debe ser articulada para que no se transmitan momentos perjudiciales a los mismos, también se recomienda que las cargas resultantes no presenten excentricidades con el centro de gravedad del cabezal, ya que con esto no se producen esfuerzos adicionales.
3. Cuando se esté ejecutando esta clase de proyectos realizar un buen control de calidad de las mismas, esto conllevará a un buen acabado de la obra y se tendrá la seguridad adecuada para tipos de obras tan importantes como son los puentes.
4. Establecer factibilidad que se tenga para el proyecto, además de realizar todos los estudios previos de manera que garanticen desde un comienzo la situación más cercana a la realidad de los datos proporcionados en laboratorio.
5. En el caso de ejecución de obras con pilotes y micropilotes realizar un seguimiento minucioso de cómo es la manera de comportamiento de los elementos estructurales, tener una idea más global de la interacción que se esté llevando con el suelo para que de esta manera se evite accidentes y consecuencias no agradables para el ingeniero.



BIBLIOGRAFÍA

- **DELGADO VARGAS, Manuel.** "Ingeniería de Fundaciones, Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico". 2005.
- **COBELO, William.** "Documentos: Cimentaciones, Muros, Estabilidad de taludes"
- **BRAJA M. Das.** "Principios de Ingeniería de Cimentación". California State University, Sacramento.
- **MELI PIRALLA, Roberto.** "Diseño estructural". Primera edición cubana. 1986
- **SOMMERS B. George & SOMMERS F. George.** "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones". 1975.
- **ALVA HURTADO, Jorge E.** "Cimentaciones Profundas". CISMID-FIC-UNI
- **DASLEY SOTO, Luis.** "Diseño de cimentaciones sobre pilotes". Universidad Central de las Villas. Cuba
- **Colegio Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-C,** "Seguridad Estructural de Cimentaciones". 2003.
- **ROMO PROAÑO, Marcelo.** "Temas de Hormigón Armado". ESPE.
- **ROMANA RUIZ, Manuel.** "Micropilotes, Uso en Recalces". 2003.
- **LEONI, Augusto José.** "Apuntes Sobre Micropilotes Inyectados".
- **Dirección General de Carreteras (España).** "Guía para el Proyecto y la Ejecución de Micropilotes en Obras de Carretera". 2005.

REFERENCIAS.

FIGURAS

CAPITULO I: PILOTES, MARCO CONCEPTUAL

Figura 1.1, 1.30: PDF, “Cimentaciones Profundas”.

Figura 1.2, 1.4, 1.5, 1.6, 1.171.23, 1.24, 1.25, 1.27, 1.28: COBELO, William. “Documentos: Cimentaciones, Muros, Estabilidad de taludes”

Figura 1.7: PDF, CABRERA, Tomás. “Pilotage en Cimentaciones Profundas”.

Figura 1.8, 1.9, 1.10, 1.16: DELGADO VARGAS, Manuel. "Ingeniería de Fundaciones, Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico". 2005.

Figura 1.11, 1.12, 1.13, 1.14, 1.15, 1.26: BRAJA M. Das. “Princios de Ingeniería de Cimentacion”. California State University, Sacramento

Figura 1.18, 1.20: DASLEY SOTO, Luis. "Diseño de cimentaciones sobre pilotes". Universidad Central de las Villas. Cuba

Figura 1.21, 1.22: Colegio Técnico de la Edificacion. Documento Básico SE-C, “Seguridad Estructural de Cimentaciones”. 2003.

Figura 1.29: CATALOGO: TERRATESTS .

Figura 1.31: ROMO PROAÑO, Marcelo. “Temas de Hormigón Armado”. ESPE.

CAPITULO II: MICROPILOTES, MARCO CONCEPTUAL

Figura 2.1, 2.8, 2.9, 2.10: ROMANA RUIZ, Manuel. “Micropilotes, Uso en Recalces”. 2003.

Figura 2.2, 2.3, 2.4, 2.6, 2.7, 2.12, 1.13: LEONI, Augusto José. “Apuntes Sobre Micropilotes Inyectados”.

FIGURA 2.5: DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS (ESPAÑA). “Guia para el Proyecto y la Ejecución de Micropilotes en Obras de Carretera”. 2005.

Figura 2.11: COBELO, William. “Documentos:: Cimentaciones, Muros, Estabilidad de taludes”.



TABLAS

CAPITULO I: PILOTES, MARCO CONCEPTUAL

Tabla 1.1, 1.2, 1.3 : PDF, "Cimentaciones Profundas".

Tabla 1.4, 1.5, 1.6(a), 1.6 (b), 1.7, 1.13, 1.14, 1.15: COBELO, William. "Documentos: Cimentaciones, Muros, Estabilidad de taludes"

Tabla 1.8, 1.11, 1.12: DELGADO VARGAS, Manuel. "Ingeniería de Fundaciones, Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico". 2005.

Tabla 1.9, 1.10: Información entregada por el Ing. Fabián Cordero G . "Ayudas para Pilotage"

Tabla 1.16: 1.17: MELI PIRALLA, Roberto. "Diseño estructural". Primera edición cubana. 1986

CAPITULO II: MICROPILOTES, MARCO CONCEPTUAL

Tabla 2.1, 2.6, 2.7: ROMANA RUIZ, Manuel. "Micropilotes, Uso en Recalces". 2003.

Tabla 2.2, 2.3: LEONI, Augusto José. "Apuntes Sobre Micropilotes Inyectados"

Tabla 2.4, 2.5: COBELO, William. "Documentos: Cimentaciones, Muros, Estabilidad de taludes"



ANEXOS



Anexos A

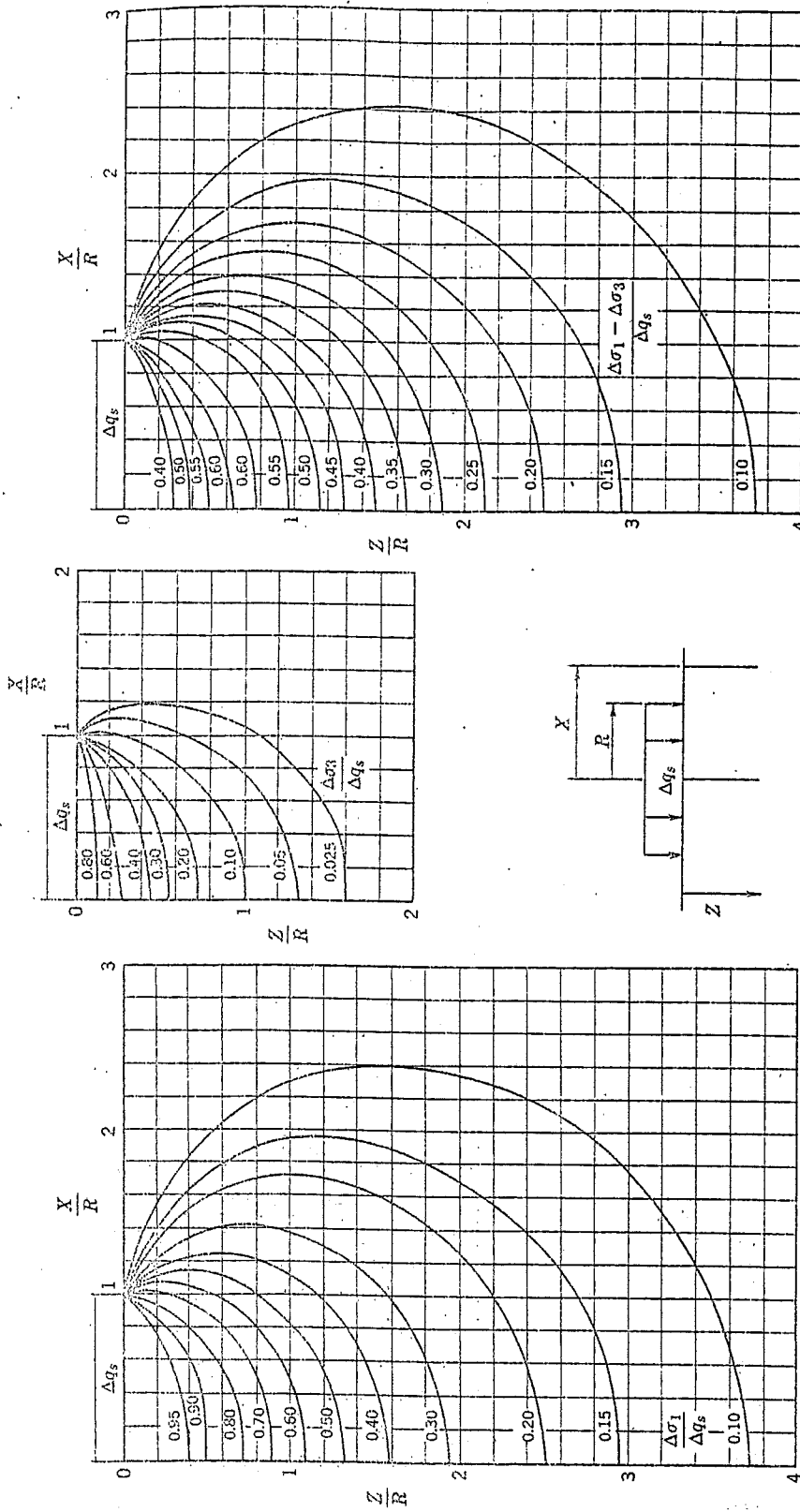


Fig. 8.5. Esfuerzos bajo una carga uniformemente repartida sobre una superficie circular.

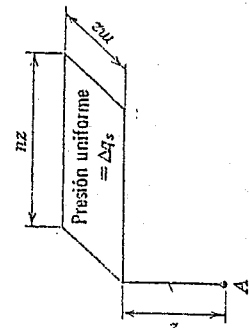
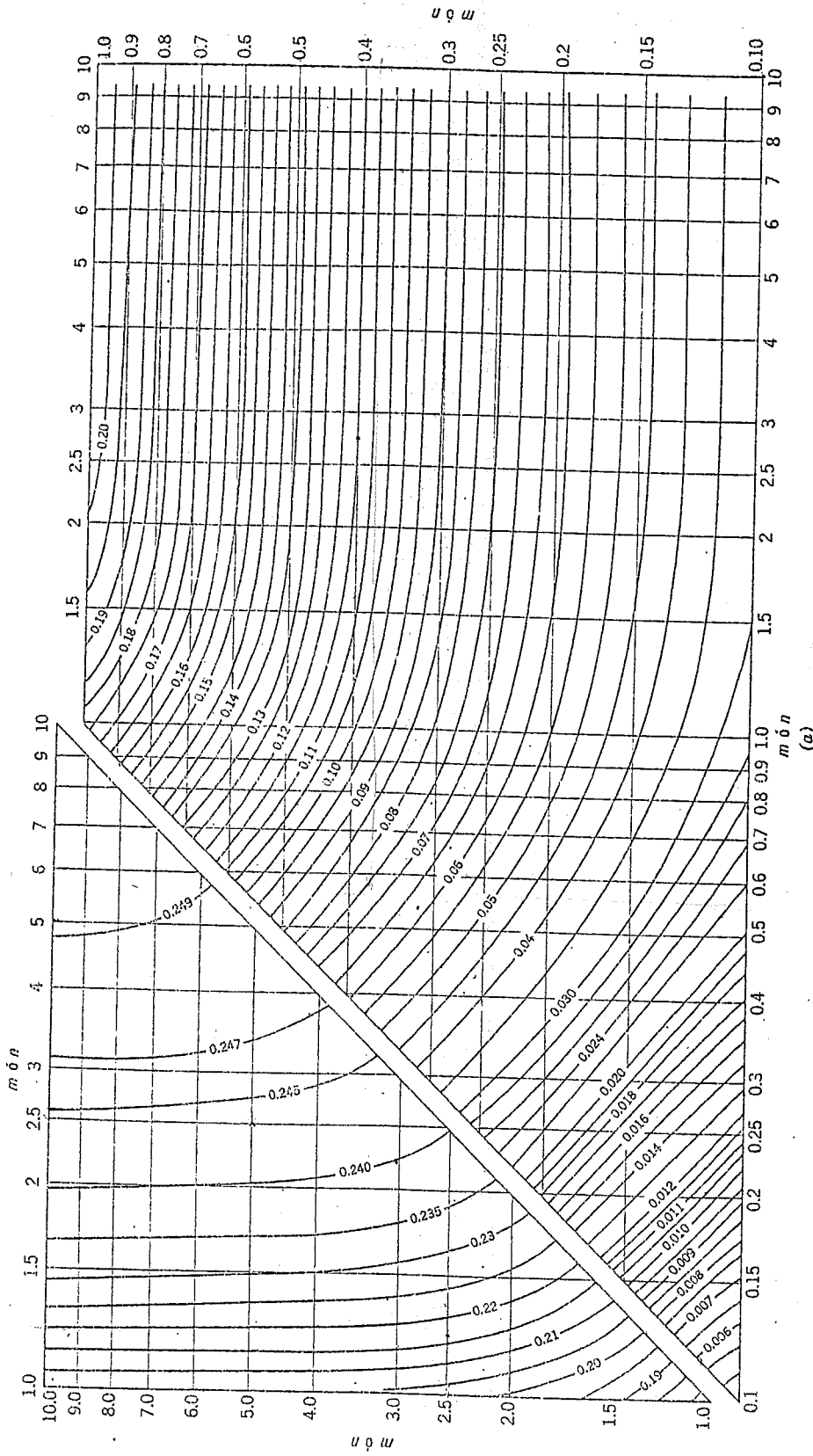


Fig. 8.6. a) Abaco para la determinación de esfuerzos verticales bajo las esquinas de una superficie rectangular con carga uniforme en un material elástico e isotrópico. b) Para el punto A, $\Delta\sigma_v = \Delta q_s \times f(m, n)$. (Según Newmark, 1942).

