

**ESTADO DEL ARTE EN EL ANÁLISIS Y PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE  
CIMENTACIONES PROFUNDAS.**

**YELENITH VITALIA BECERRA PINTO  
JOAQUÍN DARIO GÓMEZ DELGADO**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2009**

**ESTADO DEL ARTE EN EL ANÁLISIS Y PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE  
CIMENTACIONES PROFUNDAS.**

**YELENITH VITALIA BECERRA PINTO  
JOAQUÍN DARIO GÓMEZ DELGADO**

**Proyecto de Grado presentado como  
requisito parcial para optar el título de  
Ingeniero Civil**

**Modalidad:**  
Investigación.

**Director del proyecto de grado**  
Ing. WILFREDO DEL TORO  
Docente Escuela de Ingeniería Civil

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2009**

*Gracias a Dios por iluminar mi vida y permitirme hacer parte de mi sueño realidad...*

*A la memoria de mi madre por su amor, por todas las cosas bellas que me enseñó pues son la base fundamental de lo que soy.*

*A mi familia por sus consejos, apoyo y comprensión durante esta etapa de mi vida*

*...Y a mis amigos por su compañía y por todos los momentos vividos llenos de emoción y alegría.*

*YELENITH BECERRA*

*A Dios, quien siempre ha sido el faro que guía mi camino.....*

*A mis padres, que siempre han estado junto a mí apoyándome, les doy gracias por todo su amor y el esfuerzo que han hecho para ayudarme a alcanzar mis sueños, ustedes son las personas que más quiero.*

*A mis hermanas que siempre me han apoyado, las llevo en mi corazón, deseo grandes éxitos en sus vidas.*

*DARIO GOMEZ.....*

## **AGRADECIMIENTOS**

Ingeniero Wilfredo del Toro docente de la Universidad Industrial de Santander; por su valiosa dirección, orientación y disposición en la realización de nuestro proyecto.

Ingeniero Jaime Suarez docente de la Universidad Industrial de Santander; por su colaboración al brindarnos información sobre investigaciones recientes del presente trabajo.

A nuestras familias por su apoyo incondicional y motivación para alcanzar nuestro objetivo y sueño de finalizar exitosamente nuestra vida universitaria en la escuela de Ingeniería Civil.

A todos nuestros amigos en el transcurso de la universidad, con quienes compartimos tantos momentos gratos y quienes fueron parte fundamental para alcanzar este sueño.

En especial a mi compañera de proyecto quien en el transcurso de la carrera se convirtió en una gran amiga, para ella mil gracias por acompañarme en este sueño, por compartir tantas cosas juntos y sobre todo por soportar mi genio.

A la persona que fue pilar fundamental para alcanzar esta meta, pues con su apoyo y tolerancia permitió llevarlo a un feliz término. A Dario Gómez mi más sincero cariño y agradecimiento por brindarme su amistad llena de consejos y de buenas experiencias.

## TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
LISTA DE GRAFICAS.....	XIV
LISTA DE ANEXOS .....	XVIII
RESUMEN.....	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
INTRODUCCIÓN.....	1
OBJETIVOS.....	2
CAPITULO I .....	3
CIMENTACIONES PROFUNDAS CON PILOTES .....	3
GENERALIDADES.....	3
<b>1 CLASIFICACIÓN DE LOS PILOTES .....</b>	<b>4</b>
1.1 MATERIAL CONSTITUTIVO DEL PILOTE .....	4
1.1.1 <i>Pilotes de madera</i> .....	4
1.1.2 <i>Pilotes de concreto</i> .....	6
1.1.3 <i>Pilotes de acero</i> .....	8
1.1.4 <i>Pilotes compuestos</i> .....	9
1.2 FUNCIONES DE LOS PILOTES .....	9
1.2.1 <i>Pilotes de punta:</i> .....	9
1.2.2 <i>Pilotes de fricción flotante:</i> .....	10
1.2.3 <i>Pilotes de fricción compactación:</i> .....	10
<b>1.2.4 <i>Pilotes contra socavación:</i></b> .....	<b>11</b>
1.2.5 <i>Pilotes de tensión:</i> .....	11
1.2.6 <i>Pilotes de anclaje:</i> .....	12
1.2.7 <i>Pilotes de defensa:</i> .....	12
1.2.8 <i>Pilotes inclinados:</i> .....	12

1.3	FORMA DE INSTALACIÓN .....	13
1.3.1	<b>Pilotes hincados:</b> .....	13
1.3.2	<b>Pilotes preexcavados (o perforados):</b> .....	13
<b>2</b>	<b>TRANSFERENCIA DE CARGA:</b> .....	<b>13</b>
2.1	FACTORES QUE INTERVIENEN.....	13
2.2	COMPORTAMIENTO DE UN PILOTE BAJO CARGA .....	14
2.3	DIVISIÓN DE LA CARGA ENTRE FUSTE Y BASE.....	14
<b>3</b>	<b>CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE PILOTES</b> .....	<b>15</b>
3.1	MÉTODO DE POULOS Y DAVIS .....	18
3.1.1	<i>Arcilla:</i> .....	19
3.1.1.1	Arcillas blandas saturadas: .....	20
3.1.1.2	Arcillas rígidas saturadas: .....	20
3.1.1.3	Arcillas drenada: .....	23
3.1.2	<i>Arenas</i> .....	24
3.2	MÉTODO DE MEYERHOF. ....	25
3.2.1	<i>Arena</i> .....	25
3.2.1.1	Capacidad de carga por punta, $Q_{up}$ .....	25
3.2.1.2	Capacidad de carga por fricción $Q_s$ .....	28
3.2.2	<i>Arcilla</i> .....	31
3.2.2.1	Capacidad de carga por punta $Q_{up}$ .....	31
3.3	MÉTODO DE COYLE Y CASTELLÓ. ....	31
3.3.1	<i>Arena</i> .....	31
3.3.1.1	Capacidad de carga por punta $Q_{up}$ .....	31
3.3.1.2	Capacidad de carga por fricción $Q_s$ .....	32
3.4	MÉTODO DE JANBU .....	33
3.4.1	<i>Arena y Arcilla</i> .....	33
3.4.1.1	Capacidad de carga por punta $Q_{up}$ .....	33
3.5	MÉTODO DE VESIC .....	35

3.5.1	<i>Arenas y Arcillas</i> .....	35
3.5.1.1	Capacidad de carga por punta $Q_{up}$ .....	35
3.6	MÉTODO DE GOODMAN.....	37
3.6.1	<i>Roca</i> .....	37
3.6.1.1	Capacidad de carga por punta $Q_{up}$ .....	37
3.7	MÉTODO $\lambda$ .....	38
3.7.1	<i>Arcillas</i> .....	38
3.7.1.1	Capacidad de carga por fricción $Q_s$ .....	39
3.8	MÉTODO $\alpha$ .....	40
3.8.1	<i>Arcillas</i> .....	40
3.9	MÉTODO $\beta$ .....	41
3.9.1	<i>Arcillas</i> .....	41
3.9.1.1	Capacidad de carga por fricción $Q_s$ .....	42
<b>4</b>	<b>CAPACIDAD A TENSIÓN DE PILOTES (<math>T_u</math>).....</b>	<b>42</b>
4.1	4.1 MÉTODO DE DAS Y SEELY .....	43
4.1.1	<i>Arena</i> .....	43
4.1.1.1	Capacidad de carga por levantamiento $T_u$ .....	43
4.1.2	<i>Arcilla</i> .....	45
4.1.2.1	Capacidad de carga por levantamiento $T_u$ .....	45
<b>5</b>	<b>PILOTES CARGADOS LATERALMENTE.....</b>	<b>46</b>
5.1	MÉTODO DE BROMS .....	46
5.1.1	<i>Arena</i> .....	47
5.1.2	<i>Arcilla</i> .....	47
5.1.2.1	Capacidad de carga ultima $Q_{u(g)}$ .....	47
5.2	MÉTODO DE MEYERHOF.....	51
5.2.1	<i>Arena</i> .....	51
5.2.1.1	Capacidad de carga ultima $Q_{u(g)}$ .....	51

5.2.2	Arcilla .....	53
5.2.2.1	Capacidad de carga ultima $Q_{u(g)}$ .....	53
<b>6</b>	<b>FRICCIÓN NEGATIVA.....</b>	<b>54</b>
<b>7</b>	<b>ASENTAMIENTOS DE PILOTES.....</b>	<b>56</b>
7.1	MÉTODO DE VESIC .....	57
7.1.1	<i>Arenas, arcillas y limos.....</i>	<i>57</i>
7.1.1.1	Cálculo del asentamiento de un pilote.....	57
<b>8</b>	<b>CAPACIDAD DE CARGA A PARTIR DEL HINCADO DE PILOTES .....</b>	<b>58</b>
8.1	ENR MODIFICADA.....	58
8.2	FORMULA DE LA MICHIGAN STATE HIGHWAY COMMISSION (1965).....	60
8.3	OLSON Y FLAATE .....	60
8.4	FORMULA DEL PACIFIC COAST UNIFORM BUILDING CODE .....	61
8.5	FORMULA DE JANBU.....	62
8.6	FORMULA DE GATES .....	62
8.7	FORMULA NAVY- MCKAY.....	63
<b>9</b>	<b>GRUPOS DE PILOTES.....</b>	<b>63</b>
9.1	EFICIENCIA DE GRUPO.....	63
9.1.1	<i>Kishida y Meyerhof para el cálculo de la eficiencia en grupo de pilotes.....</i>	<i>64</i>
9.1.2	<i>Liu y otros para el cálculo de la eficiencia en grupo de pilotes .....</i>	<i>65</i>
9.2	CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPOS DE PILOTES.....	66
9.2.1	<i>Arena. ....</i>	<i>66</i>
9.2.1.1	Método de FELD para el cálculo de la capacidad ultima de carga en grupo de pilotes.....	66
9.2.2	<i>Grupo de pilotes en roca. ....</i>	<i>67</i>

<b>CAPITULO II</b> .....	<b>68</b>
<b>CIMENTACIONES PROFUNDAS CON PILAS PERFORADAS.</b> .....	<b>68</b>
<b>GENERALIDADES</b> .....	<b>68</b>
<b>1 TIPOS DE PILAS PERFORADAS</b> .....	<b>68</b>
<b>2 PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS</b> .....	<b>70</b>
2.1 NIVEL FREÁTICO: .....	70
2.2 REVESTIMIENTO: .....	70
2.3 CONCRETO: .....	72
<b>3 CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS</b> .....	<b>72</b>
3.1 MÉTODO DE VESIC (1963) .....	74
3.1.1 <i>3Arena</i> .....	74
3.1.1.1 Capacidad de carga por punta $Q_{up}$ .....	74
3.1.1.2 Capacidad de carga por fricción $Q_s$ .....	76
3.2 MÉTODO DE TOUMA Y REESE .....	77
3.2.1 <i>Arena</i> .....	77
3.2.1.1 Capacidad de carga por punta $Q_{up}$ .....	77
3.2.1.2 Capacidad de carga por fricción $Q_s$ .....	77
3.3 MÉTODO DE REESE Y O'NEILL .....	78
3.3.1 <i>Arena</i> .....	78
3.3.1.1 Capacidad de carga por punta y fricción $Q_{up}$ y $Q_s$ .....	78
3.3.2 <i>Arcilla</i> .....	82
3.3.2.1 Capacidad de carga por punta y fricción $Q_{up}$ y $Q_s$ .....	82
3.4 MÉTODO DE WHITAKER Y COOKE .....	84
3.4.1 <i>Arcilla</i> .....	84
3.4.1.1 Capacidad de carga por punta $Q_{up}$ .....	84

3.5	MÉTODO DE REESE TOUMA Y O'NEILL.....	85
3.5.1	<i>Arcilla</i> .....	85
3.5.1.1	3Capacidad de carga por fricción $Q_s$ .....	85
3.6	MÉTODO DE KULHAWY Y JACKSON.....	86
3.6.1	<i>Arcilla</i> .....	86
3.6.1.1	Capacidad de carga por fricción $Q_s$ .....	86
<b>4</b>	<b>ASENTAMIENTO DE PILAS PERFORADAS BAJO CARGAS .....</b>	<b>87</b>
4.1	MÉTODO DE VESIC .....	88
<b>5</b>	<b>CAPACIDAD POR LEVANTAMIENTO DE PILAS PERFORADAS .....</b>	<b>89</b>
5.1	MÉTODO DE DAS Y SEELY.....	90
5.1.1	<i>Arena</i> .....	90
5.1.1.1	Capacidad por levantamiento $T_u$ .....	90
5.1.2	<i>Arcilla</i> .....	92
5.1.2.1	Capacidad por levantamiento $T_u$ .....	92
<b>6</b>	<b>LEVANTAMIENTO DE PILAS PERFORADAS CON CAMPANA (BASE AMPLIADA)</b>	
	<b>93</b>	
6.1	MÉTODO DE MEYERHOF Y ADAMS .....	94
6.1.1	<i>Arena</i> .....	94
6.1.1.1	Capacidad de carga por levantamiento $T_u$ .....	94
6.2	MÉTODO DE DAS.....	96
6.2.1	<i>Arcilla</i> .....	96
6.2.1.1	Capacidad por levantamiento $T_{un}$ .....	96
<b>7</b>	<b>PILAS PERFORADAS HASTA LA ROCA.....</b>	<b>98</b>
7.1	MÉTODO DE REESE Y O'NEILL.....	98
<b>8</b>	<b>CAPACIDAD DE CARGA LATERAL.....</b>	<b>102</b>
<b>9</b>	<b>PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN .....</b>	<b>103</b>

9.1	MÉTODO DE CHICAGO .....	103
9.2	MÉTODO DE GOW.....	103
9.3	EQUIPOS MECÁNICOS.....	104
9.3.1	<i>Barrenas helicoidales:</i> .....	104
9.3.2	<i>Taladro tipo cucharón</i> .....	104
9.3.3	<i>Trepano ensanchador</i> .....	105
9.3.4	<i>Máquina Benoto</i> .....	105
9.4	UTILIZACIÓN DE ADEMÉS Y LODOS DE PERFORACIÓN.....	106
9.5	INSPECCIONES .....	106
<b>10</b>	<b>PROGRAMAS DE CÓMPUTO .....</b>	<b>106</b>
10.1	PROGRAMA DE CÓMPUTO SPILE .....	106
10.2	PROGRAMA DE CÓMPUTO FECP .....	108
10.3	PROGRAMA DE CÓMPUTO SPTSP.....	108
10.4	PROGRAMA DE CÓMPUTO SHAFT.....	109
10.4.1	<i>Diseño en Arcillas</i> .....	109
10.4.2	<i>Diseño en Arenas</i> .....	110
10.4.3	<i>Asentamientos</i> .....	111
	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>112</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>113</b>

## LISTA DE GRAFICAS

### CAPITULO I

#### CIMENTACIONES PROFUNDAS CON PILOTES

	Pág.
Grafica 1.1.1a: mangos tubulares.	5
Grafica 1.1.1b: solera metálica y tornillos.	5
Grafica 1.1.2a: pilote cuadrados.	6
Grafica 1.1.2b: pilote octogonal.	6
Grafica 1.1.2c: pilotes de concreto colocados en situ.	7
Grafica 1.1.3a: empalme de pilotes, (A) pilote H con soldadura; (B) tubo con soldadura; (C) pilote H con remache y tornillo.	8
Grafica 1.1.3b: (A), punta plana de hincado de pilote de tubo; (B) punta cónica de hincado de pilote de tubo.	9
Grafica 1.2.1: pilote de punta.	10
Grafica 1.2.2: pilote de fricción flotante.	10
Grafica 1.2.3: pilote de fricción compactación.	11
Grafica 1.2.5a: mecanismo a momento.	11
Grafica 1.2.5b: fuerzas de supresión.	11
Grafica 1.2.6: pilotes de anclaje. Fuente los autores.	12
Grafica 1.2.8: pilotes inclinados.	12
Grafica 3.1.1.1a: factores de adhesión para pilotes en arcilla.	20
Grafica 3.1.1.2a: factores de adhesión caso I.	21
Grafica 3.1.1.2b: factores de adhesión caso III.	22
Grafica 3.1.1.2c: Factor de capacidad de carga $N_c$ en arcillas.	22
Grafica 3.1.1.3: relación entre el factor de carga $N_q$ y el ángulo de fricción del suelo $\phi$	23
Grafica 3.1.2: Valores de $Z_c / d$ y $K_s \tan \phi$ para pilotes en arenas.	24
Grafica 3.1.2d: Relación de $N_q$ y $\phi$ entre pilotes en arenas.	25

Grafica 3.2.1a: variación de la resistencia unitaria de punta en arena homogénea.	26
Grafica 3.2.1b: variación $(L_B / D)_{cr}$ con $\phi$ .	26
Grafica 3.2.1c: variación de valores máximos de $N_c^*$ y $N_q^*$ con $\phi$ .	27
Grafica 3.2.1.2a: compactación de arena cercana a pilotes hincados.	28
Grafica 3.2.1.2b: resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena.	29
Grafica 3.3.1.1: variación de $N_q^*$ con L/D y el ángulo de fricción del suelo $\phi$ .	32
Grafica 3.3.1.2: variación de K con L/D.	33
Grafica 3.4.1.1: variación de valores de $N_c^*$ y $N_q^*$ con $\phi$ .	34
Grafica 3.7.1.1a: variación de $\lambda$ con la L.	39
Grafica 3.7.1.1b: aplicación del método $\lambda$ en suelo estratificado.	40
Grafica 3.8.1.1: variación de $\alpha$ con $c_u$ .	41
Grafica 4: capacidad de levantamiento del pilote.	43
Grafica 4.1.1.1a: variación de $f_u$ .	45
Grafica 4.1.1.1b: coeficiente de levantamiento.	45
Grafica 4.1.1.1c: variación de $\delta / \phi$ y $(L / D)_{cr}$ con la compactación relativa.	45
Grafica 5.1.1: resistencia lateral ultima pilotes cortos en arena.	47
Grafica 5.1.2a: resistencia lateral ultima pilotes cortos en arcillas.	48
Grafica 5.1.2b: resistencia lateral ultima pilotes largos en arena.	49
Grafica 5.1.2c: resistencia lateral ultima de pilotes largos en arcilla.	49
Grafica 5.1.2d: deflexión de cabeza de un pilote en arena.	50
Grafica 5.1.2e: deflexión de la cabeza de un pilote en arcilla.	51
Grafica 5.2.1.1: variación de $K_{br}$ .	52
Grafica 5.2.2.1: variación de $K_{cr}$ .	53
Grafica 6: distribución asumida de la fricción negativa.	55
Grafica 9.1.1: variación de la eficiencia en un grupo de pilotes en arena.	64
Grafica 9.1.2a: pedestal de pilotes a baja altura.	65
Grafica 9.1.2b: pedestal sin contacto en el terreno.	66

## CAPITULO II

### CIMENTACIONES PROFUNDAS CON PILAS

	Pág.
Grafica 1.1: (a) pila recta; (b) y (c) pila acampanada: (d) pila empotrada en roca.	69
Grafica 1.1e: Pila flotante en suelo homogéneo.	69
Grafica 2.1 Nivel freático.	70
Grafica 2.2a Efecto de arqueamiento por exceso de material	71
Grafica 2.2b Estrangulamiento de la sección de la pila.	71
Grafica 3 Capacidad de carga de pilas.	72
Grafica 3.1.1: capacidad de carga $N_q^*$ contra ángulo de fricción.	74
Grafica 3.1.2: factor $N_{\sigma}^*$ , ángulo de fricción del suelo $\phi$ .	75
Grafica 3.1.3: resistencia por fricción unitaria para pilas en arena.	76
Grafica 3.3.1.a: referencia Reese y O'Neill.	79
Grafica 3.3.1b: transferencia de carga lateral normalizada contra asentamiento para suelo sin cohesión.	81
Grafica 3.3.1c: transferencia de carga normalizada en la base contra asentamiento para suelo sin cohesión.	82
Grafica 3.3.2a: variación de $\alpha_x^*$ con la profundidad.	83
Grafica 3.3.2b: variación de $\alpha^*$ con $c_u / p_a$	84
Grafica 3.5.1: transferencia de carga lateral normalizada contra asentamiento para suelo cohesivo.	85
Grafica 3.6.1: transferencia de carga en la base normalizada contra asentamiento para suelo cohesivo.	86
Grafica 5: capacidad de levantamiento de la pila.	89
Grafica 5.1.1a: variación de $f_u$ .	91
Grafica 5.1.1b: coeficiente de levantamiento.	91
Grafica 5.1.1c: variación de $\delta / \phi$ y $(L/D)_{cr}$ con la compacidad relativa.	92

Grafica 6: superficie de falla en el suelo causada por fuerza de levantamiento sobre una pila perforada con campana.	93
Grafica 6.1.1: variación del factor de desconexión $B_q$ , con $L/D_b$ y $\phi$	95
Grafica 6.2.1: grafica a dimensional del factor de desconexión $B_c$	98
Grafica 7.1a: esquema de una pila incrustada en roca.	99
Grafica 7.1b: grafica de $E_{masa} / E_{nucleo}$ contra RQD.	101
Grafica 7.1c: variación de $I_f$	101
Grafica 9.1: método chicago para construir pilas perforadas.	103
Grafica 9.2: método de Gow para construir pilas perforadas.	104
Grafica 9.3.3: trepano ensanchador.	105

## LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1. Tabla 1. Factores de capacidad de carga ( $N_c^*$ ) y ( $N_\sigma^*$ ) basados en la teoría de expansión de cavidades.	115
ANEXO 2. Tabla 2. Valores representativos $n_h$	118
ANEXO 3. Tabla 3. Factores de capacidad de carga.	119
ANEXO 4. EJERCICIO COMPARATIVO DE PILOTES EN ARCILLAS NO DRENADAS	120
ANEXO 5. EJERCICIO COMPARATIVO DE PILOTES EN ARENAS	127

## RESUMEN

### **TITULO:**

ESTADO DEL ARTE EN EL ANÁLISIS Y PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.\*

### **AUTORES:**

YELENITH VITALIA BECERRA PINTO  
JOAQUÍN DARIO GÓMEZ DELGADO\*\*

### **PALABRAS CLAVES:**

MÉTODOS, ANÁLISIS, PROCESOS, CIMENTACIONES, CONSTRUCTIVOS, PILOTES, PILAS.

### **DESCRIPCIÓN:**

En el proceso constructivo de cimentaciones profundas es importante conocer varios métodos de análisis y procesos constructivos, que permita escoger cuál de estos se ajusta mejor a las necesidades del terreno donde se trabajara, además tener presente los equipos y los materiales disponibles; este proyecto consta básicamente en la recopilación de información de los métodos más significativos, los cuales se utilizaron para un análisis comparativo en dos caracterizaciones de suelos diferentes (arcilla y arena). Este análisis nos permitió observar que en la rama de la geotecnia los métodos utilizados no son muy exactos entre ellos, debido a que cada uno trabaja diferentes variables de acuerdo a las suposiciones establecidas por cada autor; además es importante recalcar que cualquier método que se utilice para el análisis de pilotes y pilas requiere de una investigación geotécnica que proporcione un perfil del terreno confiable y buena información respecto a los parámetros de los suelos, es decir, la utilización de cada uno de los métodos puede depender de la información que se disponga para el análisis. Lo anterior nos permite lograr un total entendimiento del comportamiento de estas cimentaciones profundas, aun así es recomendable no confiar únicamente en el resultado de una formula si no acompañarlo del criterio propio de la experiencia, sentido común e intuición como ingenieros en el comportamiento de los suelos.

\* Proyecto de Grado

\*\* Facultad de Ciencias Físico Mecánicas Escuela de Ingeniería Civil. Ing. WILFREDO DEL TORO.

## **ABSTRACT**

### **TITLE:**

STATE OF THE ART IN THE PROCESS AND CONSTRUCTIVE ANALYSIS OF DEEP FOUNDATIONS.\*

### **AUTHORS:**

YELENITH VITALIA BECERRA PINTO  
JOAQUIN DARIO GOMEZ DELGADO\*\*

### **KEY WORDS:**

METHODS, ANALYSIS, PROCESS, FOUNDATIONS, CONSTRUCTIVE, PILOT, PILES.

### **DESCRIPTION:**

In the construction process of deep foundations is important to understand various methods of analysis and construction processes, which allows to choose which of these fits the needs of the land where they work, in addition to this equipment and materials; this project is basically in gathering information from the most significant of which were used for comparative analysis in two different characterizations of soils (clay and sand). This analysis allowed us to note that the branch of geotechnical methods are not very accurate among them, because each one works different variables according to the assumptions set out by each author, also important to emphasize that any method used for the analysis of piles and piles requires a geotechnical investigation that provides a reliable profile of the terrain and good information about the parameters of the soil, namely the use of individual methods may depend on the information available for analysis. This allows us to achieve a full understanding the behavior of these deep foundations, it is still advisable not to rely solely on the result of a formula if not accompanied by the criteria of experience, common sense and intuition as engineers in the behavior of soils .

XX

\* Grade Thesis

\*\* Physical Mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering. Eng. WILFREDO DEL TORO.

## INTRODUCCIÓN

En ocasiones, cuando se realiza la excavación para la construcción de la cimentación de una obra, se pueden encontrar diversas dificultades para determinar la profundidad del estrato resistente o firme donde se requiere cimentar, o simplemente se presenta la necesidad de apoyar una carga aislada sobre un terreno sin la resistencia adecuada, o difícilmente accesible por métodos habituales.

En estos casos se recurre a la solución de cimentación profunda, que se constituye por medio de muros verticales profundos, los muros pantalla o bien a base de pilares hincados o perforados en el terreno, denominados según su diámetro pilas o pilotes.

Por la magnitud de las posibilidades de cimentaciones profundas, en este documento se hace énfasis en cimentaciones basadas en pilas y pilotes.

Por esto cabe resaltar la importancia de conocer varios métodos de análisis y procesos constructivos de cimentaciones profundas para poder escoger cual se ajusta mejor a las necesidades del terreno donde será construida la estructura, además tener presente los equipos y los materiales disponibles.

Las cimentaciones profundas generan más costos que las cimentaciones superficiales, por tanto es esencial tener un conocimiento amplio sobre el tema para poder escoger el mejor tipo de cimentación, teniendo en cuenta para esto el material y el proceso constructivo de manera que los costos de la cimentación sean lo más favorable posible

## **OBJETIVOS**

### **OBJETIVO GENERAL**

Conocer los recientes avances en los métodos de análisis y procesos constructivos en cimentaciones profundas y hacer un análisis comparativo de estos.

### **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- ✓ Recopilación de métodos analíticos y constructivos de cimentaciones profundas.
- ✓ Estudio de los aportes más recientes hechos sobre el tema y su respectivo fundamento.
- ✓ Seleccionar los métodos más utilizados en el análisis de pilas y pilotes y hacer comparaciones entre estos.
- ✓ Comparación de los procesos constructivos más utilizados en cimentaciones profundas y analizar sus efectos en el comportamiento.
- ✓ Realizar análisis comparativos de los métodos utilizados, para las variables más importantes en el diseño de cimentaciones profundas.

## **CAPITULO I**

### **CIMENTACIONES PROFUNDAS CON PILOTES**

#### **Generalidades**

Los pilotes son una de las técnicas más antiguas para superar las dificultades de cimentación de estructuras en suelos blandos. Antes del siglo XIX, el tipo de cimentación más común eran zapatas continuas, y solo si el terreno era incapaz de soportar las presiones que ejercían las zapatas, se usaban pilotes.

Inicialmente los pilotes eran de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad, así que para dar seguridad a una estructura se hincaban pilotes en forma abundante, sin ninguna norma y a criterio del constructor, la capacidad de carga estaba limitada por el grosor de la madera y su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse.

Con la demanda de estructuras pesadas en lugares de terreno blando, surge el pilote de concreto que era capaz de soportar compresiones y tensiones mayores. Además puede hacerse en cualquier forma estructural de acuerdo a las cargas y el tipo de suelo sobre el que se hinca. Con el desarrollo de máquinas de gran eficiencia de perforación a gran profundidad y diámetro, se utilizaron los pilotes in-situ. Luego se utilizaron los pilotes de acero, por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia de hincado a grandes profundidades.

Cuando el costo de los pilotes toma importancia, surge la necesidad de determinar un número que no fuese mayor que el necesario para proporcionar seguridad a la estructura; por tanto surgen teorías que dan por resultado fórmulas de hinca; después se determina que éstas tenían grandes defectos, haciéndose usual determinar la carga admisible del pilote con ensayos de carga sobre un pilote de prueba y determinando el número de pilotes mediante el cociente de la división de la carga total entre la carga admisible por pilote. Algunas estructuras fallaron, de lo cual se deduce que el asentamiento de una cimentación no está necesariamente relacionado con el asentamiento de un pilote de prueba, aún cuando la carga por pilote fuese igual a la carga del pilote de prueba. Para tener una cabal comprensión del comportamiento de pilotes, se debe conocer todos los

tipos de pilotes y los métodos de instalación. El diseño y la construcción de cimentaciones piloteadas es un campo de la mecánica de suelos en la que se requiere el criterio de un ingeniero que no se confíe en el discutible valor de una fórmula y que sepa hacer uso de su experiencia, sentido común e intuición del comportamiento de los suelos.

## 1 CLASIFICACIÓN DE LOS PILOTES

Los pilotes se originan por la necesidad técnica y económica de trasladar las cargas en la base de las estructuras a mantos profundos competentes, a través de mantos relativamente débiles y comprensibles no aptos para soportar en forma segura y eficiente elementos de fundación. Además la profundidad requerida en las excavaciones y los problemas constructivos vinculados a las condiciones geotécnicas del sitio, hacen impracticable realizar una excavación convencional a cielo abierto, por tanto se necesita recurrir a procedimientos constructivos que emplean técnicas y equipos especializados.

Se puede aplicar varios criterios para clasificar los pilotes tales como:

- Material constitutivo del pilote.
- Función del pilote.
- Forma de instalación

### 1.1 Material constitutivo del pilote

#### 1.1.1 Pilotes de madera

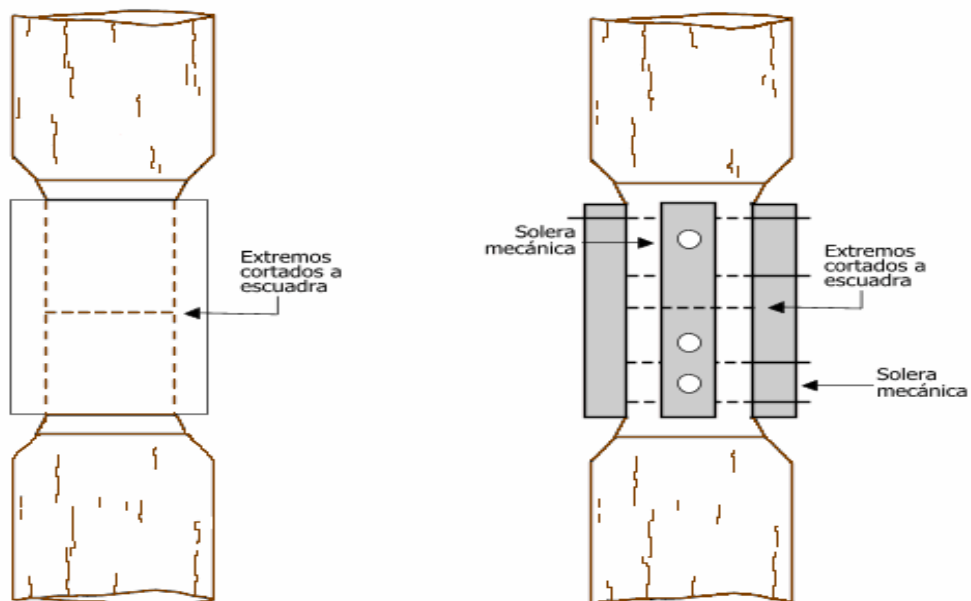
La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de entre 10 y 20 m. Para calificar como pilote, la madera debe ser recta, sana y sin defectos, denominados así:

- Pilotes clase A, que están sometidos a cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe estar alrededor de 356 mm.
- Pilotes clase B se usan para tomar cargas medias. Con un diámetro mínimo del fuste alrededor de 220 mm.

- Pilotes de clase C, se usan para trabajos provisionales de construcción. Estos se usan permanentemente para estructuras cuando todo el pilote esta debajo del nivel freático. El diámetro del fuste esta alrededor de 305 mm.

Al hincarse su capacidad se limita hasta 30 toneladas. La punta del pilote debe ser protegida con láminas de acero para evitar que se dañe. La parte superior de los pilotes de madera también podría dañarse durante el hincado, para evitarlo se usa un capuchón.

Debe evitarse el empalme de los pilotes de madera, sin embargo, si es necesario, éste se hace usando mango de tubo (grafica 1.1.1a) o soleras metálicas con tornillos (grafica 1.1.1b). La longitud del mango de tubo debe ser por lo menos de cinco veces el diámetro del pilote. Los extremos deben cortarse a escuadra de modo que se tenga un contacto pleno entre las partes. Las partes empalmadas deben recortarse de modo que queden bien ajustadas dentro de los mangos o camisas de tubos. En caso de soleras metálicas con tornillos, los extremos al tope deben también recortarse a escuadra y los lados de las porciones empalmadas deben ser recortadas planas para el buen asiento de las soleras.



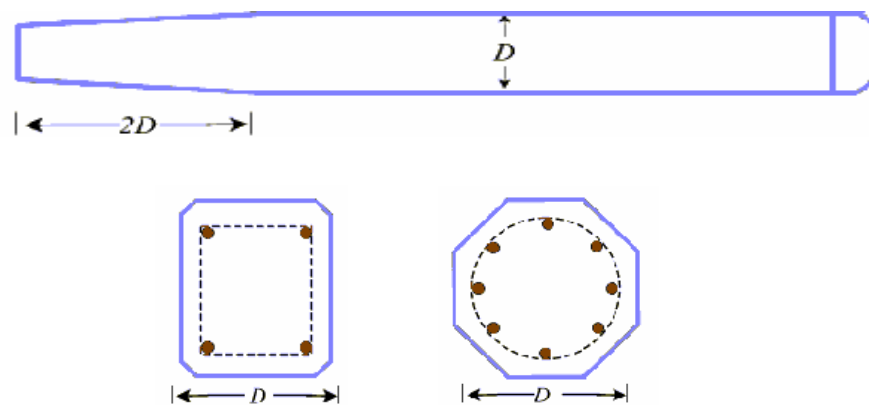
**Grafica 1.1.1a: mangos tubulares.**

**Grafica 1.1.1b: solera metálica y tornillos.**

**Empalmes. Fuente Braja M. Das.**

### 1.1.2 Pilotes de concreto

Los pilotes de concreto se dividen en dos categorías: (a) pilotes prefabricados y (b) colados in situ. Los prefabricados se preparan usando refuerzo ordinario, con sección transversal como en la grafica. Se diseña el refuerzo para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral, si la tuviere.



**Grafica 1.1.2a: pilote cuadrado**

**grafica 1.1.2b: pilote octogonal**

***Fuente los autores.***

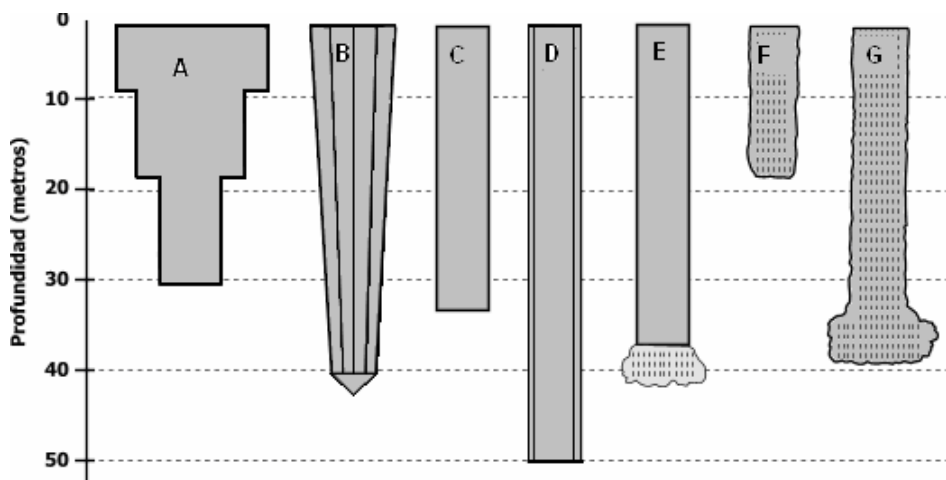
Los pilotes prefabricados también son presforzados usando cables de preesfuerzo de acero de alta resistencia. La resistencia última de esos cables es de aproximadamente  $1800 \text{ MN/m}^2$ . Durante el colado de los pilotes, los cables se pretensan entre ( $\gg 900 - 1300 \text{ MN/m}^2$ ) y se vierte concreto alrededor de ellos. Después del curado, los cables se recortan produciéndose así una fuerza de compresión en la sección del pilote.

Los pilotes colados in situ se construyen perforando el agujero y llenándolo con concreto. Varios tipos de pilotes de concretos in situ se usan actualmente en la construcción y la mayor parte fueron patentados por sus fabricantes. Esos pilotes se dividen en dos amplias categorías: **ademados** y **no ademados**. Ambos tienen un pedestal en el fondo.

Los ademados (también de usa el término “encamisado”), se hacen hincando un tubo de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del tubo. Cuando el pilote

alcanza la profundidad apropiada, se retira el mandril y el tubo se llena con concreto. Las figura A, B, C y D muestran algunos ejemplos de pilotes ademados sin pedestal, la figura E muestra un pilote ademado con un pedestal consistente en un bulbo de concreto expandido que se forma dejando caer un martillo sobre el concreto fresco.

La figura F y G son dos tipos de pilote sin ademe, uno con pedestal y el otro sin él. Los pilotes no ademados se hacen hincando primero el tubo a la profundidad deseada y llenándolos con concreto fresco. El tubo se retira gradualmente.

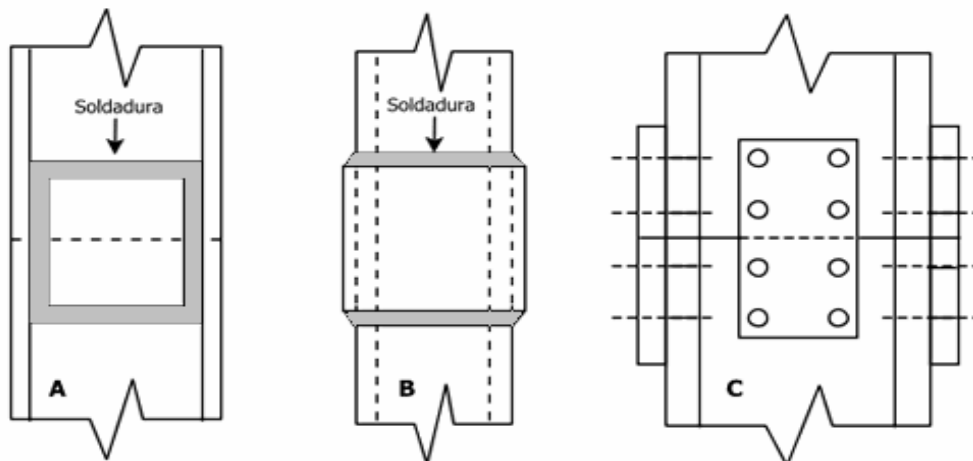


**Grafica 1.1.2c: pilotes de concreto colocados en situ. Fuente Braja M. Das.**

FIG.	NOMBRE DEL PILOTES	TIPO DE ADEME O REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD USUAL MÁXIMA DEL PILOTE	
			(pies)	(metros)
A	Raymond Step-Taper	Ademe corrugado delgado, cilíndrico	100	30
B	Monotube o Unión Metal	Ademe de acero, delgado, ahusado e hincado sinmandril	130	40
C	Westernm ademano	Ademe de lámina delgada	100-130	30-40
D	Tubo sin costura o Armco	Ademe de tubo de acero recto	160	50
E	Franki con pedestal ademado	Ademe de lámina delgada	100-130	30-40
F	Western no ademado sin pedestal	-	50-65	15-20
G	Franki con pedestal no entubado	-	100-130	30-40

### 1.1.3 Pilotes de acero

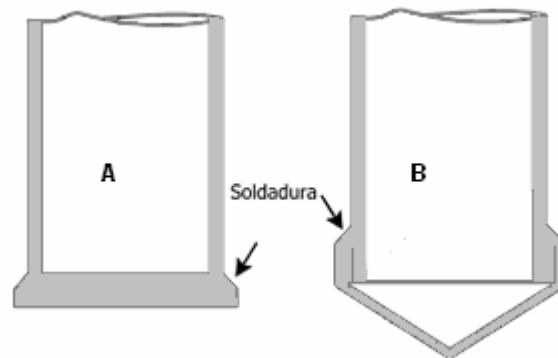
Estos son generalmente fabricados a partir de tubos o de perfiles H laminados; se pueden hincar en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Las vigas de acero patín ancho y de sección I también se usan. Sin embargo, se prefiere los perfiles H porque los espesores de sus almas y patines son iguales. En las vigas de patín ancho y de sección I, los espesores de alma son menores que los espesores de los patines. En algunos casos, los pilotes de acero se empalman por medio de soldaduras, remaches o tornillos.



**Grafica 1.1.3a: empalme de pilotes, (A) pilote H con soldadura; (B) tubo con soldadura; (C) pilote H con remache y tornillo. Fuente Braja M. Das.**

En casos de condiciones difíciles de hincado, como a través de grava densa, lutitas y roca blanda, los pilotes de acero se usan adaptados con puntas o zapatas de hincado. La grafica 1.1.3b muestran dos tipos de zapatas usadas en pilotes de tubo. Los pilotes de acero llegan a estar sometidos a corrosión, especialmente en suelos pantanosos, como turbas y otros suelos orgánicos. Los suelos con un pH mayor a 7 no son muy corrosivos. Para compensar el efecto de la corrosión se recomienda considerar un espesor adicional de acero (sobre el área de la sección transversal real de diseño). En muchas circunstancias, los recubrimientos epóxicos, aplicados en la fábrica, sobre los pilotes funcionan satisfactoriamente. Esos recubrimientos no son dañados fácilmente por el

hincado del pilote. El recubrimiento con concreto también los protege contra la corrosión en la mayoría de las zonas corrosivas.



**Grafica 1.1.3b: (A), punta plana de hincado de pilote de tubo; (B) punta cónica de hincado de pilote de tubo.**

#### 1.1.4 Pilotes compuestos

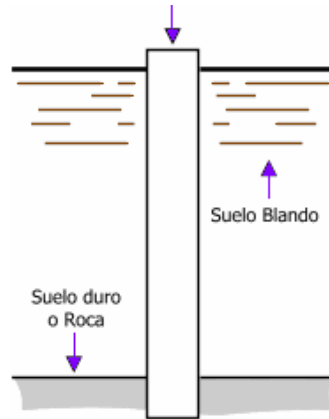
Las porciones superiores o inferiores de los pilotes compuestos están hechos de diferentes materiales, por ejemplo, se fabrican de acero y concreto o de madera y concreto. Los pilotes de acero y concreto consisten en una porción inferior de acero y una porción superior de concreto colado en el lugar. Este tipo es el usado cuando la longitud del pilote requerido para un apoyo adecuado excede la capacidad de los pilotes simples de concreto colados en el lugar. Los de madera y concreto consisten en una porción inferior de pilote de madera debajo del nivel permanente del agua y una porción superior de concreto. En cualquier caso la formación de juntas apropiadas entre dos materiales diferentes es difícil y por eso, los pilotes compuestos no son muy usados.

## 1.2 Funciones de los pilotes

Los pilotes constituyen elementos de fundación versátiles, en razón a que pueden realizar gran variedad de funciones, tales como las que se describen a continuación:

### 1.2.1 Pilotes de punta:

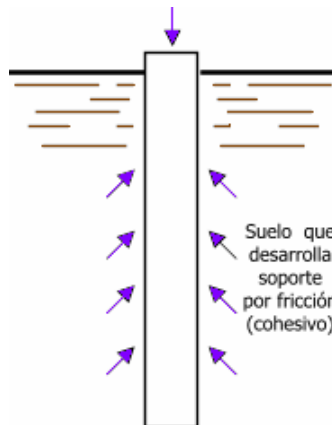
Transmiten cargas a través de agua o suelos blandos hasta estratos con suficiente capacidad portante, por medio del soporte en la punta del pilote.



**Grafica 1.2.1: pilote de punta.**

**1.2.2 Pilotes de fricción flotante:**

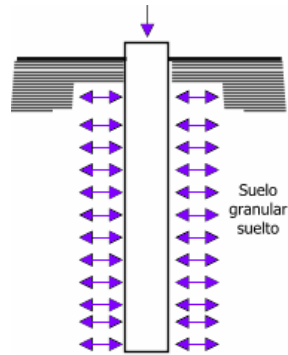
Transmite cargas a un cierto espesor de suelo relativamente blando mediante fricción desarrollada sobre la superficie lateral del pilote, a lo largo de la longitud del mismo. Es aplicable cuando, dentro de profundidades alcanzables, no se encuentran estratos que provean soportes significativos en la punta.



**Grafica 1.2.2: pilote de fricción flotante.**

**1.2.3 Pilotes de fricción compactación:**

Compacta suelos granulares relativamente sueltos incrementando su compacidad y, en consecuencia, su capacidad de carga por fricción (también, una parte significativa por punta).



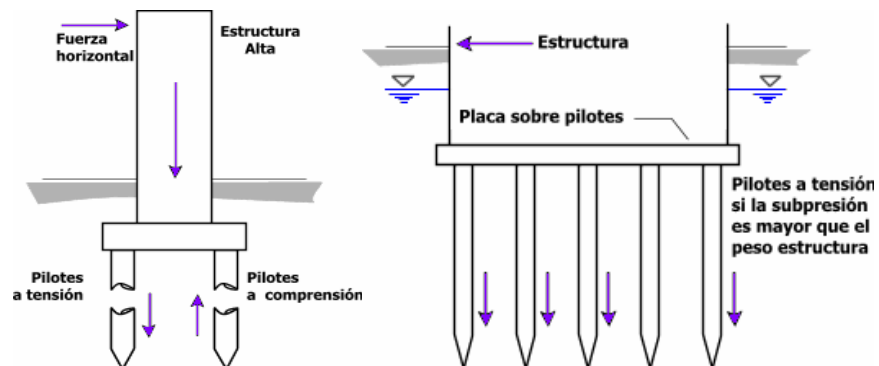
**Grafica 1.2.3: pilote de fricción compactación.**

**1.2.4 Pilotes contra socavación:**

Traslada el soporte de la fundación más allá de la profundidad de socavación en corrientes de agua para proveer seguridad contra pérdida de soporte al ser horadado el suelo portante.

**1.2.5 Pilotes de tensión:**

Su capacidad para resistir fuerzas al arranque les permite evitar el desplazamiento hacia arriba de estructuras sometidas a fuerzas de levantamiento (grafica 1.2.5a), al trabajar conjuntamente con pilotes a compresión, forman mecanismos resistentes a momentos de volcamiento sobre la fundación, como los producidos por cargas actuantes en la parte superior de estructuras de gran altura (grafica 1.2.5b).

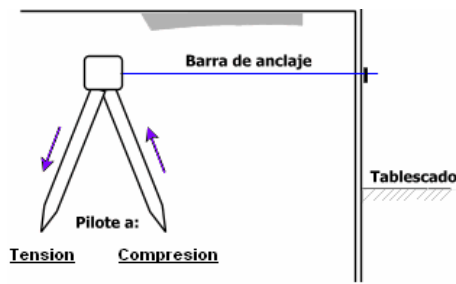


**Grafica 1.2.5a: mecanismo a momento. Grafica 1.2.5b: fuerzas de supresión.**

***Pilotes a tensión.***

### 1.2.6 Pilotes de anclaje:

Configuran mecanismos de anclaje resistentes a empujes horizontales de tablestacados u otras estructuras. Usualmente se combinan pilotes a tensión con pilotes a compresión.



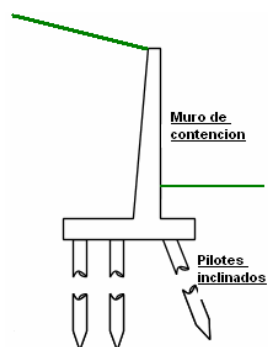
**Grafica 1.2.6: pilotes de anclaje.**

### 1.2.7 Pilotes de defensa:

Son parte integrante de estructuras que se deforman elásticamente bajo cargas dinámicas, que les confiere gran capacidad de amortiguación de energía y les permite proteger estructuras frente al agua (muelles), del impacto de embarcaciones y otros elementos flotantes masivos. Frecuentemente se usa la madera.

### 1.2.8 Pilotes inclinados:

Al instalar un pilote con su eje longitudinal inclinado en un cierto ángulo respecto a la vertical, la componente horizontal de la capacidad axial de carga del pilote se puede aprovechar para resistir fuerzas horizontales.



**Grafica 1.2.8: pilotes inclinados.**

### 1.3 Forma de instalación

Un criterio aplicado en muchos sistemas de clasificación es distinguir dos categorías referentes a diferencias básicas en las acciones sobre el suelo vecino al pilote durante la instalación y, por consiguiente, al comportamiento de los pilotes bajo carga.

#### 1.3.1 Pilotes hincados:

En este sistema el suelo es desplazado del espacio que va a ocupar el pilote, por acción de los esfuerzos de penetración. Puede generarse una densificación, posiblemente benéfica, en los suelos granulares sueltos. En otros medios tiene lugar levantamientos del terreno, empujes sobre elementos vecinos y otras consecuencias casi siempre nocivas para estructuras y servicios aledaños al sitio de instalación. Algunos los clasifican como de bajo o alto desplazamiento, de acuerdo con su diámetro o dimensión, lo que produce un menor o mayor volumen de material a desplazar. Dentro de esta categoría los más importantes son:

- Pilotes prefabricados, hincados por el impacto de martillos
- Pilotes hincados por impacto y fundidos en el sitio
- Pilotes atornillados
- Pilotes penetrados mediante presión continua, como la producida por gatos

#### 1.3.2 Pilotes pre excavados (o perforados):

En este sistema de pilotaje, se remueve el suelo del espacio que va ocupar el pilote, al aplicar varias posibles técnicas de excavación o perforación, formando así una cavidad que en caso necesario se protege del derrumbe de sus paredes, en cuyo interior se funde el concreto integrante de cuerpo del pilote:

## 2 TRANSFERENCIA DE CARGA:

### 2.1 Factores que intervienen.

La transferencia de carga axial de un pilote cargado al suelo de soporte depende de muchos 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 son:

- resistencia por fricción en el fuste y resistencia portante en la base. En función de los desplazamientos.
- Relación entre la resistencia última en el fuste y la resistencia al corte inicial no drenado de los suelos en contacto con el mismo.
- Rigidez del pilote comparada con el material de soporte.
- Dimensiones del pilote, sección en la base e instalación.
- Consecuencias producto de la instalación, como alteraciones y cambios en las características de esfuerzos del suelo vecino.

## **2.2 Comportamiento de un pilote bajo carga**

Un pilote sometido a carga axial de compresión progresiva la curva carga- asentamiento. Inicialmente el sistema suelo- pilote se comporta elásticamente. Existe una relación rectilínea hasta cierto punto elástico, sobre la curva y, si la carga se suspende en cualquier etapa hasta este punto, la cabeza del pilote prácticamente rebota hasta su nivel original. Cuando la carga se incrementa mas allá del punto elástico, aparece una cadencia en o cercana a ala interface pilote- suelo y tiene lugar un cierto grado de deslizamiento hasta alcanzar un punto más alto, donde se ha movilizad o la máxima resistencia friccionante sobre el fuste. Si se suspende la carga en esta etapa, la cabeza del pilote rebotara hasta un punto mayor. la resistencia en la base del pilote requiere un movimiento hacia abajo mayor y su magnitud depende del diámetro del pilote. En el momento en que se alcanza la etapa total de movilización de la resistencia en la base, sobre la curva, el pilote se hunde sin incremento adicional en la carga, o pequeños los incrementos de la cara producen asentamientos progresivamente grandes.

## **2.3 División de la carga entre fuste y base**

Resultados de ensayos de carga para medir la distribución del desplazamiento a lo largo del pilote, han mostrado que la máxima resistencia friccionante a lo largo del fuste se moviliza completamente cuando el desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote alcanza un valor de 5 a 10mm.

Ensayos de carga han mostrado que la magnitud del movimiento de la base, requerido para desarrollar la capacidad ultima de punta, varía desde un 25% del diámetro en la base, para suelos cohesivos, hasta un 105 para suelos no cohesivos.( Woodward 1972).

### 3 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE PILOTES

La estimación de la carga ultima de un pilote se puede hacer por diferentes métodos tanto estáticos como dinámicos; en este estudio se consideraran los estáticos para pilotes verticales cargados axialmente, los cuales se basan los parámetros de resistencia del suelo. La formula general de capacidad de carga considera una resistencia por fricción (fricción superficial) generada en la interfaz suelo-pilote, y una componente de resistencia por la reacción de la punta del pilote contra el suelo.

Donde:  $Q_u = Q_s + Q_{up} - W_p$

$Q_u$  = capacidad ultima del pilote

$Q_{up}$  = capacidad de carga de la punta del pilote

$Q_s$  = resistencia por fricción

$W_p$  = peso del pilote

#### Capacidad de carga de la punta ( $Q_{up}$ ).

En el caculo de la capacidad por punta,  $Q_{up}$ , para cimentaciones profundas se utilizaron los estudios previos para la estimación de la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales realizados por Terzaghi (1943),

- Para cimentaciones cuadradas superficiales  $q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma B N_\gamma$

- Para cimentaciones circulares superficiales  $q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$

Meyerhoff (1963) estableció una ecuación general para la estimación de capacidad de carga última en cimentaciones superficiales para carga vertical

$$q_u = cN_c F_{CS} F_{CD} + qN_q F_{qs} F_{qd} + 0.5\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

De donde  $F_{CS}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = factores de forma

$F_{CD}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = factores de profundidad

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga.

De manera general la presión unitaria última para apoyo de pilotes se puede expresar:

$$q_{up} = cN_c^* + qN_q^* + \gamma B N_\gamma^*$$

De donde  $N_c^*, N_q^*, N_\gamma^*$  son los factores de capacidad de carga integrales que incluyen los factores de forma y profundidad. Es decir, la presión unitaria última para apoyo de pilotes se puede expresar de manera similar a la de cimentaciones superficiales, con algunas modificaciones como la sustitución del término  $B$  por  $D$  (ancho del pilote) y teniendo en cuenta que la determinación de los valores  $N_c^*, N_q^*, N_\gamma^*$  se hacen de forma diferente. Por tanto:

$$q_{up} = cN_c^* + qN_q^* + \gamma D N_\gamma^*$$

Esta expresión puede modificarse teniendo en cuenta que generalmente el ancho  $D$  de un pilote es relativamente pequeño, por tanto el término  $\gamma D N_\gamma^*$  puede ser omitido sin producir un error serio, además el término  $q$  se puede sustituir  $q'$  para indicar que re

trata del esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote. La capacidad de carga por punta última es entonces:

$$Q_u = A_p q_{up} = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

Donde  $A_p$  = área de la punta del pilote

$c$  = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

$q_{up}$  = resistencia unitaria de punta

$q'$  = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

$N_c^*, N_q^*$  = factores de capacidad de carga

### **Resistencia por fricción ( $Q_s$ ).**

Para pilotes se puede expresar la resistencia por fricción o superficial como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Donde  $p$  = perímetro del pilote

$\Delta L$  = longitud incremental del pilote sobre la cual  $p$  y  $f$  se asumen constantes

$f$  = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad  $z$ .

### **Factor de capacidad de carga ( $N_c$ ).**

#### Arcillas

- Los primeros aportes para la estimación de  $N_c$  para pilotes fueron hechas por Skempton (1951), el cual obtuvo un valor de  $N_c = 9$ , el cual posteriormente fue confirmado por el mismo en (1959).

- Sowers (1961) obtuvo  $5 < N_C < 8$
- Mohan (1961) obtuvo  $5,7 < N_C < 8,2$  para arcillas expansivas.
- Landayi (1963) obtuvo  $7.4 < N_C < 9.3$ , resultado obtenido del análisis de expansión de cavidades en masa para arcillas.
- Bishop (1945), basándose en los estudios hechos por Landayi propuso para el cálculo de  $N_C$  en arcillas.

$$N_C = 1 + \frac{4}{3} \left[ 1 + \ln \left( \frac{Eu}{3C_u} \right) \right]$$

Las variaciones de  $N_C$  han sido asociadas a los esfuerzos y deformaciones del suelo.

Existen diversos métodos para la estimación de  $Q_p$  y  $Q_s$ , entre los aportes más utilizados tenemos:

### 3.1 Método de Poulos y Davis

Basados en las experiencias obtenidas por varios autores como, Tomlinson, Meyerhof, Vesic y otros, Poulos y Davis (1980), propusieron el siguiente método de análisis de capacidad de carga en pilote:

Capacidad de carga:

$$Q_u = Q_s + Q_{up} - W_p$$

Carga ultima por punta:

$$Q_{up} = A_p (cN_c + \sigma'_{vb} N_q + 0.3\gamma DN_\gamma)$$

Carga ultima por fricción:

$$Q_s = \int_0^L P(C_a + \bar{\sigma}'_{vb} K_s \tan \phi_a) dz$$

Donde:  $A_p$  = área del pilote

$c$  = cohesión del suelo en la punta del pilote

$\sigma'_{vb}$  = esfuerzo vertical efectivo en la punta.

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

$p$  = perímetro del pilote

$D$  = diámetro del pilote

$C_a$  = adhesión

$\bar{\sigma}'_{vb}$  = esfuerzo vertical efectivo medio en la longitud

$\phi_a$  = ángulo de fricción suelo – pilote.

### 3.1.1 Arcilla:

Para pilotes en arcilla saturadas. La capacidad de carga no drenada, seria:

Con  $\phi = 0$   $\longrightarrow \phi_a = 0$

$$c = c_u$$

$$N_\gamma = 0$$

$$N_q = 1$$

Tomando:  $A_p \sigma'_{vb} \approx W_p$

Como los efectos que producen los factores  $N_c$  y  $N_\gamma$ , son mínimos estos se pueden despreciar, por tanto:

$$Q_u = A_p c_u N_c + \int_0^L P c_a dz$$

Donde:  $c_a$  = adhesión no drenada

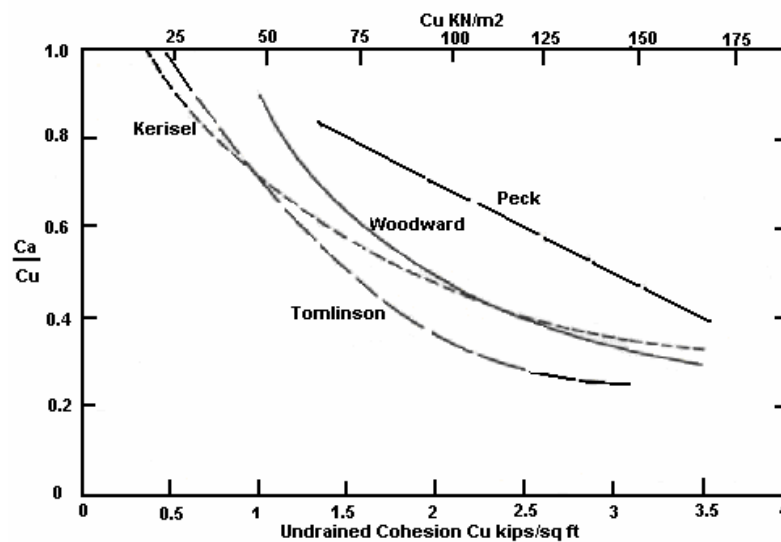
La adhesión no drenada varía considerablemente con:

- ▶ Material del pilote
- ▶ Tipo de suelo
- ▶ Forma de instalación

Para obtener  $c_a$  Poulos y Davis, toman valores experimentales obtenidos por varios autores:

### 3.1.1.1 Arcillas blandas saturadas:

Se trabaja con la recopilación planteada por McClelland, (1974), en la cual se plantea una relación entre  $c_u$  con  $c_a / c_u$ , tal como se muestra en la grafica 3.1.1.1a.