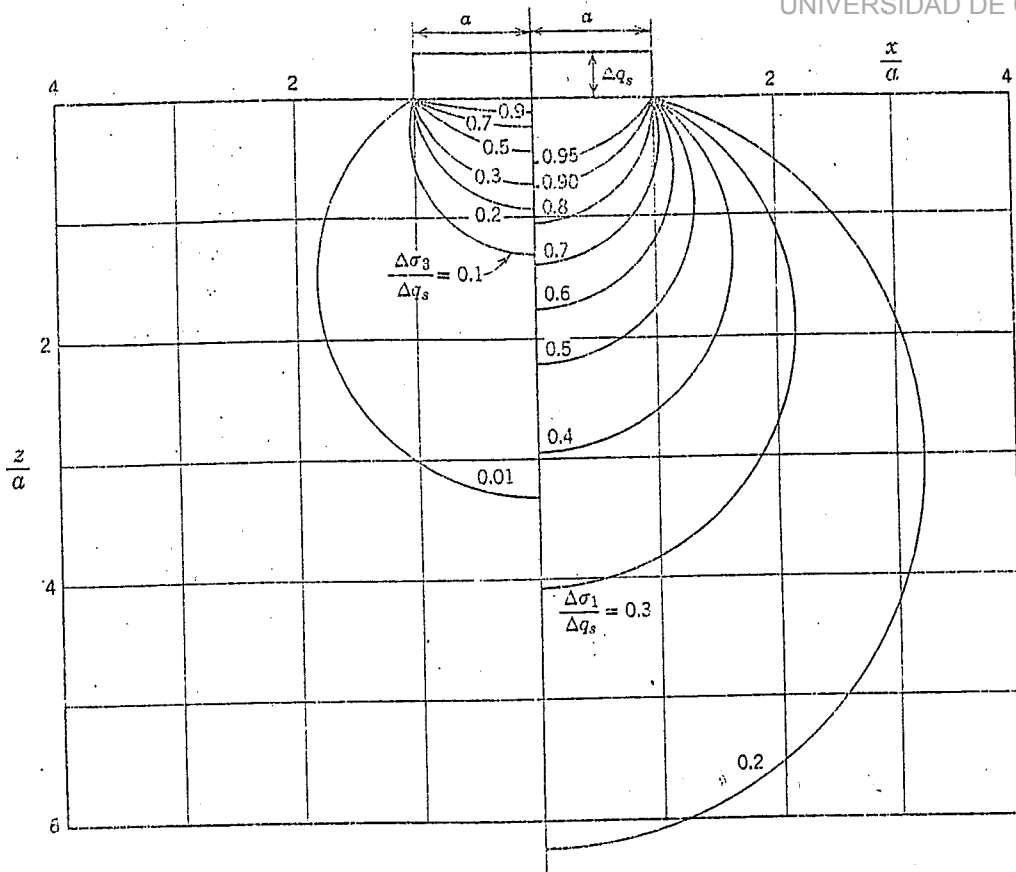


Fig. 8.7. Esfuerzos principales bajo una carga rectangular de longitud infinita.

Exactitud de los valores calculados para los esfuerzos inducidos. Se plantea la cuestión crítica de la exactitud de los valores calculados para definir dicho esfuerzo. Carece de significado hablar de la exactitud de los valores calculados para los esfuerzos inducidos. Se plantea la cuestión crítica de la exactitud de los valores calculados para definir dicho esfuerzo. Carece de significado hablar de la exactitud de los valores calculados para los esfuerzos inducidos.

120 El suelo seco

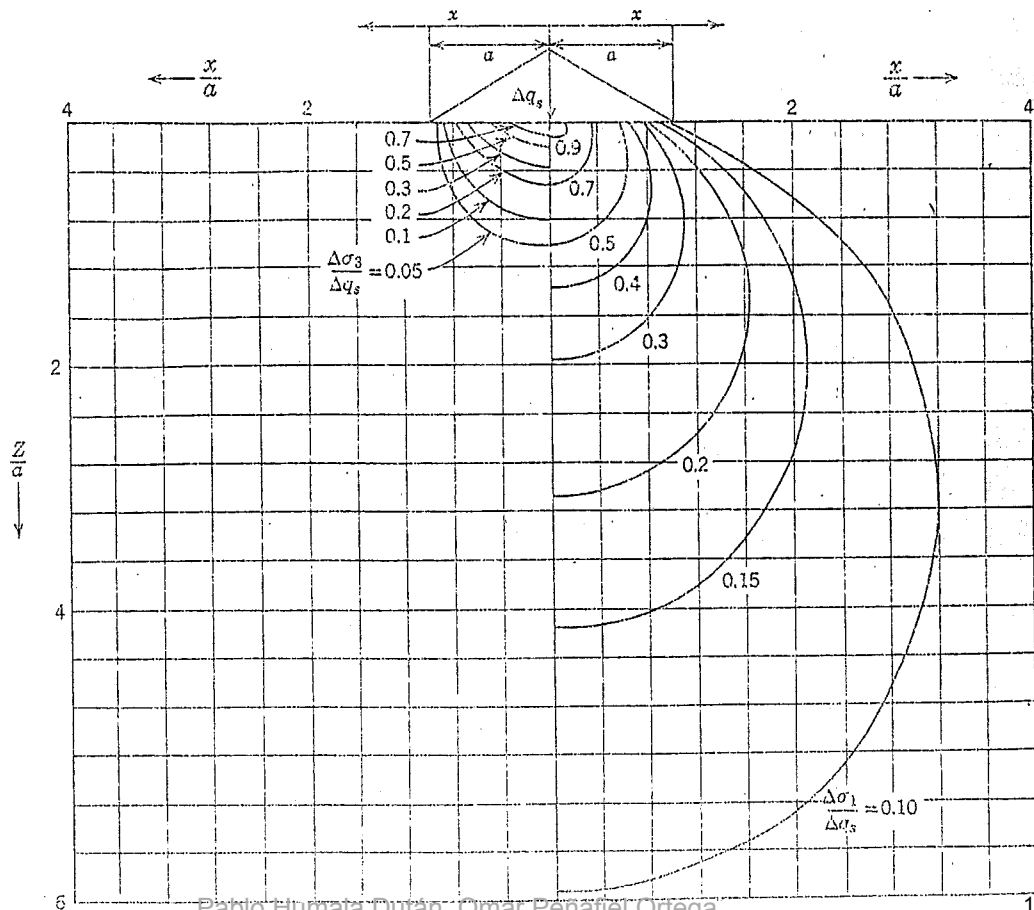


Fig. 8.8. Esfuerzos principales bajo una carga triangular de longitud infinita.



Anexos B

Apéndice B

Gráficas de interacción

Nota. Estas gráficas y la introducción siguiente fueron elaboradas por Roberto Meli, investigador del Instituto de Ingeniería, UNAM, y se reproducen con autorización del Instituto de Ingeniería, que las editó originalmente en la Ref. 16.6. También aparecen en la Ref. 16.3.

Introducción

Se presentan gráficas que permiten determinar la resistencia de miembros de concreto sujetos a diferentes combinaciones de carga axial y momento flexionante.

Las gráficas consisten en diagramas de interacción, que representan el lugar geométrico de las posibles combinaciones de carga y momento con las que se alcanza la resistencia de una sección.

Los diagramas se han calculado con base en las hipótesis de diseño plástico del capítulo VI del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, las cuales se presentan en la figura 5.7 (Secc. 5.3.2) de este texto. El término f'_c que aparece en los diagramas es equivalente al término $\beta_3 f'_c$ de la Fig. 5.7.

Los diagramas pueden utilizarse para las condiciones generales mostradas en la Fig. 5.5, con los siguientes valores de los parámetros que definen la curva esfuerzo-deformación del concreto:

$$\beta_3 = 0.85, \text{ si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\beta_3 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400} \right), \text{ si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\beta_1 = 0.8$$

$$\beta_2 = 0.4$$

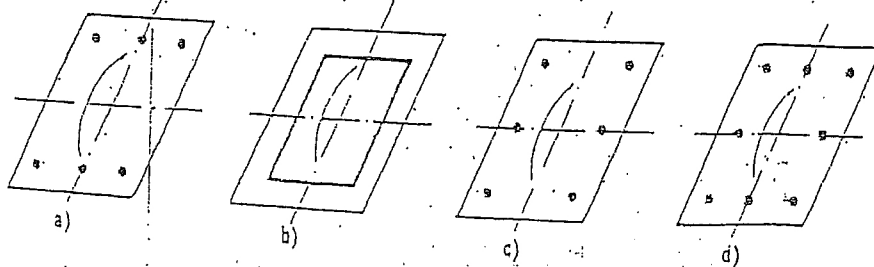
Para usar los diagramas bajo estas condicio-

nes, basta sustituir el término f'_c por el término $\beta_3 f'_c$, definiendo β_3 como se ha indicado arriba, y sustituir el término f'_y por el término f_y . Haciendo estas sustituciones, los diagramas pueden utilizarse con el Reglamento ACI con diferencias despreciables.

Se hicieron las hipótesis adicionales de que el acero tiene un comportamiento perfectamente elasto-plástico, y se tomó un solo valor para la relación entre la deformación de aplastamiento del concreto y la de fluencia del acero; esta relación, en realidad, varía apreciablemente según las características de los materiales, pero su influencia en los resultados es poco importante y por ello no se tomó en cuenta.

Las gráficas se presentan en función de parámetros adimensionales, lo cual hace que se puedan cubrir casos generales con un número limitado de diagramas. Se incluye la zona de flexotensión para dar una idea global del comportamiento de los miembros, y porque tiene aplicación en algunos casos particulares.

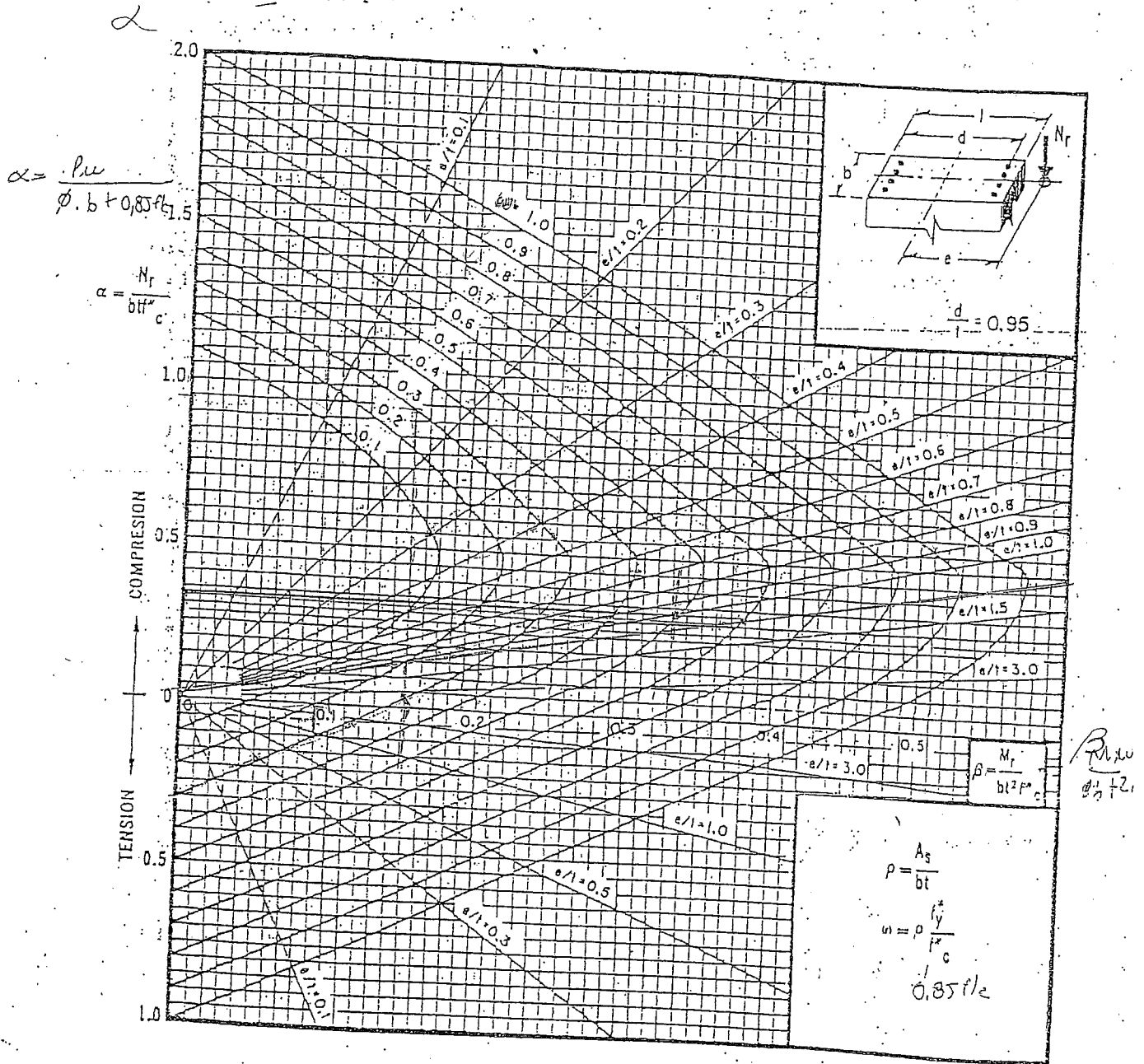
Las primeras ocho gráficas cubren el caso de carga axial y momento flexionante alrededor de un eje de simetría para secciones rectangulares. Se consideran dos distribuciones del refuerzo y cuatro valores de la relación entre peralte efectivo y total. Las distribuciones de refuerzo consideradas son: acero colocado únicamente en las caras perpendiculares al plano de momentos (caso a), y acero distribuido en cantidades iguales en las cuatro caras (caso b). Se ha comprobado que las gráficas para esta segunda distribución son aplicables también, con errores despreciables, a secciones con seis y ocho varillas (casos c y d), que son muy comunes.