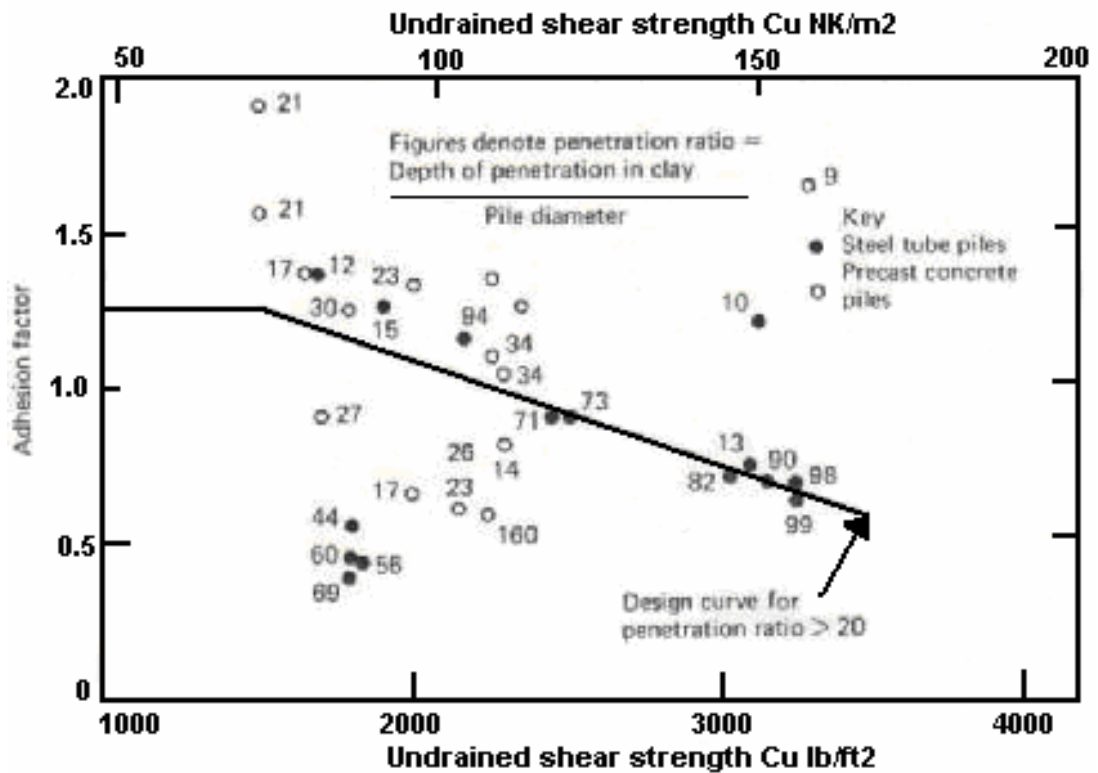


**Grafica 3.1.1.1a: factores de adhesión para pilotes en arcilla. Fuente Poulos y Davis 1980**

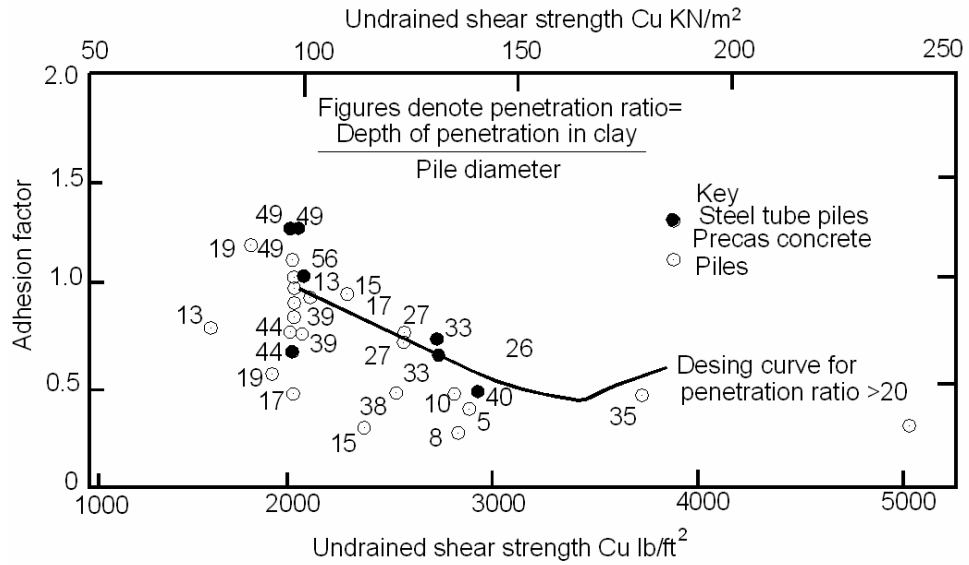
### 3.1.1.2 Arcillas rígidas saturadas:

Los valores de adhesión  $c_a$  son obtenidos de la siguiente tabla, terminada por Tomlinson 1970.

CASO	CONDICIÓN DEL SUELO	Relación de penetración	$c_a / c_u$
I	Arenas o suelos arenosos sobre arcilla rígida.	<20	1.25
		>20	Figura 3.1.1.1b
II	Arcillas blandas o limos sobre arcilla rígida.	<20(>8)	0.4
		>20	0.7
III	Deposito de arcilla rígida.	<20	0.4
		>20	Figura 3.1.1.1c

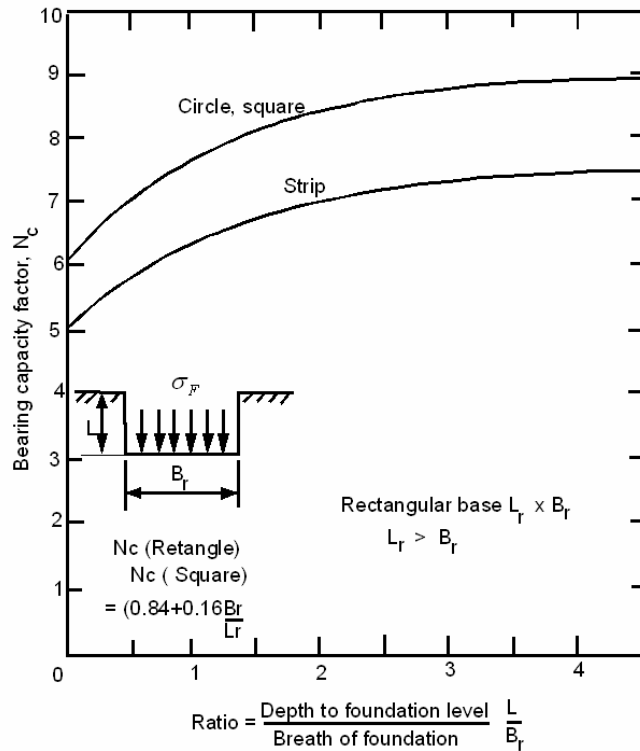


Grafica 3.1.1.2a: factores de adhesión caso I. Fuente Tomlinson, 1970.



**Grafica 3.1.1.2b: factores de adhesión caso III. Fuente Tomlinson, 1970.**

El factor de capacidad es  $N_c$ , se obtiene de la grafica propuesta por Skempton (1951).



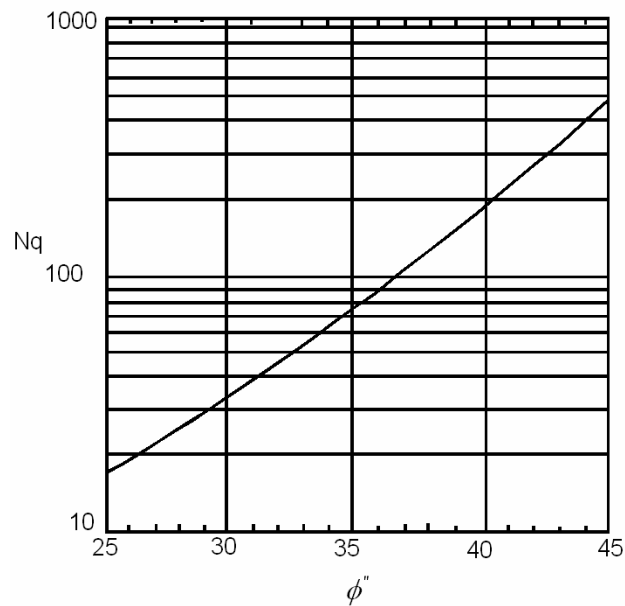
**Grafica 3.1.1.2c: Factor de capacidad de carga  $N_c$  en arcillas. Fuente Skempton, 1951.**

### 3.1.1.3 Arcillas drenada:

Para esta condición se asume  $c = 0$  por tanto  $c_a = 0$  y la ecuación se reduce a:

$$Q_u = A_p \sigma'_{vb} N_q + \int_0^L P(\bar{\sigma}'_{vb} K_s \tan \phi_a) dz$$

Donde:  $N_q$ , se obtiene de La grafica 3.1.1.2



**Grafica 3.1.1.3: relación entre el factor de carga  $N_q$  y el ángulo de fricción del suelo  $\phi$ . Fuente Berezantzev, 1961.**

► arcillas normalmente consolidadas:

$K_s \tan \phi_a$ , este factor se obtiene de los aportes hechos por Burland (1973), y Meyerhof (1976), los cuales sugieren:

$$K_s \tan \phi_a = \beta \quad \beta = (1 - \text{sen} \phi) \tan \phi$$

$$0.24 < \beta < 0.29 \quad \text{Para } 20^\circ < \phi < 30^\circ$$

Para pilotes largos ( $L > 60\text{m}$ ):  $\beta \approx 0.15$

► arcillas rígidas preconsolidadas:

$$K_s = 1.5K_0$$

$$K_0 = (1 - \sin\phi)\sqrt{RSC}$$

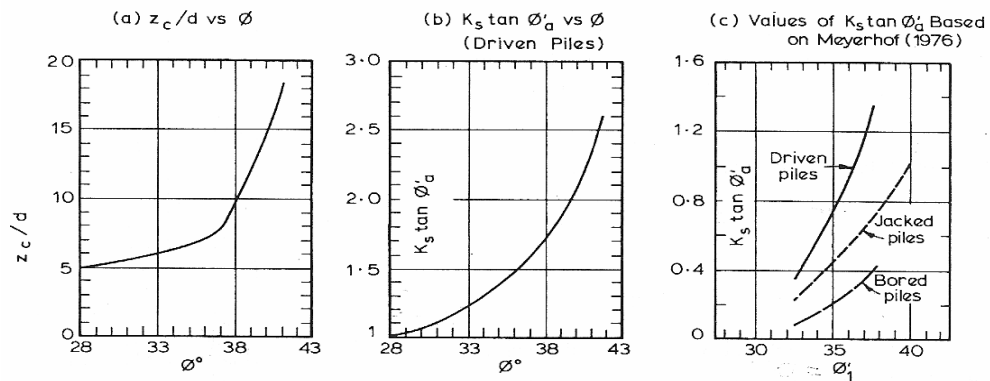
$$\phi_a = \phi$$

### 3.1.2 Arenas

$$Q_u = A_p \sigma'_{vb} N_q + \int_0^L P(\bar{\sigma}'_{vb} K_s \tan \phi_a) dz$$

Correcciones del ángulo  $\phi$  para hallar los valores de  $Z_c/d$  y  $K_s \tan \phi_a$ :

- ▶ Para pilotes hincados:  $\phi = \frac{3}{4}\phi_1 + 10$  de la grafica 3.1.2.a y 3.1.2.b
- ▶ Para pilotes perforados:  $\phi = \phi' - 3$  de la grafica 3.1.2.a y 3.1.2.c

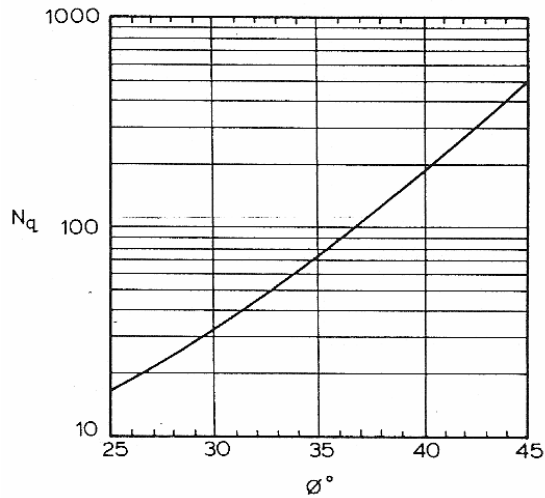


**Grafica 3.1.2. Valores de  $Z_c/d$  y  $K_s \tan \phi_a$  para pilotes en arenas. Fuente Poulos y Davis (1980)**

Correcciones del ángulo  $\phi$  para hallar el valor de  $N_q$ :

- ▶ Para pilotes hincados:  $\phi = \frac{\phi_1 + 40}{2}$  de la grafica 3.1.2.d

- ▶ Para pilotes perforados:  $\phi = \phi' - 3$  de la grafica 3.1.2.d



**Grafica 3.1.2.d Relación  $N_q$  y  $\phi$  entre para pilotes en arenas. . Fuente Poulos y Davis (1980)**

## 3.2 Método de Meyerhof.

### 3.2.1 Arena

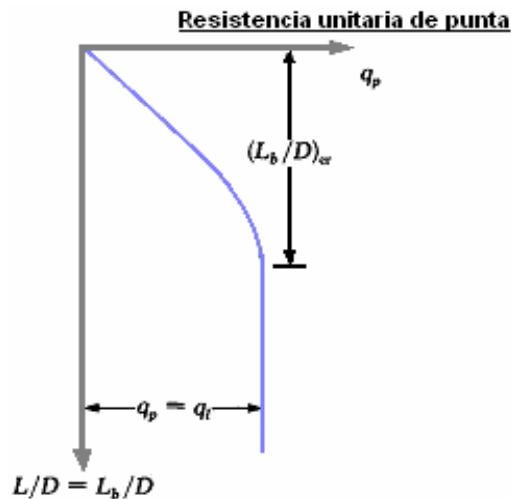
#### 3.2.1.1 Capacidad de carga por punta, $Q_{up}$

Meyerhof (1976) estableció la relación de variación de  $L_b / D$  con el ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo  $\phi$  (en grados), del cual se determinan los factores de capacidad de carga  $N_c^*$  y  $N_q^*$ .

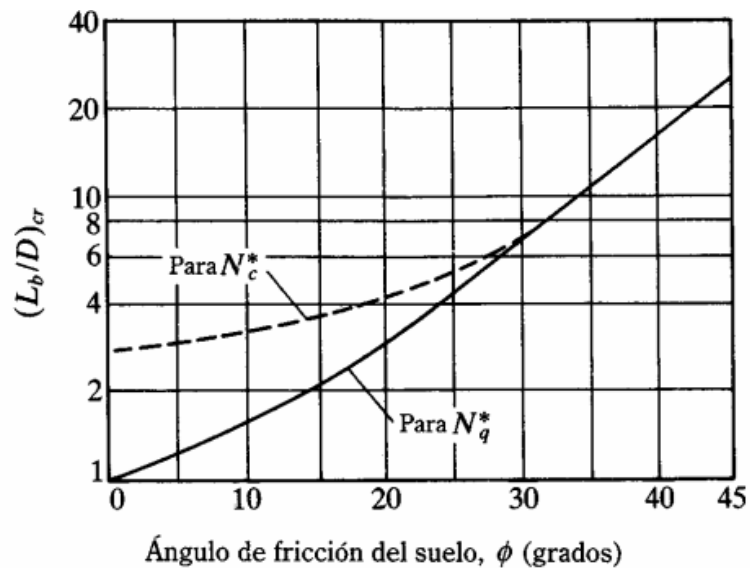
Donde:  $L_b$  = longitud de penetración en el estrato de apoyo

La capacidad de punta de un pilote en arena crece generalmente con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una relación de empotramiento  $L_b / D = (L_b / D)_{cr}$

En el caso en que el pilote penetre en un estrato de apoyo,  $L_b < L$ , se observa que después de  $(L_b / D)_{cr}$  el valor de  $q_p = q_t$ , tal como se observa en la grafica 3.2.1a.



**Grafica 3.2.1a: variación de la resistencia unitaria de punta en arena homogénea. Fuente Meyerhoff 1976**

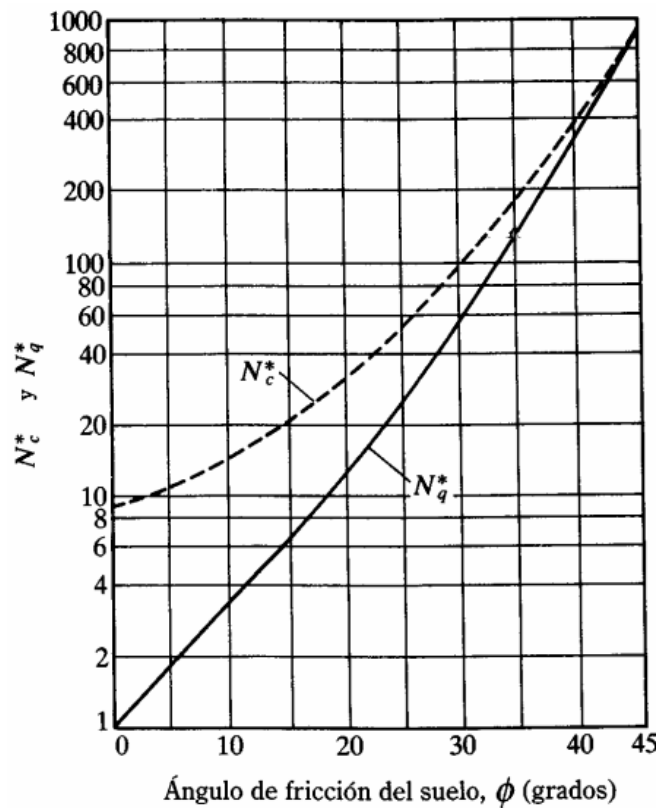


**Grafica 3.2.1b: variación  $(L_b / D)_{cr}$  con  $\phi$ . Fuente Meyerhof 1976.**

De la grafica anterior se puede apreciar la variación de los factores  $N_c^*$  y  $N_q^*$  respecto a la relación  $L_b / D$  y el ángulo de fricción del suelo  $\phi$ . Estos factores alcanzan un valor máximo en  $L_b / D = 0.5(L_b / D)_{cr}$

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

Generalmente en pilotes la magnitud  $L_b / D > 0.5(L_b / D)_{cr}$  por tanto para la estimación de estos valores máximos de  $N_c^*$  y  $N_q^*$  se obtienen de la grafica 3.2.1c



**Grafica 3.2.1c: variación de valores máximos de  $N_c^*$  y  $N_q^*$  con  $\phi$ . Fuente Meyerhof 1976.**

Si tomamos pilotes en arena con  $c=0$  la ecuación se simplifica como:

$$Q_{up} = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q' N_q^*) \longrightarrow Q_{up} = A_p q_p = A_p (q' N_q^*)$$

Donde  $q'$  = esfuerzo vertical efectivo a nivel de la punta del pilote.

Sin embargo,  $Q_{up}$  no debe exceder el valor límite  $A_p q_l$  por tanto

$$Q_{up} = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l$$

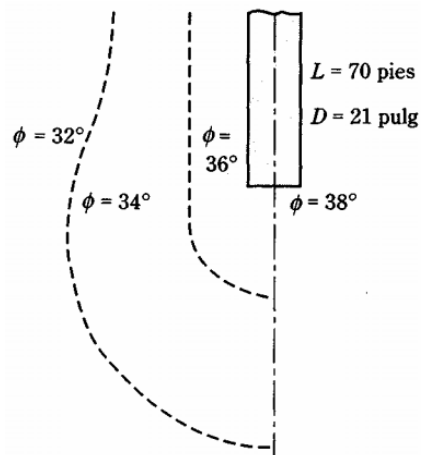
De donde la resistencia limite es

$$q_l (KN / m^2) = 50 N_q^* \tan \phi \quad \text{o} \quad q_l (lb / pies^2) = 1000 N_q^* \tan \phi$$

### 3.2.1.2 Capacidad de carga por fricción $Q_s$

Para el cálculo de la resistencia unitaria (f) se debe tener en cuenta la instalación del pilote, porque en el caso de pilotes hincados en arena la vibración generada en el hincado interviene en la densificación del suelo contiguo.

Meyerhoff (1961), obtuvo una grafica para el ángulo de fricción  $\phi$  alrededor de un pilote hincado, en donde se muestran el aumento típico del ángulo de fricción en sus alrededores, a partir del original de  $32^\circ$ .



**Grafica 3.2.1.2a: compactación de arena cercana a pilotes hincados. Fuente Meyerhof 1961.**

De la grafica se puede apreciar que la zona de densificación que rodea al pilote es aproximadamente 2.5 veces el diámetro del pilote.

La variación de  $f$  en campo se puede apreciar aproximadamente en la grafica 3.2.1.2b, donde la fricción unitaria superficial crece con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad de  $L'$  y después permanece constante.

También se aprecia que la magnitud de la profundidad crítica  $L'$  está entre 15 y 20 veces el diámetro del pilote. Por tanto:

$$L' = 15D$$

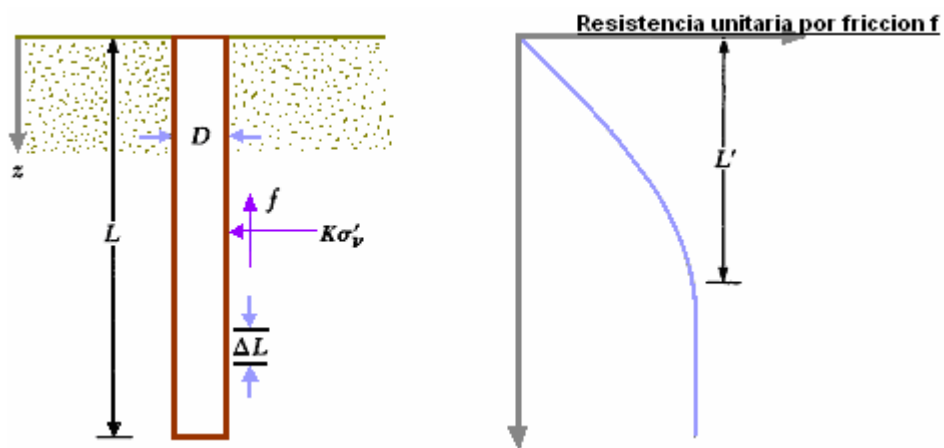
$D$  = diámetro del pilote

- Para  $z = 0$  hasta  $z = L'$   $\longrightarrow$   $f = K\sigma'_v \tan \delta$
- Para  $z = L'$  hasta  $z = L$   $\longrightarrow$   $f = f_{z=L'}$

Donde  $K$  = coeficiente de presión lateral

$\sigma'_v$  = esfuerzo vertical efectivo medio a la profundidad bajo consideración.

$\delta$  = ángulo de fricción entre suelo y pilote.



**Grafica 3.2.1.2b: resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena. Braja M Das.**

Se tienen los siguientes valores promedio recomendados para el cálculo de K:

TIPO DE PILOTE	K
Perforado	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ a 1.4 $K_0 = 1.4(1 - \text{sen}\phi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ a 1.8 $K_0 = 1.8(1 - \text{sen}\phi)$

Para pilotes hincados de gran desplazamiento Bhusan (1982) recomendó:

$$K \tan \delta = 0.18 + 0.0065C_r \quad \text{y} \quad K = 0.5 + 0.008C_r$$

Donde  $C_r$  = compacidad relativa (%)

Por tanto:

$$Q_s = pLf_{prom}$$

Meyerhof (1976) basado en sus estudios de campo sugirió que la resistencia de punta última  $q_p$  en un suelo granular homogéneo  $L = L_b$  se obtenga de los números de penetración estándar como, SPT:

$$q_p (KN/m^2) = 40N_{cor}L/D \leq 400N_{COR} \quad \text{O} \quad q_p (lb/pies^2) = 800N_{cor}L/D \leq 8000N_{COR}$$

$N_{COR}$  = numero de penetración estándar corregido promedio cerca de la punta del pilote (aproximadamente  $10D$  arriba y  $4D$  abajo de la punta del pilote).

Meyerhof (1976) estableció la resistencia por fricción unitaria promedio como:

- Para pilotes hincados de gran desplazamiento:

$$f_{prom} = (KN/m^2) = 2\bar{N}_{cor} \quad \text{o} \quad f_{prom} = (lb/pies^2) = 40\bar{N}_{cor}$$

Donde  $\bar{N}_{cor}$  = valor corregido de la resistencia a la penetración estándar.  
 Aproximadamente 10D arriba y 4D debajo de la punta del pilote.

- Para pilotes hincados de pequeño desplazamiento:

$$f_{prom} = (KN / m^2) = \bar{N}_{cor} \quad \text{o} \quad f_{prom} = (lb / pies^2) = 20 \bar{N}_{cor}$$

### 3.2.2 Arcilla

#### 3.2.2.1 Capacidad de carga por punta $Q_{up}$

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

Tomando los resultados de Skempton (1959),  $N_c = 9$

$$Q_{up} = N_c^* c_u A_p = 9 c_u A_p$$

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

### 3.3 Método de Coyle y Castelló.

#### 3.3.1 Arena

##### 3.3.1.1 Capacidad de carga por punta $Q_{up}$

Este método se utiliza para el cálculo de  $Q_{up}$  en arenas, estudiado por Coyle y Castelló (1981) el cual se baso en análisis hechos a 24 pruebas de carga a gran escala en campo de pilotes hincados en arena , del cual se estimo  $Q_{up}$  como:

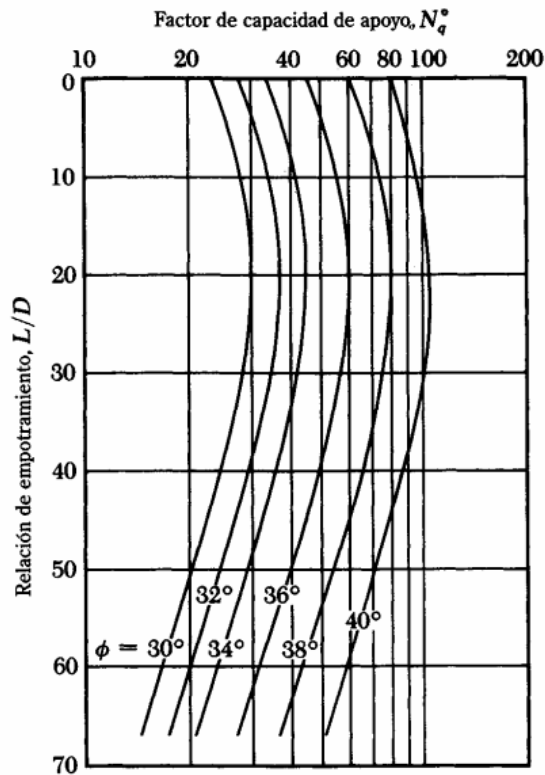
$$Q_{up} = q' N_q^* A_p$$

Donde

$q'$  = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

$N_q^*$  = factor de capacidad de carga

De estos estudios se estableció la variación de  $N_q^*$  con el ángulo de fricción y la relación L/D mostrada en la grafica 3.3.1.1.



**Grafica 3.3.1.1: variación de  $N_q^*$  con L/D y el ángulo de fricción del suelo  $\phi$ . Fuente Coyle y Castelló 1981.**

### 3.3.1.2 Capacidad de carga por fricción $Q_s$

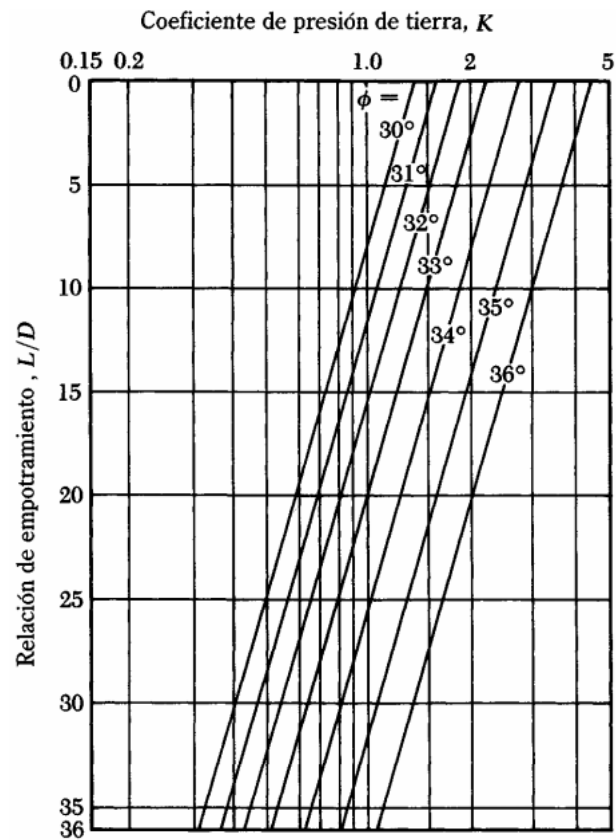
En consecuencia con lo estudiado por Coyle y Castello (1981) para el cálculo de  $Q_p$ , establecieron para el cálculo  $Q_s$ :

$$Q_s = pL f_{prom} = (K \bar{\sigma}'_v \tan \delta) pL$$

Donde:  $\bar{\sigma}'_v$  = presión de sobrecarga efectiva promedio.

$\delta$  = ángulo de fricción entre suelo y pilote, generalmente tomado igual a  $0.8\phi$

$K$  = coeficiente de presión lateral de tierra, grafica 3.3.1.2



**Grafica 3.3.1.2: variación de  $K$  con  $L/D$ . Fuente Coyle y Castello 1981.**

Por tanto: 
$$Q_s = K \bar{\sigma}'_v \tan(0.8\phi) pL$$

### 3.4 Método de Janbu

#### 3.4.1 Arena y Arcilla

##### 3.4.1.1 Capacidad de carga por punta $Q_{up}$

Para el cálculo de  $Q_{up}$  Janbu (1976) propuso hacerlo con la expresión:

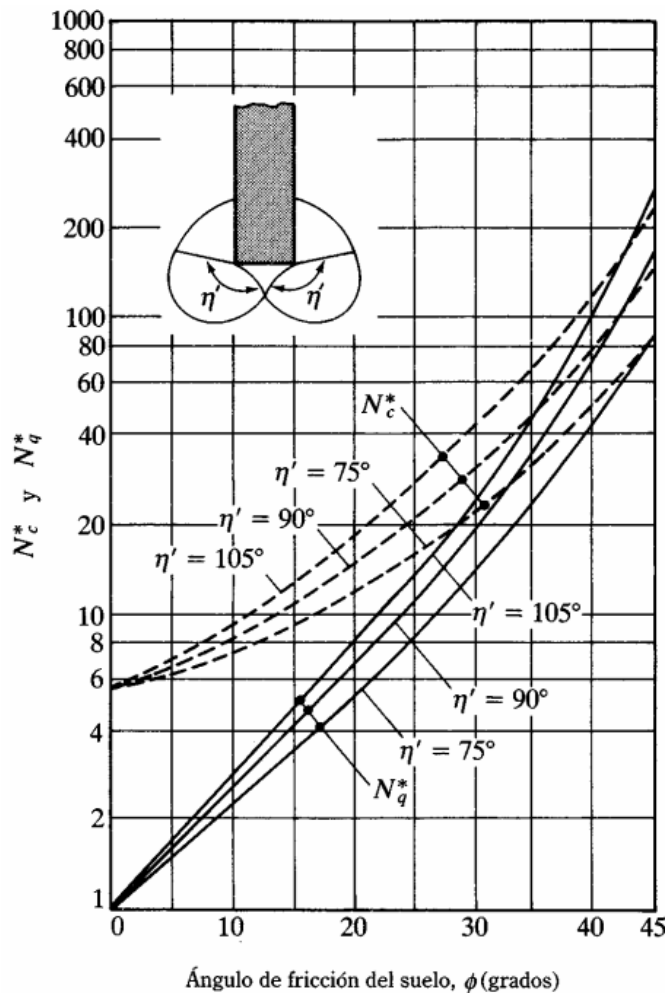
$$Q_{up} = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q' N_q^*)$$

Los factores  $N_c^*$  y  $N_q^*$  se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote similar a la mostrada en el inserto de la grafica 3.4.1.1 Por tanto las relaciones de carga son.

$$N_q^* = (\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi}) (e^{2\eta' \tan \phi})$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi$$

$\eta'$  = se define en el inserto



**Grafica 3.4.1.1: variación de valores de  $N_c^*$  y  $N_q^*$  con  $\phi$ . Fuente Janbu 1976.**

De la figura se puede apreciar que el ángulo  $\eta'$  varía aproximadamente desde  $70^\circ$  en arcillas blandas hasta aproximadamente  $105^\circ$  en suelos arenosos densos.

Sin importar cual método haya sido utilizado para calcular  $Q_{up}$  su magnitud plena se obtiene después de que el pilote penetre por lo menos entre 10% y 25% de su ancho. Para la arena esta es la profundidad crítica.

### 3.5 Método de Vesic

#### 3.5.1 Arenas y Arcillas

##### 3.5.1.1 Capacidad de carga por punta $Q_{up}$

Con base en la teoría de expansión de cavidades Vesic (1977) propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote, basada en parámetros de esfuerzo efectivo.

$$Q_{up} = A_p q_p = A_p (cN_c^* + \sigma_0' N_\sigma^*)$$

Donde

$$\sigma_0' = \left( \frac{1 + 2K_0}{3} \right) * q' \text{ Esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del}$$

pilote.

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

$N_c^*$  y  $N_\sigma^*$  = factores de capacidad de carga

$$\text{Con } N_\sigma^* = \frac{3N_q'}{1 + 2K_0}$$

$$N_c^* = (N_q' - 1) \cot \phi$$

Vesic planteo:

$$N_{\sigma}^* = f(I_{rr})$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad \text{Índice de rigidez reducida para el suelo.}$$

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(c + q' \tan \phi)} = \frac{G_s}{c + q' \tan \phi}$$

Donde:

$I_r$  = índice de rigidez.

$E_s$  = modulo de elasticidad del suelo

$\mu_s$  = relación de Poisson del suelo

$G_s$  = modulo de cortante del suelo

$\Delta$  = deformación unitaria promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote

Vesic estableció para condiciones sin modificaciones en volumen (arena densa o arcilla saturada),  $\Delta = 0$  por tanto:

$$I_r = I_{rr}$$

Del ANEXO 1, se obtienen los valores de  $N_C^*$ ,  $N_{\sigma}^*$  para varios valores del ángulo  $\phi$  de fricción del suelo e  $I_{rr}$ .

Para  $\phi = 0$  (condición no drenada).

$$N_C^* = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Los valores de  $I_r$  se obtienen de pruebas de laboratorio de consolidación y triaxiales correspondientes a los niveles apropiados de esfuerzo.

Si no se cuenta con las pruebas de laboratorio se recomienda trabajar con los siguientes valores obtenidos de estudios previos:

TIPO DE SUELO	$I_r$
Arena	70 - 150
Limos y arcillas (condición drenada)	50 -100
Arcillas (condición no drenada)	100 - 200

### 3.6 Método de Goodman.

#### 3.6.1 Roca

##### 3.6.1.1 Capacidad de carga por punta $Q_{up}$

Según los estudios realizados por Goodman (1980) la resistencia unitaria última de punta en roca es aproximadamente:

$$q_p = q_u(N_\phi + 1)$$

Donde

$$N_\phi = \tan^2(45 + \phi / 2)$$

$\phi$  = ángulo de fricción drenado

$q_u$  = resistencia a compresión no confinada de la roca.

Por medio de pruebas de laboratorio se puede calcular la resistencia a la compresión de la roca, se debe tener cuidado con el valor de  $q_u$  porque generalmente las muestras de laboratorio son de diámetro pequeño.

Cuando el diámetro de la muestra crece la resistencia a la compresión no confinada decrece, lo cual se denomina efecto escala, causado generalmente por fracturas y rupturas progresivas a lo largo de planos de deslizamiento.

Según los estudios realizados, cuando el diámetro de la muestra es mayor a (1m), se puede decir que el valor de  $q_u$  permanece constante. Parece haber una reducción de cuatro a cinco veces la magnitud de  $q_u$  en este proceso.

$$q_{u(diseño)} = \frac{q_{u(laboratorio)}}{5}$$

Por medio de laboratorios se obtuvieron valores representativos de resistencia a compresión no confinada y ángulo de fricción  $\phi$  para algunas rocas.

TIPO DE ROCA	$q_u$		ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ (GRADOS)
	Lb/pulg <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	
Arenisca	10000 – 20000	70 - 140	27- 45
Caliza	15000 – 30000	105 – 210	30 – 40
Lutita	5000 – 10000	35 – 70	10 – 20
Granito	20000 – 30000	140 – 210	40 – 50
Mármol	8500 - 10000	60 - 70	25 - 30

Debe utilizarse mínimo un factor de 3 para determinar la capacidad de carga admisible de punta en pilotes por tanto:

$$Q_{up(adm)} = \frac{(q_{u(diseño)}(N_{\phi} + 1))A_p}{FS}$$

### 3.7 Método $\lambda$ .

#### 3.7.1 Arcillas

### 3.7.1.1 Capacidad de carga por fricción $Q_s$

Propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972), se fundamenta en que el desplazamiento del suelo producido por el hincado del pilote genera una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y la resistencia unitaria superficial promedio es.

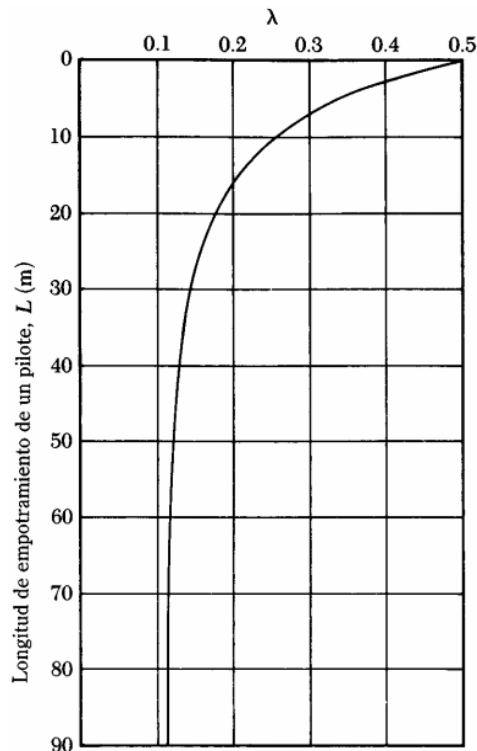
$$f_{prom} = \lambda(\bar{\sigma}'_v + 2c_u)$$

Donde:  $\bar{\sigma}'_v$  = esfuerzo vertical efectivo para toda la longitud de empotramiento.

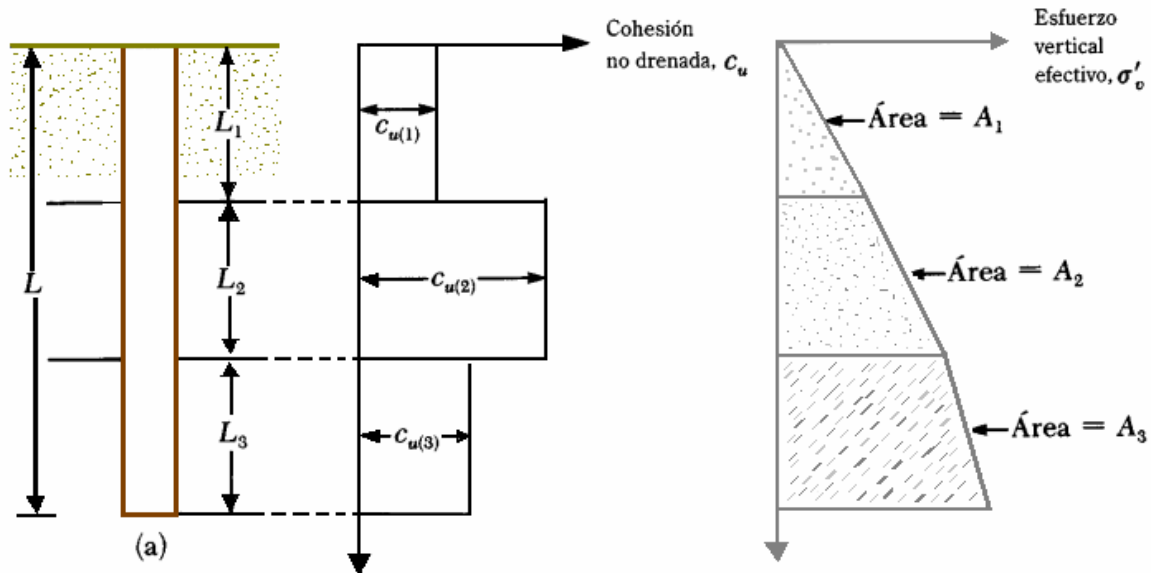
$$\bar{\sigma}'_v = \frac{A_1 + A_2 + \dots + A_n}{L}$$

$$c_u = \text{resistencia media no drenada } (\phi = 0), \quad c_u = \frac{c_{u1}L_1 + c_{u2}L_2 + \dots + c_{un}L_n}{L}$$

$\lambda$  = varia con la profundidad de la penetración del pilote, según grafica 3.7.1.1a



**Gráfica 3.7.1.1a: variación de  $\lambda$  con la L. Fuente Mc Clelland 1974.**



**Grafica 3.7.1.1b: aplicación del método  $\lambda$  en suelo estratificado. Fuente Braja M Das.**

Por tanto:

$$Q_s = pLf_{prom}$$

### 3.8 Método $\alpha$

#### 3.8.1 Arcillas

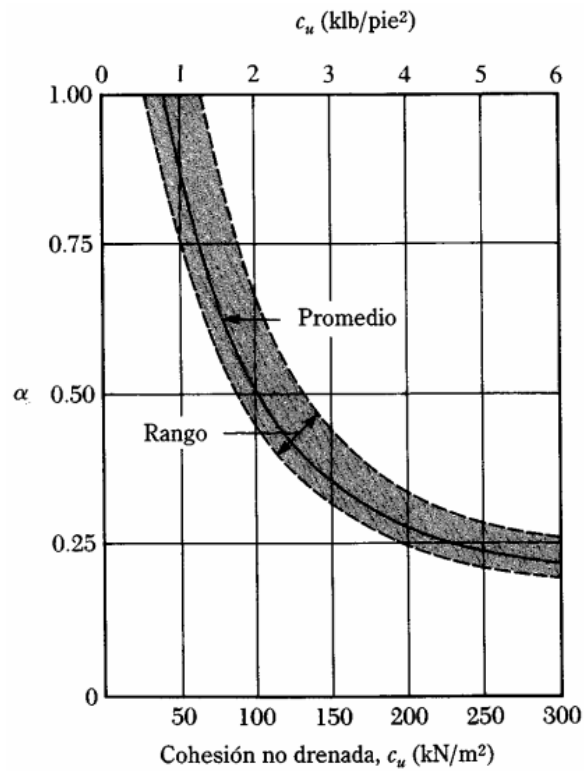
##### 3.8.1.1 Capacidad de carga por fricción $Q_s$

La resistencia unitaria superficial se estima como:

$$Q_s = \alpha c_u$$

Donde  $\alpha$  = factor empírico de adhesión, que se obtiene de la grafica 3.8.1.1

$c_u$  = cohesión no drenada



**Gráfica 3.8.1.1: variación de  $\alpha$  con  $c_u$ . Fuente Braja Mc Das.**

De la grafica se aprecia que  $\alpha$  varía entre aproximadamente 0,25 y 1,0, siendo que los mayores valores corresponden a suelos blandos y/o normalmente consolidados y los menores a arcillas rígidas no pre consolidadas.

$$Q_s = \sum fp(\Delta L) = \sum \alpha c_u p(\Delta L)$$

### 3.9 Método $\beta$

#### 3.9.1 Arcillas.

### 3.9.1.1 Capacidad de carga por fricción $Q_s$

Al hincar pilotes en arcillas saturadas, se aumenta la presión de poros en el suelo, para el caso de arcillas normalmente consolidadas es de 4 a 6 veces  $c_u$ ; al termino de cierto tiempo, esta presión se disipa gradualmente, por tanto es necesario calcular la resistencia unitaria por fricción en el pilote con base en el esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado con  $c = 0$ .

$$f_s = \beta \bar{\sigma}'_v$$

Donde:  $\bar{\sigma}'_v$  = esfuerzo vertical efectivo

$$\beta = K \tan \phi_R$$

$\phi_R$  = ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldeada.

$K$  = coeficiente de presión de tierra.

$K = 1 - \text{sen} \phi_R$  Arcillas normalmente consolidadas.

$K = (1 - \text{sen} \phi_R) \sqrt{OCR}$  Arcillas pre consolidadas.

$OCR$  = tasa de pre consolidación.

De las relaciones establecidas anteriormente se obtiene:

$$f = (1 - \text{sen} \phi_R) \tan \phi_R \bar{\sigma}'_v \quad \longrightarrow \text{Arcillas normalmente consolidadas.}$$

$$f = (1 - \text{sen} \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} (\bar{\sigma}'_v) \quad \longrightarrow \text{Arcillas pre consolidadas.}$$

La resistencia total por fricción se calcula como:

$$Q_s = fp(\Delta L)$$

## 4 CAPACIDAD A TENSIÓN DE PILOTES ( $T_u$ ).

De acuerdo con la forma de los efectos de cimentación y con las sollicitaciones de carga, los pilotes pueden estar sometidos a fuerzas de levantamiento o tensión. Tal es el caso de

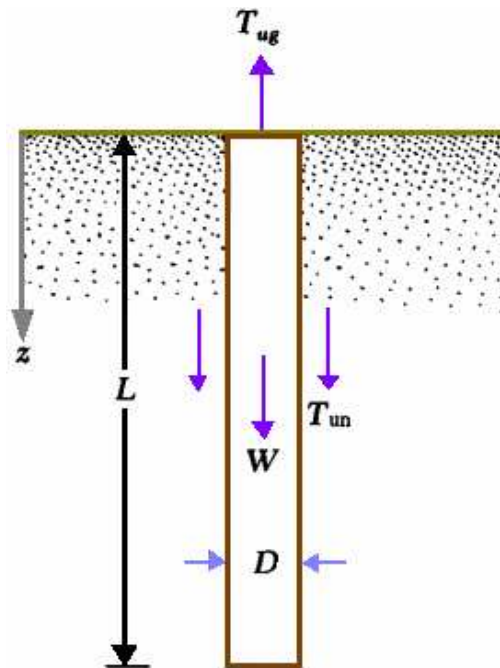
cimentaciones de puentes en curvas o pilotes de anclaje a tensión, en los cuales su capacidad depende únicamente de la fricción contra el suelo y el peso efectivo del puente. La capacidad a tensión de un pilote sometidos a una fuerza de revestimiento es:

$$T_{ug} = T_{un} + W$$

Donde:  $T_{ug}$  = capacidad total por levantamiento

$T_{un}$  = capacidad neta por levantamiento

$W$  = peso efectivo del pilote



**Grafica 4: capacidad de levantamiento del pilote. Fuente los autores.**

#### 4.1 4.1 Método de Das y Seely

##### 4.1.1 Arena

##### 4.1.1.1 Capacidad de carga por levantamiento $T_u$ .

Das y Seely (1975), estiman la capacidad de carga neta por levantamiento para pilotes hincados en suelos granulares ( $c=0$ ), como:

$$T_{un} = \int_0^L (f_u p) dz$$

Donde:  $f_u$  = fricción superficial unitaria durante el levantamiento, la cual varia como se muestra en la grafica 4.1.1.1a

$$f_u = K_u \sigma_v' \tan \delta$$

Donde:  $K_u$  = coeficiente de levantamiento

$\sigma_v'$  = esfuerzo vertical efectivo a una profundidad  $z$

$\delta$  = ángulo de fricción entre suelo y pilote

$p$  = perímetro de la sección transversal del pilote.

De la grafica 4.1.1.1b muestra la variación del coeficiente de levantamiento  $K_u$  con el ángulo de fricción  $\phi$ . Los valores de  $L_{cr}$  y  $\delta$  dependen de la compacidad relativa del suelo y se pueden obtener de la grafica 4.1.1.1c

Para el cálculo de capacidad neta última de levantamiento de pilotes se recomienda:

- De la grafica 4.1.1.1c con el valor de la compacidad relativa se halla el valor de  $L_{cr}$ .

- Si  $L \leq L_{cr}$ , entonces  $T_{un} = \int_0^L (K_u \sigma_v' \tan \delta) dz$

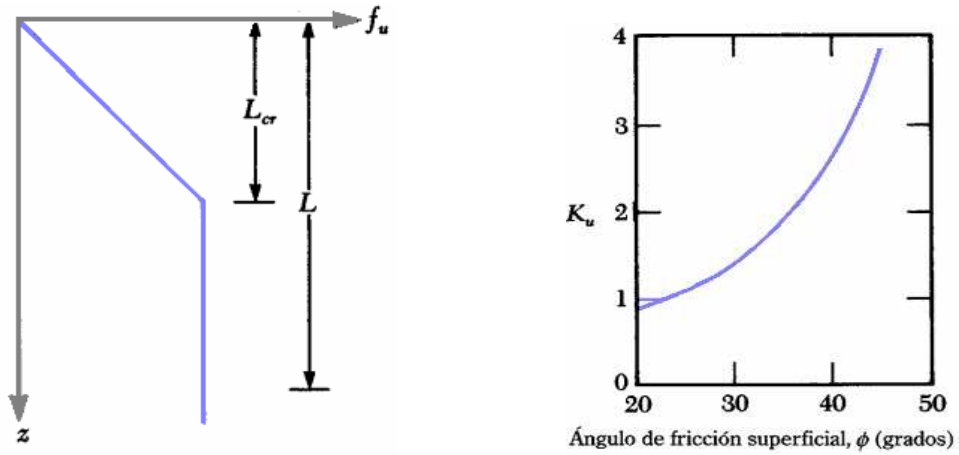
Para suelos secos,  $\sigma_v' = \gamma z$  ( $\gamma$ , peso específico del suelo.). Entonces:

$$T_{un} = \frac{1}{2} p \gamma L^2 K_u \tan \delta$$

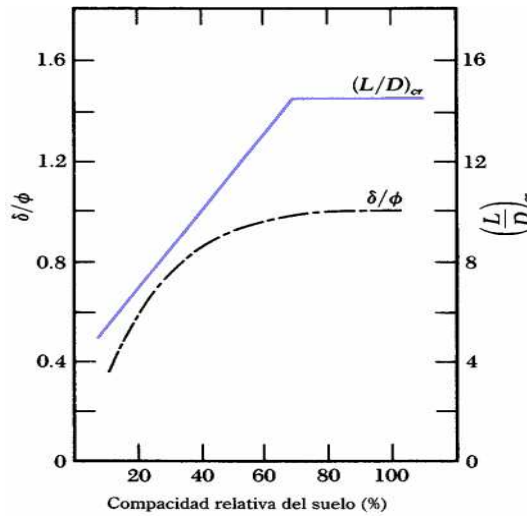
- Si  $L > L_{cr}$ , entonces  $T_{un} = \frac{1}{2} p \gamma L_{cr}^2 K_u \tan \delta + p \gamma L_{cr} K_u \tan \delta (L - L_{cr})$

- Se recomienda utilizar un factor de seguridad entre 2 y 3 entonces:

$$T_{u(adm)} = \frac{T_{ug}}{FS} = \text{capacidad admisible de levantamiento.}$$



**Grafica 4.1.1.1a: variación de  $f_u$  Grafica 4.1.1.1b: coeficiente de levantamiento.**



**Grafica 4.1.1.1c: variación de  $\delta/\phi$  y  $(L/D)_{cr}$  con la compacidad relativa.**

**Fuente Braja M Das.**

#### 4.1.2 Arcilla

##### 4.1.2.1 Capacidad de carga por levantamiento $T_u$ .

Das y Seely (1982), estiman la capacidad neta última por levantamiento de pilotes en arcillas saturadas como:

$$T_{un} = Lp\alpha'c_u$$

Donde:  $L$  = longitud del pilote  
 $p$  = perímetro de la sección del pilote  
 $\alpha'$  = coeficiente de adhesión en la interfaz suelo – pilote.  
 $c_u$  = cohesión no drenada de la arcilla

Para pilotes de concreto colocados en situ:

- $\alpha' = 0.9 - 0.00625c_u$  para  $c_u \leq 80KN/m^2$
- $\alpha' = 0.4$  para  $c_u > 80KN/m^2$

Para pilotes de tubo:

- $\alpha' = 0.7 - 0.0191c_u$  para  $c_u \leq 27KN/m^2$
- $\alpha' = 0.2$  para  $c_u > 27KN/m^2$

## 5 PILOTES CARGADOS LATERALMENTE.

En ocasiones se tienen pilotes cargados lateralmente o que están sometidos a cargas laterales esporádicamente, por eso es necesario estudiar la resistencia del pilote en este sentido, para evitar así posibles problemas de falla; ejemplo claro de esto son los pilotes en muelles sometidos a cargas esporádicas debido al impacto de un barco, los cuales deben estar diseñados para resistir dichas cargas. Para el análisis de carga lateral existen varios métodos.

### 5.1 Método de Broms

Broms (1965), propuso una solución para pilotes cargados lateralmente suponiendo:

- Para pilotes cortos una falla cortante del suelo.

### 5.1.1 Arena

#### 5.1.1.1 Capacidad de carga ultima $Q_{u(g)}$

Se utiliza la grafica 5.1.1 para el cálculo de la resistencia última  $Q_{u(g)}$ . de donde:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \text{ (Coeficiente de presión pasiva de Rankine.)}$$

### 5.1.2 Arcilla

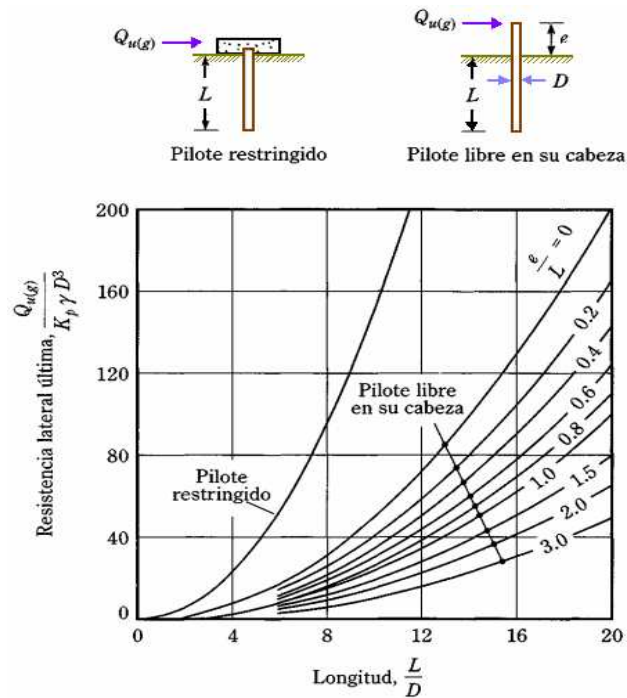
#### 5.1.2.1 Capacidad de carga ultima $Q_{u(g)}$

Se utiliza la grafica 5.1.2a para el cálculo de la resistencia última  $Q_{u(g)}$ . de donde:

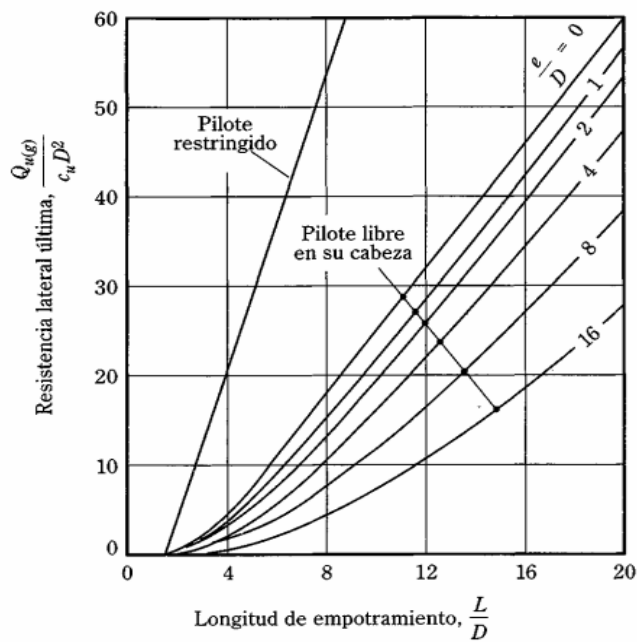
$$c_u = \frac{0.75q_u}{FS} = \frac{0.75q_u}{2} = 0.375q_u \text{ (Cohesión no drenada)}$$

$q_u$  = resistencia a compresión no confinada

$FS$  = factor de seguridad (=2)



**Grafica 5.1.1: resistencia lateral ultima pilotes cortos en arena. Fuente Braja M Das.**



**Grafica 5.1.2a: resistencia lateral ultima pilotes cortos en arcillas. Fuente Braja Das.**

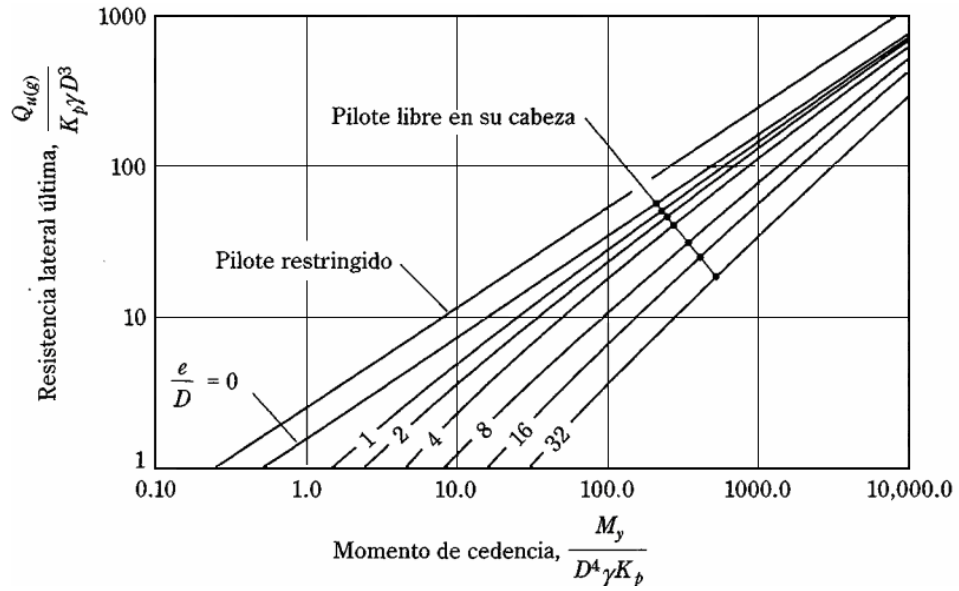
- Para pilotes largos una flexión del pilote regida por la resistencia de fluencia de la sección del pilote.