Distribuciones de refuerzo en secciones rectangulares

Para otras distribuciones del refuerzo se recomienda la más favorable de las alternativas siguientes: considerar el área total del refuerzo y utilizar los diagramas para acero uniformemente distribuido, o usar los diagramas para distribución tipo *a*, pero sin tomar en cuenta el refuerzo colocado en las caras laterales.

Las últimas cuatro gráficas se refieren a secciones circulares con refuerzo distribuido uniformemente en una circunferencia interior, para distintas relaciones entre el diámetro de la circunferencia formada por el refuerzo de la sección y el diámetro total.



A_s = área total de refuerzo

$h = t$

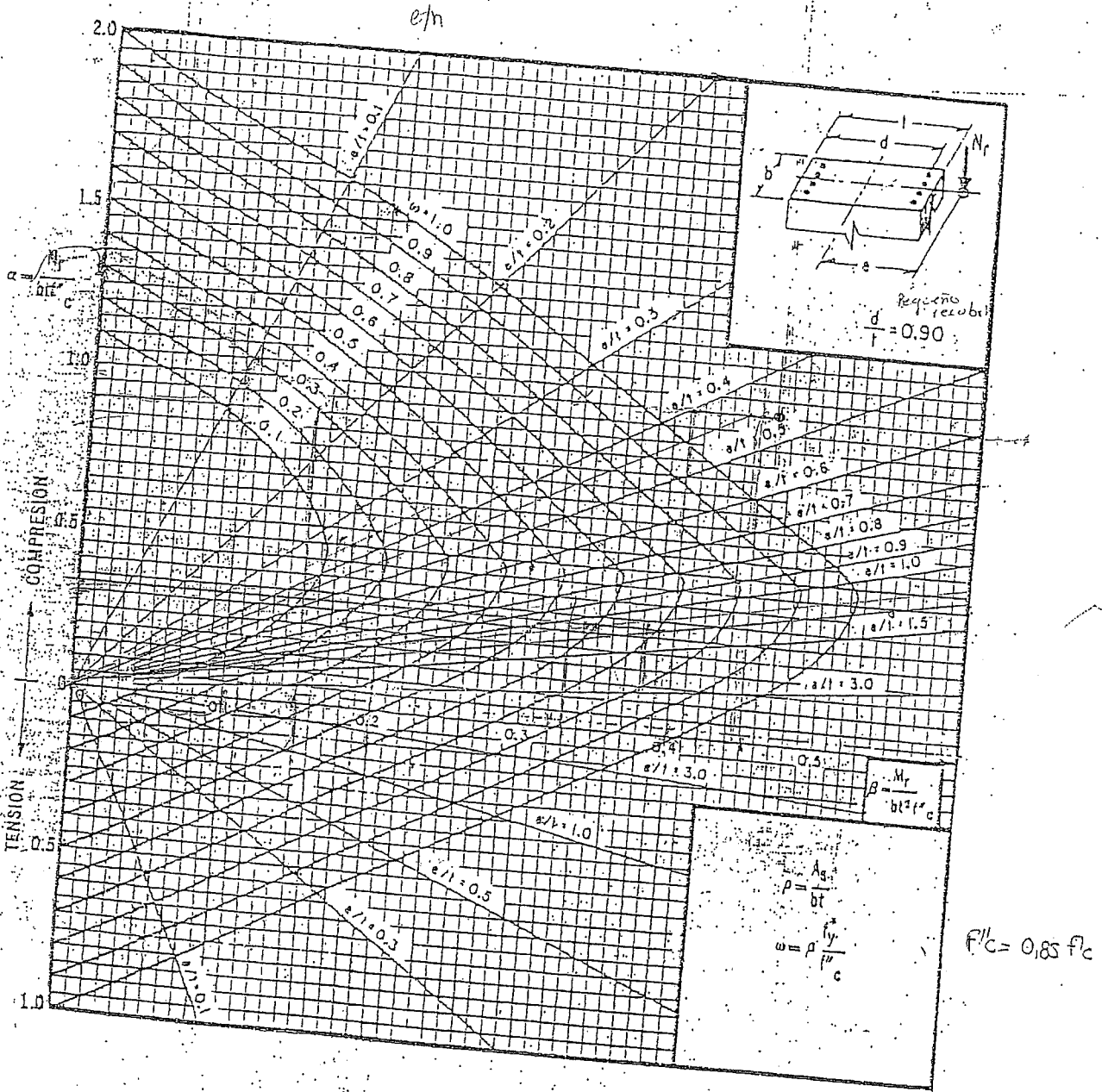
$$f''_c = 0.85 f'_c \text{ si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2; f''_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1.400} \right) f'_c$$

M_r = momento flexionante último

N_r = carga axial última

si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

Figura B-1



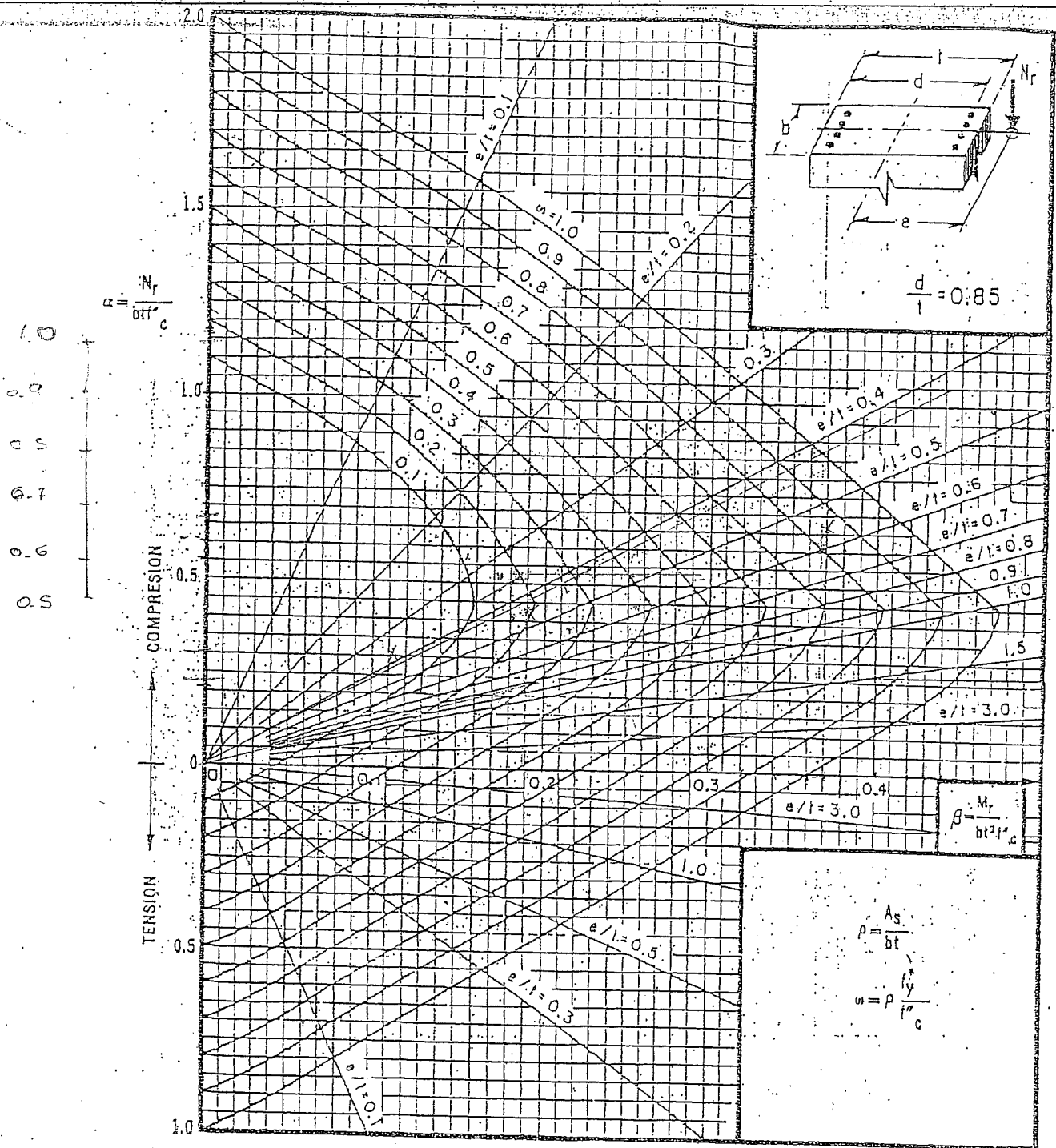
A_s = área total de refuerzo

$f'_c = 0.85 f_c$ si $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = \left(1.05 - \frac{f_c}{1400} \right) f_c$ si $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_r = momento flexionante último

N_r = carga axial última

Figura B.2



A_s = área total de refuerzo

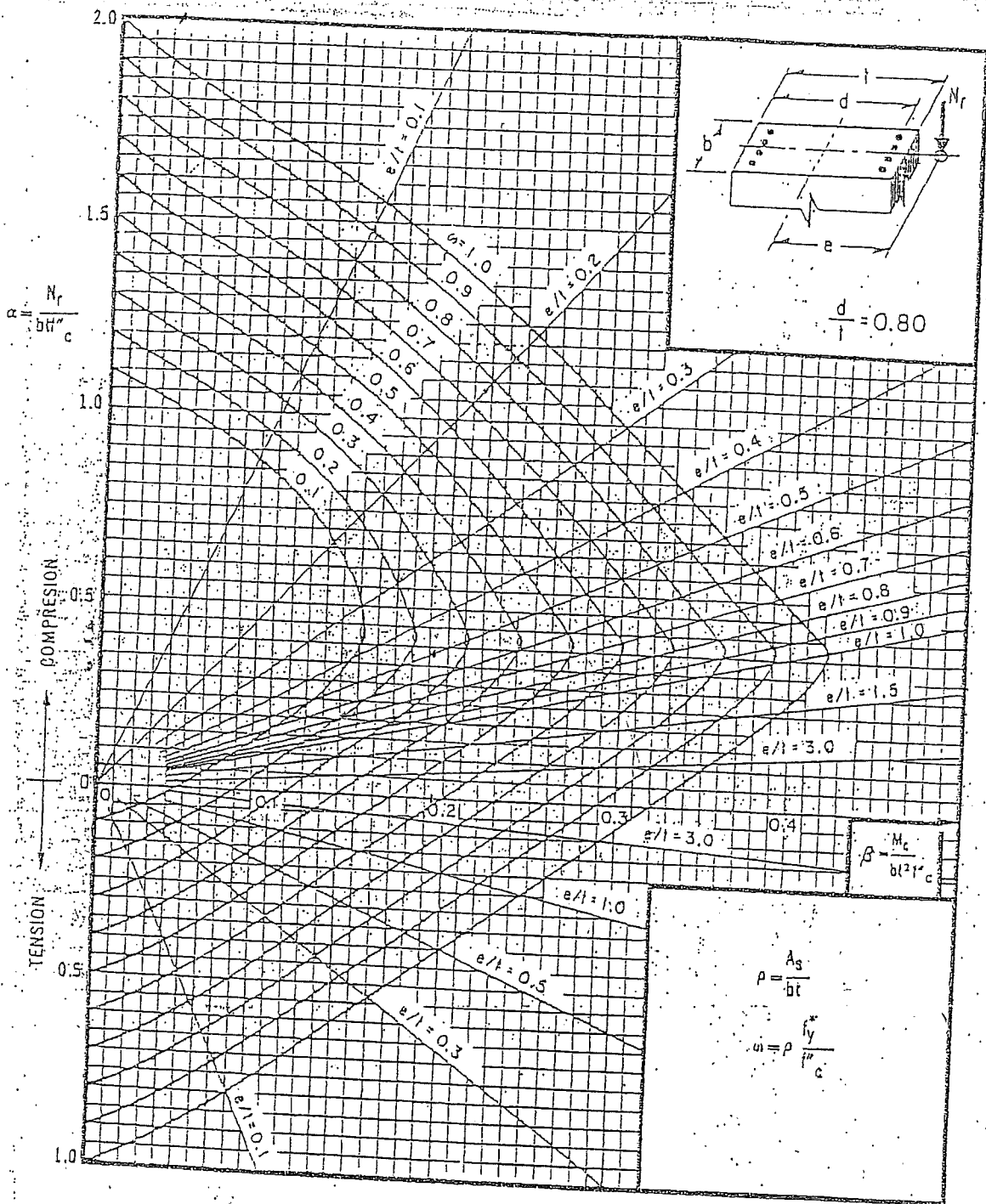
$$f'_c = 0.85 f^*_c \text{ si } f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2; f'_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1400} \right) f^*_c$$

si $f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_r = momento flexionante último.