Se utiliza la grafica 5.1.2b y 5.1.2c para el cálculo de la resistencia última  $Q_{u(g)}$ , de donde:

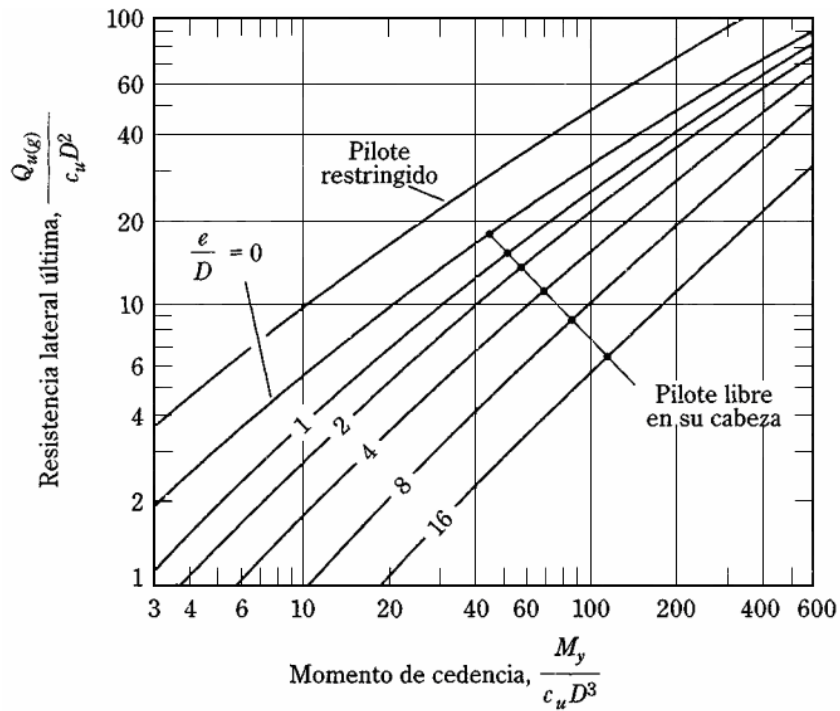
$$M_y = SF_y \text{ (Momento de fluencia para el pilote)}$$

Donde:  $S$  = modulo de sección de la sección del pilote.

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material del pilote.



**Grafica 5.1.2b: resistencia lateral ultima pilotes largos en arena. Fuente Braja M. Das.**



**Grafica 5.1.2c: resistencia lateral ultima de pilotes largos en arcilla. Fuente Braja M. Das.**

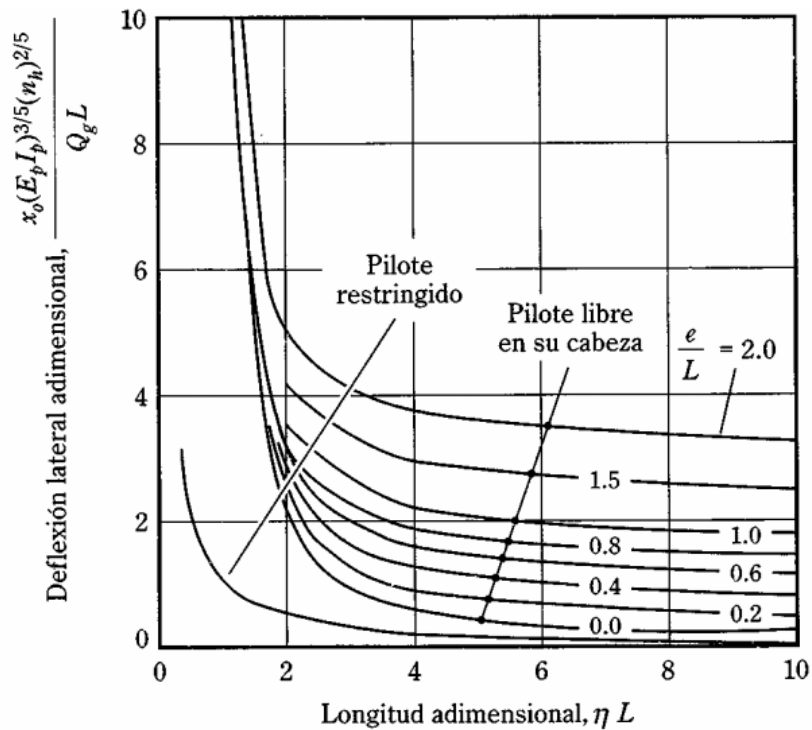
Tanto para el caso de pilotes cortos como para pilotes largos debe revisarse la deflexión que produce una cierta carga, o la que se puede colocar para una cierta deflexión admisible.

- De la grafica 5.1.2d y 5.1.2e  $x_0$  (deflexión de la cabeza del pilote), para el caso de

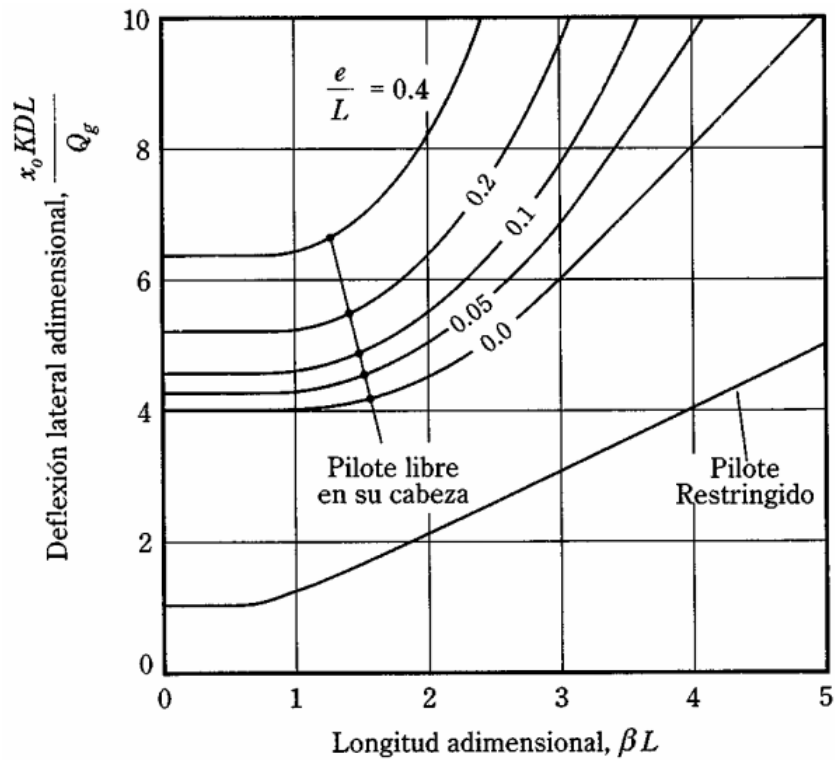
arenas se tiene  $\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_p I_p}}$  donde el rango  $n_h$  para suelo granular, ver ANEXO 2 para

el caso de arcillas se tiene  $K = \frac{\text{presion}(lb / pulg^2) \text{ o } (KN / m^2)}{\text{desplazamiento}(pulg) \text{ o } (m)}$  y  $\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4E_p I_p}}$

En la figura  $Q_g$  es la carga de trabajo.



**Grafica 5.1.2d: deflexión de cabeza de un pilote en arena. Fuente Braja M. Das.**



**Grafica 5.1.2e: deflexión de la cabeza de un pilote en arcilla. Fuente Braja M. Das.**

## 5.2 Método de Meyerhof

Meyerhof (1995), planteo soluciones para pilotes rígidos y flexibles con carga lateral.

Un pilote se clasifica como flexible de acuerdo con la expresión:

$$K_\gamma = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} < 0.01 \quad (\text{Rigidez relativa del pilote})$$

$E_s$  = modulo de elasticidad promedio del suelo.

### 5.2.1 Arena

#### 5.2.1.1 Capacidad de carga ultima $Q_{u(g)}$

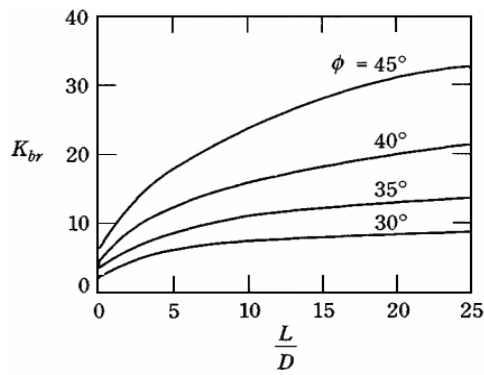
- Para pilotes cortos rígidos la resistencia por carga ultima se expresa como:

$$Q_{u(g)} = 0.12\gamma DL^2 K_{br} \leq 0.4 p_l DL$$

Donde:  $\gamma$  = peso específico del suelo

$K_{br}$  = coeficiente de presión neta resultante del suelo (grafica 5.2.1.1)

$p_l$  = presión limite obtenida en pruebas presurímetros.



**Grafica 5.2.1.1: variación de  $K_{br}$  . Fuente Meyerhof 1995.**

$p_l = 40N_q \tan \phi (KPa)$  Para el presurímetro de Menard

$p_l = 60N_q \tan \phi (KPa)$  Para presurímetros auto perforadores y de desplazamiento total.

Donde  $N_q$  = factor de capacidad de carga, ver ANEXO 3

El momento máximo, en el pilote debido a la carga lateral es:

$$M_{\max} = 0.35Q_{ug} L \leq SF_y$$

- Pilotes largos (flexibles) se tiene:

$$\frac{L_e}{L} = 1.65K_r^{0.12} \leq 1 \quad (L_e = \text{longitud efectiva})$$

$$M_{\max} = 0.35K^{0.2}Q_g L \leq 0.3Q_g L$$

## 5.2.2 Arcilla

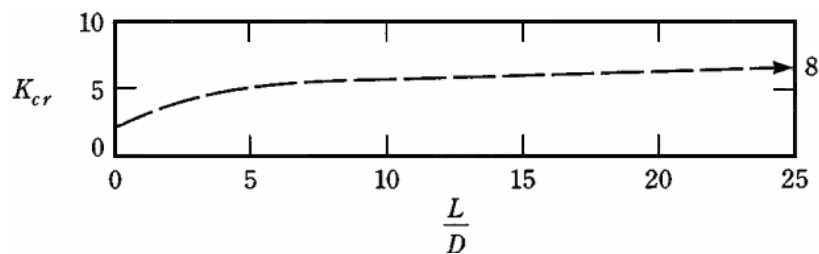
### 5.2.2.1 Capacidad de carga ultima $Q_{u(g)}$

- Pilotes cortos (rígidos) hincados.

$$Q_{u(g)} = 0.4c_u DLK_{cr} \leq 0.4p_l DL$$

Donde:  $p_l$  = presión límite de la prueba del presurimetro

$K_{cr}$  = coeficiente de presión neta del suelo (grafica 5.2.2.1)



**Grafica 5.2.2.1: variación de  $K_{cr}$ . Fuente Braja M Das.**

$p_l = 6c_u$  Para el presurimetro de Menard

$p_l = 8c$  Para presurímetros auto perforadores y de desplazamiento total.

El momento máximo, en el pilote debido a la carga lateral es:

$$M_{\max} = 0.22Q_{ug}L \leq SF_y$$

- Pilotes largos (flexibles) se tiene:

$$\frac{L_e}{L} = 1.5K_r^{0.12} \leq 1 \quad (L_e = \text{longitud efectiva})$$

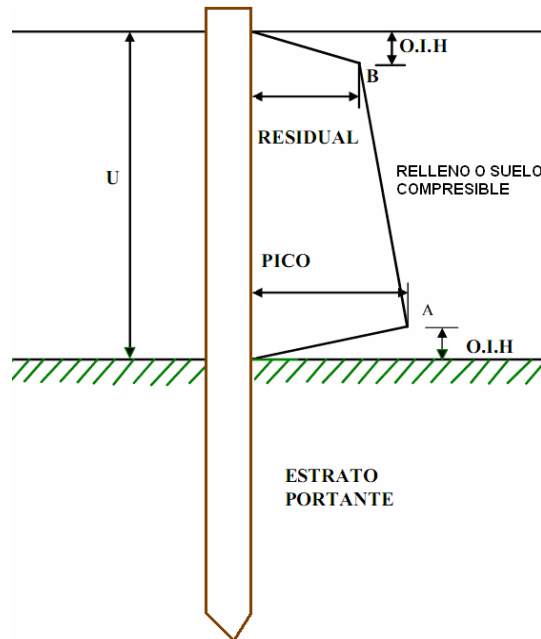
$$M_{\max} = 0.3K^{0.2}Q_gL \leq 0.15Q_gL$$

## 6 FRICCIÓN NEGATIVA

Es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea, esto ocurre en los siguientes casos:

- Al hincar un pilote a través de un arcilla blanda sensible llega a un estrato relativamente incompresible. El remodelado de la arcilla durante el hincado puede ser suficiente para causar asentamiento. Las arcillas blandas marinas pueden ser particularmente susceptibles a desarrollar fricción negativa.
- Un pilote hincado a través de una arcilla blanda llega a un estrato relativamente incompresible con sobrecarga en la superficie. Normalmente una arcilla blanda que subyace a una arcilla dura no tiene problemas. Sin embargo, la carga en la superficie producirá asentamiento que puede generar fricción negativa en el pilote. Un efecto similar se presenta en el drenaje de áreas pantanosas.
- Un pilote hincado a través de relleno recientemente colocado llega a un estrato compresible o relativamente incompresible. La fricción negativa resultará de la consolidación del relleno. En rellenos antiguos la fricción disminuye o no existe.

En la actualidad es imposible predecir con precisión la fricción negativa que se produce en un pilote. Sin embargo, la máxima fuerza que se desarrollará por fricción negativa puede evaluarse si se asume la distribución de esfuerzos de fricción propuesta por Tomlinson (1987). Aunque dicho autor diferencia los casos entre estrato compresible e incompresible en la base, el mismo procedimiento puede emplearse en todos los casos con suficiente precisión. La máxima carga hacia abajo producida por fricción negativa que se permite para propósitos de diseño puede calcularse asumiendo la distribución de esfuerzos mostrada en la grafica 6.



**Grafica 6: distribución asumida de la fricción negativa. Braja M Das.**

La fricción (o adhesión) en los puntos A y B, que corresponden a las resistencias cortantes pico y residual del suelo respectivamente, serán:

$$f_A = a'c_p \quad \text{Y} \quad f_B = a'c_r$$

Donde:  $c_p$  = resistencia cortante pico

$c_r$  = resistencia cortante residual.

$a'$  = factor de adhesión generalmente =1

Luego la fuerza hacia abajo en el pilote causado por fricción negativa será:

$$\left[ \left( 0.1H * \frac{1}{2} a' c_p \right) + \left( 0.1H * \frac{1}{2} a' c_r \right) + \left( 0.8H * \frac{1}{2} a' (c_p + c_r) \right) \right] * S$$

$$= 0.45Ha'(c_p + c_r)S$$

Donde S es la circunferencia del pilote

Cuando se calcula la longitud requerida del pilote, la fricción negativa debe añadirse a la carga permisible.

Los efectos de la fricción negativa pueden reducirse o eliminarse si se protege la sección del pilote dentro del relleno o de la arcilla blanda. Como alternativa se puede cubrir el pilote con una membrana plástica de baja fricción o con una capa de bitumen. Si se emplea bitumen debe tenerse mucho cuidado en su aplicación para asegurar que éste se adhiere bien al pilote y tiene un espesor mínimo de 3 milímetros.

## 7 ASENTAMIENTOS DE PILOTES

Un pilote sometido a carga vertical  $Q_w$  sufre asentamiento debido a tres factores:

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

Donde:  $s$  = asentamiento total del pilote

$s_1$  = asentamiento elástico del pilote

$s_2$  = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

$s_3$  = asentamiento del pilote por la carga transmitida en el fuste.

Suponiendo el material del pilote elástico, la deformación del fuste se evalúa como:

$$s_1 = \frac{(Q_{up} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Donde:  $Q_{up}$  = carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo.

$Q_{ws}$  = carga por resistencia de fricción bajo condición de carga de trabajo.

$A_p$  = área de la sección del pilote.

$E_p$  = modulo de elasticidad del material del pilote

$L$  = longitud del pilote.

## 7.1 Método de Vesic

### 7.1.1 Arenas, arcillas y limos

#### 7.1.1.1 Cálculo del asentamiento de un pilote.

Vesic (1977), propuso la magnitud  $\xi = 0.67$ , donde  $\xi$  depende de la distribución de la resistencia por fricción que para el caso se estima de forma triangular, entonces  $s_1$  :

$$s_1 = \frac{(Q_{up} + 0.67Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Para la estimación de la variable  $s_2$  propuso un método semiempírico:

$$s_2 = \frac{Q_{up} C_p}{Dq_p}$$

Donde:  $Q_{wp}$  = carga por resistencia de fricción bajo carga de trabajo.

$D$  = diámetro del pilote.

$q_p$  = resistencia última en la punta del pilote.

$C_p$  = coeficiente empírico.

Vesic dio valores tipo para  $C_p$  :

TIPO DE SUELO	PILOTES HINCADOS	PILOTES PERFORADO
Arena (densa o suelta)	0.02 - 0.04	0.09 – 0.18
Arcilla ( firme a blanda)	0.02 – 0.03	0.03 – 0.06
Limo ( denso a suelto)	0.03 – 0.05	0.09 – 0.12

Para la estimación de  $s_3$  propuso una relación empírica:

$$s_3 = \frac{Q_{up} C_s}{L q_p}$$

Donde:  $L$  = longitud del pilote.

$$C_s = \left( 0.93 + 0.16 \sqrt{C_p \frac{L}{D}} \right) = \text{constante empírica}$$

## 8 CAPACIDAD DE CARGA A PARTIR DEL HINCADO DE PILOTES

La capacidad de carga puede ser estimada a partir de los datos de penetración del pilote durante el proceso de hinca, mediante formulas o ecuaciones dinámicas, muy utilizadas en obra para determinar si el pilote ha alcanzado un valor satisfactorio de capacidad de carga a una cierta profundidad. Estas ecuaciones o métodos dinámicos son:

### 8.1 ENR modificada.

Basándose en la teoría del trabajo y la energía se planteo una formula del engineering News Record (ENR), donde:

Energía impartida por el martillo = resistencia del pilote \* penetración por golpe de martillo

Con la formula ENR, se puede establecer que la resistencia del pilote es la carga última:

$$Q_u = \frac{EW_s h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

Donde:  $W_R$  = peso del martinete.

$h$  = altura de caída del martinete.

$S = \frac{1}{N}$  = penetración promedio del pilote por golpe de martillo en pulgadas.

$N$  = numero de golpes de martillo por pulgada de penetración.

$C = 0.1$  pulg. Si las unidades de  $S$  y  $h$  están en pulgadas.

$E$  = eficiencia del martillo.

$W_p$  = peso del pilote.

$n$  = coeficiente de retribución entre el martinete y el capuchón del pilote.

Para el cálculo de la capacidad admisible del pilote se recomienda un factor de seguridad

$FS = 6$

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F.S}$$

Valores generalmente usados:

MARTILLO	E
Martillos de acción simple y doble	0.7 – 0.85
Martillos diesel	0.8 – 0.9
Martillos de caída libre	0.7 – 0.9

Valores para n	
Martillo de hierro colado y pilotes de concreto ( sin capuchón)	0.4 – 0.5
Cojinete de madera sobre pilotes de acero	0.3 – 0.4
Pilotes de madera.	0.25 – 0.3

## 8.2 Formula de la Michigan State Highway Commission (1965).

Para la estimación de la carga última establece:

$$Q_u = \frac{1.25EH_E}{S + C} \frac{W_R + n^2W_p}{W_R + W_p}$$

Donde:  $W_R$  = peso del martinete.

$h$  = altura de caída del martinete.

$S = \frac{1}{N}$  = penetración promedio del pilote por golpe de martillo en pulgadas.

$N$  = numero de golpes de martillo por pulgada de penetración.

$C = 0.1$  pulg. Si las unidades de  $S$  y  $h$  están en pulgadas.

$E$  = eficiencia del martillo.

$W_p$  = peso del pilote.

$n$  = coeficiente de retribución entre el martinete y el capuchón del pilote.

$H_E$  = energía nominal máxima según el fabricante del martillo.

Para el cálculo de la capacidad admisible del pilote se recomienda un factor de seguridad  $FS = 6$ .

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F.S}$$

## 8.3 Olson Y Flaate

Olson y Flaate (1967), estimaron una formula llamada danesa para el cálculo de la carga última:

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\frac{EH_EL}{2A_pE_p}}}$$

Donde:  $S = \frac{1}{N}$  = penetración promedio del pilote por golpe de martillo en pulgadas.

$N$  = numero de golpes de martillo por pulgada de penetración.

$E$  = eficiencia del martillo.

$H_E$  = energía nominal máxima según el fabricante del martillo.

$E_p$  = modulo de elasticidad del material del pilote.

$L$  = longitud del pilote

$A_p$  = área de la sección transversal del pilote.

#### 8.4 Formula del pacific coast uniform Building Code

International conference of Building Officials (1982)

$$Q_u = \frac{(EH_E) \left( \frac{W_R + nW_R}{W_R + W_P} \right)}{S + \frac{Q_u L}{AE_p}}$$

Donde:  $W_R$  = peso del martinete.

$S = \frac{1}{N}$  = penetración promedio del pilote por golpe de martillo en pulgadas.

$N$  = numero de golpes de martillo por pulgada de penetración.

$E$  = eficiencia del martillo.

$W_p$  = peso del pilote.

$n$  = coeficiente de retribución entre el martinete y el capuchón del pilote.

$L$  = longitud del pilote

$A_p$  = área de la sección transversal del pilote.

$E_p$  = modulo de elasticidad del material del pilote.

$H_E$  = energía nominal máxima según el fabricante del martillo.

El valor de  $n$  debe ser de 0.25 para pilotes de acero y de 0.1 para los demás.

Para el cálculo de la capacidad admisible del pilote se recomienda un factor de seguridad

$$FS = 4$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F.S}$$

### 8.5 Formula De Janbu

Para la estimación de la carga última Janbu (1953) estableció:

$$Q_u = \frac{EH_E}{K'_u S}$$

Donde:  $K'_u = C_d \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda'}{C_d}} \right)$

$$C_d = 0.75 + 0.14 \frac{W_p}{W_R}$$

$$\lambda' = \left( \frac{EH_E L}{A_p E_p S^2} \right)$$

### 8.6 Formula De Gates

Gates (1957), estableció para el cálculo de la carga última:

$$Q_u = a \sqrt{EH_E} (b - \log S)$$

- Si  $Q_u$  esta en klbs, entonces  $S$  esta en pulg,  $a = 27$ ,  $b = 1$  y  $H_E$  está en klb-pies.
- Si  $Q_u$  esta en KN, entonces  $S$  esta en mm,  $a = 104.5$ ,  $b = 2.4$  y  $H_E$  está en KN – m.
- $E = 0.75$  para martillo de caída libre,  $E = 0.85$  para los otros martillos.

Para el cálculo de la capacidad admisible del pilote se recomienda un factor de seguridad  $FS = 3$

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F.S}$$

### 8.7 Formula Navy- Mckay

$$Q_u = \frac{EH_E}{S \left( 1 + 0.3 \frac{W_p}{W_R} \right)}$$

## 9 GRUPOS DE PILOTES

### 9.1 Eficiencia de Grupo

Definido por:  $\eta = \frac{Q_{g(u)}}{Q_u}$

Donde:  $\eta$  = eficiencia del grupo

$Q_{g(u)}$  = capacidad ultima de carga del grupo de pilotes

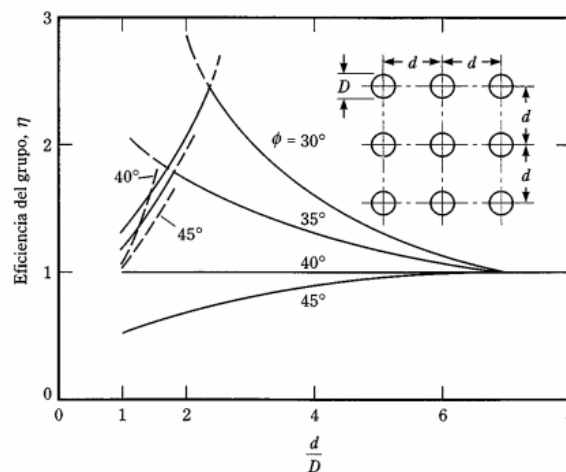
$Q_u$  = capacidad ultima de carga pilote sin el efecto del grupo.

Entre las ecuaciones más utilizadas para la estimación de la eficiencia de grupo de pilotes se tienen:

NOMBRE	ECUACIÓN
Ecuación Converse-Labarre	$\eta = 1 - \left[ \frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 * n_1 * n_2} \right] \theta$ <p>Donde <math>\theta</math> (grados) = <math>\tan^{-1}(D / d)</math></p>
Ecuación Los Ángeles Group Action	$\eta = 1 - \frac{D}{\pi * d * n_1 + n_2} [n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)]$
Ecuación Seiler-Keeney (Seiler y Keeney, 1944)	$\eta = \left\{ 1 - \left[ \frac{11d}{7(d^2 - 1)} \right] \left[ \frac{n_1 + n_2 - 2}{n_1 + n_2 - 1} \right] \right\} + \frac{0.3}{n_1 + n_2}$ <p>Donde d esta en pies</p>

9.1.1 Kishida y Meyerhof para el cálculo de la eficiencia en grupo de pilotes

Kishida y Meyerhof (1965), realizaron pruebas para grupos de pilotes de 3\*3 de donde obtuvieron la siguiente grafica:



**Grafica 9.1.1: variación de la eficiencia en un grupo de pilotes en arena. Fuente Kishida y Meyerhof (1965).**

9.1.2 Liu y otros para el cálculo de la eficiencia en grupo de pilotes

Liu y otros (1985) basados en los resultados obtenidos mediante las pruebas de campo hechas a 58 grupos de pilotes y 23 pilotes individuales hincados en suelo granular obtuvieron las graficas 9.1.2a y 9.1.2b para el comportamiento de grupos de pilotes con pedestal a baja y alta altura en términos de la fricción superficial promedio.

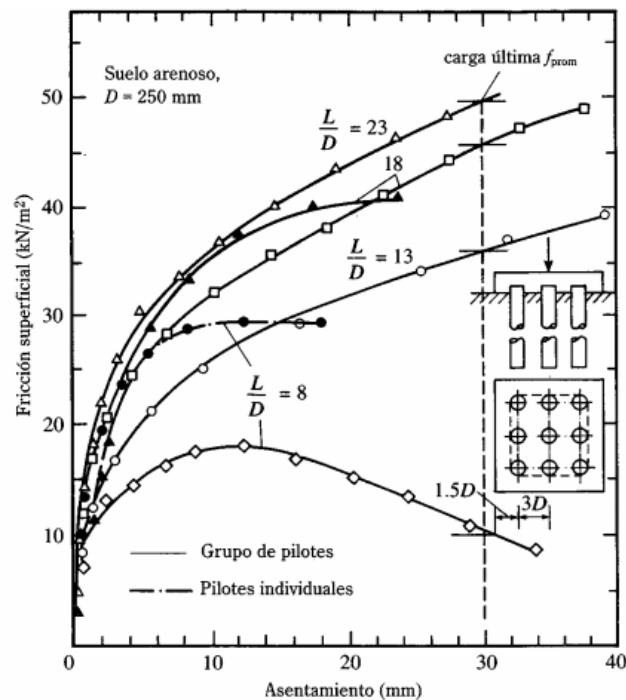
Los datos de las pruebas incluyeron:

Longitud del pilote:  $L = 8D - 23D$

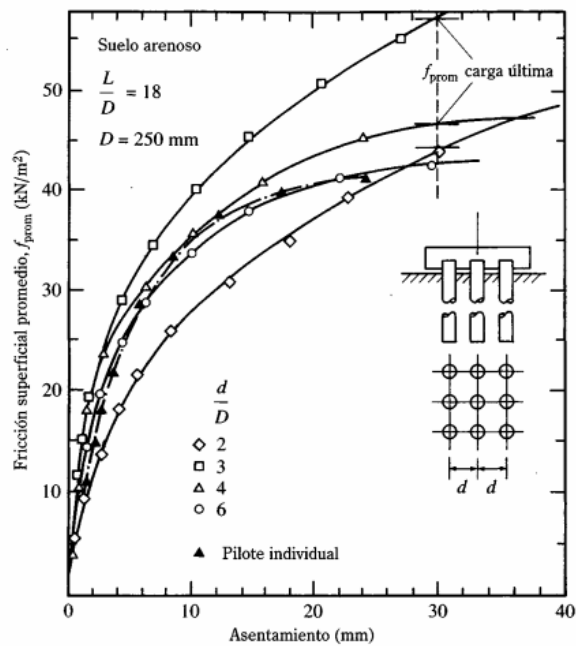
Diámetro del pilote:  $D = 125\text{mm} - 330\text{mm}$

Tipo de instalación del pilote: perforado.

Espaciamiento de los pilotes en el grupo:  $d = 2D - 6D$



**Grafica 9.1.2a: pedestal de pilotes a baja altura. Fuente Liu y otros (1985)**



**Grafica 9.1.2b: pedestal sin contacto en el terreno. Fuente Liu y otros (1985)**

## 9.2 Capacidad de Carga de Grupos de Pilotes

### 9.2.1 Arena.

#### 9.2.1.1 Método de FELD para el cálculo de la capacidad ultima de carga en grupo de pilotes

Feld (1943), sugirió un método para estimar la capacidad de carga de pilotes individuales de (fricción) en un grupo hincados en arena, y consistía en reducir 1/16 por cada pilote adyacente la capacidad última del pilote, por tanto se tiene:

$$\text{Factor de reducción para cada pilote: } f = 1 - \frac{n}{16}$$

Donde  $n$  = numero de pilotes adyacentes al pilote.

Por tanto la capacidad ultima para un pilote:  $fQ_u$  , 
$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{\sum Q_u}{n_t Q_u}$$

Donde:  $\sum Q_u$  =sumatoria de  $fQ_u$  de todos los pilotes del grupo.

$n_t$  = pilotes totales del grupo.

### 9.2.2 Grupo de pilotes en roca.

La mayoría de los reglamentos de construcción para cimentaciones profundas establecen la carga última del grupo de pilotes en roca como:

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u$$

Esto se cumple siempre que el espaciamiento minimo entre ejes de pilotes sea de  $D+300$ , en el caso de pilotes H o cuadrados la magnitud de D es la dimensión diagonal de la sección transversal del pilote.

## **CAPITULO II**

### **CIMENTACIONES PROFUNDAS CON PILAS PERFORADAS.**

#### **Generalidades**

Las pilas son elementos de mayor diámetros que los pilotes; por esta razón se construyen por métodos de perforación previa o pre excavación y fundidas en sitio.

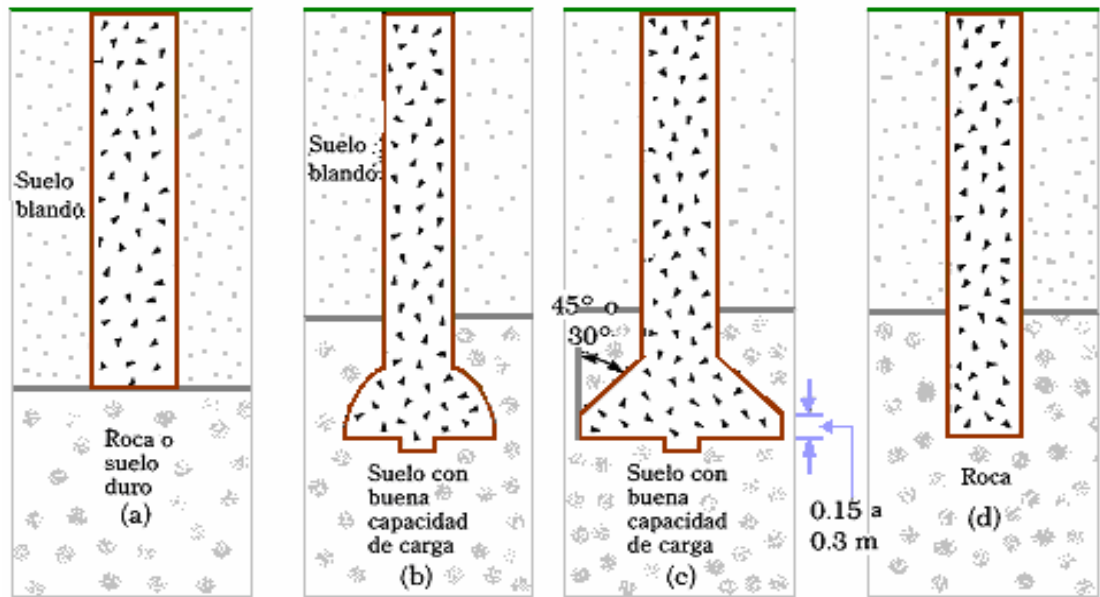
Las pilas presentan varias ventajas en cimentaciones profundas como:

- Una pila perforada puede remplazar un grupo de pilotes con pedestal.
- Las pilas se pueden construir antes de terminar la nivelación.
- Es más fácil construir pilas perforadas en arena densa y grava que hincar pilotes.
- Los golpes generados por el matillo al hincar pilotes generan una vibración que puede ocasionar daños a estructuras contiguas, este efecto se evita con las pilas.
- Al hincar pilotes en arcilla producen levantamiento del terreno ocasionado desplazamientos laterales a los pilotes ya hincados, este efecto se evita utilizando pilas.
- Las pilas tienen bases más amplias lo cual mejora la resistencia al levantamiento.
- Se evita el ruido del hincado que se genera con los pilotes.
- Las pilas perforadas presentan mejor resistencia a cargas laterales.

#### **1 TIPOS DE PILAS PERFORADAS**

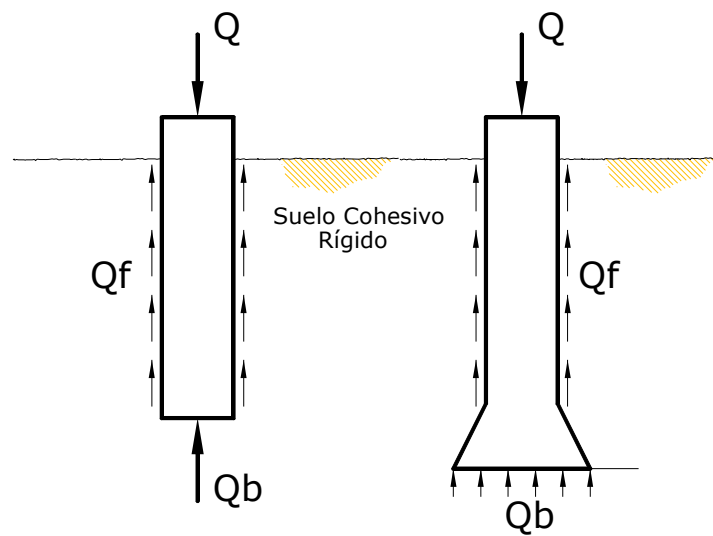
Se pueden clasificar las pilas perforadas de la siguiente manera:

- ▶ Según el diseño para transferir las cargas al subsuelo:



**Grafica 1.1:** (a) pila recta; (b) y (c) pila acampanada; (d) pila empotrada en roca.

► Pila flotante en suelo homogéneo:



**Grafica 1.1e:** Pila flotante en suelo homogéneo. Fuente los autores.

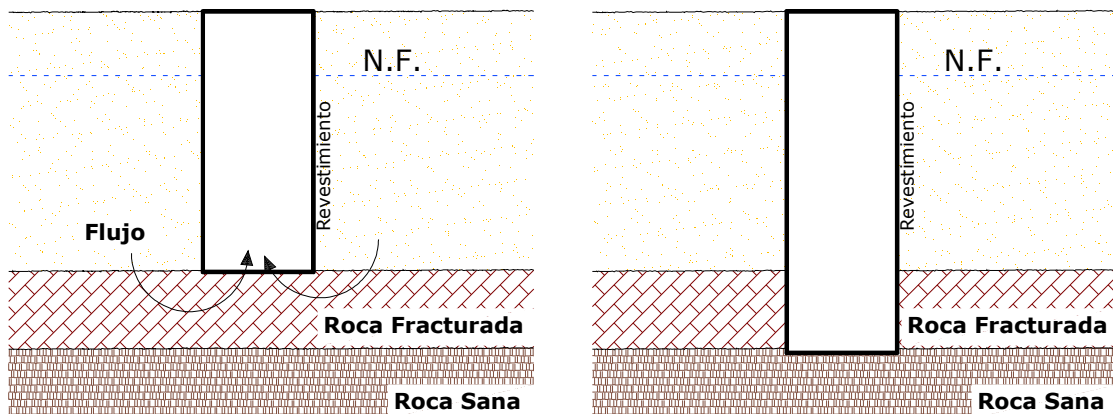
## 2 PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS

### 2.1 Nivel Freático:

Dentro de las alternativas de control encontramos:

- Revestimiento: Es importante para la estabilidad de la excavación en presencia del N.I. Se puede utilizar con lodo bentonítico cuando se produce flujo por la parte interior de la excavación.
- Lodo Bentonítico: Es una emulsión preparada con bentonita la cual proporciona estabilidad a la excavación mediante sus propiedades específicas.

En todo forma una costra de arcilla, contra las paredes de excavación, lo que impide paso del agua hacia o donde la misma.



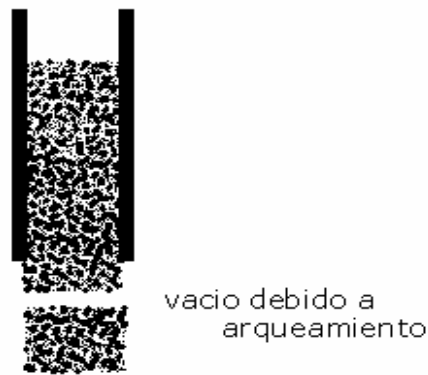
**Grafica 2.1: Nivel freático. Fuente los autores.**

### 2.2 Revestimiento:

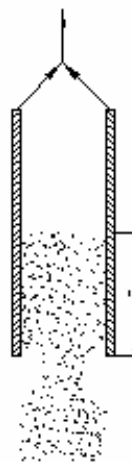
Hay de varios tipos, entre los cuales se tiene:

- Permanente: Se deja cuando las condiciones de estabilidad no permiten su retiro. Aumenta el costo pero aumenta la capacidad de carga de la pila.

- Provisional: Se retiran cuando la estabilidad del suelo lo permite. Pueden ocasionar problemas en el retiro y puede presentar contaminación de suelo o agua en el concreto.
- Remoción: Es un proceso de mucho cuidado el cual debe ser supervisado por personal con experiencia, debido a que puede presentarse problemas de arqueamiento o vacios en el concreto por exceso de material dentro del revestimiento o estrangulamiento de la sección de la pila por poco concreto dentro de la camisa.



**Grafica 2.2a: Efecto de arqueamiento por exceso del material de la pila. Fuente los autores.**



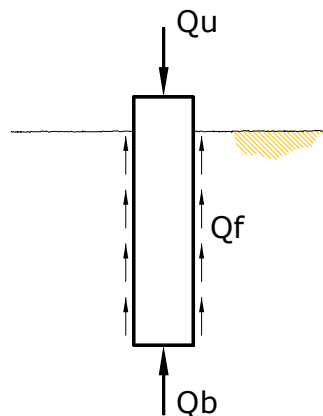
**Grafica 2.2b: Estrangulamiento de la sección de la pila. Fuente los autores.**

### 2.3 Concreto:

Se encuentran los siguientes:

- Fondo con flujo: Es el deterioro de la mezcla en el fondo.
- Flujo alrededor de la pila con revestimiento temporal: deterioro de la mezcla en forma radial.
- Fondo: Debe ser inspeccionado antes del vaciado, además debe estar seco o como máximo dos pulgadas de lámina de agua.
- Concreto: Debe ser lanzado a una altura tal que no permita segregación de los agregados ni que no alcance a vibrarse. Los últimos tres metros deben ser vibrados.

## 3 CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS



**Grafica 3: Capacidad de carga de pilas. Fuente los autores.**

La estimación de carga última de una pila se puede hacer por diferentes métodos de tipo teórico-experimental los cuales se basan en métodos mecánicos del suelo, en general, la capacidad de carga última axial de pilas está dada por:

$$Q_u = Q_{up} + Q_s - W$$

$Q_u$  = capacidad ultima de la pila

$Q_{up}$  = capacidad de carga en la base

$Q_s$  = resistencia por fricción.

$W$  = peso de la pila

Donde:

$$Q_{up} = A_p (cN_c + \gamma * D_f N_q + 0.3 \gamma B N \gamma)$$

$$Q_s = A_s * \alpha * c$$

$$Q_u = A_p (cN_c + \gamma * D_f N_q + 0.3 \gamma B N \gamma) + A_s * \alpha * c - W$$

- Pilas en suelos cohesivos, arcilla saturada. ( $\phi = 0$ )

Si  $\phi = 0$  entonces  $N_c = 1.0$  y  $N_q = 0$ , y se tiene que:

$$Q_u = A_p (cN_c + \gamma * D_f) + A_s * \alpha * c - W$$

$C_u$  Es la cohesión no drenada

$\alpha$  Varía entre 0.4 y 0.5, generalmente se toma 0.4

- Pilas en suelos granulares, pila de punta.

$$Q_u = Q_{up} + Q_s \quad \text{donde} \quad Q_s = 0 \text{ solo trabajara de punta}$$

$$Q_u = Q_{up} = \sigma_p * N_q * A_p + 0.3 \gamma * B * A_p \quad \sigma_p = \gamma * D_f$$

$B$  = ancho de la base

Hay excepción para pilas muy cortas, el segundo termino es pequeño comparado con el primero, en razón de lo cual es generalmente despreciado, y entonces

$$Q_u = \sigma_p * N_q * A_p$$

### 3.1 Método de Vesic (1963)

#### 3.1.1 3Arena

##### 3.1.1.1 Capacidad de carga por punta $Q_{up}$

Si se considera el caso de pilas perforadas en arena, ( $c=0$ ) la capacidad de carga última de punta se calcula con:

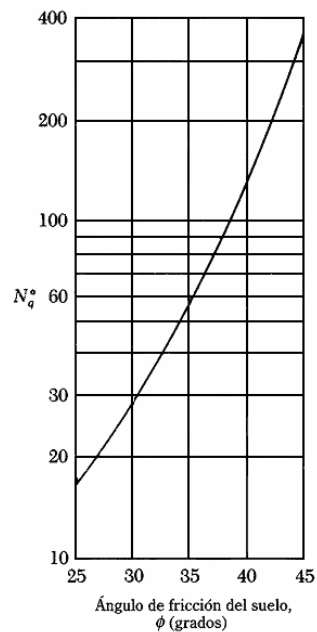
$$Q_{up(neta)} = A_p q' (N_q^* - 1)$$

Donde:  $A_p$  = área de la base de la pila.

$q'$  = esfuerzo vertical efectivo a la base de la pila

$N_q^*$  = factor de capacidad de carga.

Vesic estableció una relación entre el ángulo de fricción del suelo y  $N_q^*$  tal como se presenta en la grafica 3.1.1:



**Grafica 3.1.1: capacidad de carga  $N_q^*$  contra ángulo de fricción. Fuente Vesic 1963.**

Para el cálculo de la carga ultima de punta de una pila, con base en el índice de rigidez del suelo, Vesic (1977), estableció:

$$Q_{up(neta)} = A_p (\sigma_0' N_{\sigma}^* - q')$$

$$\text{Con: } \sigma_0' = \left[ 1 + \frac{2K_0}{3} \right] * q'$$

Donde:  $Q_{up(neta)}$  = capacidad ultima de punta

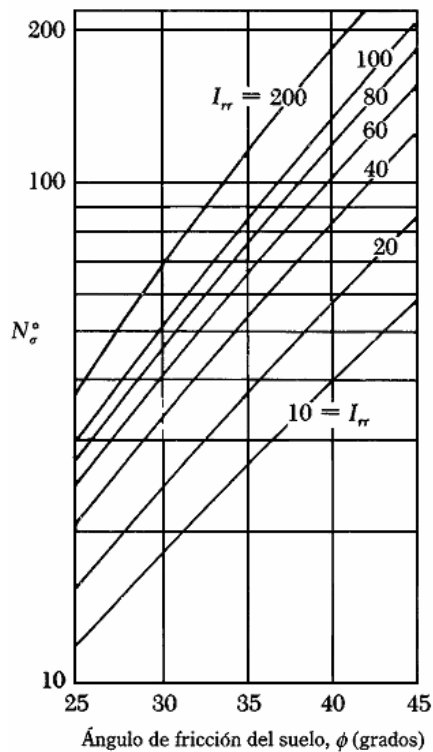
$A_p$  = área de la base de la pila.

$\sigma_0'$  = esfuerzo efectivo medio del terreno al nivel de la punta de la pila.

$N_{\sigma}^*$  = factor de capacidad de carga.

$q'$  = esfuerzo vertical efectivo al nivel del fondo de la pila.

De la grafica 3.1.2 se pueden obtener los valores de  $N_{\sigma}^*$ , en función del índice de rigidez reducido y el ángulo de fricción del suelo.



**Grafica 3.1.2: factor  $N_{\sigma}^*$ , ángulo de fricción del suelo  $\phi$**

### 3.1.1.2 Capacidad de carga por fricción $Q_s$

Vesic planteo para la resistencia por fricción  $Q_s$ , para pilas perforadas la siguiente expresión:

$$Q_s = \int_0^{L_1} p f dz = \pi D_s (1 - \text{sen} \phi) \int_0^{L_1} \sigma_v' \tan \delta dz$$

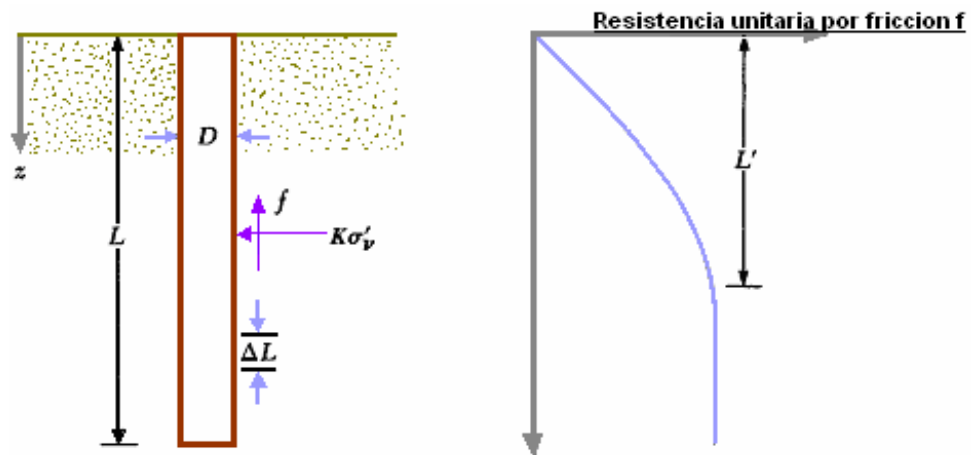
Donde:  $p$  = perímetro de la pila =  $\pi D_s$

$f$  = resistencia unitaria por fricción =  $K \sigma_v' \tan \delta$

$K$  = coeficiente de presión de tierra =  $K = (1 - \text{sen} \phi)$

$\sigma_v'$  = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad  $z$

$\sigma_v'$  Crecerá hasta una profundidad de aproximadamente  $15D_s$ , después permanecerá constante como se ve en la grafica 3.1.3.



**Grafica 3.1.3: resistencia por fricción unitaria para pilas en arena. Fuente de Vesic.**

## 3.2 Método de Touma y Reese

### 3.2.1 Arena

#### 3.2.1.1 Capacidad de carga por punta $Q_{up}$

Touma y Reese (1974), presentaron el siguiente método para estimar la capacidad admisible de carga para pilas perforadas en arena.

- En el caso de  $L > 10D_b$  y un movimiento en la base de 25.4 mm se tiene:

$$\text{En unidades métricas: } Q_{upadm(neta)} = \frac{0.508A_p}{D_b} q_p$$

$$\text{En unidades inglesas: } Q_{upadm(neta)} = \frac{A_p}{0.6D_b} q_p$$

Donde:  $Q_{upadm(neta)}$  = capacidad por punta admisible neta

$A_p$  = área de la base de la pila

$D_b$  = diámetro de la base de la pila

$q_p$  = resistencia unitaria por punta

Touma y Reese recomiendan la siguiente tabla de  $q_p$  para arenas:

Tipo de arena	$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_p$ (lb/pie <sup>2</sup> )
Suelta	0	0
Media	1530	32.000
Muy densa	3830	80.000

#### 3.2.1.2 Capacidad de carga por fricción $Q_s$

En el caso de arenas de compacidades intermedias se usa interpolación lineal. de donde se expresa la resistencia en el fuste como:

$$Q_s = \int_0^{L1} 0.7 p \sigma_v' \tan \phi dz = 0.7(\pi D_s) \int_0^{L1} \sigma_v' \tan \phi dz = 2.2 D_s \int_0^{L1} \sigma_v' \tan \phi dz$$

Donde:  $\phi$  = ángulo de fricción del suelo

$\sigma_v'$  = esfuerzo vertical efectivo a una profundidad z.

$L1$  = longitud de la parte recta de la pila

El método de Touma y Reese permite un desplazamiento máximo de 1 pulg (25.4mm) en la base de la pila, por tanto la carga admisible se puede expresar como:

$$Q_{adm(neta)} = Q_{padm(neta)} + \frac{Q_s}{FS}$$

Con  $FS$  = factor de seguridad =2

### 3.3 Método de Reese y O'Neill

#### 3.3.1 Arena

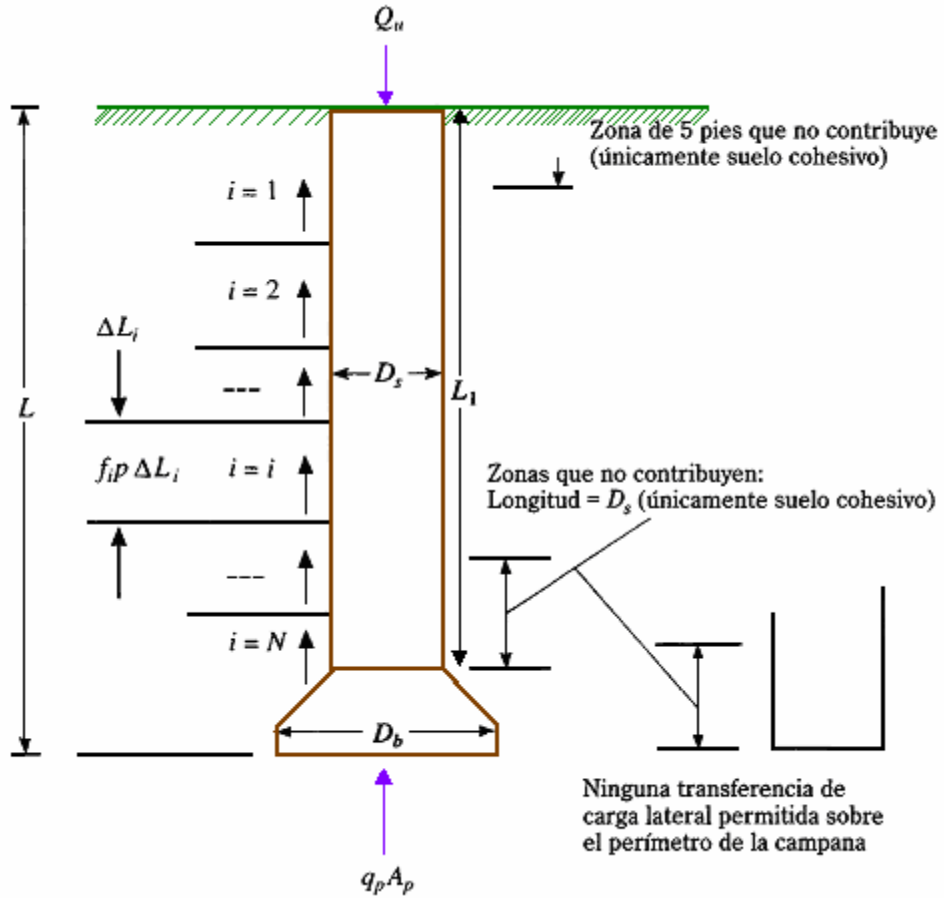
##### 3.3.1.1 Capacidad de carga por punta y fricción $Q_{up}$ y $Q_s$

Reese y O'Neill (1989), realizaron ensayos de prueba de carga a 4 pilas, de los resultados obtenidos a estas pruebas estimar un método para calcular la capacidad última de carga de una pila perforada basada en el asentamiento, el método es aplicable bajo las siguientes condiciones:

- Profundidad de la campana :  $L = 15.4$  pies a 100pies (4.7ma 30.5m)
- Diámetro de la pila:  $D_s = 1.7$  pies a 3.93 pies (0.52m a 1.2m)

- Resistencia por penetración estándar de campo:  $N_f = 5$  a  $60$
- Revestimiento del concreto = 4 pulg a 9 pulg (100mm a 225mm)

Con referencia a grafica 3.3.1a Reese y O'Neill se establece:



**Grafica 3.3.1a: referencia Reese y O'Neill. Fuente Braja M Das.**

$$Q_{u(neta)} = \sum_{i=1}^N f_i p \Delta L_i + q_p A_p$$

Donde:  $Q_{u(neta)}$  = carga ultima en la pila.

$f_i$  = resistencia cortante unitaria ultima en el estrato i.

$p = \text{perímetro del pilote} = \pi D_s$

$q_p = \text{resistencia unitaria de punta}$

$$A_p = \frac{\pi D_b^2}{4} = \text{área de la base.}$$

- En suelos granulares se tiene:

$$f_i = \beta \sigma'_{vzi} \leq 4 \text{klb} / \text{pie}^2$$

Donde:  $\beta = 1.5 - 0.135 z_i^2$   $0.25 \leq \beta \leq 1.2$

$\sigma'_{vzi}$  = esfuerzo vertical efectivo a la mitad del estrato i.

$z_i$  = profundidad a la mitad del estrato i (pies).

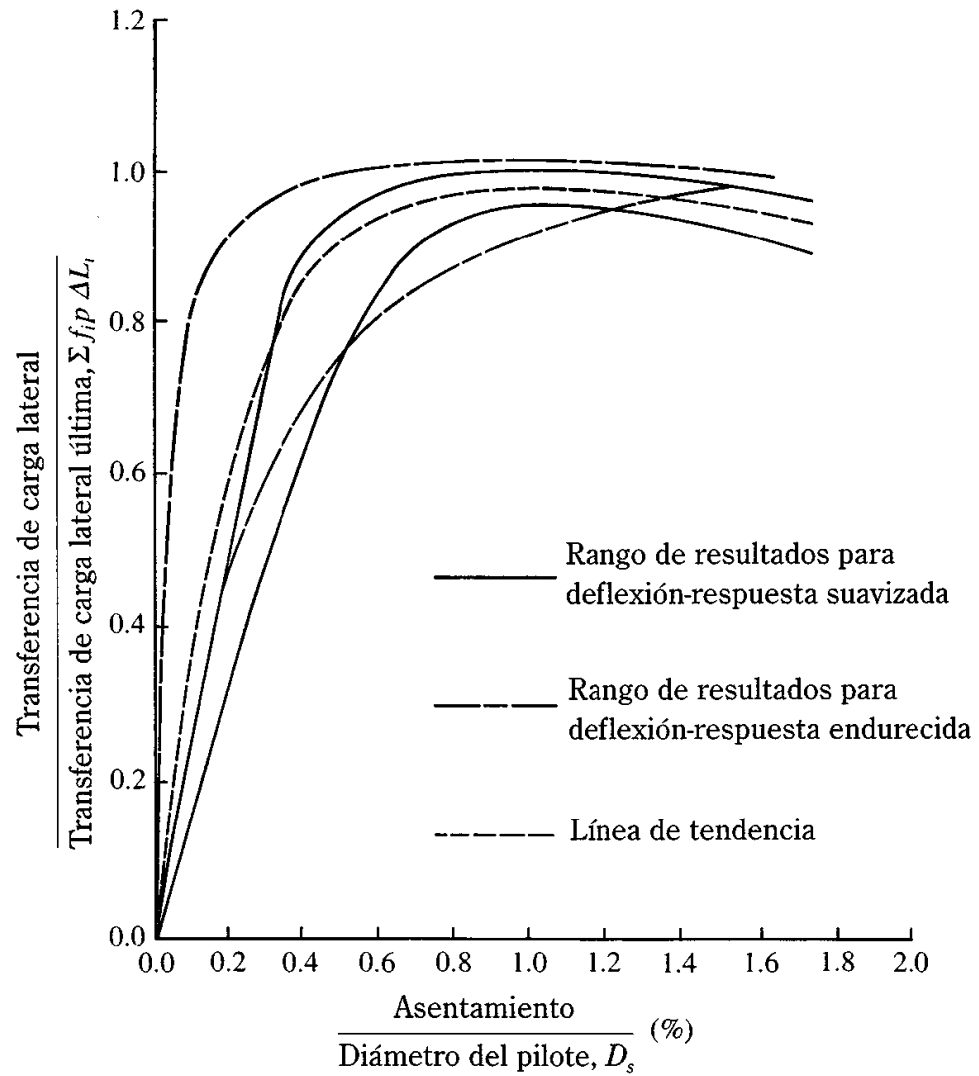
- $D_b < 50 \text{ pulg}$

$$q_{p(\text{klb} / \text{pie}^2)} = 1.2 N_F \leq 90 (\text{klb} / \text{pie}^2)$$

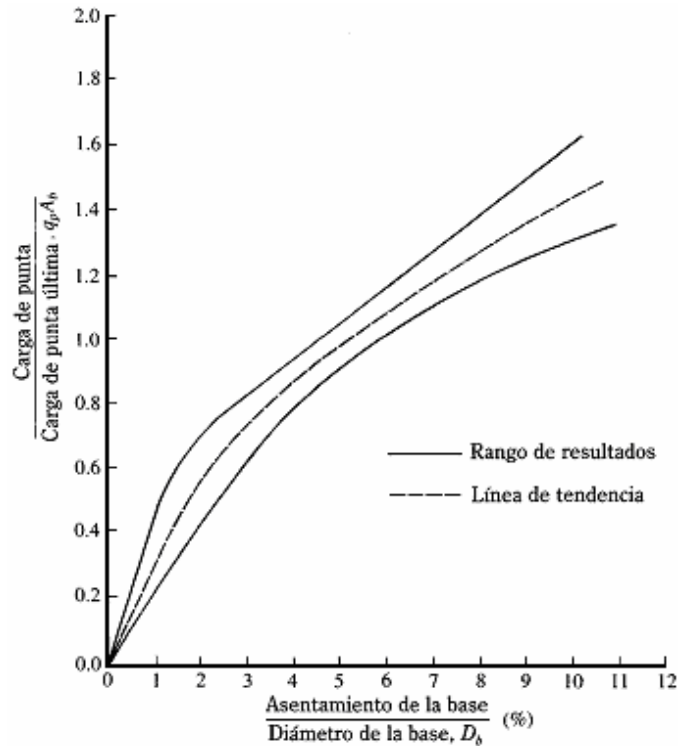
$N_F$  = número de penetración estándar no corregido dentro de una distancia de  $2D_b$  debajo de la base de la pila perforada.