N_r = carga axial última

Figura B-3



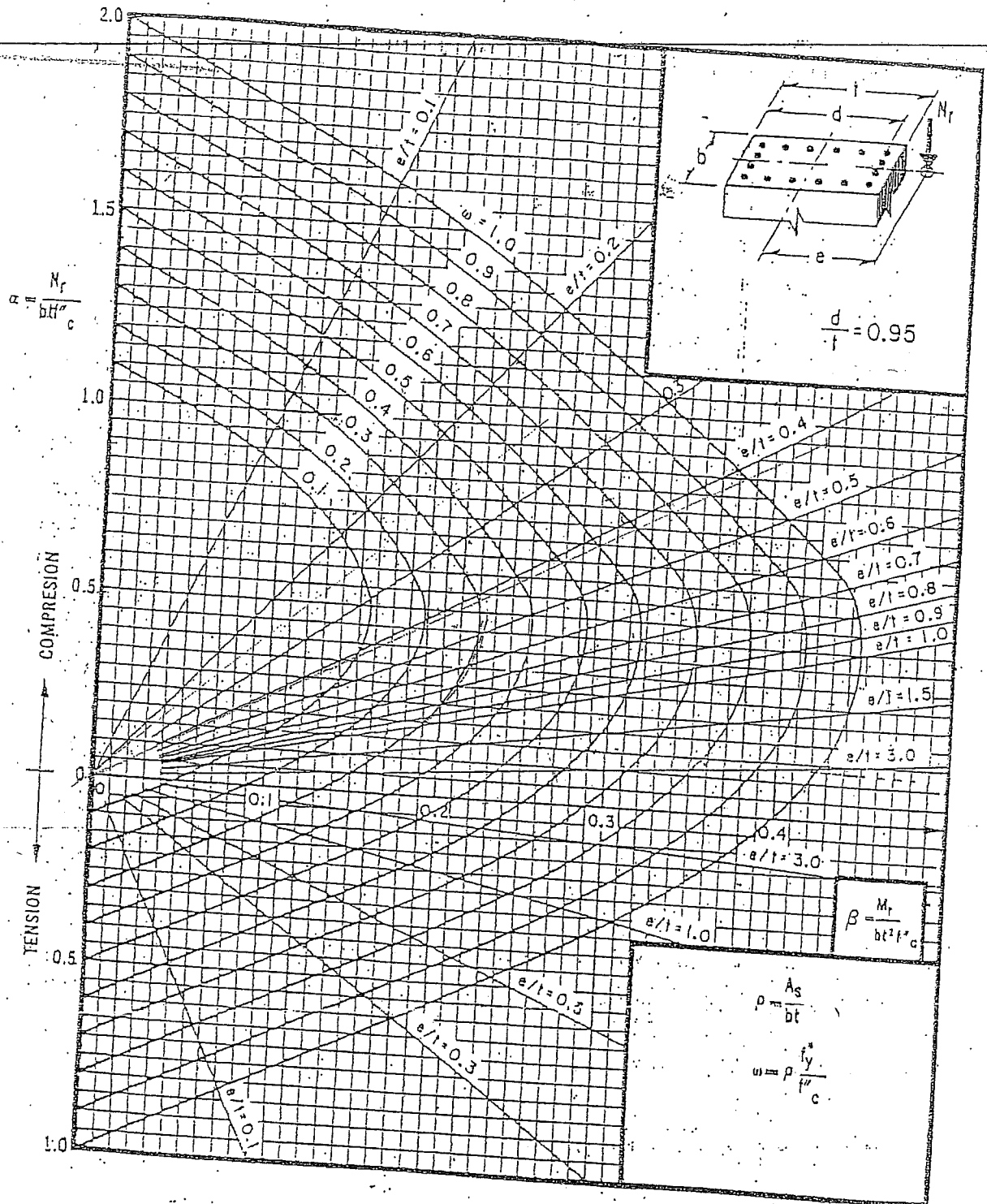
A_s = área total de refuerzo

$$f'_c = 0.85 f_c^* \text{ si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2; f'_c = \left(1.0 - \frac{f_c^*}{1400} \right) f_c^* \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$$

M_c = momento flexionante último

N_r = carga axial última

Figura B-4



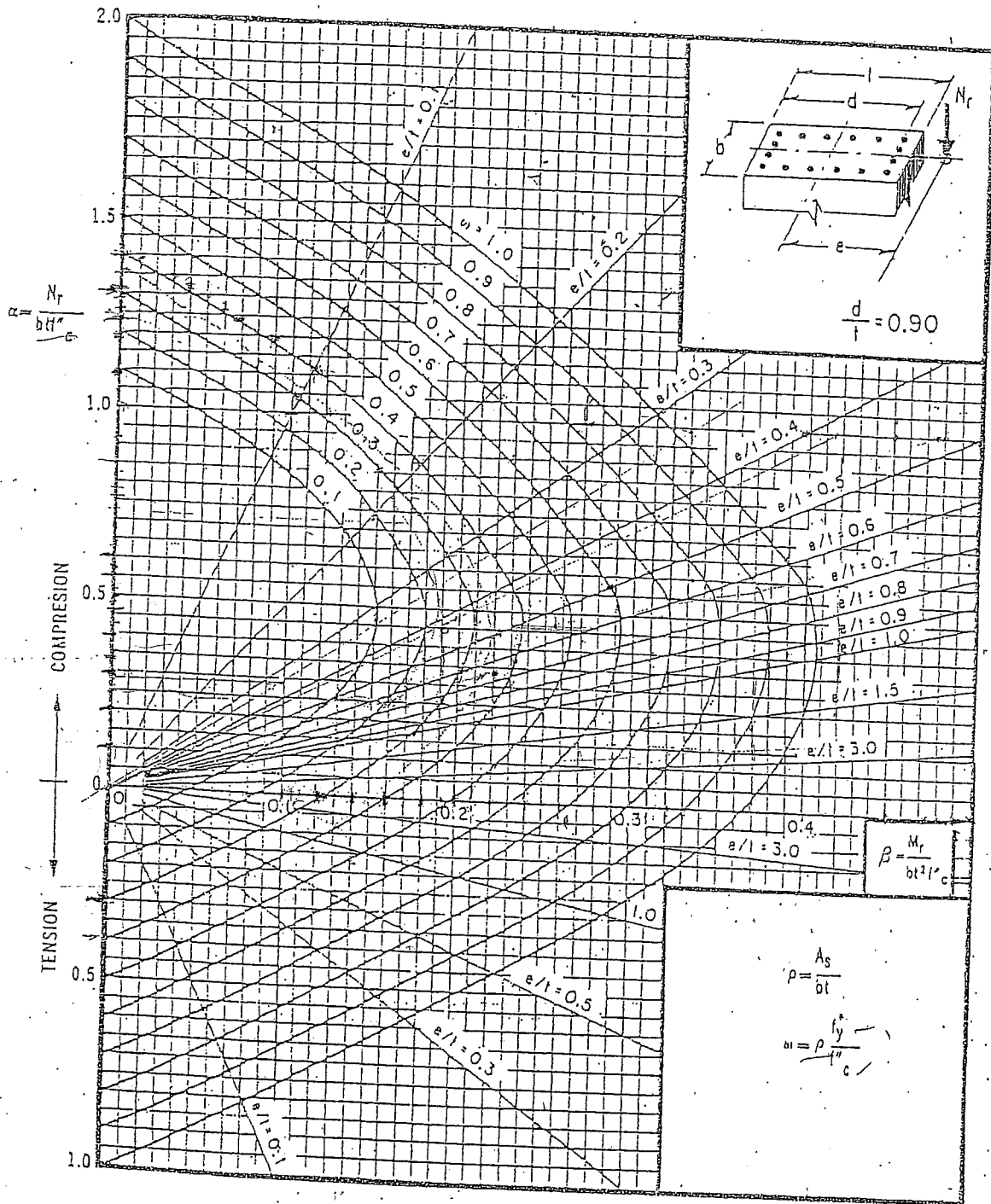
A_s = área total de refuerzo

$$f'_c = 0.85 f_c \text{ si } f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2; f'_c = \left(1.05 - \frac{f_c}{1400} \right) f_c \text{ si } f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

M_r = momento flexionante último

N_r = carga axial última

Figura B-5



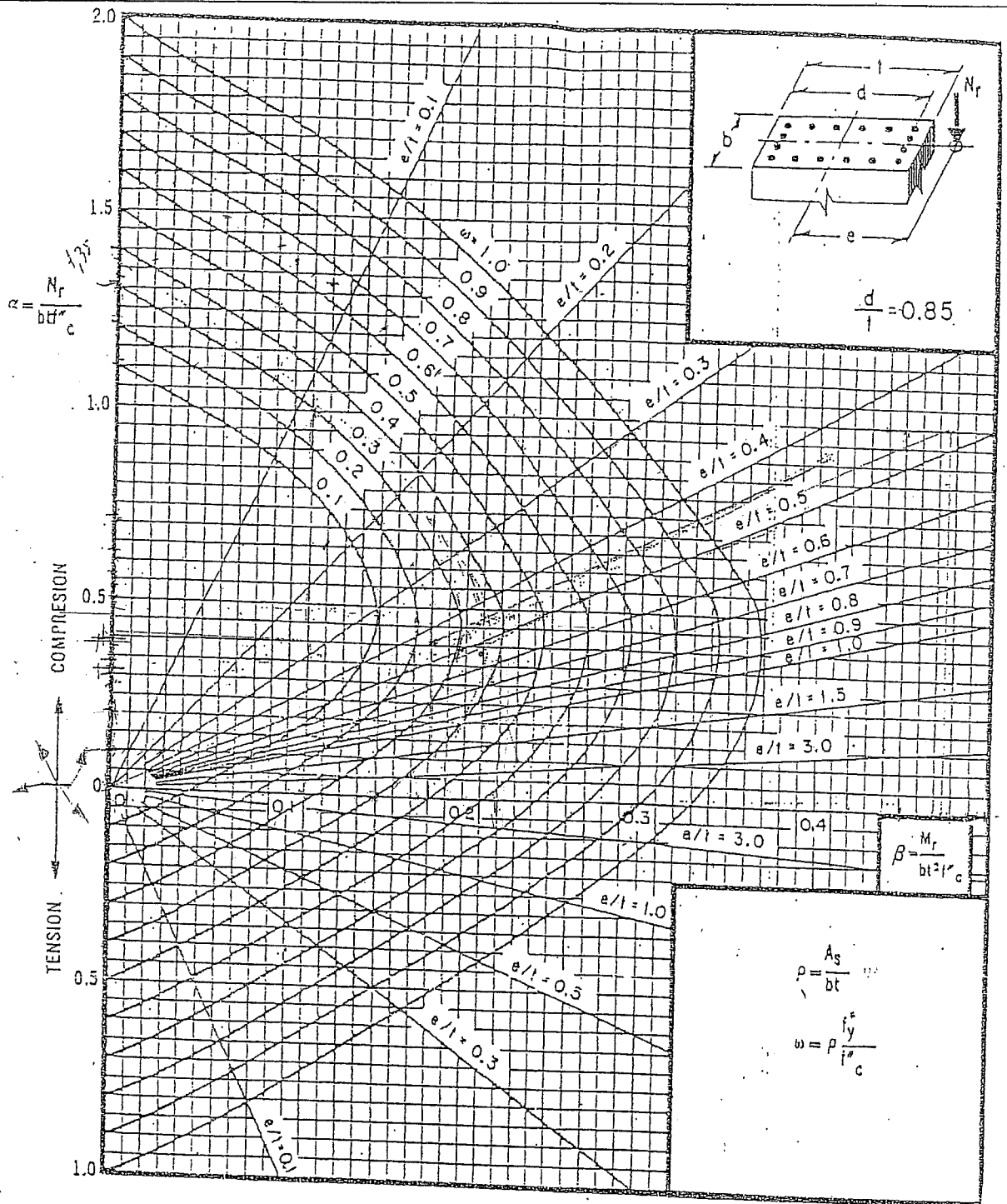
A_s = área total de refuerzo

$$f'_c = 0.95 f'_c \text{ si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2; f'_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400} \right) f'_c \text{ si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

M_r = momento flexionante último

N_r = carga axial última

Figura B-6



A_s = área total de refuerzo

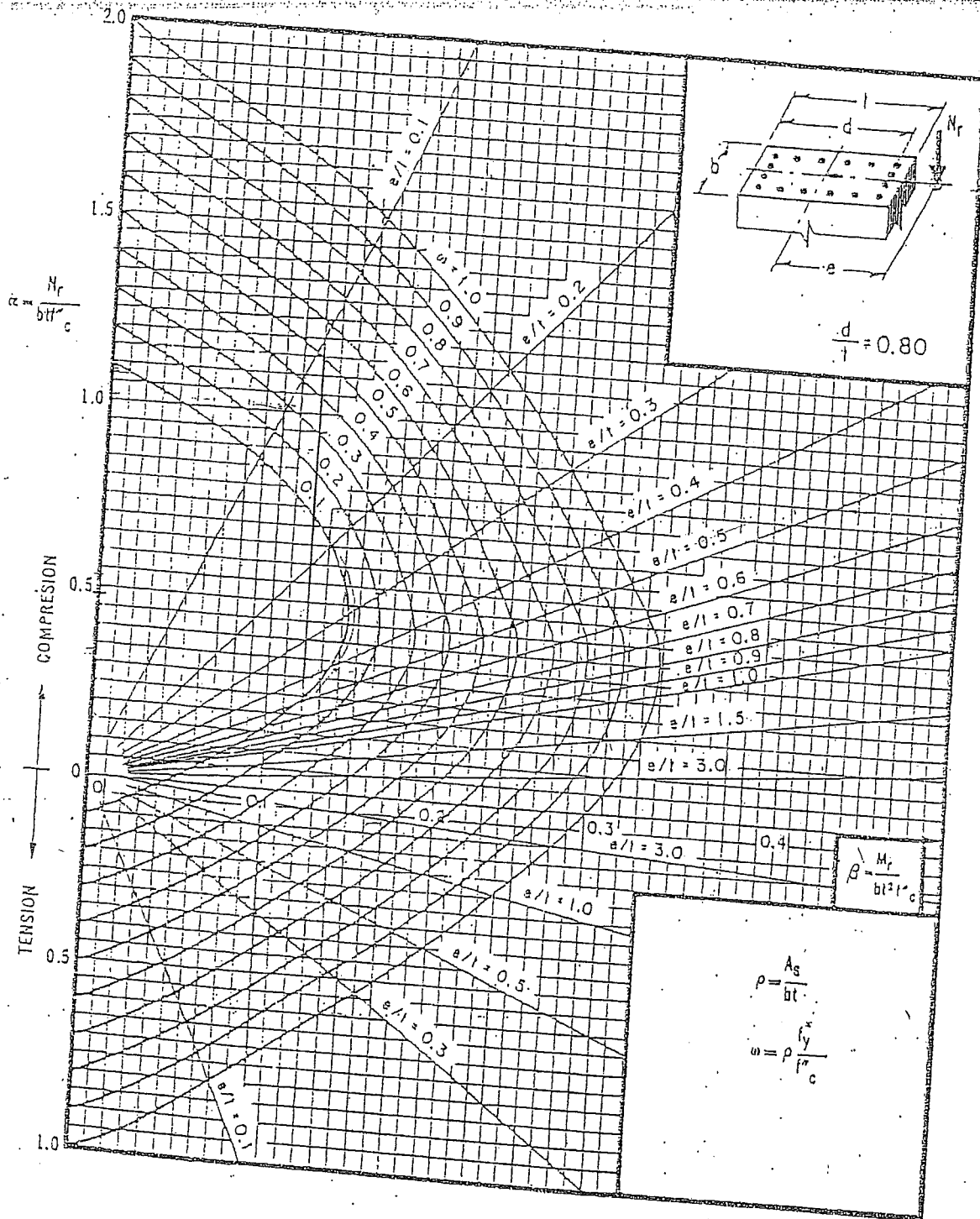
$$f'_c = 0.55 f^*_c \text{ si } f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2; f'_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1400} \right) f^*_c$$

M_r = momento flexionante último

N_r = carga axial última

si $f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

Figura B-7



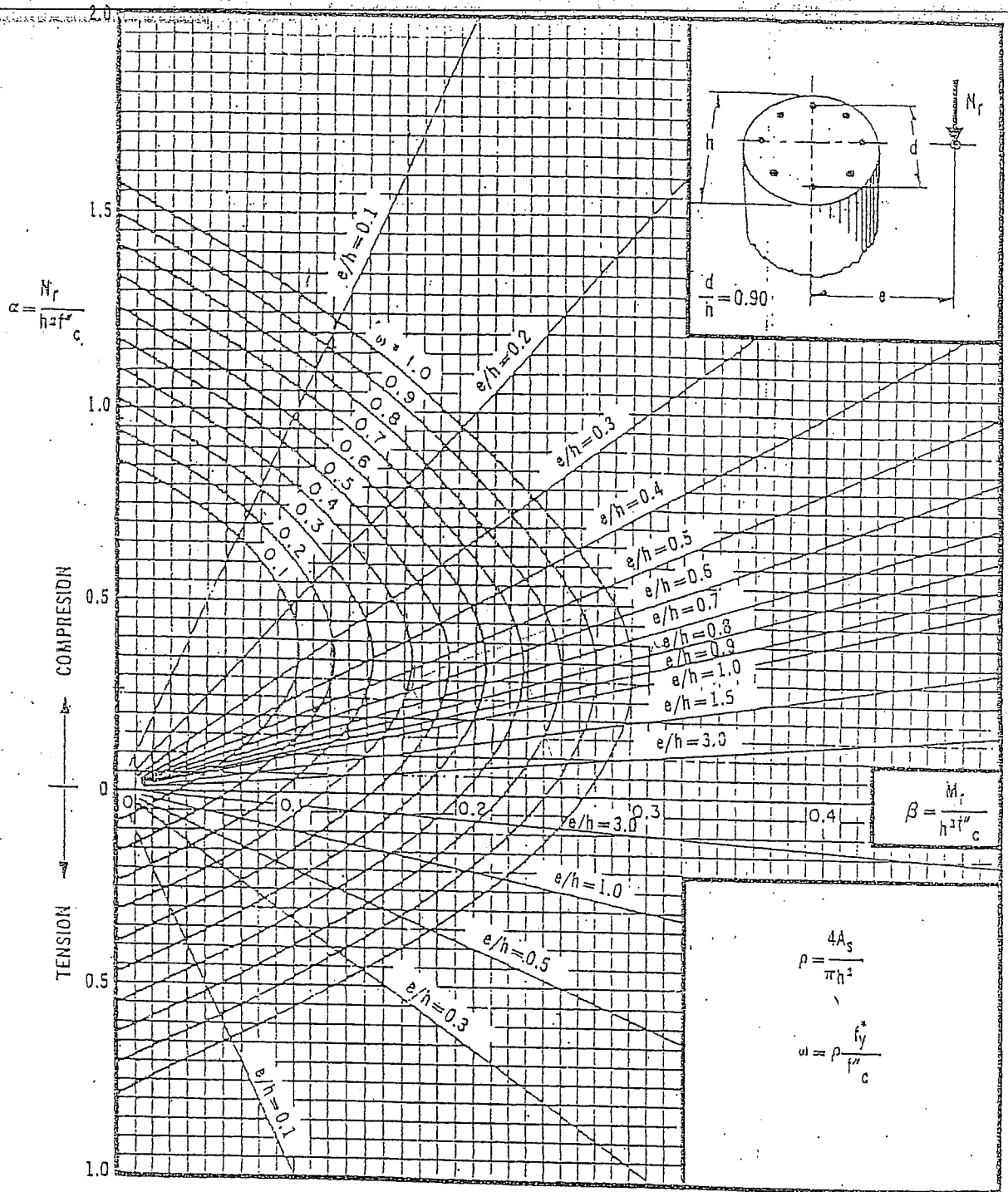
A_s = área total de refuerzo

$$f'_c = 0.85 f^*_c \text{ si } f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2; f'_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1400} \right) f^*_c \text{ si } f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

M_c = momento flexionante último

N_r = carga axial última

Figura B-8



A_s = área total de refuerzo

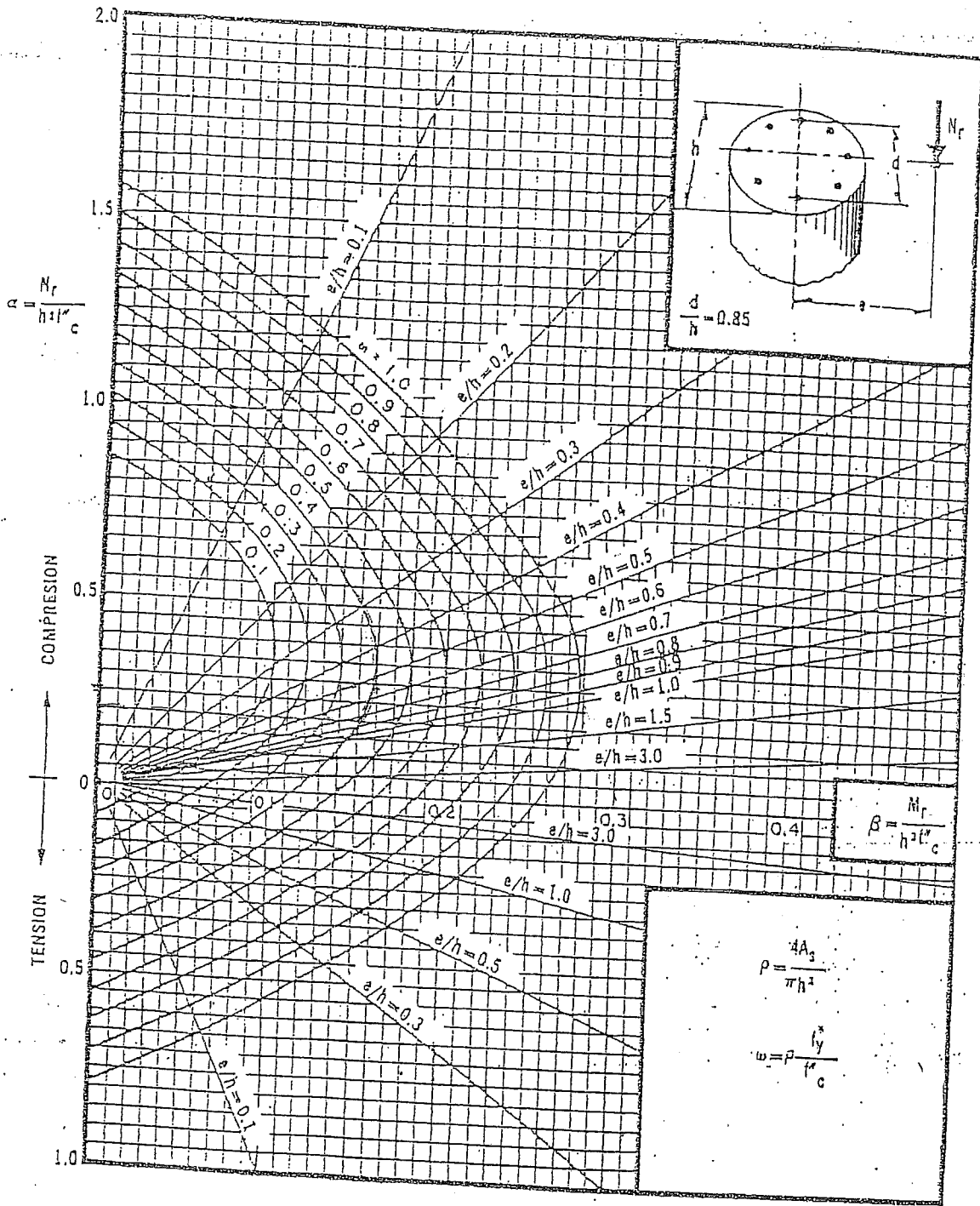
$$f'_c = 0.85 f'_c \text{ si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2; f'_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400} \right) f'_c,$$

M_r = momento flexionante último

N_r = carga axial última

si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

Figura B-9



A_s = área total de refuerzo

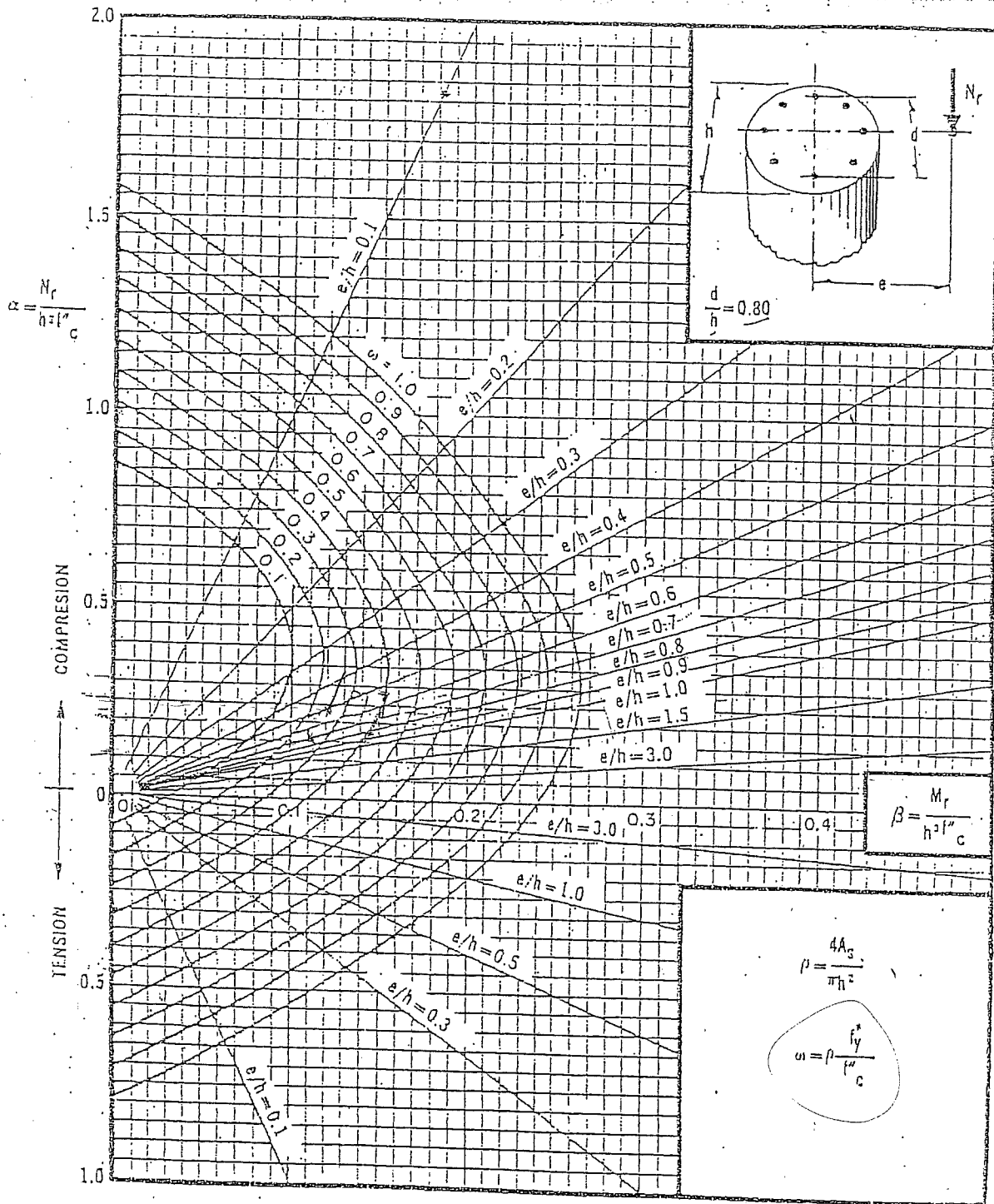
$$f'_c = 0.95 f'_c \text{ si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2; f'_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400} \right) f'_c \text{ si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

M_r = momento flexionante último

N_r = carga axial última

Figura B-10

114 apéndice b



A_s = área total de refuerzo

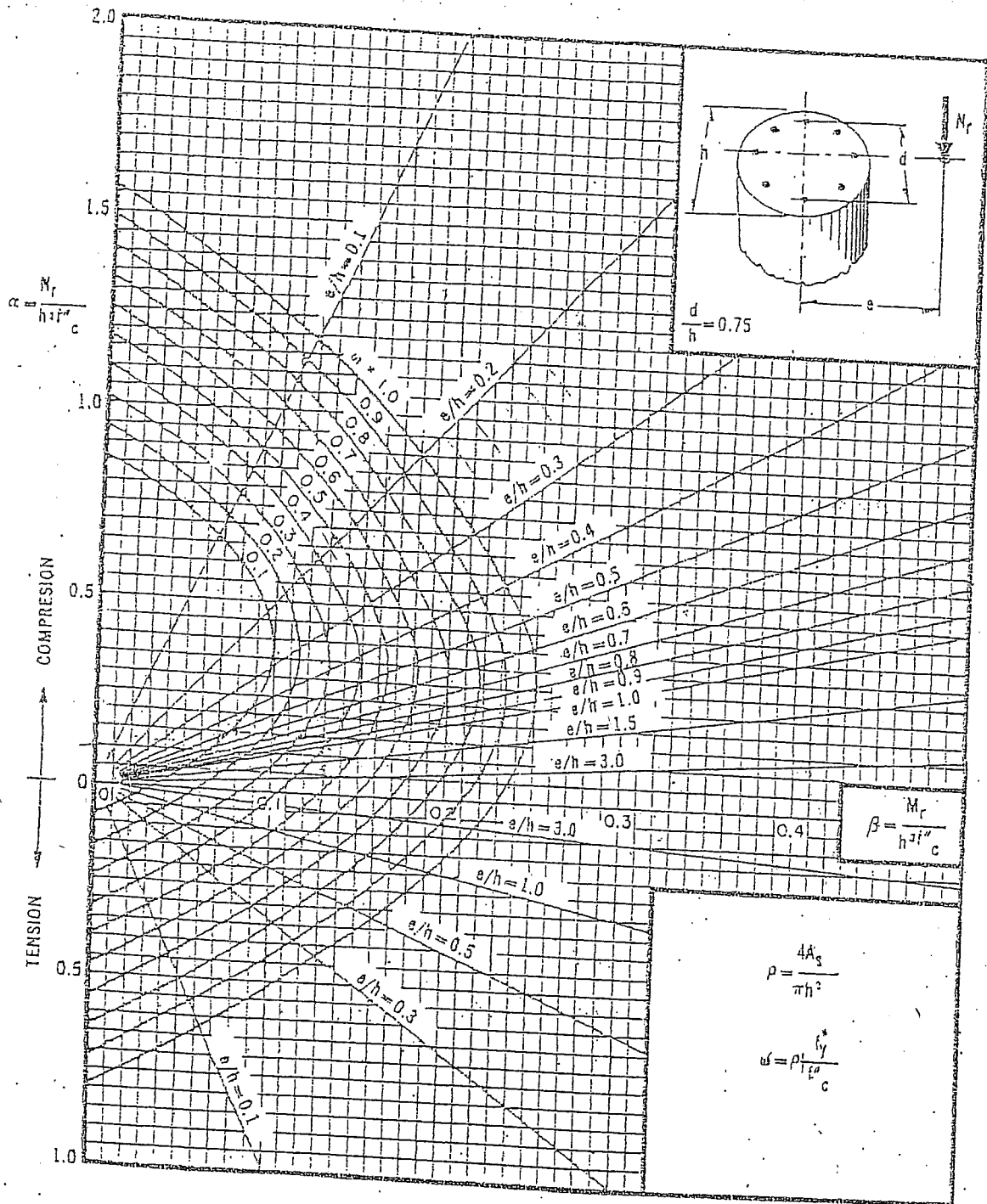
$$f_c' = 0.85 f_c \text{ si } f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2; f_c' = \left(1.05 - \frac{f_c}{1400} \right) f_c,$$

M_r = momento flexionante último

N_r = carga axial última

si $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

Figura B-11

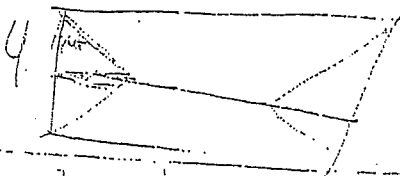


d_s = área total de refuerzo f'_c

$$f'_c = 0.85 f'_c \text{ si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2; f'_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400} \right) f'_c \text{ si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

M_r = momento flexionante último
 N_r = carga axial última

Figura B.12



181525



Anexos C

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

- STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES AASHTO 1996.
- AISC AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION - ASD 89 y LRFD 93.
- ANSI/AASHTO/AWS D1.5 BRIDGE WELDING CODE

CONCRETO :

- Estribos $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.
- Losa de Tablero y veredas $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$.
- Losas de Aproximación y Veredas $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60 $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Acero corrugado ASTM A 709 grado 60 $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$.

ACERO ESTRUCTURAL

- Acero ASTM A 709 Grado 50 ó similar $F_y = 3,500 \text{ Kg/cm}^2$.
- Acero ASTM A 709 Grado 36 ó similar $F_y = 2,530 \text{ Kg/cm}^2$.
- Pernos de Alta resistencia ASTM A 325

SOLDADURA

- Electrodo AWS E7018 (Soldadura de Estructuras Metálicas)
- Electrodo AWS E8018 (Soldadura de Barras corrugadas)

DISPOSITIVOS DE APOYO

- Neopreno DUREZA 60 SHORE A
- Pernos de Anclaje ASTM A 307

RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS:

- Pilotes Excavados 100 mm.
- Zapatas 75 mm.
- Estribos 50 mm.
- Losas: Capa Superior 30 mm.
- Capa Inferior 25 mm.
- Losas de Aproximación 30 mm.

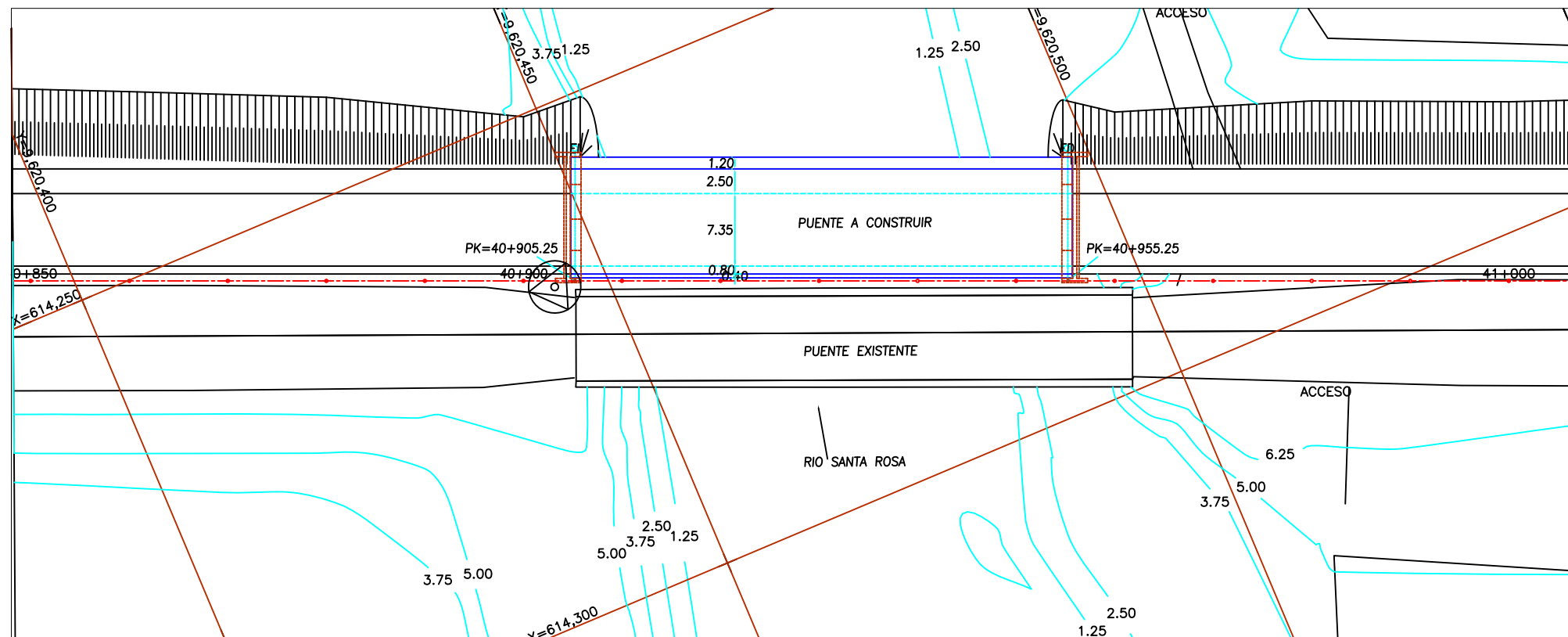
SOBRECARGA DE DISEÑO: HS-25

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPE DE ARMADURAS:

LONGITUD DE ANCLAJE, EMPALMES Y GANCHOS

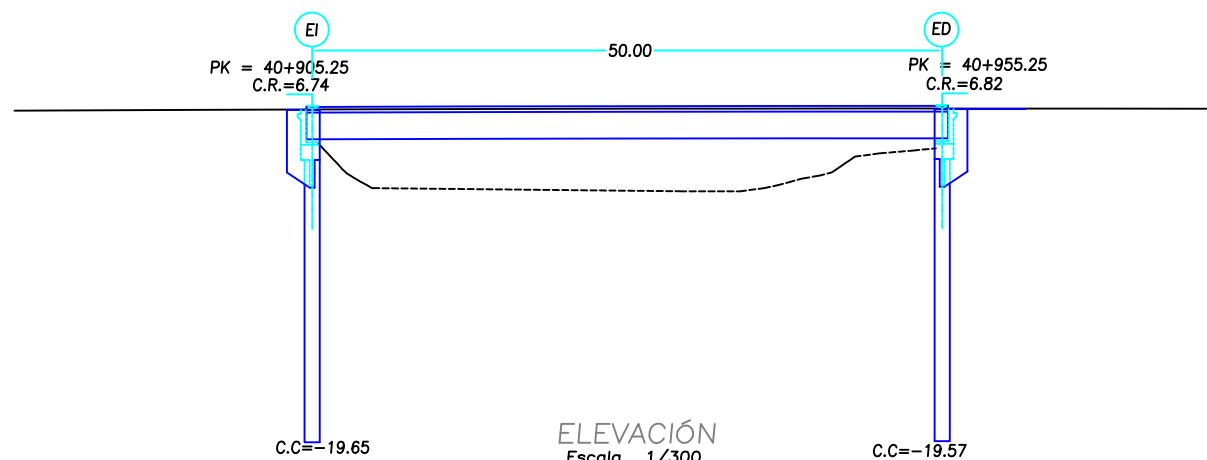
Ø (Pulg.)	ANCLAJE(cm)	EMPALME(cm)	GANCHOS(cm)
1"	100.0	120.0	40.0
3/4"	75.0	75.0	35.0
5/8"	60.0	50.0	25.0
1/2"	45.0	40.0	20.0

NOTA: SALVO INDICACIÓN ESPECÍFICA EN EL PLANO



	X(m)	Y(m)	Z(m)
BM-94	614,269.40	9,620,444.72	7.09

PLANTA
Escala 1/300



ELEVACIÓN
Escala 1/300

UBICACIÓN DE CANTERA DE MATERIALES
CANTERA: LA AVANZADA PK 30+200
DISTANCIA CANTERA-PUENTE:14.75 KM

DATOS HIDROLOGICOS	
CAUDAL	344.44 m3/seg
VELOCIDAD	1.23 m/seg
NIVEL SOCAVACION ESTRIBO	-8.50 mts
NIVEL MAXIMO DE AGUA	6.60 mts

PROCESO CONSTRUCTIVO

- 1- DESBROCE Y LIMPIEZA EN ZONA DE CONSTRUCCIÓN Y REPLANTEO DE LA SUPERESTRUCTURA
- 2- EXCAVACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE ESTRIBOS
- 3- ARMADO DE ACERO DE REFUERZO PARA ESTRIBOS
- 4- COLOCACIÓN DE CONCRETO EN ESTRIBOS
- 5- COLOCACIÓN DE LOS APARATOS DE APOYOS
- 6- MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA
- 7- CONSTRUCCIÓN DE VEREDAS Y BARANDAS

CANTIDADES DE OBRA	
CANTIDAD DE OBRA	
EXCAVACION LOCALIZADA	3,993.13 m3
RELLENO PARA PUENTES	2,978.13 m3
CIMENTACION	
CONCRETO $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	75.36 m3
ENCOFRADO C/ OCULTA	301.63 m2
ACERO DE REFUERZO	7,535.69 Kg
ESTRIBOS Y PILARES	
CONCRETO $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	332.30 m3
ENCOFRADO C/ VISTA	497.05 m2
ACERO DE REFUERZO	10,166.77 Kg
VIGAS	
ESTRUCTURAS METALICAS	155.31 Tn
LOSA	
CONCRETO $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	178.49 m3
ENCOFRADO C/ VISTA	780.70 m2
ACERO DE REFUERZO	15,855.60 Kg
LOSA DE APROXIMACION	
CONCRETO $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	35.25 m3
ENCOFRADO C/ OCULTA	24.39 m2
ACERO DE REFUERZO	4,090.32 Kg
VARIOS	
BARANDAS	111.00 ml
DISPOSITIVO DE APOYO	10.40 m2
JUNTAS DE DILATACION	23.40 ml
DRENAJES DE FIERRO GALV.	22.00 Ud

UNION EUROPEA PERU ECUADOR

CONSULTOR: **TYPSA**
INGENIEROS CONSULTORES Y ARQUITECTOS

JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN
DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA
DIBUJO: EDWARD CORDOVA MENDOZA

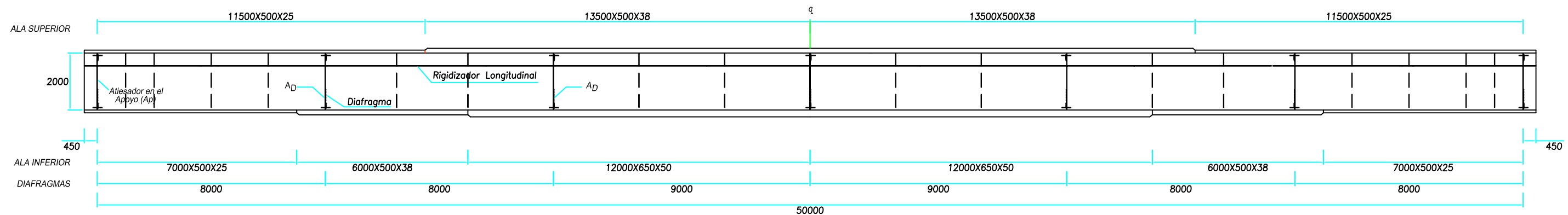
SUPERVISION: Norcontrol & **Clothes**
Daniel Osoreo Padilla
INGENIERO DE CAMINOS, CANALES & PUERTOS

REVISIONES	
Nº	FECHA

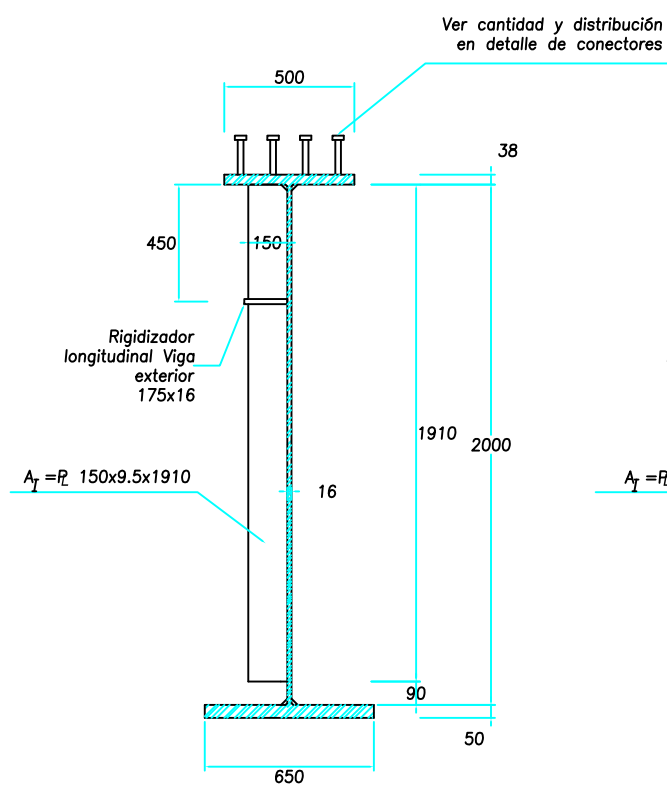
ESCALA: INDICADA
NOTA: LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1

PROYECTO: **REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116357/C/SV/PE**

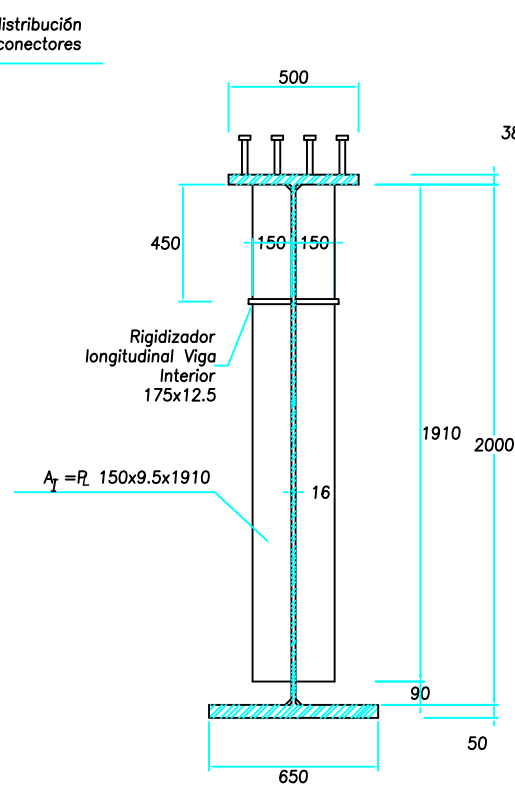
Nº DE PLANO: 5.1.13
DESCRIPCION DEL PLANO: PLANO DE EMPLAZAMIENTO PUENTE SANTA ROSA CARRETERA HUAQUILLAS - SANTA ROSA
FECHA: MAYO 2005



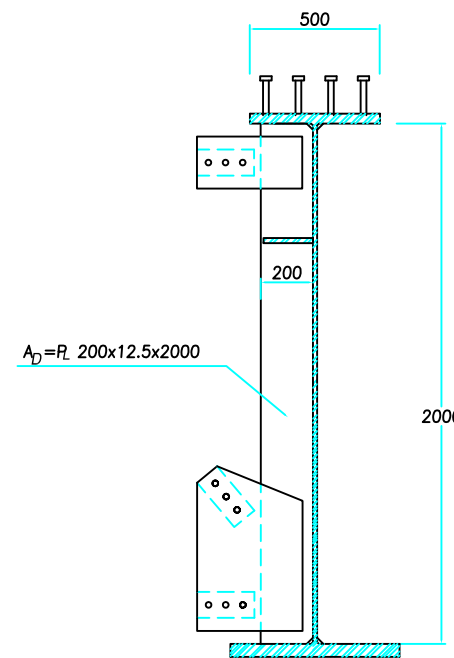
ELEVACION
ESCALA 1/75



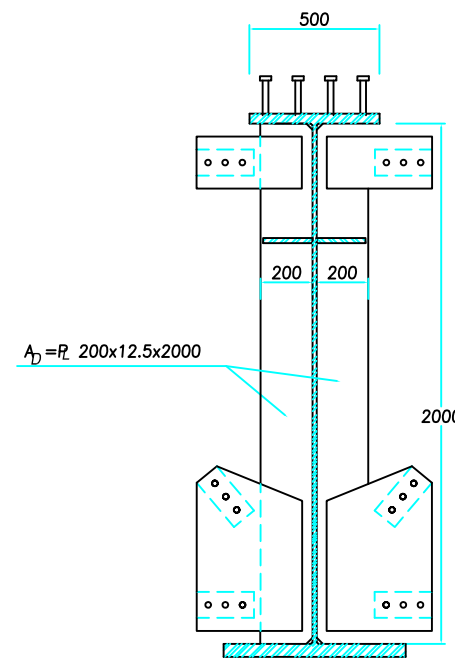
DETALLE DE ATIESADOR INTERIOR
VIGA EXTERIOR



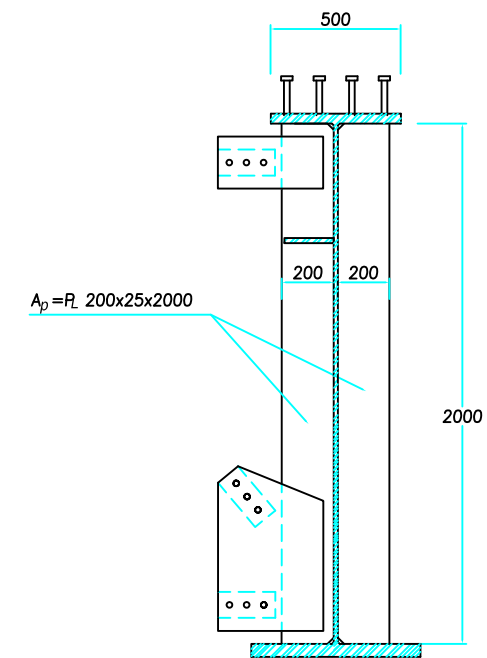
DETALLE DE ATIESADOR INTERIOR
VIGA INTERIOR



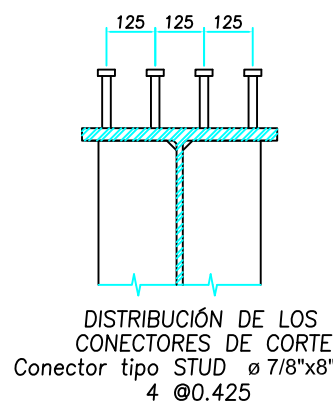
ATIESADOR EN EL DIAFRAGMA
VIGA EXTERIOR
ESCALA 1/15



ATIESADOR EN EL DIAFRAGMA
VIGA INTERIOR



DETALLE DE ATIESADOR
EN EL APOYO



DISTRIBUCIÓN DE LOS
CONECTORES DE CORTE
Conector tipo STUD ø 7/8"x8"
4 @0.425

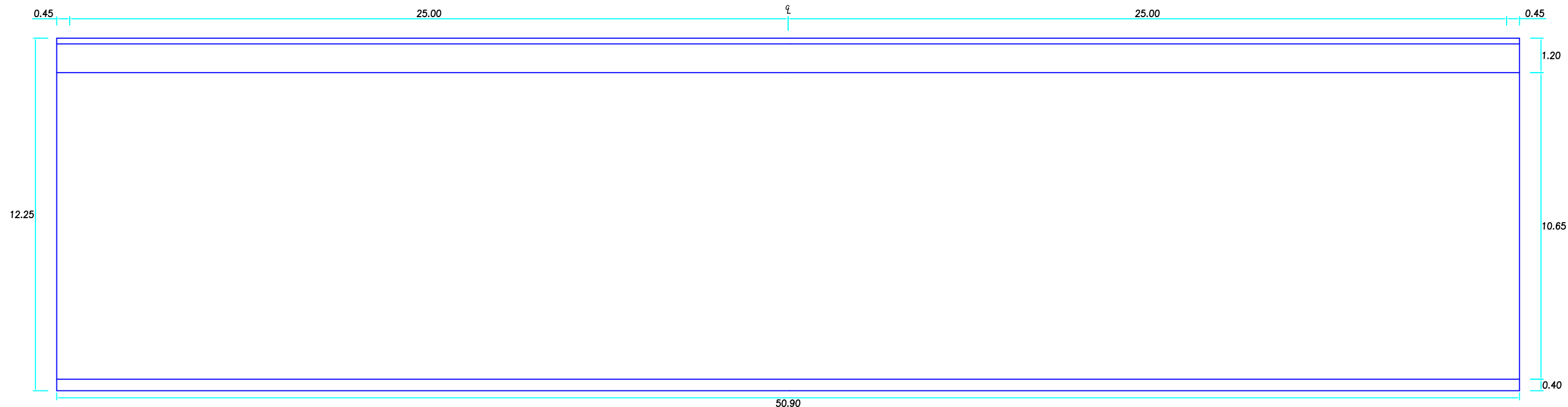
NOMENCLATURA

- At : Atiesador Interior del Alma
- Ap : Atiesador del Alma en los Diafragmas
- As : Atiesador en el Apoyo

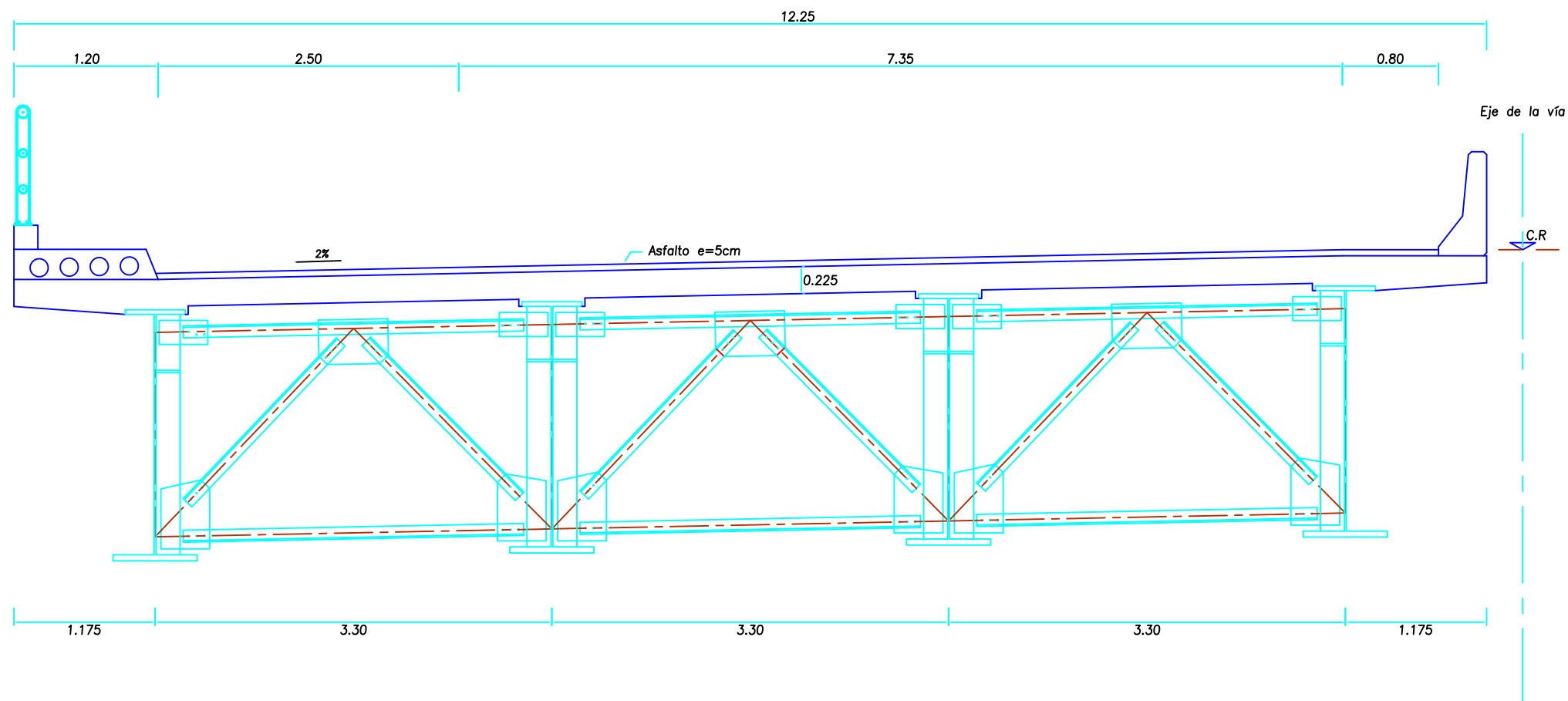
Nota:

1.- Se empleará Acero Estructural ASTM A 709 Grado 50 con excepción de los rigidizadores transversales del alma y los angulos de los diafragmas los cuales serán ASTM A 709 Grado 36.

		CONSULTOR: 	JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA DIBUJO:	SUPERVISION: Norcontrol & Clothos Daniel Osoreo Padilla INGENIERO DE CAMINOS, CANALES & PUERTOS	REVISIONES <table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>FECHA</th> <th>DESCRIPCION</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	N°	FECHA	DESCRIPCION				ESCALA: S/E NOTA: LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116357/C/SV/PE	N° DE PLANO: 5.1.13 08/12	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y PUENTES PUENTE SANTA ROSA DIAFRAGMAS CARRETERA HUAQUILLAS - SANTA ROSA	FECHA: MAYO 2005
N°	FECHA	DESCRIPCION														

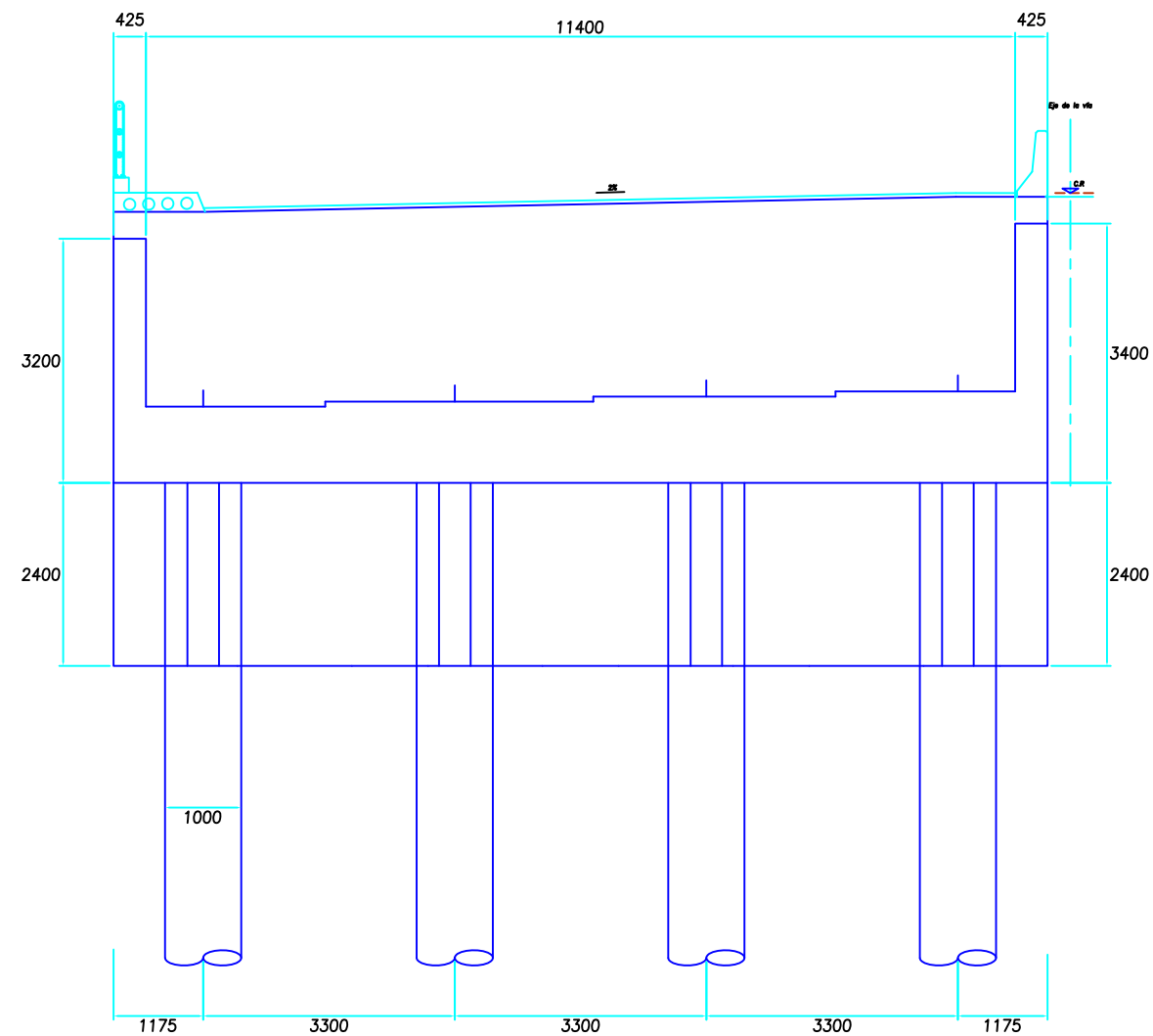


PLANTA
ESCALA 1/75

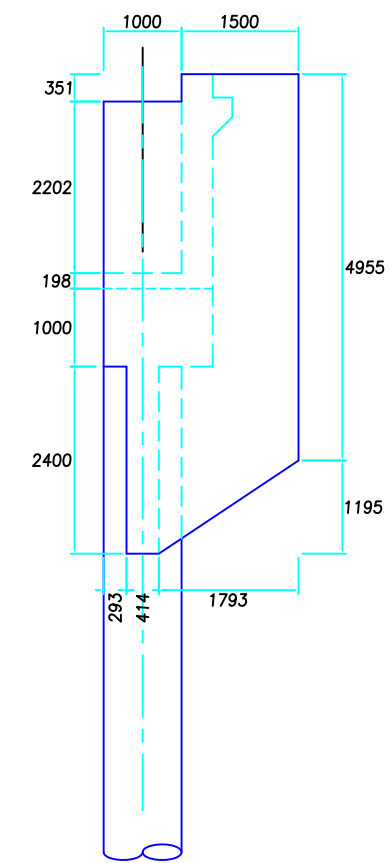


SECCION TRANSVERSAL
ESCALA 1/25

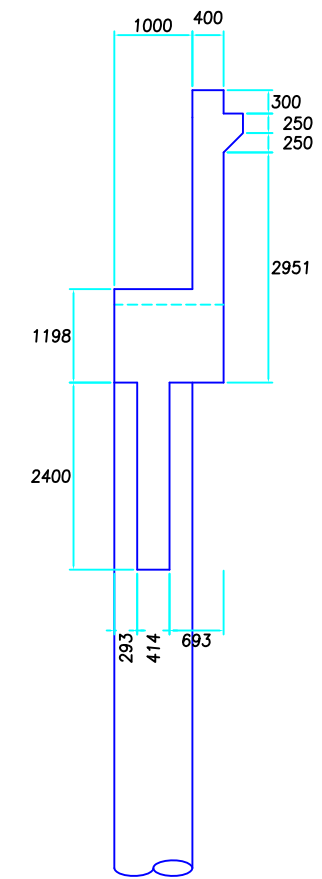
		CONSULTOR: 	JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA DIBUJO:	SUPERVISION: Norcontrol & Clothos Daniel Osores Padilla INGENIERO DE CAMINOS, CANALES & PUERTOS	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">REVISIONES</th> </tr> <tr> <th>N°</th> <th>FECHA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	REVISIONES		N°	FECHA							ESCALA: S/E NOTA: LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116357/C/SV/PE	N° DE PLANO: 5.1.13 04/12	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y PUENTES PUENTE SANTA ROSA SUPERESTRUCTURA (PLANTA Y SECCON TRANSVERSAL) CARRETERA HUAQUILLAS - SANTA ROSA	FECHA: MAYO 2005
REVISIONES																				
N°	FECHA																			



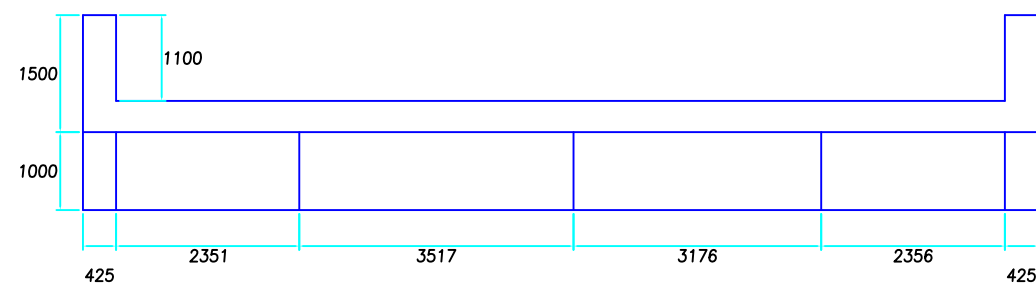
ELEVACIÓN FRONTAL



ELEVACIÓN LATERAL



CORTE A-A



PLANTA

		CONSULTOR: 	JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA DIBUJO:	SUPERVISION: Norcontrol & Clothos Daniel Osoreo Padilla INGENIERO DE CAMINOS, CANALES & PUERTOS	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">REVISIONES</th> </tr> <tr> <th>N°</th> <th>FECHA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	REVISIONES		N°	FECHA							ESCALA: 1/250 NOTA: LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116357/C/SV/PE	N° DE PLANO: 5.1.13 02/12	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y PUENTES PUENTE SANTA ROSA ESTRIBOS - GEOMETRIAS CARRETERA HUAQUILLAS - SANTA ROSA	FECHA: MAYO 2005
REVISIONES																				
N°	FECHA																			



Anexos D