- $D_b \geq 50 \text{ pulg}$  para esta condición pueden ocurrir asentamientos excesivos, para este caso se tienen:

$$q_{pr} = \frac{50}{D_b} q_p$$



**Grafica 3.3.1.b: transferencia de carga lateral normalizada contra asentamiento para suelo sin cohesión. Fuente Reese y O'Neill.**



**Grafica 3.3.1c: transferencia de carga normalizada en la base contra asentamiento para suelo sin cohesión. Fuente Reese y O'Neill**

### 3.3.2 Arcilla

#### 3.3.2.1 Capacidad de carga por punta y fricción $Q_{up}$ y $Q_s$

Reese y O'Neill (1989), plantearon un procedimiento para el cálculo de las capacidades última y admisible para pilas perforadas en arcilla basados en el asentamiento por tanto:

$$Q_{u(neta)} = \sum_{i=1}^n f_i p \Delta L_i + q_p A_p$$

Donde:  $f_i = \alpha_i^* c_{u(i)}$  = resistencia por fricción superficial.

$$q_p = 6c_{ub} \left( 1 + 0.2 \frac{L}{D_b} \right) \leq 9c_{ub} \leq 80 \text{klb} / \text{pie}^2 (3.83 \text{MN} / \text{m}^2)$$

$c_{ub}$  = cohesión no drenada promedio dentro de  $2D_b$  debajo de la base.

Para  $\alpha_i^*$  se recomienda:

- $\alpha_i^* = 0$  para los 5 pies (1.5m) superiores y fondo de 1 diámetro  $D_s$  de la pila.  
Si  $D_b > D_s$ , entonces  $\alpha_i^* = 0$  para i diámetro arriba de la parte superior de la campana y para el área periférica de la campana misma.
- $\alpha_i^* = 0.55$  para las demás partes.

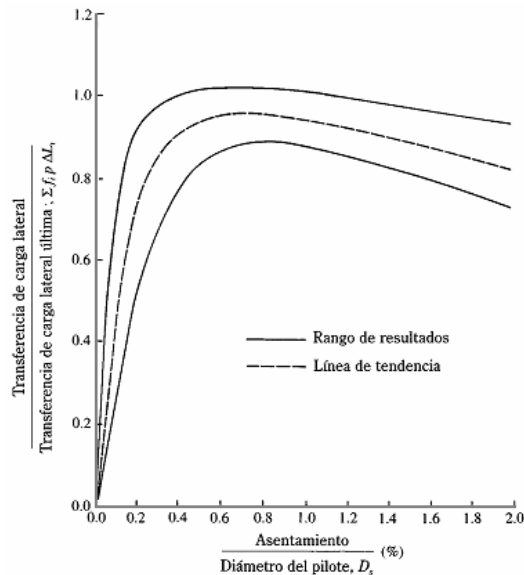
Para el caso en que  $D_b > 75 pu lg$  (1.91m), se presentaran asentamientos excesivos bajo la carga última por área unitaria  $q_p$  por tanto esta se remplaza por  $q_{pr}$  donde:

$$q_{pr} = F_r q_p$$

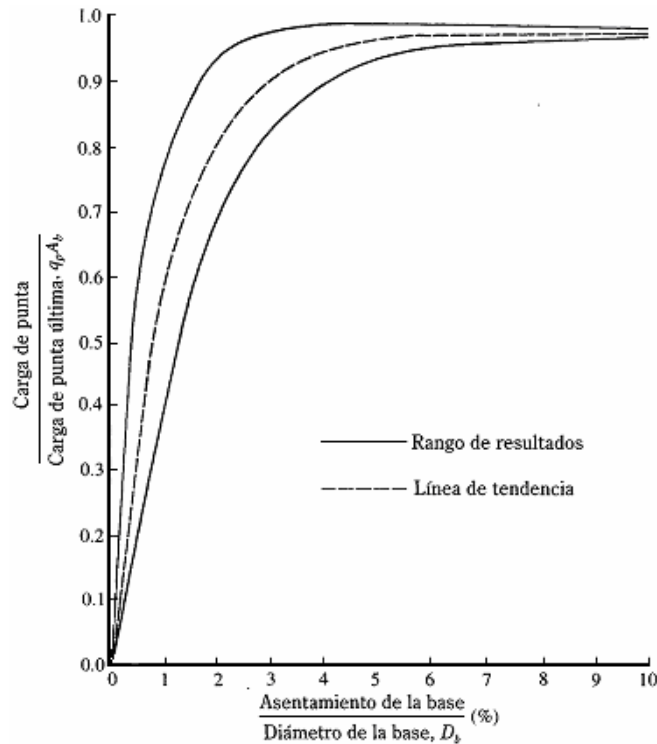
$$F_r = \frac{2.5}{\psi_1 D_b + \psi_2} \leq 1$$

$$\psi_1 = 0.0071 + 0.0021 \left( \frac{L}{D_b} \right) \leq 0.015$$

$$\psi_2 = 0.45(c_{ub})^{0.5} \quad 0.5 \leq \psi_2 \leq 1.5 \quad c_{ub} = klb / pie^2$$



**Gráfica 3.3.2a: transferencia de carga lateral normalizada contra asentamiento para suelo cohesivo. Fuente Reese y O'Neill.**



**Grafica 3.3.2b: transferencia de carga en la base normalizada contra asentamiento para suelo cohesivo. Fuente de Reese y O'Neill.**

### 3.4 Método de Whitaker y Cooke

#### 3.4.1 Arcilla

##### 3.4.1.1 Capacidad de carga por punta $Q_{up}$

Whitaker y Cooke (1966), como resultado de varios experimentos mostraron que para pilas con campana el valor de  $N_c^* = 9$  se obtiene con un movimiento en la base entre 10 al 15% de  $D_b$ .

Para el caso de pilas rectas ( $D_b = D_s$ ) el valor de  $N_c^* = 9$  se obtiene con un movimiento en la base del 20% de  $D_b$ .

Por tanto la carga por punta en la base de la pila:

$$Q_{p(neta)} = 9A_p c_u$$

Donde:  $A_p$  = área de la base de la pila

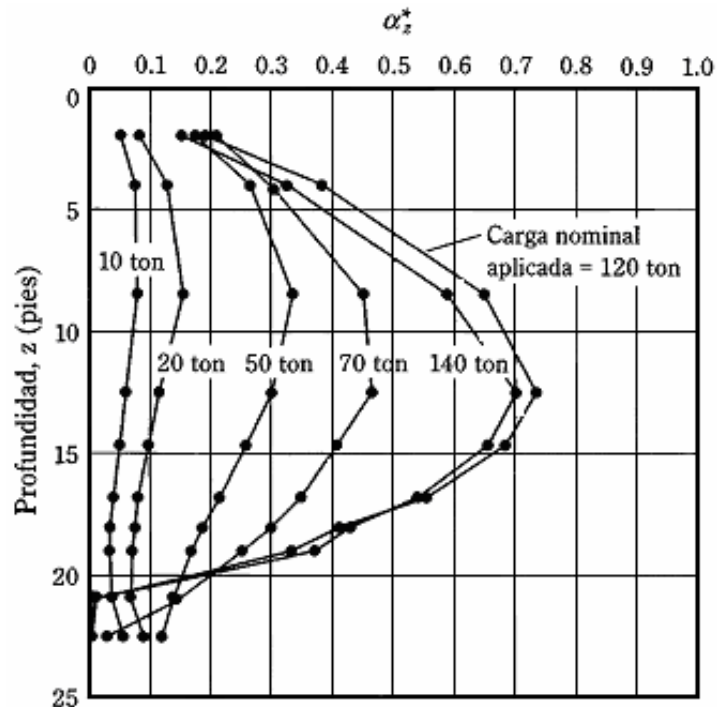
$c_u$  = cohesión no drenada.

### 3.5 Método de Reese Touma y O'Neill

#### 3.5.1 Arcilla

##### 3.5.1.1.3 Capacidad de carga por fricción $Q_s$

Para estimar el valor de  $\alpha_x^*$  respecto a la profundidad Reese, Touma y O'Neill (1976), realizaron pruebas de carga a pilas perforadas de donde obtuvieron:



**Grafica 3.5.1: variación de  $\alpha_x^*$  con la profundidad. Fuente de Reese Touma y O'Neill**

Reemplazando  $\alpha_x^*$  en la formula: 
$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L1} \alpha^* c_u p \Delta L$$

### 3.6 Método de Kulhawy y Jackson

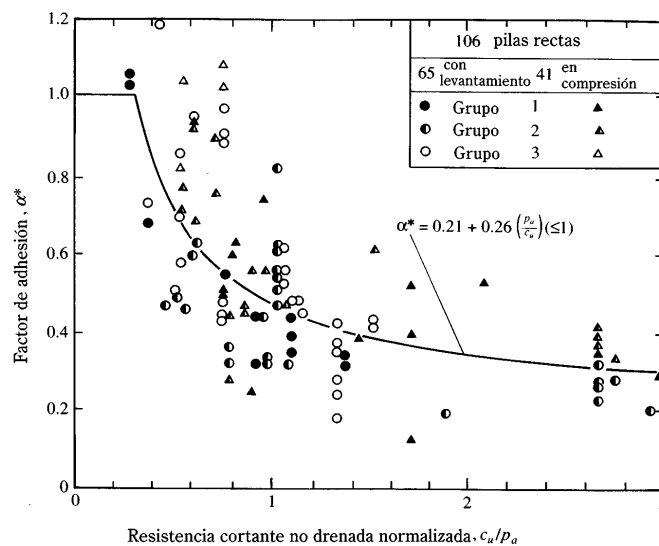
#### 3.6.1 Arcilla

##### 3.6.1.1 Capacidad de carga por fricción $Q_s$

Kulhawy y Jackson (1989), realizaron pruebas de campo a 106 pilas perforadas rectas, 65 con levantamiento y 41 en compresión, de los resultados de estas pruebas se obtuvo:

$$\alpha^* = 0.21 + 0.25 \left( \frac{p_a}{c_u} \right) \leq 1$$

Donde:  $p_a = 1.058 \text{ ton} / \text{pie}^2 (101.3 \text{ KN} / \text{m}^2)$



**Grafica 3.6.1: variación de  $\alpha^*$  con  $c_u / p_a$  Fuente de Braja M Das.**

Teniendo el valor  $\alpha^*$ , se reemplaza en la expresión:

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L1} \alpha^* c_u p \Delta L$$

#### 4 ASENTAMIENTO DE PILAS PERFORADAS BAJO CARGAS

Una pila sometida a carga vertical  $Q_w$  sufre asentamiento debido a tres factores:

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

Donde:  $s$  = asentamiento total del pila

$s_1$  = asentamiento elástico del pila

$s_2$  = asentamiento del pilote causado por la carga en la base de la pila

$s_3$  = asentamiento de la pila por la carga transmitida en el fuste.

Suponiendo el material de la pila sea elástico, la deformación del fuste se evalúa como:

$$s_1 = \frac{(Q_{up} + \xi Q_s)L}{A_p E_p}$$

Donde:  $Q_{up}$  = carga en la punta de la pila bajo condición de carga de trabajo.

$Q_s$  = carga por resistencia de fricción bajo condición de carga de trabajo.

$A_p$  = área de la base de la pila.

$E_p$  = modulo de elasticidad del material de la pila

$L$  = longitud de la pila.

#### 4.1 Método de Vesic

Vesic (1977), propuso la magnitud  $\xi = 0.67$ , donde  $\xi$  depende de la distribución de la resistencia por fricción que para el caso se estima de forma triangular, entonces  $s_1$ :

$$s_1 = \frac{(Q_{up} + 0.67Q_s)L}{A_p E_p}$$

Para la estimación de la variable  $s_2$  propuso un método semiempírico:

$$s_2 = \frac{Q_{up} C_p}{D_b q_p}$$

Donde:  $Q_s$  = carga por resistencia de fricción bajo carga de trabajo.

$D_b$  = diámetro de la base de la pila.

$q_p$  = resistencia última en la base de la pila.

$C_p$  = coeficiente empírico.

Valores tipo para  $C_p$ :

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

Para la estimación de  $s_3$  propuso una relación empírica:

$$s_3 = \frac{Q_{up} C_s}{L q_p}$$

Donde:  $L$  = longitud del pila.

$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{C_p \frac{L}{D}}) = \text{constante empírica}$$

## 5 CAPACIDAD POR LEVANTAMIENTO DE PILAS PERFORADAS

En ciertas ocasiones las pilas perforadas deben resistir a cargas de levantamiento. Porque este factor es importante de tener en cuenta en los cálculos, esto es algo incierto ya que son muy escasos los estudios que se tienen.

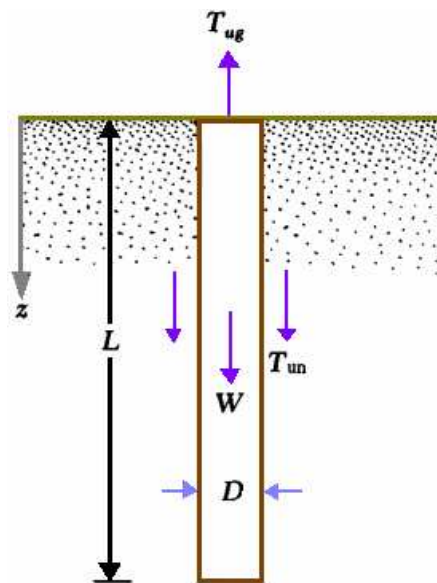
Para pilas perforadas sin campana la fuerza de levantamiento se puede estimar como:

$$T_{ug} = T_{un} + W$$

Donde:  $T_{ug}$  = capacidad total por levantamiento

$T_{un}$  = capacidad neta por levantamiento

$W$  = peso efectivo de la pila



**Grafica 5: capacidad de levantamiento de la pila.**

## 5.1 Método de Das y Seely

### 5.1.1 Arena

#### 5.1.1.1 Capacidad por levantamiento $T_u$

De los estudios hechos por Das y Seely (1975), se estimó la capacidad de carga neta por levantamiento para pilas perforadas en suelos granulares ( $c=0$ ) como:

$$T_{un} = \int_0^L (f_u p) dz$$

Donde:  $f_u$  = fricción superficial unitaria durante el levantamiento.

$p$  = perímetro de la sección transversal de la pila.

$f_u$  Varía como se muestra en la gráfica 5.1.1a

$$f_u = K_u \sigma_v' \tan \delta$$

Donde:  $K_u$  = coeficiente de levantamiento

$\sigma_v'$  = esfuerzo vertical efectivo a una profundidad  $z$

$\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y la pila.

De la gráfica 5.1.1b se obtiene la variación del coeficiente de levantamiento  $K_u$  con el ángulo de fricción  $\phi$ .

Los valores de  $L_{cr}$  y  $\delta$  dependen de la compacidad relativa del suelo y se pueden obtener de la gráfica 5.1.1c

Para el cálculo de capacidad neta última de levantamiento de pilotes se recomiendan los siguientes pasos:

- De la figura 5.1.1c con el valor de la compacidad relativa hallamos el valor de  $L_{cr}$ .

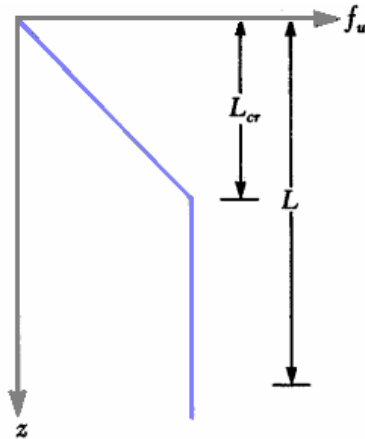
- Si  $L \leq L_{cr}$ , entonces  $T_{um} = \int_0^L (K_u \sigma_v' \tan \delta) dz$

Para suelos secos,  $\sigma_v' = \gamma z$  ( $\gamma$ , peso específico del suelo.). Entonces:

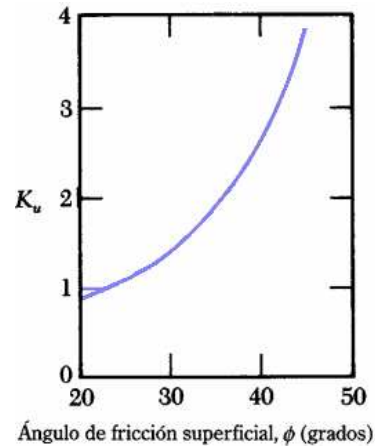
$$T_{um} = \frac{1}{2} p \gamma L^2 K_u \tan \delta$$

- Si  $L > L_{cr}$ , entonces  $T_{um} = \frac{1}{2} p \gamma L_{cr}^2 K_u \tan \delta + p \gamma L_{cr} K_u \tan \delta (L - L_{cr})$
- Se recomienda utilizar un factor de seguridad entre 2 y 3 entonces:

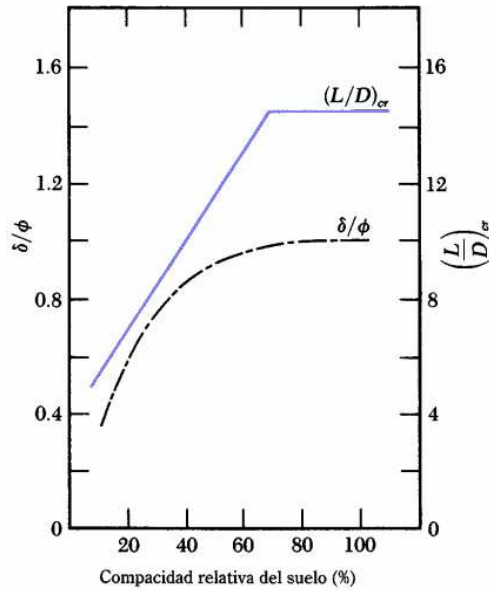
$$T_{u(adm)} = \frac{T_{ug}}{FS} = \text{capacidad admisible de levantamiento.}$$



**Grafica 5.1.1a: variación de  $f_u$**



**Grafica 5.1.1b: coeficiente de levantamiento.**



**Gráfica 5.1.1c: variación de  $\delta/\phi$  y  $(L/D)_{cr}$  con la compacidad relativa.**

**Fuente Das y Seely.**

## 5.1.2 Arcilla

### 5.1.2.1 Capacidad por levantamiento $T_u$

Das y Seely (1982), estimaron la capacidad neta última por levantamiento de pilas en arcillas saturadas como:

$$T_{un} = Lp\alpha'c_u$$

Donde:

- $L$  = longitud de la pila
- $p$  = perímetro de la sección del pila
- $\alpha'$  = coeficiente de adhesión en la interfaz suelo – pila.
- $c_u$  = cohesión no drenada de la arcilla

Para pilas de concreto colocados en situ:

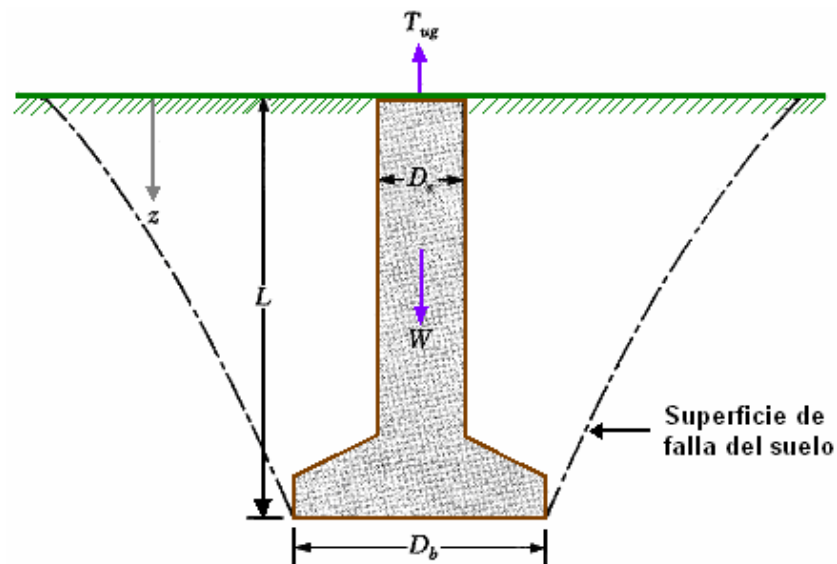
- $\alpha' = 0.9 - 0.00625c_u$  para  $c_u \leq 80 \text{KN} / \text{m}^2$
- $\alpha' = 0.4$  para  $c_u > 80 \text{KN} / \text{m}^2$

Para pilas de tubo:

- $\alpha' = 0.7 - 0.0191c_u$  para  $c_u \leq 27 \text{KN} / \text{m}^2$
- $\alpha' = 0.2$  para  $c_u > 27 \text{KN} / \text{m}^2$

## 6 LEVANTAMIENTO DE PILAS PERFORADAS CON CAMPANA (BASE AMPLIADA)

En los casos en que la pila perforada corta está sometida a una carga por levantamiento, se puede apreciar la naturaleza de la superficie de falla tal como se muestra en la grafica



**Grafica 6: superficie de falla en el suelo causada por fuerza de levantamiento sobre una pila perforada con campana.**

Para estimar la capacidad neta última de levantamiento se tiene:

$$T_{un} = T_{ug} - W$$

Donde:  $T_{un}$  = capacidad ultima de levantamiento

$T_{ug}$  = capacidad total ultima de levantamiento

$W$  = peso efectivo de la pila perforada.

## 6.1 Método de Meyerhof y Adams

### 6.1.1 Arena

#### 6.1.1.1 Capacidad de carga por levantamiento $T_u$

Meyerhof Y Adams (1968), establecieron el siguiente procedimiento para calcular  $T_{un}$  :

$$T_{un} = B_q A_p \gamma L$$

Donde:  $B_q$  = factor de desconexión

$$A_p = \frac{\pi D_b^2}{4} = \text{área de la base de la pila}$$

$\gamma$  = peso específico efectivo del suelo arriba de la campana

$L$  = longitud de la pila

$$B_q = 2 \frac{L}{D_b} K'_u \tan \phi \left( m \frac{L}{D_b} + 1 \right) + 1$$

Donde:  $K'_u = 0.9$  = coeficiente nominal de levantamiento

$\phi$  = ángulo de fricción del suelo, debe estar en el rango de  $(30 \leq \phi \leq 45)$

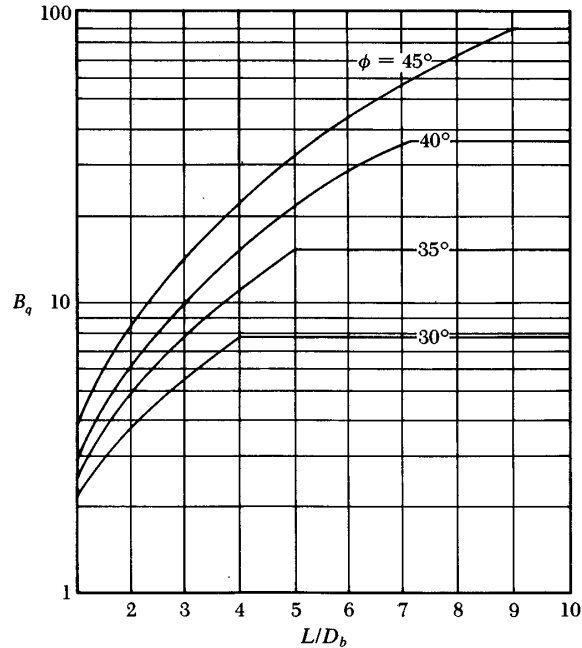
$m$  = coeficiente de factor de forma

$\phi$ (grados)	m
30	0.15
35	0.25
40	0.35
45	0.50

De las relaciones  $L/D_b$  y  $(L/D_b)_{cr}$  podemos estimar:

- $L/D_b \leq (L/D_b)_{cr}$  se considera cimentación superficial, y de la grafica 6.1.1 se obtiene el valor de  $B_q$  y se reemplaza en la siguiente expresión.

$$T_{un} = B_q A_p \gamma L + W$$



**Gráfica 6.1.1: variación del factor de desconexión  $B_q$ , con  $L/D_b$  y  $\phi$ . Fuente Meyerhof y Adams 1968.**

- $L / D_b > (L / D_b)_{cr}$  se considera cimentación profunda respecto al levantamiento

$$T_{un} = B_q A_p \gamma L + W + \int_0^{L-L_{cr}} (\pi D_s) \sigma'_v K'_u \tan \delta dz$$

Donde:  $\sigma'_v$  = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad.

$K'_u$  = coeficiente de levantamiento.

$\delta$  = ángulo de fricción entre suelo y pila.

NOTA: Ver graficas 5.1.1a, 5.1.1b, 5.1.1c.

## 6.2 Método de Das

### 6.2.1 Arcilla

#### 6.2.1.1 Capacidad por levantamiento $T_{un}$

Das (1980), estableció el siguiente método para calcular la capacidad neta última de levantamiento de pilas perforadas con campana.

$$T_{un} = (c_u B_c + \gamma L) A_p$$

Donde:  $c_u$  = cohesión no drenada

$B_c$  = factor de desconexión

$\gamma$  = peso específico del suelo arriba de la campana.

$$A_p = \frac{\pi D_b^2}{4} = \text{área de la base de la pila}$$

Observaciones:

- $B_c$ , Aumenta con la relación de empotramiento hasta un valor crítico de  $L/D_b = (L/D_b)_{cr}$ , y luego permanece constante.
- $B_c \approx 9$  para profundidades mayores a la crítica.
- Se puede relacionar la cohesión no drenada con la relación crítica de empotramiento como:

$$\left(\frac{L}{D_b}\right)_{cr} = 0.107c_u + 2.5 \leq 7 \quad c_u \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\left(\frac{L}{D_b}\right)_{cr} = 0.738c_u + 2.5 \leq 7 \quad c_u \text{ (lb/pulg}^2\text{)}$$

- $L/D_b < (L/D_b)_{cr}$ , de la grafica 6.2.1 se obtiene  $B_c$ , y remplazamos en:  
 $T_{un} = (c_u B_c + \gamma L) A_p$
- $L/D_b > (L/D_b)_{cr}$ ,  $B_c = 9$  y la capacidad neta ultima por levantamiento se obtiene:

$$T_{un} = (9c_u + \gamma L) A_p + \sum (\pi D_b)(L - L_{cr}) \alpha' c_u$$

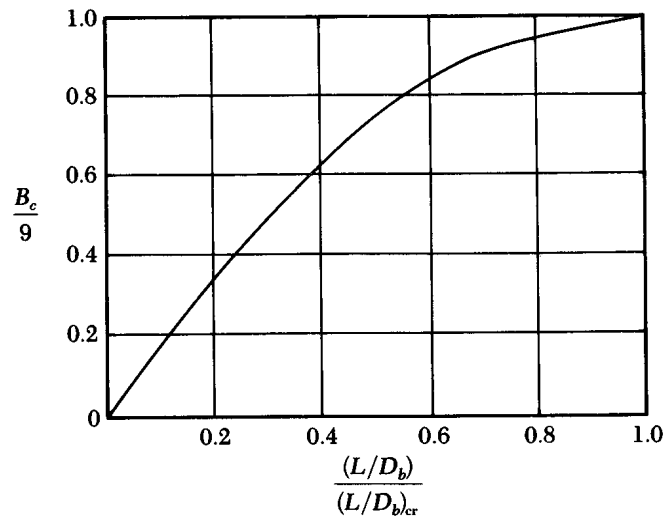
Donde:  $\alpha'$  = coeficiente de adhesión en la interfaz suelo – pilote.

Para pilotes de concreto colocados en situ:

- $\alpha' = 0.9 - 0.00625c_u$  para  $c_u \leq 80 \text{KN/m}^2$
- $\alpha' = 0.4$  para  $c_u > 80 \text{KN/m}^2$

Para pilotes de tubo:

- $\alpha' = 0.7 - 0.0191c_u$                       para             $c_u \leq 27 \text{KN} / \text{m}^2$
- $\alpha' = 0.2$                                               para             $c_u > 27 \text{KN} / \text{m}^2$

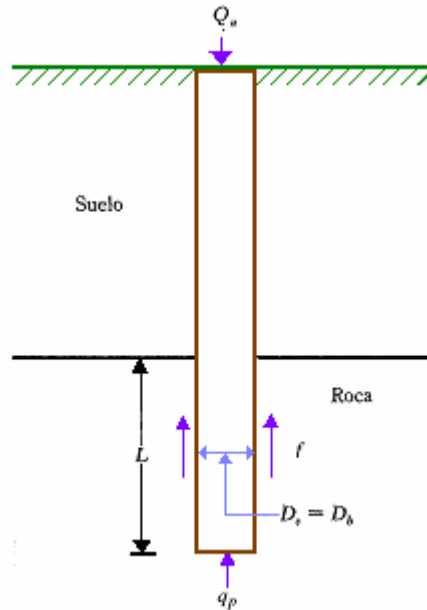


**Grafica 6.2.1: grafica a dimensional del factor de desconexión  $B_c$ . Fuente de Braja M Das.**

## 7 PILAS PERFORADAS HASTA LA ROCA

### 7.1 Método de Reese y O'Neill

Reese y O'Neill (1988-1989), recomendaron el siguiente proceso para calcular la resistencia de una pila incrustada en roca tal como se aprecia en la grafica 8.1a:



**Grafica 7.1a: esquema de una pila incrustada en roca..**

Se debe considerar que se tiene una resistencia lateral entre la pila y la roca o una resistencia de punta en el fondo, pero tener en cuenta que no ambas.

- La resistencia lateral ultima se puede estimar:

$$f \left( lb / pu \text{ l g}^2 \right) = 2.5 q_u^{0.5} \leq 0.15 q_u$$

Donde:  $q_u$  = resistencia a compresión no confinada de un núcleo de roca de tamaño NW o mayor, o del concreto de la pila, rigiendo la menor.

- La capacidad ultima neta se puede estimar :

$$Q_u = \pi D_s L f$$

- Para el asentamiento en la pila (s) en la parte superior del empotramiento en la roca se tiene:

$$s = s_e + s_b$$

Donde:

$$s_e = \frac{Q_u L}{A_c E_c} = \text{compresión elástica de la pila perforada dentro del empotramiento, con}$$

resistencia lateral nula.

$$s_b = \frac{Q_u L_f}{D_s E_{masa}} = \text{asentamiento de la base}$$

$$\text{Donde: } A_c = \frac{\pi D_b^2}{4} = \text{área de la sección transversal de la pila en empotramiento.}$$

$E_c$  = modulo de Young del concreto y acero de refuerzo en la pila.

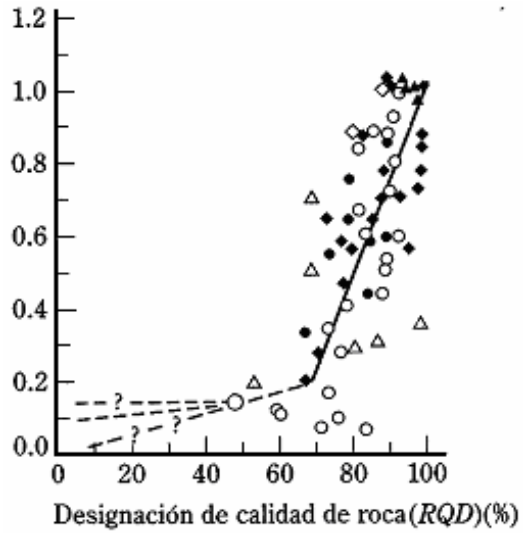
$E_{masa}$  = modulo de Young de la masa de roca en que esta el empotramiento.

Esta magnitud se puede hallar de la grafica 7.1b, donde  $E_{nucleo}$  es el modulo de Young de especímenes intactos de núcleos de roca NW o mayores.

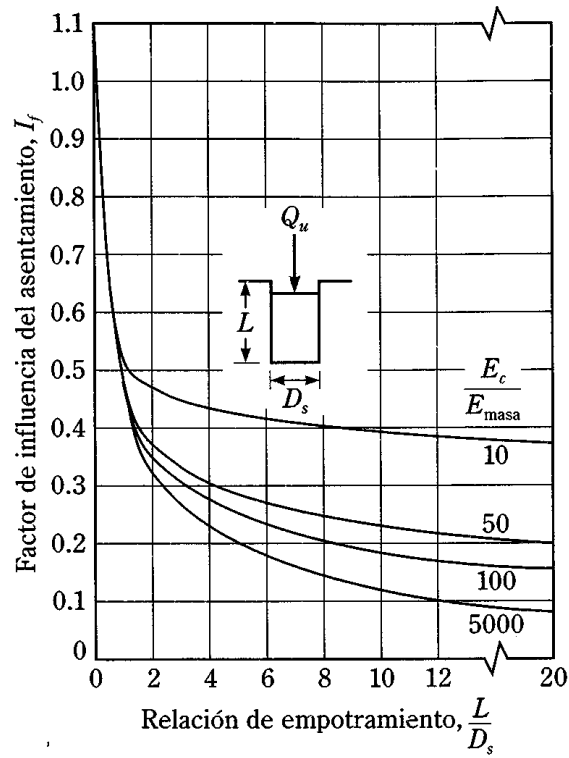
Sin embargo O'Neill (1997), planteo q para caso en que el empotramiento sea muy largo se tiene:

$$s = s_b = \frac{Q_u L_f}{D_s E_{masa}}$$

$I_f$  = coeficiente de influencia elástico, ver grafica 7.1c.



**Grafica 7.1b: grafica de  $E_{masa} / E_{nucleo}$  contra RQD. Fuente O'Neill 1997.**



**Grafica 7.1c: variación de  $I_f$ . Fuente O'Neill 1997.**

- En el caso en que  $s < 0.4 pu \lg(10.2mm)$ , entonces  $Q_u = \pi D_s L f$
- En el caso en que  $s \geq 0.4 pu \lg(10.2mm)$ , puede ocurrir una rápida y progresiva falla por cortante lateral en el empotramiento de la roca, equivalente a una pérdida completa de la resistencia lateral, por tanto:

$$Q_u = 3A_p \left[ \frac{3 + \frac{c_s}{D_b}}{10 \left( 1 + \frac{300\delta}{c_s} \right)^{0.5}} \right] q_u$$

Donde:

$c_s$  = espaciamiento de discontinuidades (esta en la unidades de  $D_s$ ).

$\delta$  = espesor de discontinuidad individual (esta en la unidades de  $D_s$ ).

$q_u$  = resistencia a compresión no confinada de la roca debajo de la base del empotramiento o del concreto de la pila perforada, tomando la que sea menor.

Esta ecuación se aplica en casos de discontinuidades horizontales estratigráficas con  $c_s > 12 pu \lg$  y  $\delta < 0.2 pu \lg$

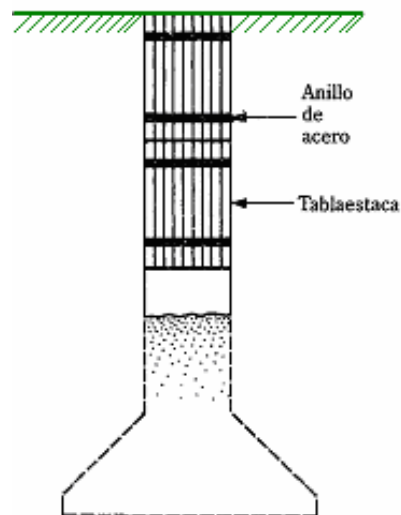
## 8 CAPACIDAD DE CARGA LATERAL

La capacidad de carga lateral en pilas se puede hacer de la misma manera que para pilotes, el cual ya se estudio en el Capituló I.

## 9 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

### 9.1 Método de Chicago

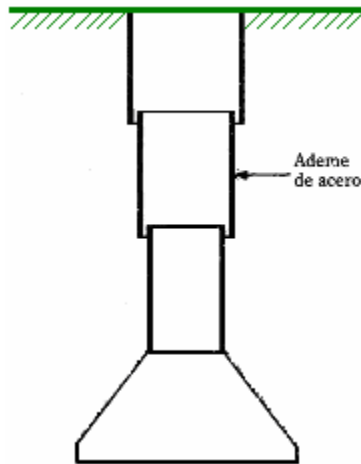
En este método se excavan manualmente agujeros con diámetros 3.5 pies o mayores a profundidades de 2 a 6 pies. Las paredes del agujero excavado se forran con tablonces verticales, manteniéndolos firmes en su posición con dos anillos circulares de acero. Posteriormente se continúa con la excavación para otros 2 a 6 pies. Cuando llegamos a la profundidad deseada se excava la campana y se rellena con concreto.



**Grafica 9.1: método chicago para construir pilas perforadas.**

### 9.2 Método de Gow

En este método el agujero se excava a mano, se colocan forros metálicos telescópicos para mantener el barreno, conforme avanza el colado se retiran los forros. Este método permite diámetros hasta de 4 pies, debe tenerse en cuenta que los forros son aproximadamente 2 pulg menos que el diámetro, con el método se puede perforar pilas hasta de 100pies.



**Grafica 9.2: método de Gow para construir pilas perforadas.**

### **9.3 Equipos Mecánicos**

En la actualidad la mayoría de las excavaciones son hechas mecánicamente, entre los equipos para el proceso de excavación se tienen:

#### **9.3.1 Barrenas helicoidales:**

Son de bordes o dientes cortantes, las de borde cortante se utilizan principalmente para perforar suelos blandos y homogéneos. Las de dientes cortantes se utilizan en suelos duros. La barrena se conecta a una flecha cuadrada que se hincó en el suelo y se hace girar. Cuando la hélice está llena de suelo, la barrena se levanta por arriba de la superficie del terreno y el suelo se descarga haciendo girar la barrena a alta velocidad. Las barrenas se pueden conseguir de varios diámetros.

#### **9.3.2 Taladro tipo cucharón**

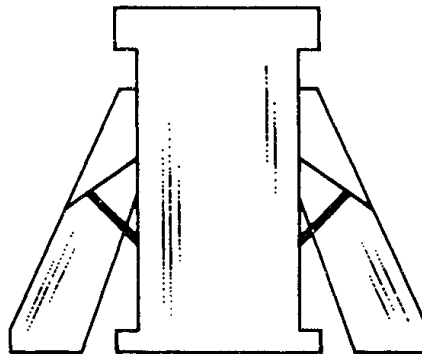
Este equipo de corte se basa esencialmente en un cucharón con una abertura y bordes cortantes en el fondo, este se une al Kelly y se hace girar. El material suelto es recogido

con el cucharón el cual se eleva y vacía periódicamente. Este equipo permite perforaciones hasta de 18 pies de diámetro.

### 9.3.3 Trepano ensanchador

Este equipo consiste esencialmente en un cilindro con dos hojas cortadoras articuladas a la parte superior del cilindro, en el momento en que las hojas se bajan en el agujero, estas hojas permanecen plegadas dentro del cilindro. Cuando se alcanza el fondo del agujero, las hojas se despliegan hacia afuera y se hace girar el trepano.

El suelo cae dentro del cilindro que es elevado y vaciado periódicamente hasta que se termina de formar la campana.



**Grafica 9.3.3: trepano ensanchador.**

### 9.3.4 Máquina Benoto

Este equipo perforador es usado generalmente en condiciones de perforación difícil y cuando se encuentran muchos boleos en el suelo. Consta básicamente en un tubo de acero que oscila y se empuja en el suelo, el cual se une a una cuchara perforadora provista con hojas y quijadas cortadoras, se usa para romper el suelo y la roca dentro del tubo y luego retirarlos.

#### **9.4 Utilización de Ademes y Lodos de perforación**

En los casos en los que se está excavando en arcillas blandas el suelo tiende a desbordarse y tapar al agujero, para evitar estos inconvenientes se utilizan ademes para mantener el agujero abierto, es importante tener en cuenta que esos ademes deben ser hincados antes de empezar la excavación.

En los casos en los que se excava en arenas y gravas el suelo tiende a desplomarse, para evitar estos problemas se utilizan ademes conforma avanza la perforación, es también muy usual utilizar lodo de perforación.

#### **9.5 Inspecciones**

Es importa tener en cuenta revisar el fondo del agujero para confirmar que el estrato de apoyo que se encontró es tal y como se había previsto, además verificar que la campana se construyo apropiadamente, al inspeccionar deben tenerse en cuenta que cuando no se tenga ademe en el agujero, procurar que el inspector baje por una grúa cumpliendo con las normas de seguridad tales como (arnés, lámpara, tanque de aire) para evitar accidentes por desplomes de las paredes del agujero.

### **10 PROGRAMAS DE CÓMPUTO**

Entre los programas de cómputo que se utilizan para el diseño de pilotes hincados están el FECP, SPILE y SPTSP. Para el diseño de pilotes excavados y pozos perforados se utilizan los programas FECP y SHAFT. Antes de utilizar estos programas se recomienda elaborar el perfil estratigráfico del suelo y sus respectivos parámetros de diseño por capa.

#### **10.1 Programa de Cómputo SPILE**

El programa se aplica a suelos cohesivos y no cohesivos, se basa en los estudios realizados por varios autores. En el análisis de la capacidad de carga, SPILE estima los factores requeridos para evaluar la capacidad de carga unitaria por punta y fricción en suelo cohesivo y arenas, mediante gráficos presentados por diferentes autores. El programa contiene once gráficos con sus respectivas tablas en donde se encuentran los factores en forma directa o mediante correlaciones, cuyos valores dependerán de las condiciones de diseño que el usuario ingrese como base de datos.

Para estimar el factor de adhesión para pilotes hincados en arcilla, en el cálculo de la resistencia lateral unitaria por el método  $\alpha$ ; se considera tres casos:

- Pilotes hincados que atraviesan un estrato de arena o grava arenosa seguido de suelo arcilloso.
- pilotes hincados que atraviesan un estrato blando seguido de suelo arcilloso, caso
- pilotes hincados en suelos arcillosos.

El programa SPILE, controla el valor de la capacidad de carga unitaria en la punta en suelos no cohesivos en relación con el ángulo de fricción. Si el valor encontrado excede al valor límite, entonces la carga unitaria por punta será el valor límite.

#### Condiciones Para Uso del Programa SPILE

- La profundidad del extremo superior de la primera capa es siempre 0 pies.
- El valor permitido del peso unitario del suelo está comprendidos entre 62.4 y 250 lb/pie<sup>3</sup>.
- Los valores permitidos de SPT-N están comprendidos entre 5 y 60 golpes/pie.
- El rango de valores para el ángulo de fricción interno en suelos no cohesivos está entre 25 a 40 grados, excepto en la punta del pilote en el cual está entre 15 a 45 grados.

El programa SPILE, ejecuta el análisis de carga última para pilotes tipo: Tubular, Pilote de Madera, Pilotes de Concreto, Prefabricado, Pilotes-H y Pilote Raymond Ahusado por Etapas y Uniformemente Ahusado.

Los resultados se dan en una sola hoja en donde se aprecian los datos ingresados, los valores resultantes de carga por fricción y por punta en cada estrato y la capacidad axial total del pilote.

## **10.2 Programa de Cómputo FECP**

El programa está basado en la utilización de fórmulas empíricas para el cálculo de la capacidad de carga de pilotes individuales. El programa fue presentado originalmente por Bortolucci et al (1988) y modificado por Guillén (1993).

Consideraciones Adoptadas

- Se desecha el valor de N (SPT) en el primer metro del sondeo,  $N=0$ .
- Si la transición de estratos ocurre después de 0.50 m se adoptan los parámetros del estrato superior, caso contrario, se consideran los parámetros del estrato inferior. El valor N es el que corresponde al metro subsiguiente. Evitar ingresar estratos menores que un metro de espesor.

## **10.3 Programa de Cómputo SPTSP**

El uso del programa SPTSP, es aplicado sólo a pilotes hincados de concreto y acero de sección circular o cuadrada, bajo condiciones de suelos sumergidos o cuyo nivel freático esté muy próximo al nivel del terreno. Su aplicación se realiza conociendo los valores de N, obtenidos en el ensayo de penetración estándar. Según los datos de entrada, el programa calcula la capacidad portante del pilote según dos opciones:

- Dada la longitud, calcula para esa longitud la capacidad portante del pilote y su factor de seguridad.

- Dado un valor mínimo para el factor de seguridad, calcula la longitud y capacidad portante resultante.

Para el cálculo de la capacidad de carga axial el programa incorpora gráficas, las cuales han sido desarrolladas a partir de las correlaciones empíricas entre los valores de N del CPT y SPT, emulando el cono a un pilote por punta y por fricción lateral. El programa propone los valores últimos de carga unitaria para pilotes hincados de concreto sin considerar un factor de seguridad.

#### **10.4 Programa de Cómputo SHAFT**

El programa SHAFT, estima la capacidad de carga axial de pilotes perforados y los asentamientos a corto plazo. El análisis de carga axial de los pilotes puede ser aplicado a suelos cohesivos y no cohesivos. El programa también se aplica en lutitas arcillosas y sobre rocas.

##### Condiciones de Parámetros

El método utiliza las características subsuperficiales obtenidas de los datos del ensayo de compresión triaxial no drenado de muestras de suelos cohesivos, de la realización de la prueba del SPT en suelos no cohesivos y de los registros y análisis de núcleos de rocas si fuera el caso. El método idealiza un perfil subsuperficial compuesto por un número de capas de propiedades constantes por capa, el perfil puede ser mixto con capas alternadas con arcillas, arenas o roca.

##### *10.4.1 Diseño en Arcillas*

Para el cálculo de la resistencia lateral en suelos no cohesivos se emplea el método  $\alpha$ , donde es un valor que varía con la profundidad y no es función del esfuerzo cortante. Esto es una conclusión contraria a la regla de esfuerzos totales utilizados en el diseño de pilotes hincados.

El programa SHAFT, permite al usuario el ingreso del valor de  $\alpha$  y variar a un valor que crea es más apropiado en caso de un suelo particular. Para el caso de un pilote perforado con base acampanada, el valor del  $c_u$  será el promedio de los  $c_u$  entre el extremo superior de la capa de arcilla y un diámetro del fuste sobre el extremo superior de la campana. Sin embargo, si el extremo superior del estrato de arcilla cae dentro de los 1.52 m debajo del nivel de la superficie, el promedio de  $c_u$  comienza desde 1.52 m.

Cuando sólo se tiene valores de N (SPT) se emplea la siguiente correlación, Quirós y Reese, (1977):  $c_u = N_{spt} / 10$ , Ton/ft<sup>2</sup>

SHAFT, interpola o extrapola los valores de  $c_u$  en profundidades de un diámetro del fuste debajo de la base, dependiendo de la profundidad.

En la evaluación de la resistencia en la base, si el material es arcilla de consistencia blanda, el valor de  $c_u$  es reducido a un tercio por falla local de carga. Sin embargo, cuando la base del fuste es mayor de 75 in. (1.9 m), se reducirá la carga unitaria en la base ( $q_b$ ), debido a que el asentamiento al estimar  $q_b$  sería tan grande por lo que se buscará limitar la carga unitaria neta en la base tal que produzcan asentamientos menores a 2.5 pulgadas.

#### 10.4.2 Diseño en Arenas

La resistencia lateral se determinó aplicando el método  $\beta$ , donde el parámetro  $\beta$  en la ecuación es independiente de  $\phi$  y varía según el coeficiente de la presión lateral del suelo. El programa SHAFT propone valores límites para la resistencia unitaria por punta  $q_b$  en suelo granular tal que el asentamiento esté por debajo del 5 % del diámetro de la base. El programa recomienda que los pilotes deban llegar hasta por lo menos 10 diámetros debajo de la superficie. Cuando los diámetros de la base exceden 50 pulg. (1.27m), el programa usa un factor de corrección con el fin de controlar los asentamientos permisibles.

Los valores límites de la resistencia lateral en arcillas y arenas, propuestos por el programa no son un límite teórico pero es el valor más grande que ha sido medido experimentalmente. En caso se desee usar un valor más alto, se debe realizar una prueba de carga. La resistencia lateral unitaria ( $f_{sz}$ ) es constante para valores de profundidad mayores a 60 pies (18 m).

#### 10.4.3 Asentamientos

Las curvas para determinar los asentamientos elásticos en arcillas para diferentes suelos son normadas, y están basadas en datos experimentales de pilotes a escala natural. Estas curvas sirven de guía para realizar los diseños de carga axial de pilotes, cuando el asentamiento total o diferencial pueda ser un problema.

#### Algunas Limitaciones y Excepciones

- La base de datos excluye profundidades menores a 4.6 m, diámetros menores a 0.60 m, suelos normalmente consolidados, suelos sensibles, suelos orgánicos y suelos conteniendo gran cantidad de gravas y bolones.
- Se limita para condiciones estacionarias y para suelos expansivos ó suelo sedimentados que producen cargas descendentes.
- Se recomienda emplear ensayos de carga a escala natural, para verificar ó modificar los parámetros dados.
- No se restringen magnitudes de carga de diseño debido a consideraciones estructurales.

## CONCLUSIONES

- ▶ El diseño y la construcción de cimentaciones piloteadas es un campo de la mecánica de suelos en que requiere el criterio de un ingeniero que no se confíe en el discutible valor de una fórmula y que sepa hacer uso de su experiencia, sentido común e intuición del comportamiento de los suelos.
- ▶ Para tener una cabal comprensión del comportamiento de pilotes y pilas es necesario conocer varios tipos de pilotes, entender de cada uno como se analiza, en que se fundamenta, y la incidencia de los métodos de instalación.
- ▶ Cualquier método que se utilice para el análisis de pilotes requiere de una investigación geotécnica que proporcione un perfil de terreno fiel y buena información respecto a los parámetros de los suelos. Por tanto, la utilización de cada uno de los métodos puede depender de la información que se disponga para el análisis.
- ▶ El método de instalación del pilote es importante en la capacidad de carga, debido a que este proceso genera una conexión directa entre la fuerza aplicada al pilote y interacción con el suelo.
- ▶ Se observó que la capacidad de carga por punta en arenas por el método de Meyerhoff, está limitada por la presión unitaria lo cual genera una diferencia considerable en los resultados respecto a los demás métodos.
- ▶ A pesar que la capacidad de carga por fricción muestra una diversidad de propuestas para estimar la adhesión, del ejemplo comparativo se puede ver una tendencia cercana entre los valores por los métodos utilizados

## BIBLIOGRAFÍA

- ▶ BOWLES, J, 1984,. “Foundation analysis and design”. McGraw Hill
- ▶ COYLE, H. M., and Castello, P.R. (1981). “New Design Correlations for Piles in Sand”.
- ▶ DAS, BRAJA, 2001. “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”. Thompson Learning
- ▶ DELGADO MANUEL., 1996. “Cimentaciones”. Escuela Colombiana de Ingeniería.
- ▶ FHWA”.
- ▶ GOODMAN, R.E. (1980). “Introduction to Rock Mechanics, Wiley, New York”.
- ▶ <http://www.mypfundaciones.com/index.php?s=preexcavado&ss=03>
- ▶ JANBU. N. (1976). “Static Bearing Capacity of Friction Piles”.
- ▶ JUMIKIS, Alfred's R, Title, “Soil mechanics”
- ▶ McClelland, B (1974). “Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers.
- ▶ MEYERHOF, G.G. (1976).” Bearing Capacity and Settlement of civil Engineers.
- ▶ PECK, HANSON Y THORNBURN.N, 1953 “Ingeniería de cimentaciones”
- ▶ POULOS Y DAVIS, 1980. “Pile foundations, analysis and design”. John Wiley and Sons.

- ▶ REESE, L.C., Touma, F. T., and O'Neill, M.W.(1976). “ Behavior o Frilled Piers Under Axial Loading”.
- ▶ REESE, L. C., and O'Neill, M.W. (1988). “ Drilled Shafts: Construction and Design,
- ▶ R.BUTTERFIELD Y N. GHOSH., 1977. “The Response of Single Piles in Clay to Axial Load”.
- ▶ U. KLOTZ, 2002. “An Assessment of Design Methods for Driven Piles in Sands”.
- ▶ VESIC, A.S (1977). “Design of Pile Foundations”.
- ▶ VIJAYVERGIYA, V.N., and Focht, J.A.Jr (1972). “ A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay”-
- ▶ WHITAKER, T., and Cooke, R.W. (1966). “ An Investigation of the Shaft and Base Resistance of Large Bored Piles in London Clay”.
- ▶ WINTERNKORN Y FANG. “Foundation Engineering Handbook”.

ANEXO 1

Tabla 1. Factores de capacidad de carga ( $N_c^*$ ) y ( $N_q^*$ ) basados en la teoría de expansión de cavidades. Fuente Braja M Das.

$\phi$	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6.97	7.90	8.82	9.36	9.75	10.04	10.97	11.51	11.89	12.19
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	7.34	8.37	9.42	10.04	10.49	10.83	11.92	12.57	13.03	13.39
3	1.13	1.15	1.16	1.18	1.18	1.19	1.21	1.22	1.23	1.23
4	7.72	8.87	10.06	10.77	11.28	11.69	12.96	13.73	14.28	14.71
5	1.27	1.31	1.35	1.38	1.39	1.41	1.45	1.48	1.50	1.51
6	8.12	9.40	10.74	11.55	12.14	12.61	14.10	15.00	15.66	16.18
7	1.43	1.49	1.56	1.61	1.64	1.66	1.74	1.79	1.82	1.85
8	8.54	9.96	11.47	12.40	13.07	13.61	15.34	16.40	17.18	17.80
9	1.60	1.70	1.80	1.87	1.91	1.95	2.07	2.15	2.20	2.24
10	8.99	10.56	12.25	13.30	14.07	14.69	16.69	17.94	18.86	19.59
11	1.79	1.92	2.07	2.16	2.23	2.28	2.46	2.57	2.65	2.71
12	9.45	11.19	13.08	14.26	15.14	15.85	18.17	19.62	20.70	21.56
13	1.99	2.18	2.37	2.50	2.59	2.67	2.91	3.06	3.18	3.27
14	9.94	11.85	13.96	15.30	16.30	17.10	19.77	21.46	22.71	23.73
15	2.22	2.46	2.71	2.88	3.00	3.10	3.43	3.63	3.79	3.91
16	10.45	12.55	14.90	16.41	17.54	18.45	21.51	23.46	24.93	26.11
17	2.47	2.76	3.09	3.31	3.46	3.59	4.02	4.30	4.50	4.67
18	10.99	13.29	15.91	17.59	18.87	19.90	23.39	25.64	27.35	28.73
19	2.74	3.11	3.52	3.79	3.99	4.15	4.70	5.06	5.33	5.55
20	11.55	14.08	16.97	18.86	20.29	21.46	25.43	28.02	29.99	31.59
21	3.04	3.48	3.99	4.32	4.58	4.78	5.48	5.94	6.29	6.57
22	12.14	14.90	18.10	20.20	21.81	23.13	27.64	30.61	32.87	34.73
23	3.36	3.90	4.52	4.93	5.24	5.50	6.37	6.95	7.39	7.75
24	12.76	15.77	19.30	21.64	23.44	24.92	30.03	33.41	36.02	38.16
25	3.71	4.35	5.10	5.60	5.98	6.30	7.38	8.10	8.66	9.11
26	13.41	16.69	20.57	23.17	25.18	26.84	32.60	36.46	39.44	41.89
27	4.09	4.85	5.75	6.35	6.81	7.20	8.53	9.42	10.10	10.67
28	14.08	17.65	21.92	24.80	27.04	28.89	35.38	39.75	43.15	45.96
29	4.51	5.40	6.47	7.18	7.74	8.20	9.82	10.91	11.76	12.46
30	14.79	18.66	23.35	26.53	29.02	31.08	38.37	43.32	47.18	50.39
31	4.96	6.00	7.26	8.11	8.78	9.33	11.28	12.61	13.64	14.50
32	15.53	19.73	24.86	28.37	31.13	33.43	41.58	47.17	51.55	55.20
33	5.45	6.66	8.13	9.14	9.93	10.58	12.92	14.53	15.78	16.83

(continúa)

$\phi$	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
17	16.30	20.85	26.46	30.33	33.37	35.92	45.04	51.32	56.27	60.42
18	5.98	7.37	9.09	10.27	11.20	11.98	14.77	16.99	18.20	19.47
19	17.11	22.03	28.15	32.40	35.76	38.59	48.74	55.80	61.38	66.07
20	6.56	8.16	10.15	11.53	12.62	13.54	16.84	19.13	20.94	22.47
21	17.95	23.26	29.93	34.59	38.30	41.42	52.71	60.61	66.89	72.18
22	7.18	9.01	11.31	12.91	14.19	15.26	19.15	21.87	24.03	25.85
23	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	65.79	72.82	78.78
24	7.85	9.94	12.58	14.44	15.92	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
25	19.75	25.92	33.80	39.38	43.85	47.64	61.51	71.34	79.22	85.90
26	8.58	10.95	13.97	16.12	17.83	19.29	24.61	28.39	31.41	33.97
27	20.71	27.35	35.89	41.98	46.88	51.04	66.37	77.30	86.09	93.57
28	9.37	12.05	15.50	17.96	19.94	21.62	27.82	32.23	35.78	38.81
29	21.71	28.84	38.09	44.73	50.08	54.66	71.56	83.68	93.47	101.83
30	10.21	13.24	17.17	19.99	22.26	24.20	31.37	36.52	40.68	44.22
31	22.75	30.41	40.41	47.63	53.48	58.49	77.09	90.51	101.39	110.70
32	11.13	14.54	18.99	22.21	24.81	27.04	35.32	41.30	46.14	50.29
33	23.84	32.05	42.85	50.69	57.07	62.54	82.98	97.81	109.88	120.23
34	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06
35	24.98	33.77	45.42	53.93	60.87	66.84	89.25	105.61	118.96	130.44
36	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
37	26.16	35.57	48.13	57.34	64.88	71.39	95.02	113.92	128.67	141.39
38	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
39	27.40	37.45	50.96	60.93	69.12	76.20	103.01	122.79	139.04	153.10
40	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
41	28.69	39.42	53.95	64.71	73.58	81.28	110.54	132.23	150.11	165.61
42	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
43	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	161.91	178.98
44	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
45	31.43	43.64	60.37	72.88	83.27	92.31	126.99	152.95	174.49	193.23
46	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
47	32.89	45.90	63.82	77.29	88.50	98.28	135.96	164.29	187.87	208.43
48	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
49	34.41	48.26	67.44	81.92	94.01	104.58	145.46	176.33	202.09	224.62
50	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87

(continúa)

	$I_r$					
	80	100	200	300	400	500
0	99.82	111.22	155.51	189.11	217.21	241.84
4	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
1	105.92	118.22	166.14	202.64	233.27	260.15
6	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
9	112.34	125.59	177.38	216.98	250.30	279.60
9	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
4	119.10	133.34	189.25	232.17	268.36	300.26
7	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
6	126.20	141.50	201.78	248.23	287.50	322.17
5	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
9	133.66	150.09	215.01	265.23	307.78	345.41
0	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
2	141.51	159.13	228.97	283.19	329.24	370.04
5	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
8	149.75	168.63	243.69	302.17	351.95	396.12
8	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
8	158.41	178.62	259.22	322.22	375.97	423.74
3	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
3	167.51	189.13	275.59	343.40	401.36	452.96
6	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
3	177.07	200.17	292.85	365.75	428.21	483.88
7	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
8	187.12	211.79	311.04	389.35	456.57	516.58
8	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58
2	197.67	224.00	330.20	414.26	486.54	551.16
0	205.70	232.96	342.94	429.98	504.82	571.74
0	208.77	236.85	350.41	440.54	518.20	587.72
4	224.88	254.99	376.77	473.42	556.70	631.25
4	220.43	250.36	371.70	468.28	551.64	626.36
3	245.81	279.06	413.82	521.08	613.65	696.64
7	232.70	264.58	394.15	497.56	586.96	667.21
2	268.69	305.37	454.42	573.38	676.22	768.53
3	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
3	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

sis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, 1977. Reimpreso con autorización.

ERROR: ioerror  
OFFENDING COMMAND: image

STACK: