



INSTITUCIÓN DE ESPECIALIZACIÓN PROFESIONAL

Diseño de pilotes hincados

Ing. Jhomayra Herrera Villa



U.S. Department of Transportation
Federal Highway Administration

Publication No. FHWA-NHI-16-009
FHWA GEC 012 – Volume I
July 2016

NHI Courses No. 132021 and 132022

Design and Construction of Driven Pile Foundations – Volume I

Developed following:

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition, 2014, with 2015 Interim.

AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 3rd Edition, 2010, with '11, '12, '13, '14, and '15 Interims.



NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE
Training Solutions for Transportation Excellence

Contenido

- 01. Sobre el Manual de la FHWA
- 02. Generalidades sobre el diseño
- 03. Capacidad estática en compresión en pilotes aislados
- 04. Ejemplo de aplicación
- 05. Capacidad estática en compresión en grupo de pilotes

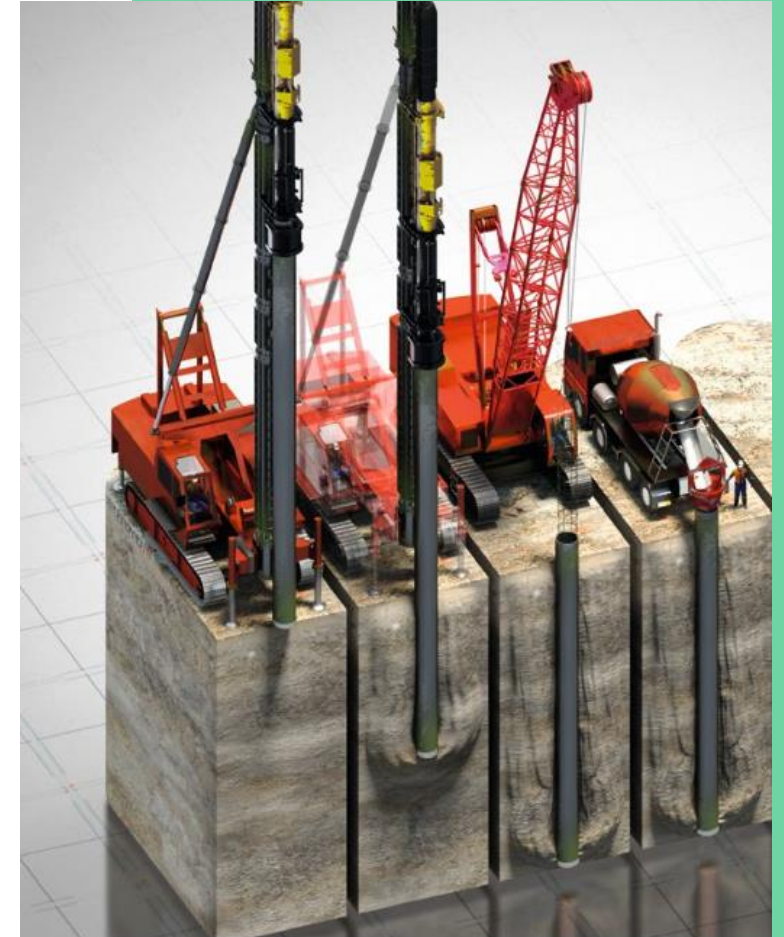


Imagen de Soletanche Bachy

01. Sobre el Manual de la FHWA

Manuales de la FHWA



U.S. Department of Transportation
Federal Highway Administration

Publication No. FHWA-NHI-16-009
FHWA GEC 012 – Volume I
July 2016

NHI Courses No. 132021 and 132022

Design and Construction of Driven Pile Foundations – Volume I

Developed following:
AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition, 2014, with 2015 Interim.

AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 3rd Edition, 2010, with '11, '12, '13, '14, and '15 Interims.



U.S. Department of Transportation
Federal Highway Administration

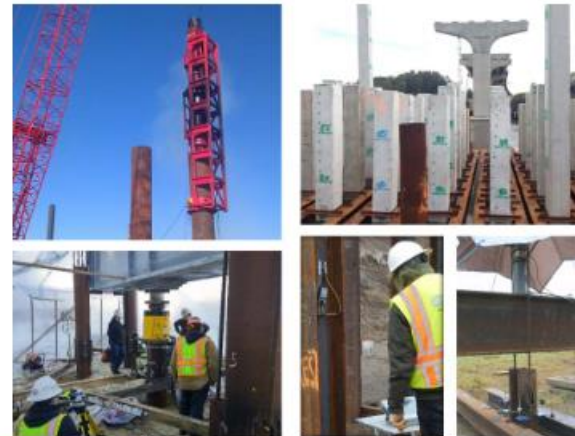
Publication No. FHWA-NHI-16-009
FHWA GEC 012 – Volume II
July 2016

NHI Courses No. 132021 and 132022

Design and Construction of Driven Pile Foundations – Volume II

Developed following:
AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition, 2014, with 2015 Interim.

AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 3rd Edition, 2010, with '11, '12, '13, '14, and '15 Interims.



U.S. Department of Transportation
Federal Highway Administration

Publication No. FHWA-NHI-16-064
FHWA GEC 012
September 2016

NHI Courses No. 132021 and 132022

Design and Construction of Driven Pile Foundations – Comprehensive Design Examples

Developed following:
AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition, 2014, with 2015 Interim. and
AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 3rd Edition, 2010, with '11, '12, '13, '14, and '15 Interims.



Índice

Volumen I

1. Manual de pilotes hincados
2. Descripción general de diseño y construcción de pilotes hincados
3. Consideraciones en la selección de cimentación
4. Caracterización de sitio
5. Parámetros de diseño del geomaterial y reportes geotécnicos
6. Tipos de pilotes
7. Aspectos geotécnicos y Estados Límites
8. Aspectos estructurales y Estados Límites

Volumen II

9. Ensayos de carga estática
10. Ensayos de carga dinámica y análisis de señal
11. Ensayo de carga rápida
12. Análisis de ecuación de onda
13. Fórmulas dinámicas
14. Documentos contractuales
15. Equipamiento de hincado de pilote
16. Accesorios de pilotes
17. Criterios de hincado
18. Monitorio de construcción de la instalación del pilote

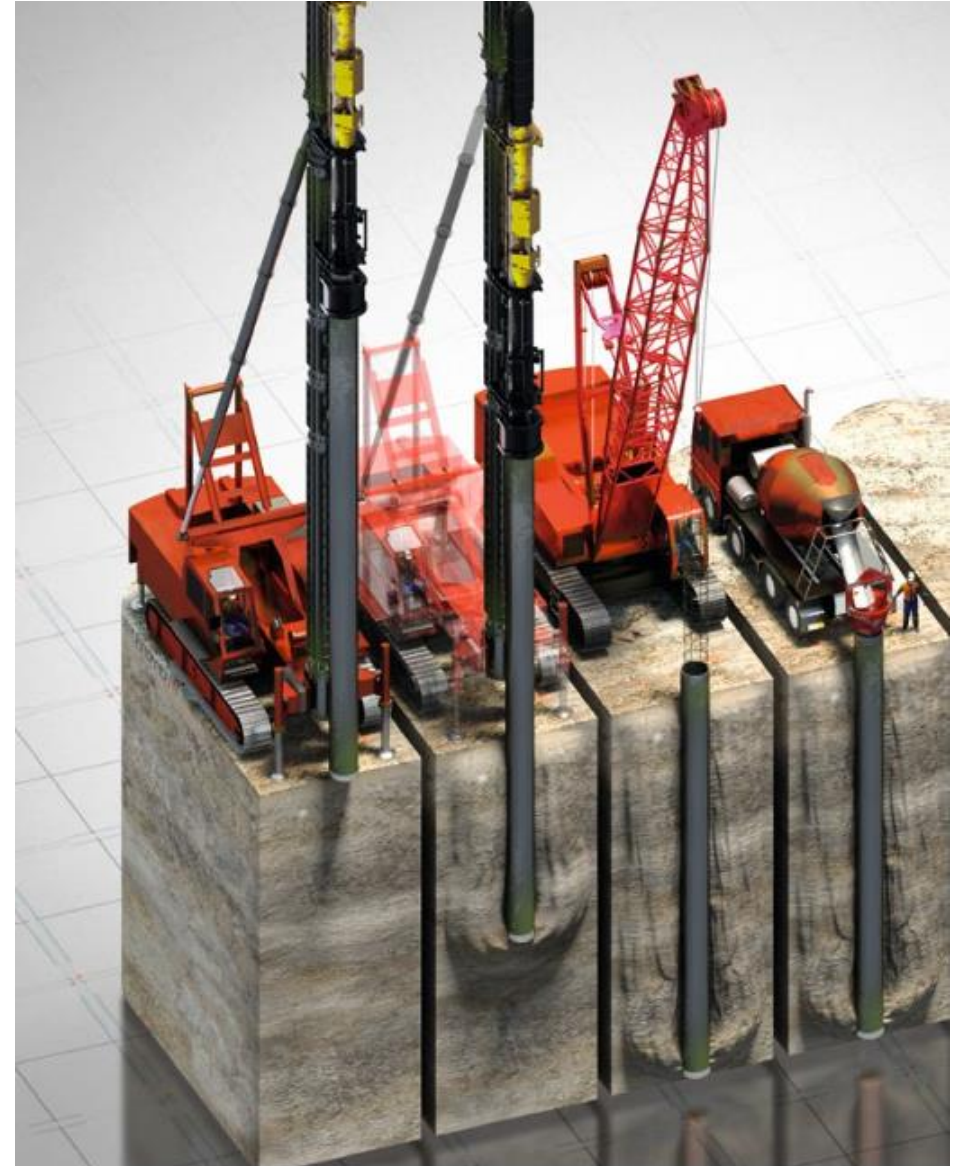
Volumen III

Ejemplos de diseño

02. Generalidades

Generalidades

La inserción de los pilotes altera las características del suelo y el estado de deformaciones en las cercanías al pilote.

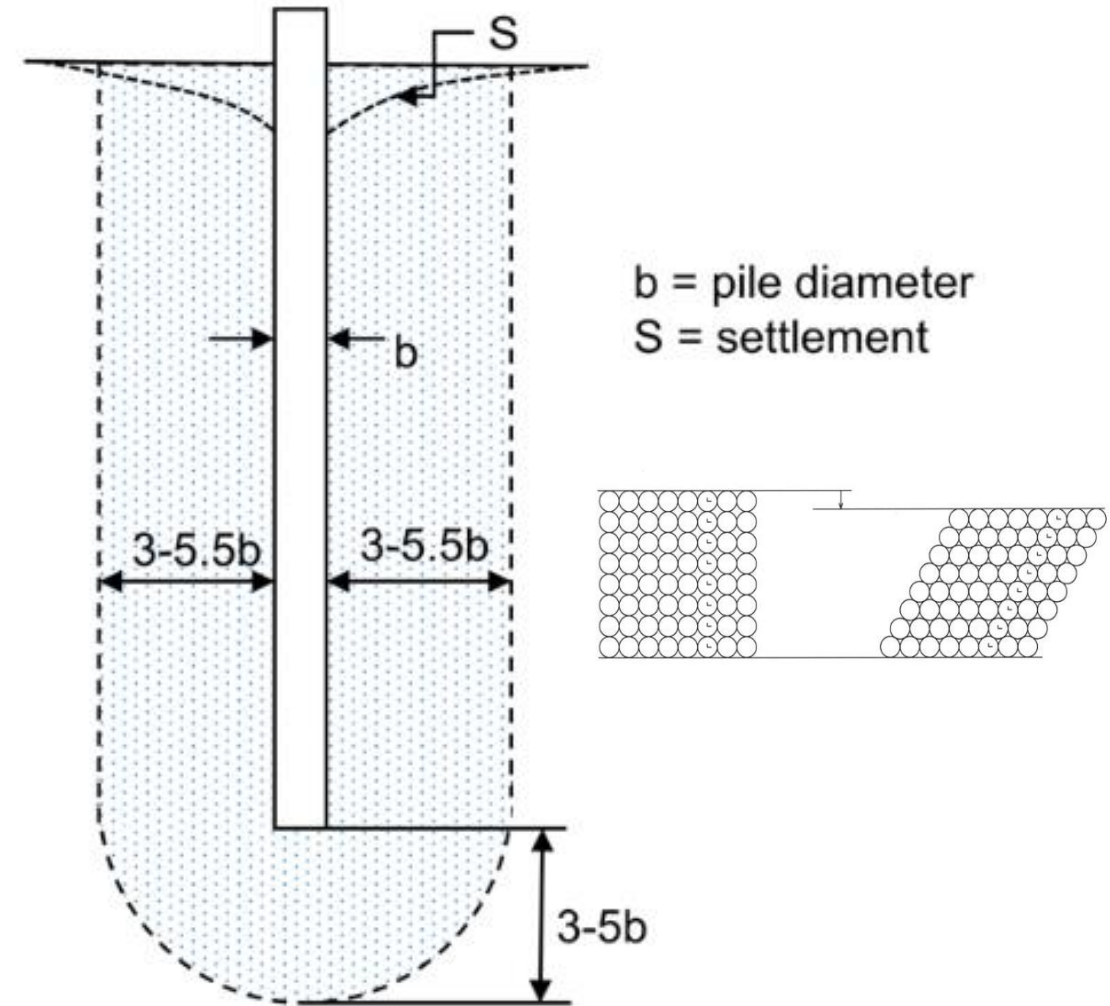


Eventos que ocurren durante y después del hincado

Suelo granular

La resistencia en pilotes hincados en suelo granular depende principalmente de la densidad relativa del suelo.

En suelo suelto a medianamente denso la densidad relativa se incrementa.



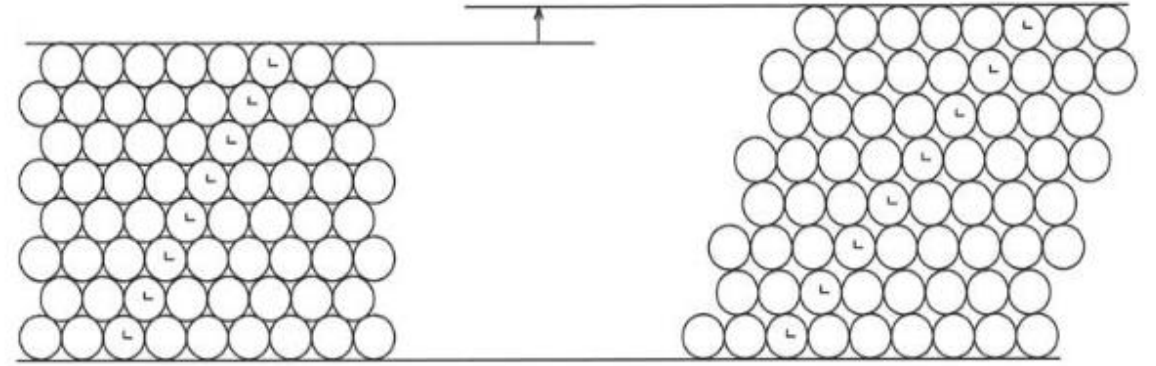
Compactación en un suelo granular durante el hincado (suelo suelto a medianamente denso)

FHWA-NHI-016-09

Eventos que ocurren durante y después del hincado

Suelo granular

En suelo granular denso, la densidad relativa puede decrecer durante el hincado.



El proceso de hincado cambia temporalmente la presión de poros, generando una resistencia al corte temporal mayor o menor.

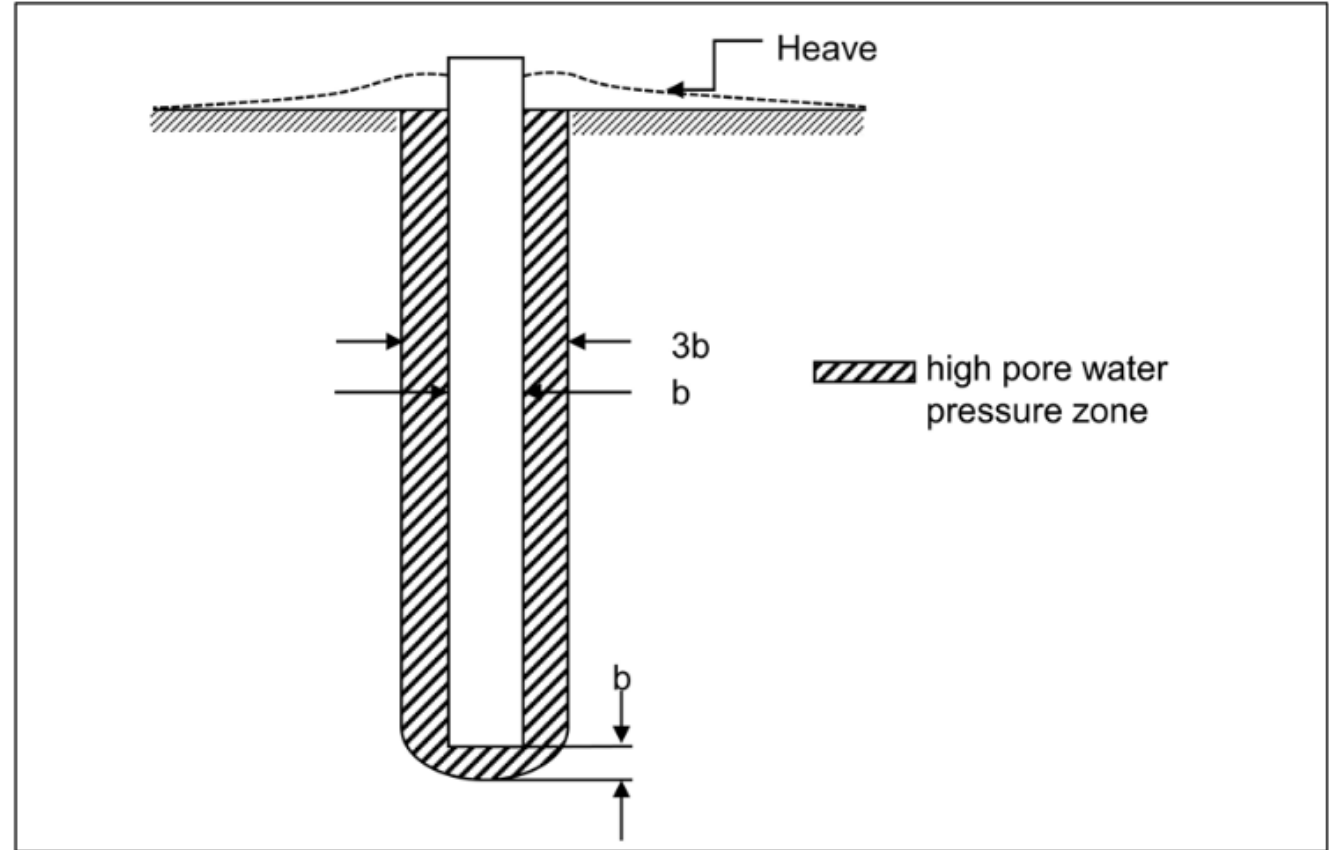
$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi$$

Eventos que ocurren durante y después del hincado

Suelo cohesivo

El suelo cerca al pilote es disturbado y comprimido radialmente.

La compresión radial genera incremento de presión de poros que temporalmente reduce la resistencia del suelo.

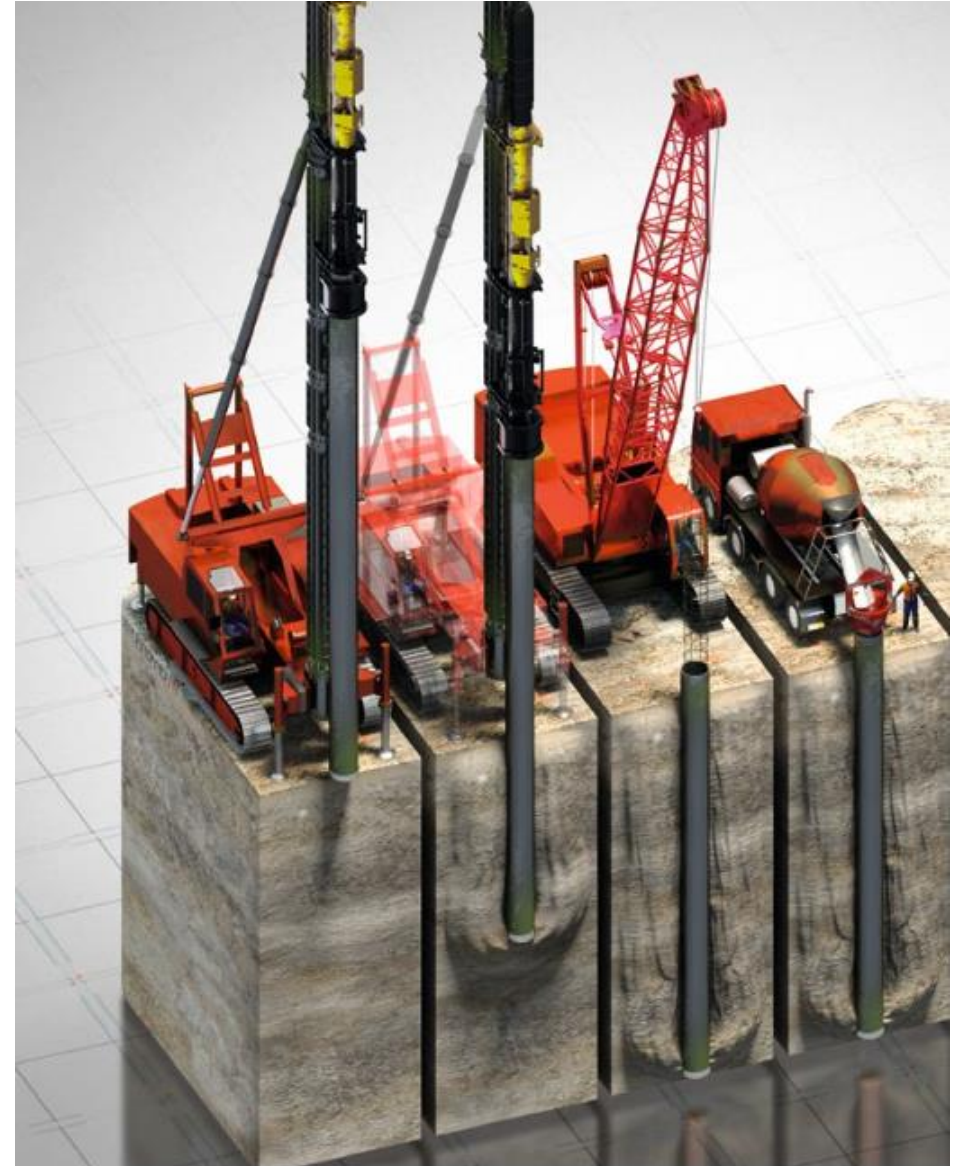


Zona de suelo disturbada en arcillas blandas o normalmente consolidadas

FHWA-NHI-016-09

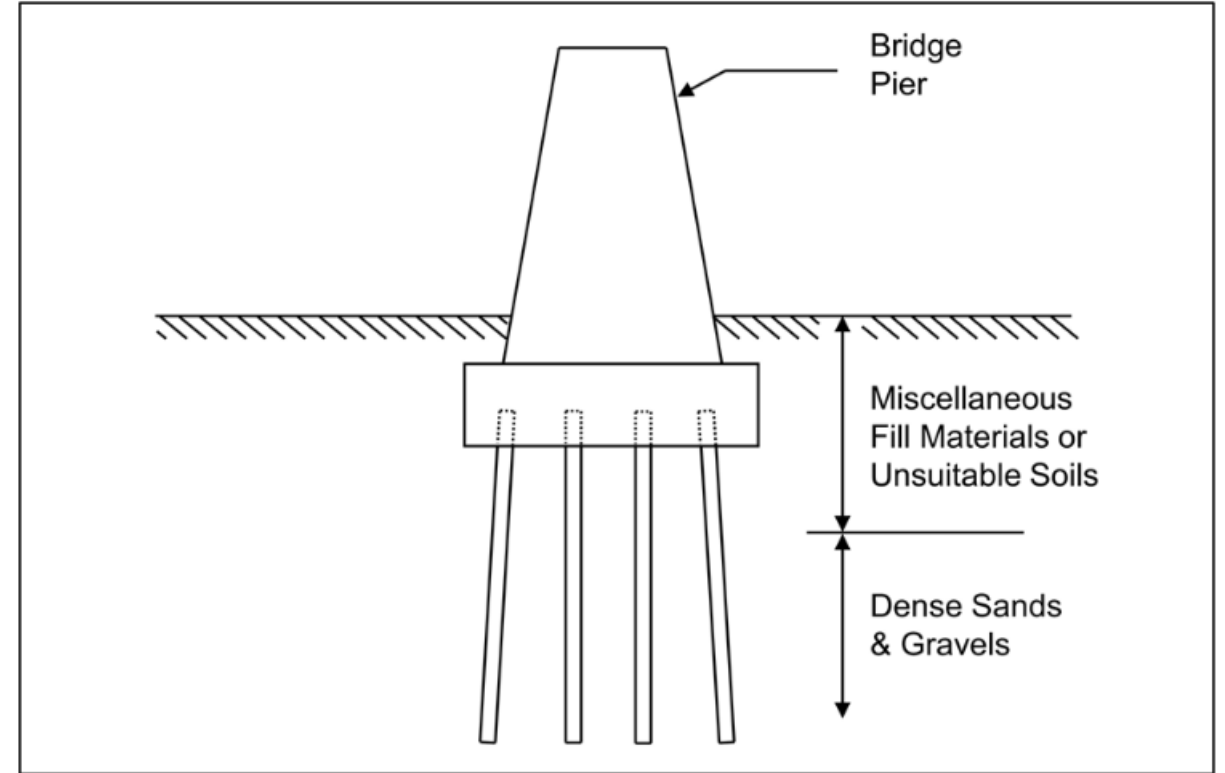
Generalidades

Es necesario emplear métodos prácticos de diseño semi - empíricos.



Consideraciones de resistencia de suelo adicional

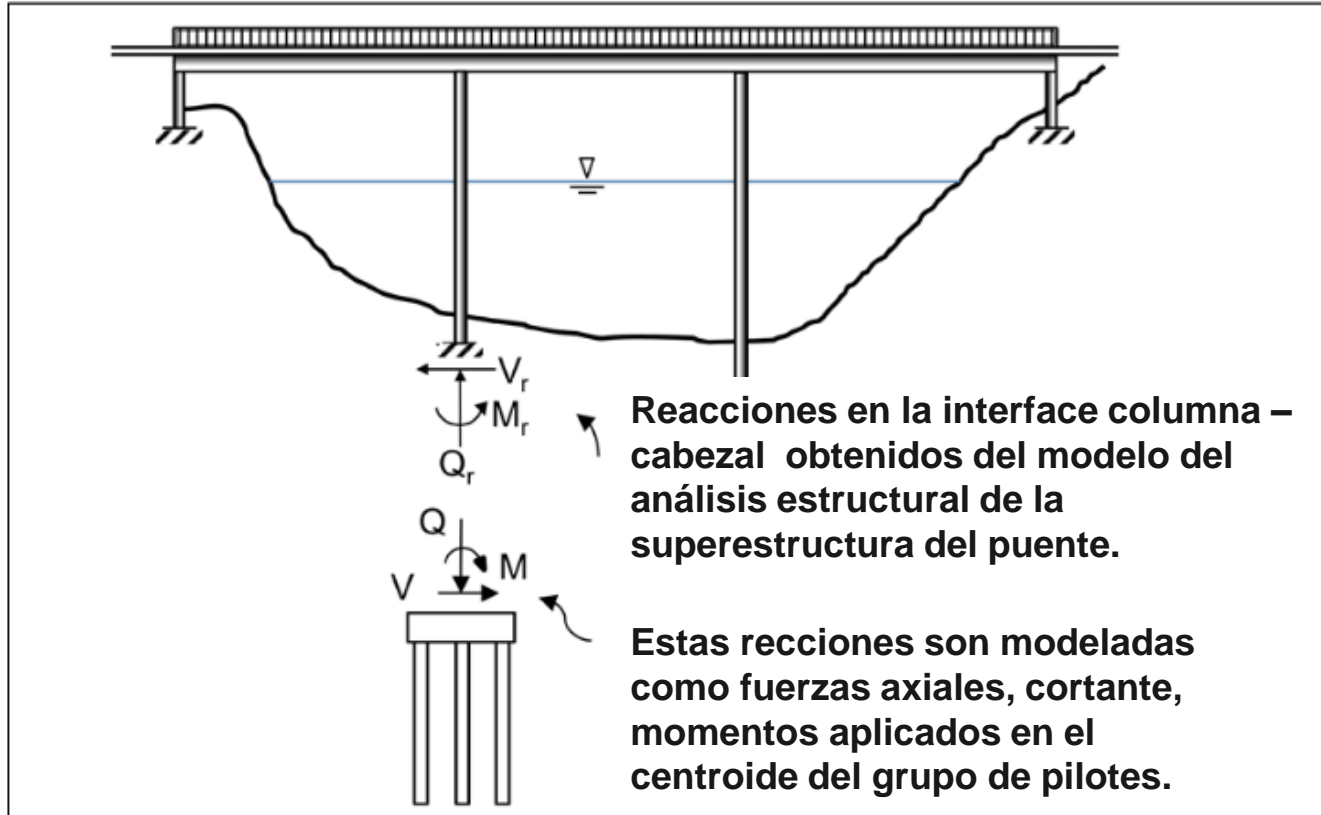
Es importante considerar que la resistencia geotécnica tendría que ser determinada dos veces en algunos casos: resistencia requerida para su vida útil, y resistencia a encontrarse durante la instalación del pilote. Esta ultima empleada para determinar la capacidad necesaria para el equipo de hincado.



Caso en que es necesario dos análisis estáticos debido a la presencia de relleno

FHWA-NHI-016-09

Diseño basado en la metodología “LRFD”



Análisis estructural del puente empleado para determinar las fuerzas a nivel de cimentación

Adaptado de FHWA-NHI-016-009

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

η_i : Modificador de carga basado en ductilidad, redundancia o clasificación de operación.

γ_i : Factor de carga, un factor estadístico aplicado al efecto de la carga

Q_i : Efecto de la carga

ϕ : Factor de resistencia, un factor estadístico aplicado a la resistencia nominal

R_n : Resistencia nominal

R_r : Resistencia reducida o factorizada

Combinaciones de carga, factores de reducción y estados límites

Combinaciones de carga y factores de carga

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ*	BL*	IC*	CT*	CV*
Strength I	γ_D	1.75	1.00	---	---	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	---	---	---	---	---
Strength II	γ_D	1.35	1.00	---	---	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	---	---	---	---	---
Strength III	γ_D	---	1.00	1.40	---	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	---	---	---	---	---
Strength IV	γ_D	---	1.00	---	1.00	1.00	0.50/1.20	-- -	---	---	---	---	---	---
Strength V	γ_D	1.35	1.00	0.40	---	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	---	---	---	---	---
Extreme Event I	γ_D	γ_{EQ}	1.00	---	---	1.00	---	-- -	---	1.00	---	---	---	---
Extreme Event II	γ_D	0.50	1.00	---	---	1.00	---	-- -	---	---	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	---	---	---	---	---
Service II	1.00	1.30	1.00	---	---	1.00	1.00/1.20	-- -	---	---	---	---	---	---
Service III	1.00	0.80	1.00	---	---	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	---	---	---	---	---
Service IV	1.00	---	1.00	0.70	---	1.00	1.00/1.20	-- -	1.00	---	---	---	---	---
Fatigue I -** LL, IM & CE	---	1.50	---	---	---	---	---	-- -	---	---	---	---	---	---
Fatigue II -** LL, IM & CE	---	0.75	---	---	---	---	---	-- -	---	---	---	---	---	---

Factores de resistencia para métodos estáticos de análisis

Condition	Resistance Determination Method	Resistance Factor
Nominal Geotechnical Resistance of Single Piles in Compression - Static Analysis Methods, ϕ_{stat}	Shaft Resistance and Toe Resistance: Clay and Mixed Soils α -method β -method (1991) Brown (2001) API RP2A (1993) Elsami and Fellenius Schmertmann (1975)	0.35 Differs in Manual ¹ not in AASHTO not in AASHTO not in AASHTO 0.50
	Shaft Resistance and Toe Resistance: Sand Nordlund Method	0.45
Block Failure, ϕ_{B1}	Cohesive	0.60
Nominal Geotechnical Resistance of Single Piles in Tension, ϕ_{up}	Nordlund Method	0.35
	α -method	0.25
	β -method (1991)	0.20
	λ -method	0.30
	SPT-method	0.25
	CPT-method	0.40
Group Uplift Resistance, ϕ_{ug}	Sand and Clay	0.50
Lateral Geotechnical Resistance of Single Pile or Pile Group	All Soils and Rock	1.0

Note: 1 – AASHTO based on Skempton (1951), manual based on Fellenius (1991).

Factores de resistencia

Factores de resistencia para métodos estáticos de análisis

Condition	Resistance Determination Method	Resistance Factor
Nominal Geotechnical Resistance of Single Piles in Compression - Static Analysis Methods, ϕ_{stat}	Shaft Resistance and Toe Resistance: Clay and Mixed Soils α -method β -method (1991) Brown (2001) API RP2A (1993) Elsami and Fellenius Schmertmann (1975)	0.35 Differs in Manual ¹ not in AASHTO not in AASHTO not in AASHTO 0.50
	Shaft Resistance and Toe Resistance: Sand Nordlund Method	0.45
Block Failure, ϕ_{b1}	Cohesive	0.60
Nominal Geotechnical Resistance of Single Piles in Tension, ϕ_{up}	Nordlund Method	0.35
	α -method	0.25
	β -method (1991)	0.20
	λ -method	0.30
	SPT-method	0.25
	CPT-method	0.40
Group Uplift Resistance, ϕ_{ug}	Sand and Clay	0.50
Lateral Geotechnical Resistance of Single Pile or Pile Group	All Soils and Rock	1.0

Note: 1 – AASHTO based on Skempton (1951), manual based on Fellenius (1991).

$$R_r \leq \phi R_n = \phi_{stat} R_s + \phi_{stat} R_p$$

R_s : Resistencia del fuste .

R_p : Resistencia de la punta

Φ_{sta} : factor de reducción de resistencia aplicado para resistencia obtenida por métodos estáticos

Factores de resistencia

Factores de resistencia para métodos aplicados en campo

Condition	Resistance Determination Method	Resistance Factor
Nominal Geotechnical Resistance of Single Pile in Compression Dynamic Analysis and Static Load Test Methods, ϕ_{dyn}	Driving criteria established by successful static load test of at least one pile per site condition and dynamic testing* of at least two piles per site condition, but no less than 2% of the production piles.	0.80
	Driving criteria established by successful static load test of at least one pile per site condition without dynamic testing.	0.75
	Driving criteria established by dynamic testing* conducted on 100% of production piles.	0.75
	Driving criteria established by dynamic testing,*quality control by dynamic testing* of at least two piles per site condition, but no less than 2% of the production piles.	0.65
	Wave equation analysis, without pile dynamic measurements or load test, at End of Drive conditions only.	0.50
	FHWA Modified Gates dynamic pile formula (End of Drive condition only).	0.40
	Engineering News (as defined in AASHTO) dynamic pile formula (End of Drive condition only).	0.10
Nominal Geotechnical Resistance of Single Pile in Tension, ϕ_{dyn}	Static load test.	0.60
	Dynamic testing* with signal matching.	0.50

$$R_r \leq \phi R_n = \phi_{stat} R_s + \phi_{stat} R_p$$

Rs: Resistencia del fuste .

Rp: Resistencia de la punta

Φ_{sta} : factor de reducción de resistencia aplicado para resistencia obtenida por métodos estáticos

Estados límites

Estado límite en servicio (Servicio I)

El estado límite en servicio proporciona límites de esfuerzo, deformación y agrietamiento bajo condiciones de servicio regulares.

- Deformaciones verticales – asentamientos
- Movimientos horizontales
- Rotación
- Estabilidad global
- Deformaciones debido a la socavación

Estados límites

Estado límite de resistencia (Resistencia I y Resistencia IV)

- Combinaciones de carga que ocurren durante la vida útil de la estructura.
- Para los pilotes hincados, incluye las siguientes verificaciones:
 - Resistencia axial a compresión de pilote aislado y grupo de pilotes
 - Resistencia al levantamiento de un pilote aislado y un grupo de pilotes
 - Resistencia lateral de un pilote aislado y un grupo de pilotes
 - Falla de punzonamiento del estrato de apoyo
 - Resistencia estructural en carga axial en compresión, y cargas combinadas de axial y flexión, y corte.
 - Hincado y esfuerzos durante el hincado

Estados límites

Estado límite de evento extremo (Evento Extremo I y Evento Extremo II)

- Combinaciones de carga durante su vida útil debido a eventos extremos:
 - Socavación
 - Colisión de buques
 - Colisión de vehículos
 - Explosiones
 - Carga sísmica (incluye licuación)
- Para los pilotes hincados, incluye las siguientes verificaciones para garantizar la seguridad de la estructura, como:
 - Resistencia axial a compresión de pilote aislado y grupo de pilotes
 - Resistencia al levantamiento de un pilote aislado y un grupo de pilotes
 - Resistencia lateral de un pilote aislado y un grupo de pilotes
 - Falla de punzonamiento del estrato de apoyo
 - Resistencia estructural en carga axial en compresión, y cargas combinadas de axial y flexión, y corte.

Algunos modos de falla en pilotes

Fallo por:

Hundimiento,
Tracción,
Carga horizontal

Agotamiento estructural
Compresión, tracción, flexión.

Pandeo
Cizalla
Flexión inducida carga lateral

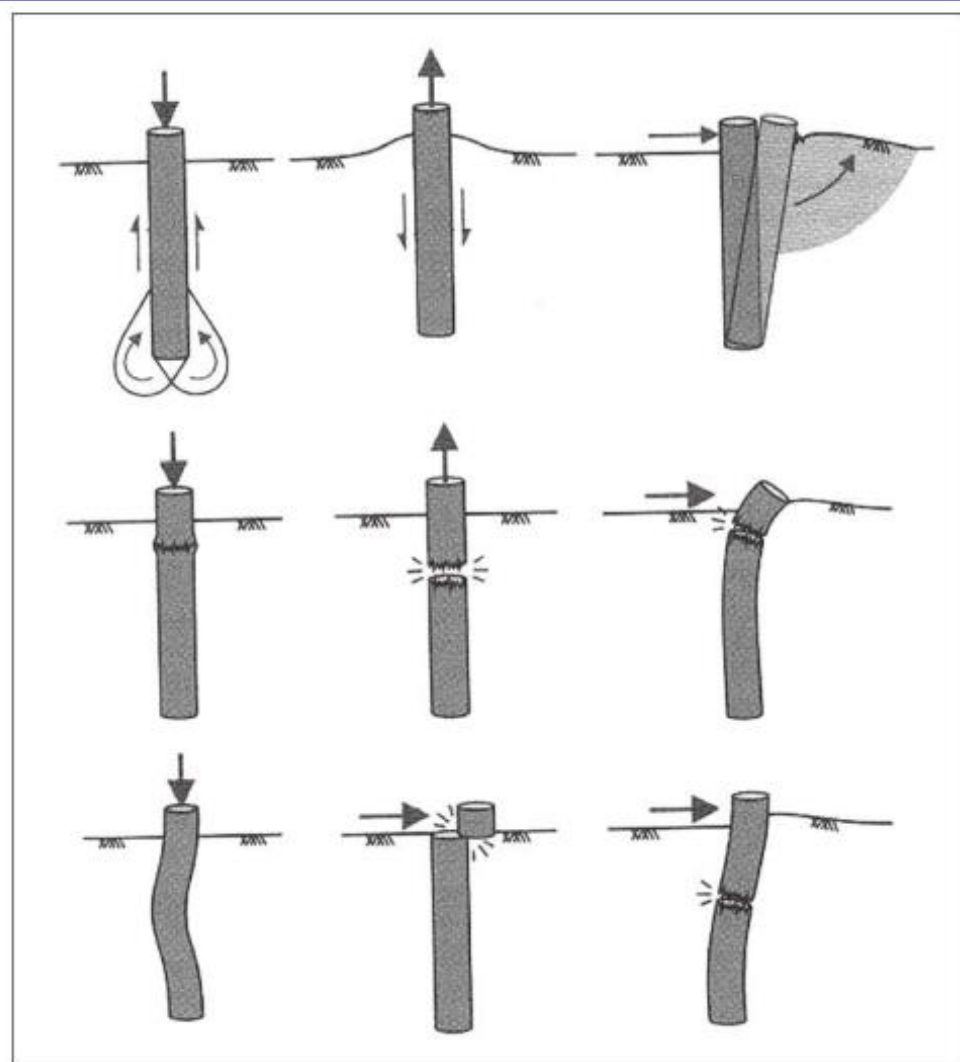


Figura 6. Algunos estados límite de cimentaciones por pilotes [Tomada de Bond (2008)].

03. Capacidad estática en compresión en pilotes aislados

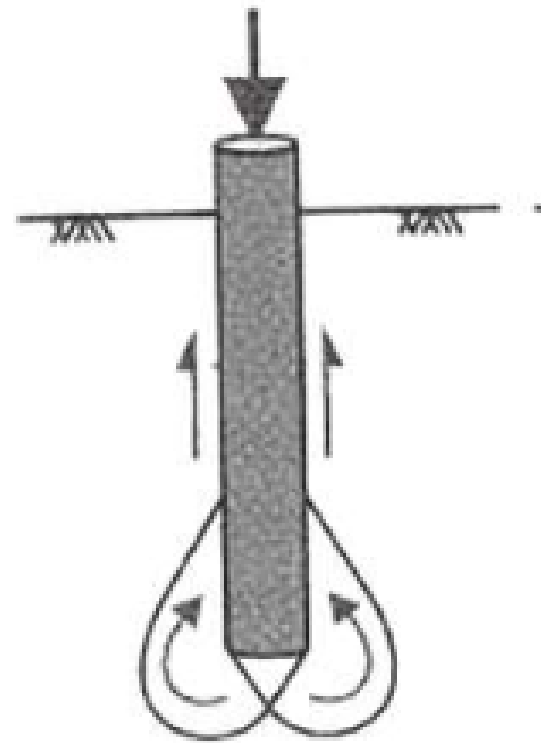
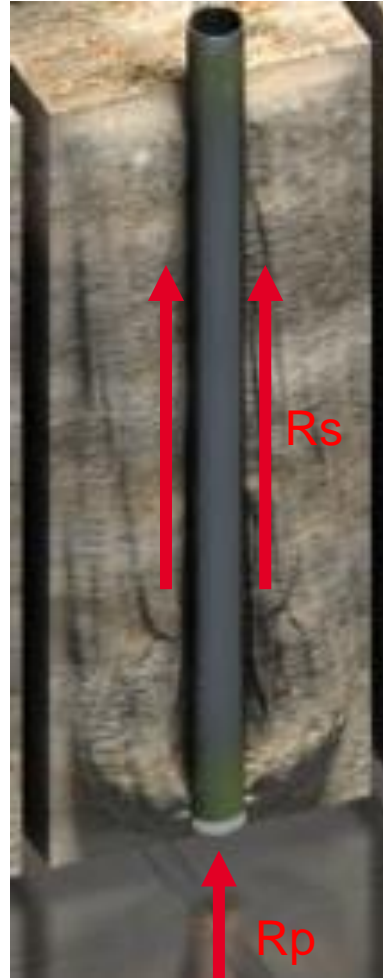
Métodos estáticos de análisis

Los métodos estáticos pueden ser categorizados como métodos que emplean la resistencia del suelo y propiedades de compresibilidad para determinar la resistencia geotécnica y deformación.

Los métodos estáticos de análisis son una parte fundamental del proceso de diseño. Los métodos estáticos son necesarios para estimar el número de pilotes y la longitud requerida de pilotes.

La habilidad de estos pilotes para alcanzar la profundidad de penetración requerida es una verificación de diseño crítica, y forma parte del análisis de hincabilidad.

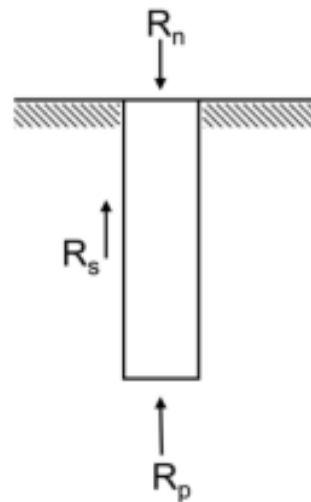
Resistencia al hundimiento de los pilotes



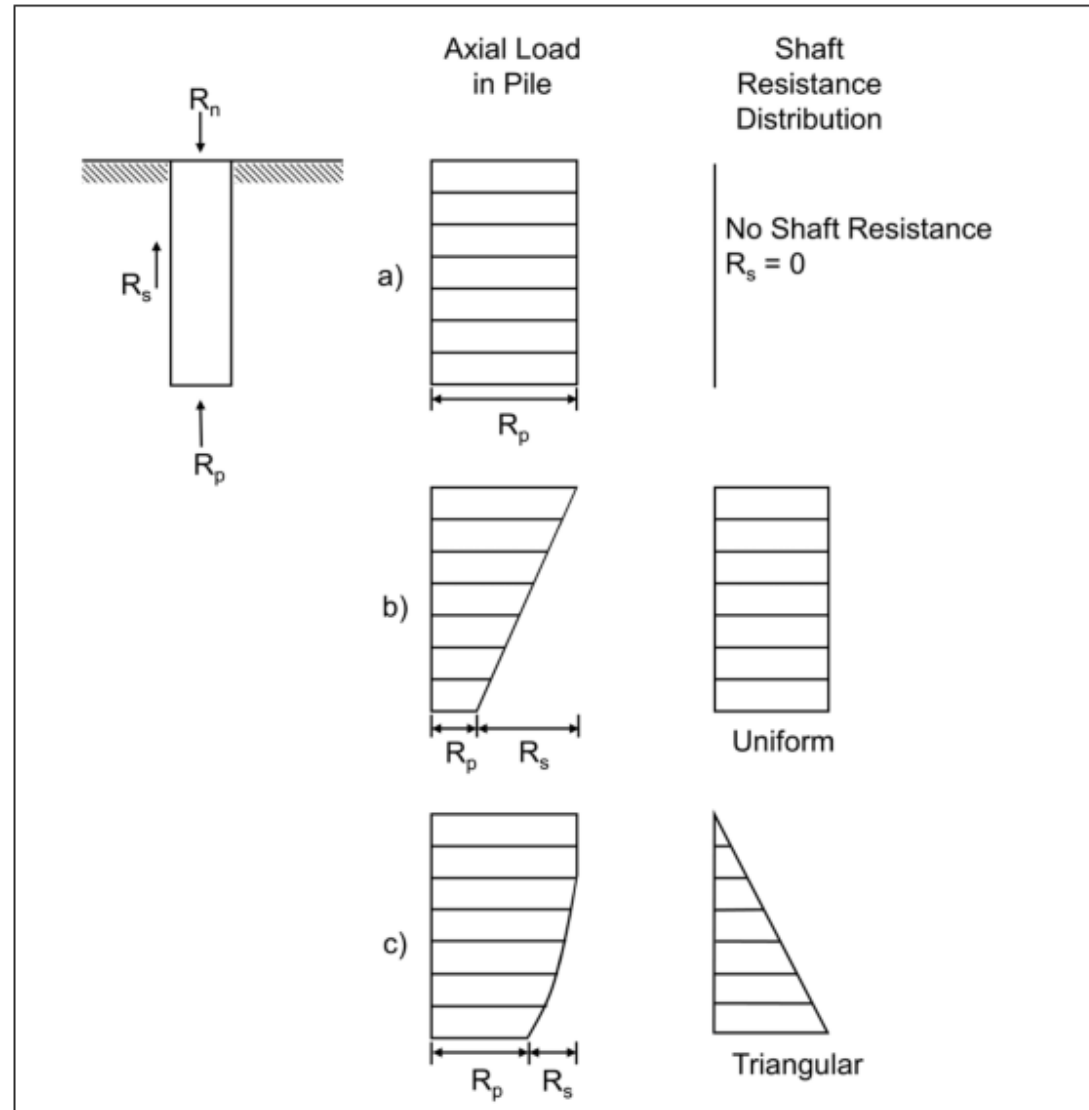
Determinación de la resistencia geotécnica – Pilote aislado

Dentro de los métodos estáticos que recomienda la FHWA están: Método Nordlund para suelos granulares, el método α para suelos cohesivos y el método API para pilotes de gran diámetro.

Si el suelo tiene diversos estratos entre granulares y cohesivos se pueden combinar los métodos aplicables para cada estrato.

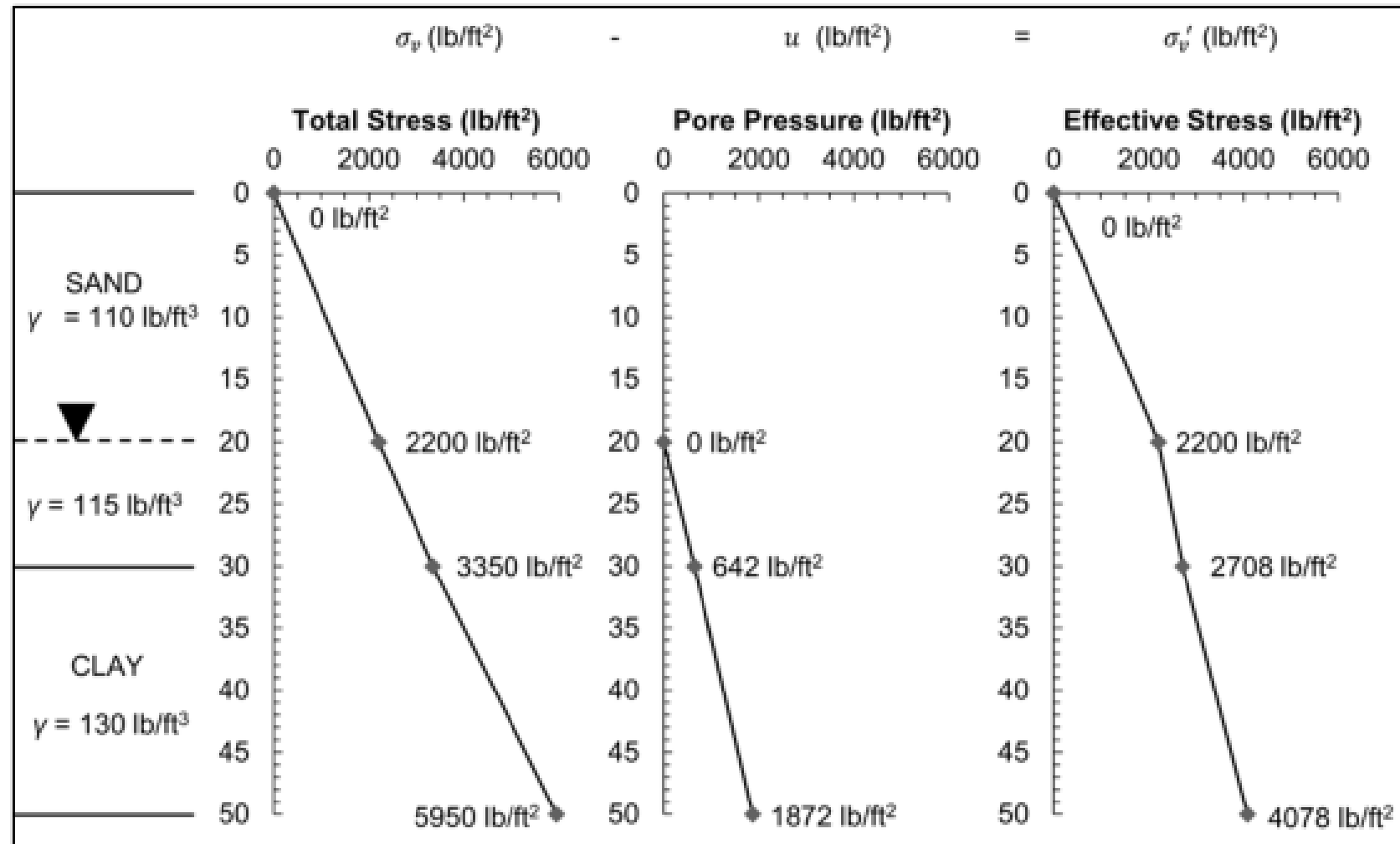


Transferencia de carga

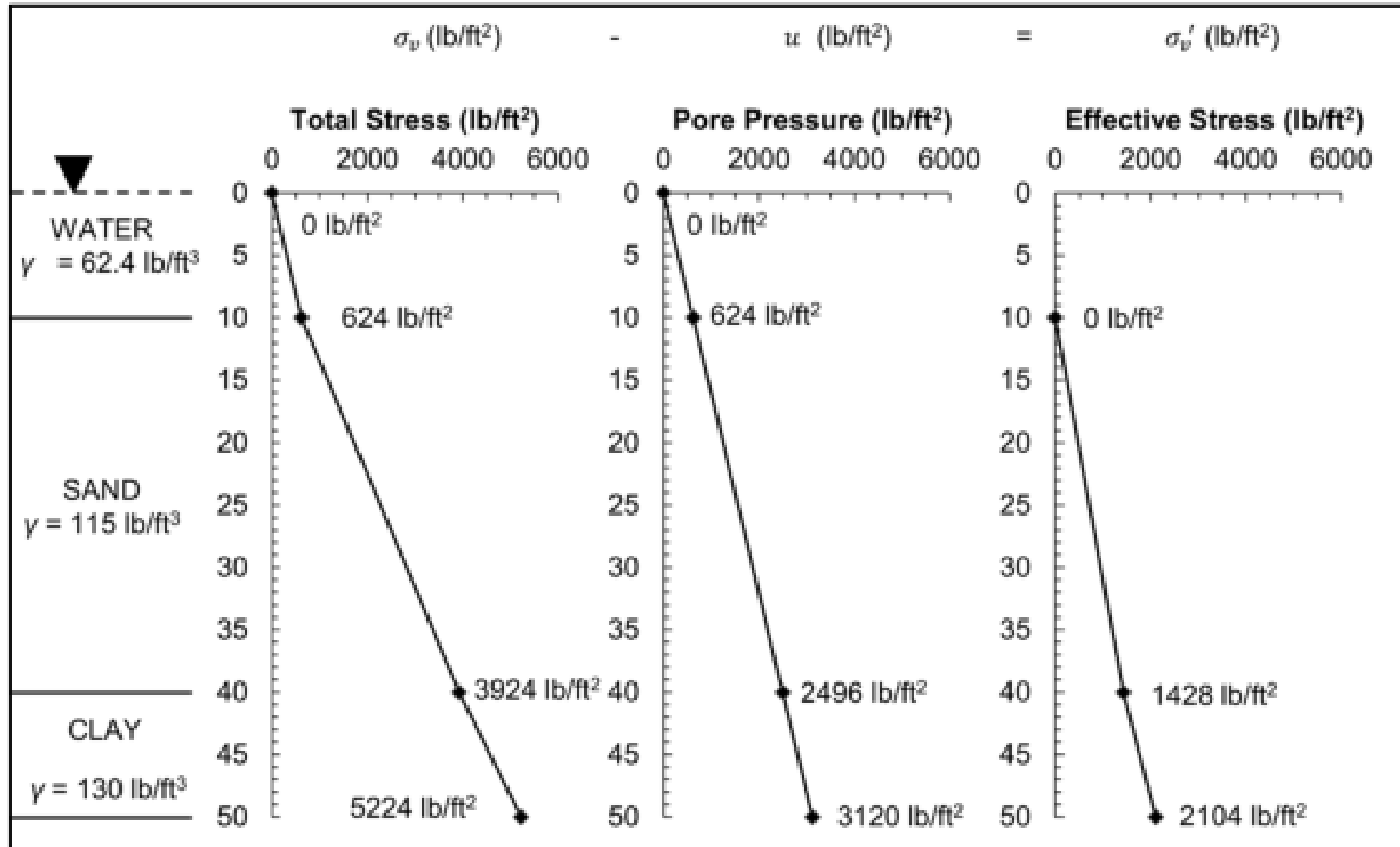


Perfiles típicos de transferencia de carga
FHWA-NHI-016-09

Esfuerzos efectivos



Esfuerzos efectivos



Método Nordlund – suelos granulares

Limitaciones

Las curvas desarrolladas han partido de ensayos en pilotes de diámetro o ancho entre 10 a 20 pulgadas. Mayores diámetros no están en la base de datos de la formulación del método. El método tiende a sobrestimar la resistencia para anchos mayores de 24 pulgadas.

Método Nordlund – suelos granulares

De acuerdo con el método Nordlund, la resistencia del fuste depende de:

- El ángulo de fricción del suelo
- El ángulo de fricción en la superficie de deslizamiento
- La conicidad del pilote
- El esfuerzo efectivo del suelo
- La longitud del pilote
- El mínimo perímetro del pilote
- El volumen de suelo desplazado

$$R_n = \sum_{d=0}^{d=D} K_{\delta} C_F \sigma'_d \frac{\sin(\delta + \omega)}{\cos(\omega)} C_d \Delta d + \alpha_t N'_q A_p \sigma'_p$$

Método Nordlund – suelos granulares

$$R_n = \sum_{d=0}^{d=D} K_{\delta} C_F \sigma'_d \frac{\sin(\delta + \omega)}{\cos(\omega)} C_d \Delta d + \alpha_t N'_q A_p \sigma'_p$$

d: profundidad

D: Longitud embebida de pilote

K_{δ} : coeficiente de presión lateral en la profundidad “d”

C_F : factor de corrección para K_{δ} para cuando $\delta \neq \Phi$

σ'_d : esfuerzo vertical efectivo en el centro del incremento “d”

δ : ángulo de fricción entre el suelo y el pilote

ω : ángulo de conicidad con respecto a la vertical

C_d : perímetro del pilote en la profundidad “d”

Δd : segmento de longitud de pilote

α_t : factor adimensional (dependiente de la relación profundidad ancho de pilote)

N'_q : Factor de carga

A_p : área de la punta del pilote

σ'_p : esfuerzo efectivo vertical en la punta del pilote

Método Nordlund – suelos granulares

Caso particular: pilote sin conicidad y de longitud embebida “D”, hincado en un suelo homogéneo:

$$R_n = K_\delta C_F \sigma'_d \sin(\delta) C_d \Delta d + \alpha_t N'_q A_p \sigma'_p$$

K_δ : coeficiente de presión lateral en la profundidad “d”

C_F : factor de corrección para K_δ para cuando $\delta \neq \Phi$

σ'_d : esfuerzo vertical efectivo en el centro del incremento “d”

δ : ángulo de fricción entre el suelo y el pilote

C_d : perímetro del pilote en la profundidad “d”

Δd : segmento de longitud de pilote

α_t : factor adimensional (dependiente de la relación profundidad ancho de pilote)

N'_q : Factor de carga

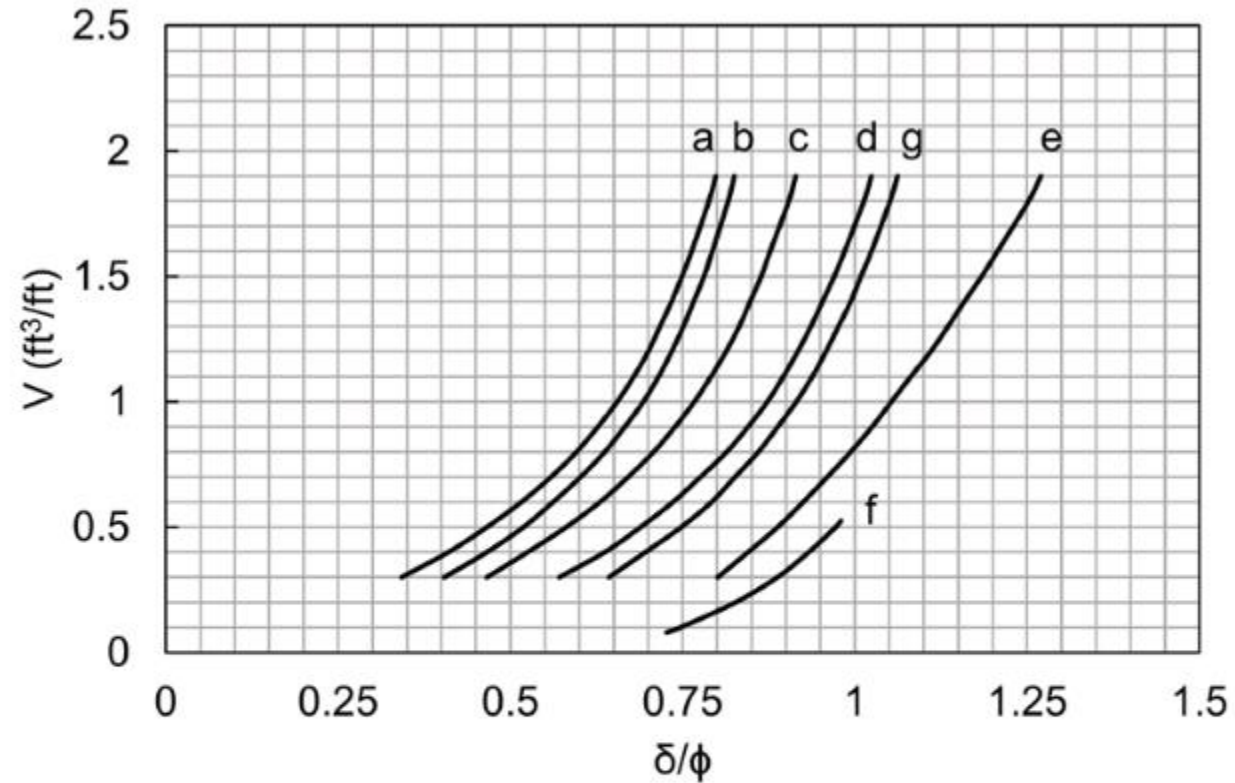
A_p : área de la punta del pilote

σ'_p : esfuerzo efectivo vertical en la punta del pilote

Método Nordlund – suelos granulares

Se recomienda una limitación del esfuerzo vertical efectivo en la punta de $3ksf$ (14.4 t/m^2), para calcular la resistencia de la punta.

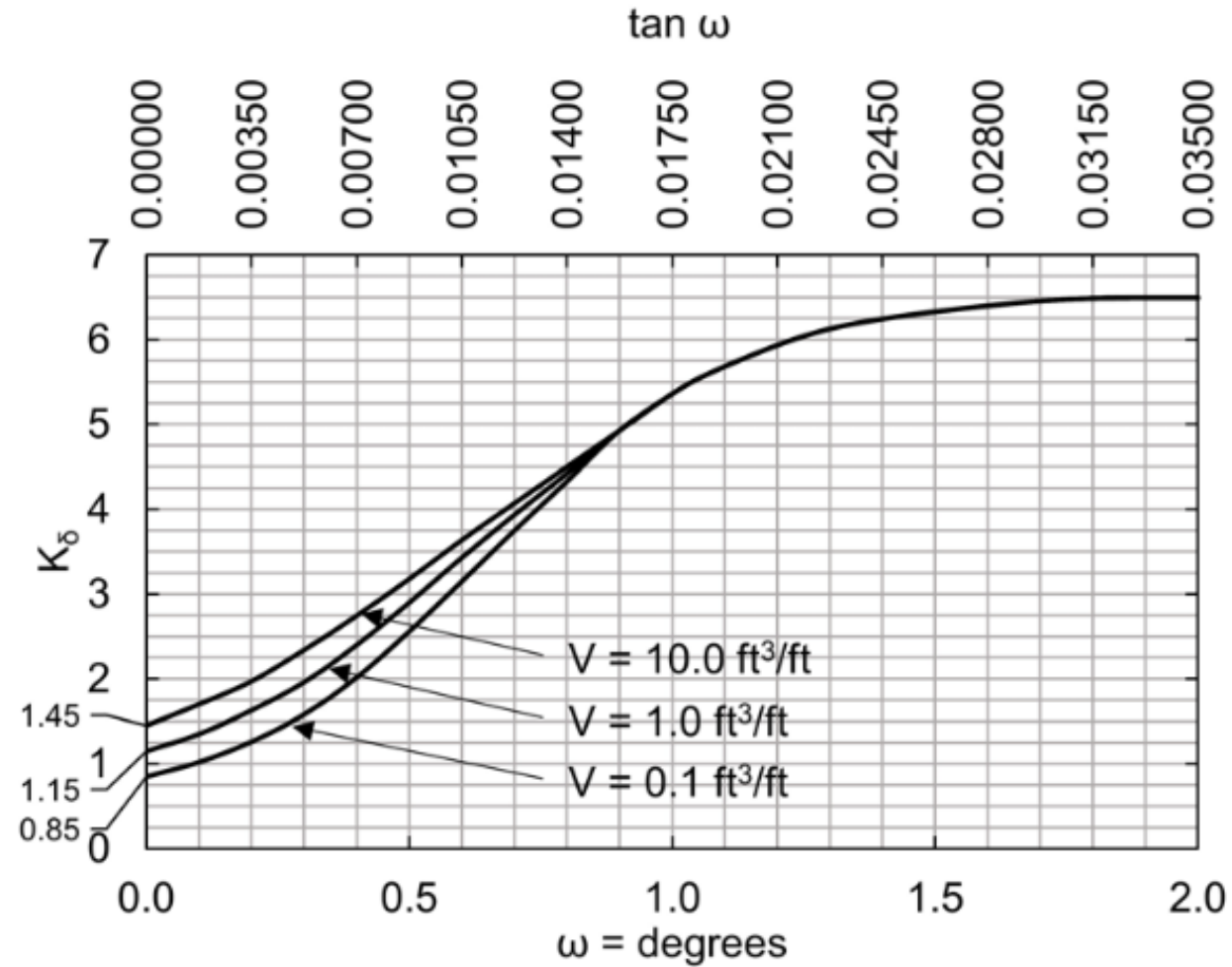
Método Nordlund – suelos granulares



- a. Pipe piles and non-tapered portion of monotube piles
- b. Timber piles
- c. Precast concrete piles
- d. Raymond step-taper piles
- e. Raymond uniform taper piles
- f. H-piles and augercast piles
- g. Tapered portion of monotube piles

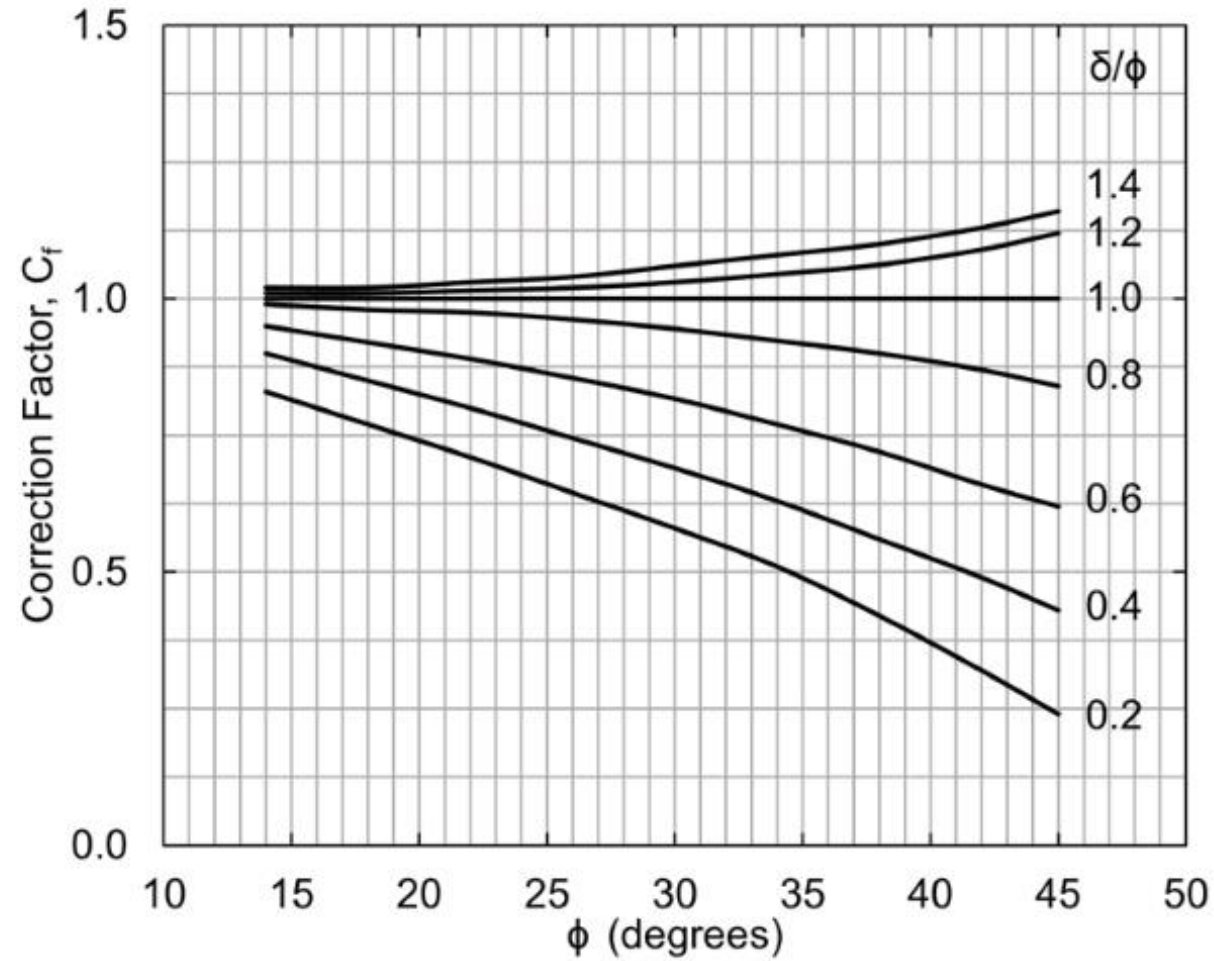
Relación δ/ϕ y volumen desplazado de suelo, para varios tipos de pilotes

Método Nordlund – suelos granulares



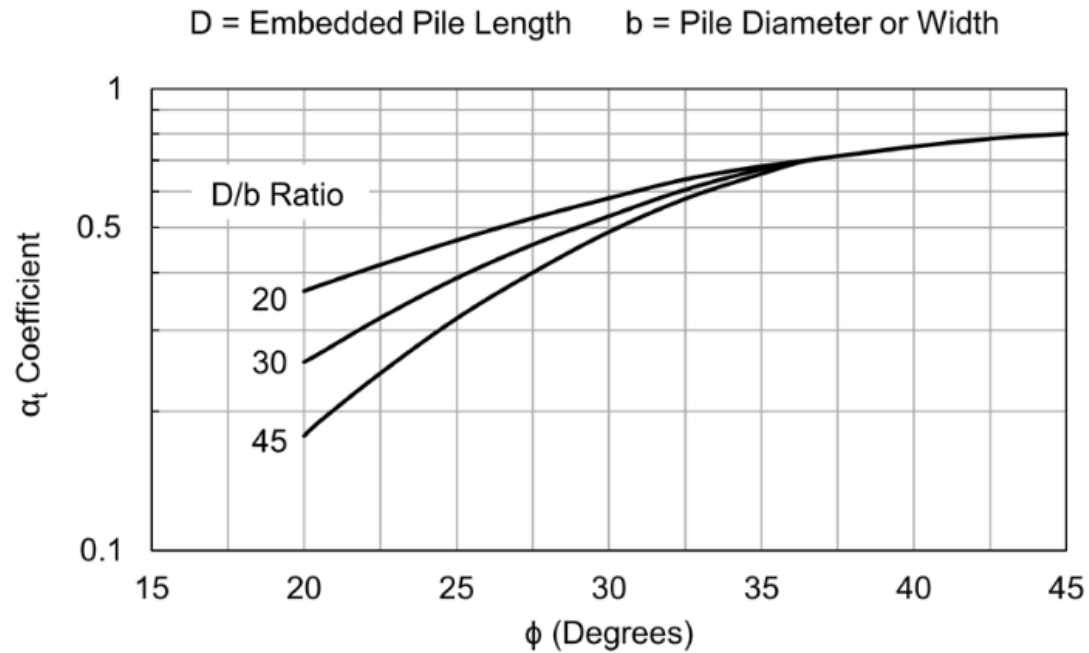
Curva de diseño para evaluar k_δ para pilotes cuando $\Phi=30^\circ$

Método Nordlund – suelos granulares

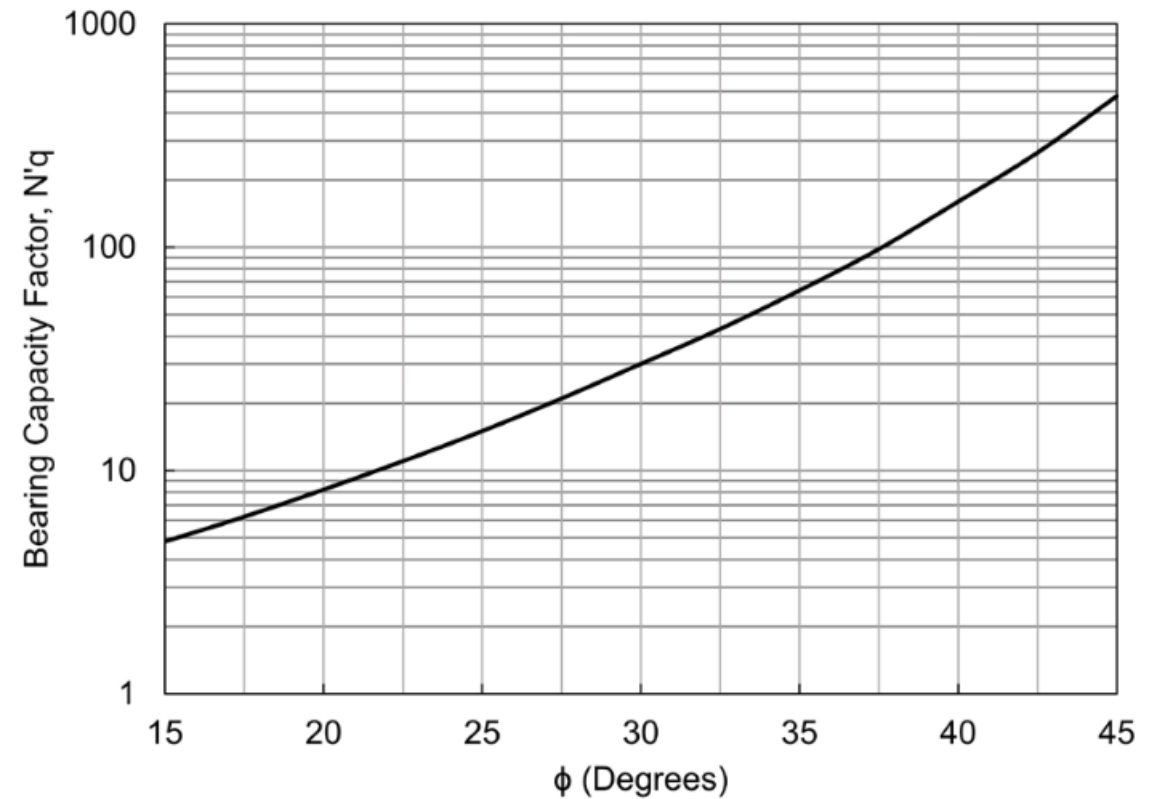


Factor de corrección C_f cuando $\delta \neq \phi$

Método Nordlund – suelos granulares

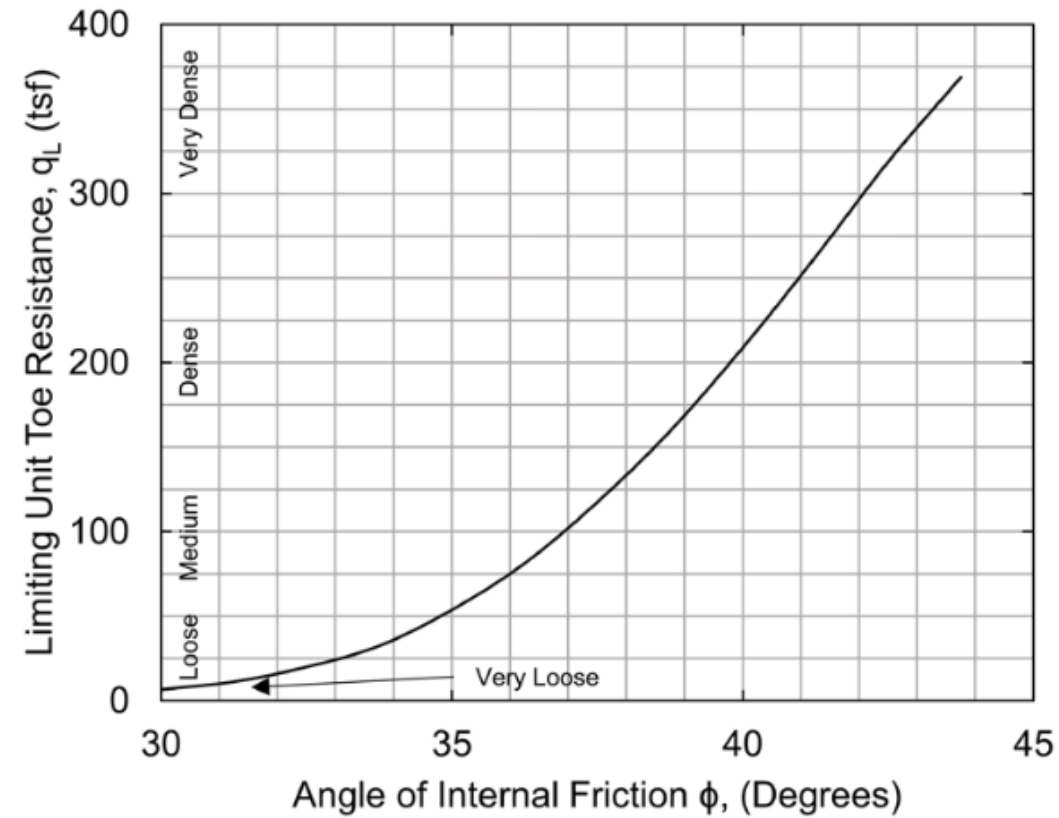


Estimación de Factor adimensional α_t



Estimación del factor de capacidad de carga
 N_q

Método Nordlund – suelos granulares

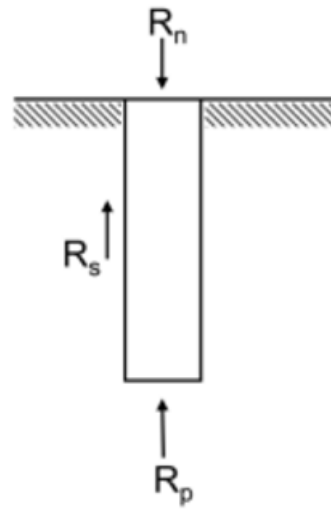


Relación de máxima resistencia en la punta con respecto al ángulo de fricción

Método α – suelos cohesivos

Para pilotes en arcilla, se suele realizar un análisis en esfuerzos totales para determinar la resistencia nominal a partir de la resistencia al corte sin drenaje. Este enfoque asumen que la resistencia del fuste es independiente del esfuerzo efectivo y que la resistencia en fuste puede ser expresada en términos la resistencia al corte sin drenaje afectada por un factor de adhesión.

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi$$



$$f_s = C_a = \alpha s_u$$

C_a : Adhesión

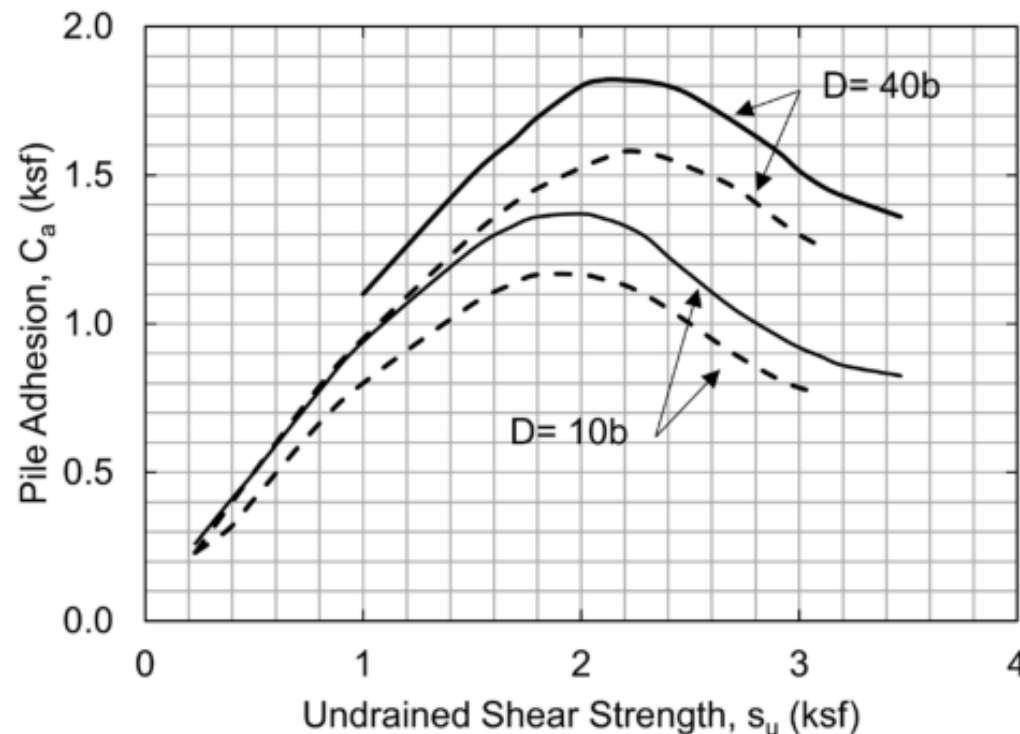
s_u : resistencia al corte no drenada

α : factor de adhesión

f_s : resistencia unitaria en fuste

Método α – suelos cohesivos

El *factor de adhesión* es un factor empírico que depende de la naturaleza y resistencia de la arcilla, la dimensión del pilote, el método de instalación del pilote y efectos de tiempo.



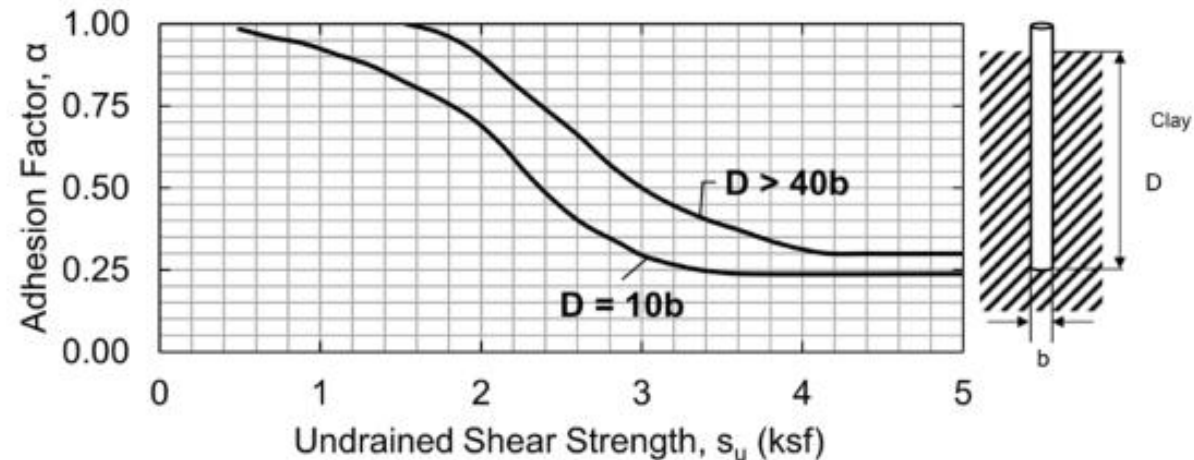
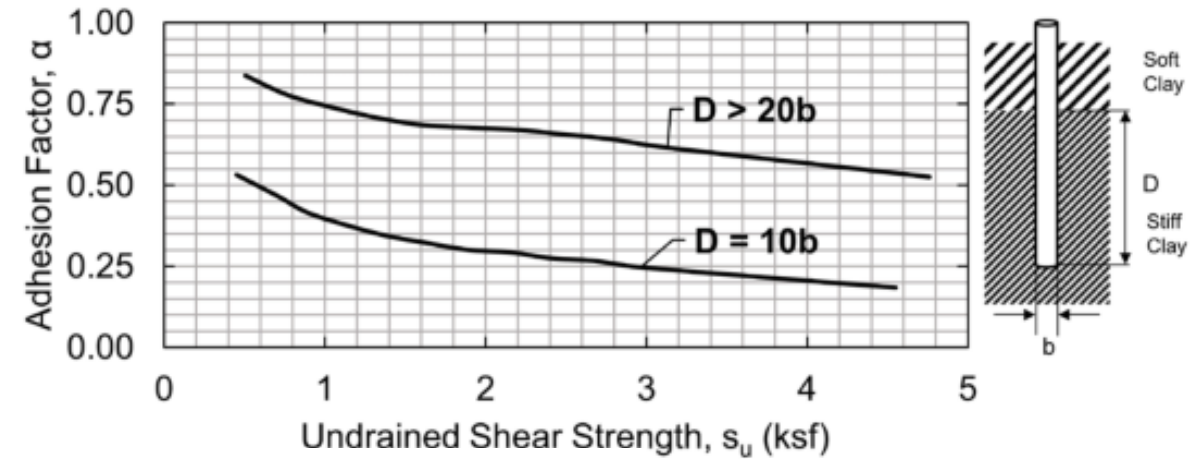
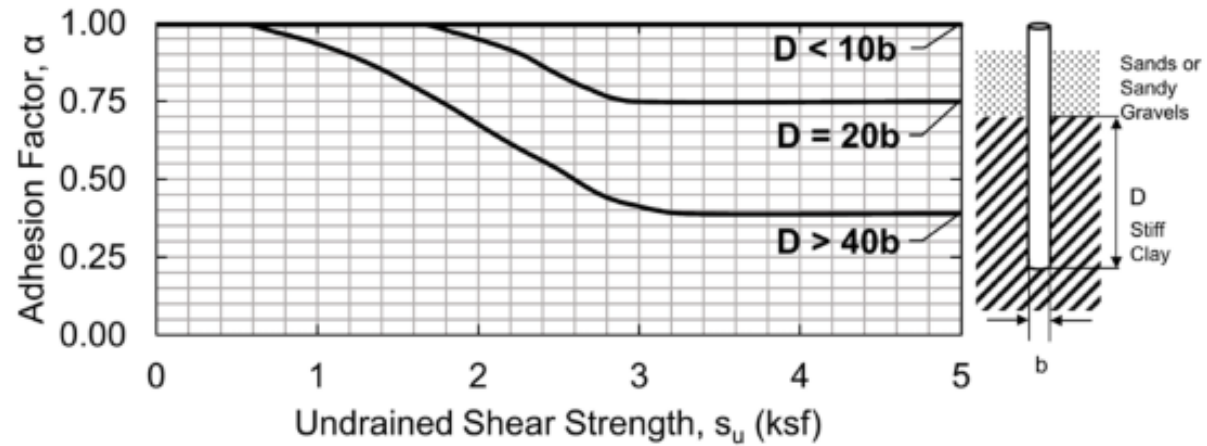
D : Distancia desde la superficie al nivel inferior de la capa de arcilla

b : Diámetro de pilote

— Concrete, Timber, Corrugated Steel Piles
- - - Smooth Steel Piles

Método α – suelos cohesivos

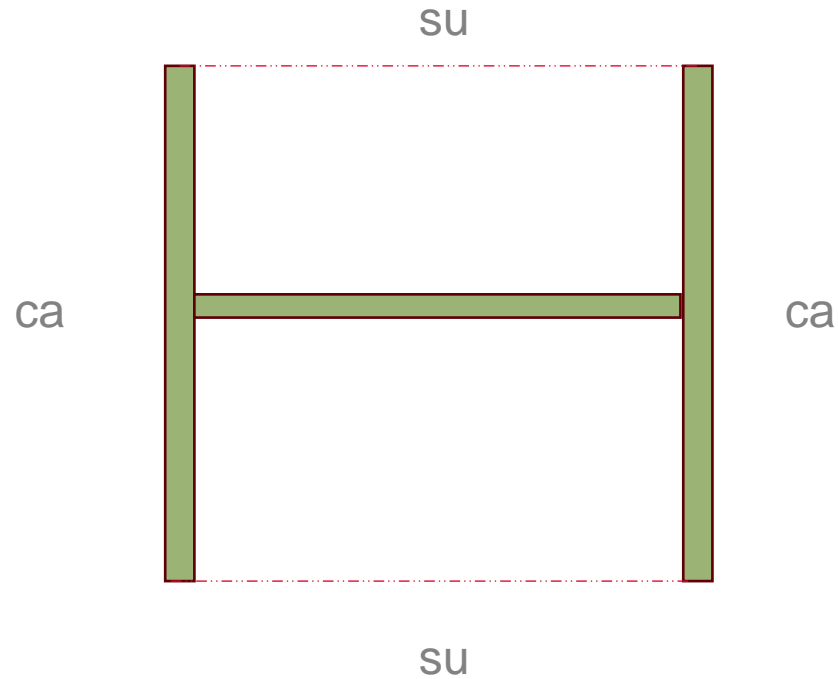
El factor de adhesión para casos específicos con arcilla dura.



Factor de adhesión para pilote hincados en arcilla

Método α – suelos cohesivos

Algunas particularidades en perfiles H:



En zonas de contracción – hinchamiento no debe considerarse la adhesión para cálculos a largo plazo.

Método α – suelos cohesivos

En un análisis de esfuerzos totales, la resistencia de la punta:

$$q_p = N_c s_u$$

N_c : factor de capacidad de carga (depende del diámetro del pilote y de la profundidad embebida, usualmente es considerado 9 para cimentaciones profundas)

s_u : Resistencia al corte sin drenaje

q_p : resistencia unitaria en la punta

Método P2A – Perfiles de suelo mixto

El Instituto Americano del Petróleo (API) proporciona métodos estáticos desarrollados para construcción offshore. Este tipo de proyectos emplean exclusivamente diámetros largos, base abierta, tubos metálicos los cuales son hincados por impacto con un martillo hasta la penetración final. Pilotes tubulares de diámetro grande y base abierta son definidos con diámetro de 36 pulg o mas.

Para suelo cohesivo, la resistencia del fuste es definido de la siguiente manera:

$$f_s = \alpha S_u$$

f_s : resistencia nominal del fuste

α : factor adimensional de adhesión

S_u : resistencia al corte sin drenaje en la ubicación de cálculo

Método P2A – Perfiles de suelo mixto

El factor de adhesión varia dependiendo del esfuerzo efectivo:

$$\alpha = 0.5\psi^{-0.5} \quad \text{cuando} \quad \psi \leq 1.0$$

α : factor adimensional de adhesión

S_u : resistencia al corte sin drenaje en la ubicación de cálculo

$$\alpha = 0.5\psi^{-0.25} \quad \text{cuando} \quad \psi > 1.0$$

σ'_{vo} : Esfuerzo vertical efectivo en la ubicación de calculo

$$\psi = \frac{S_u}{\sigma'_{vo}}$$

Método P2A – Perfiles de suelo mixto

La resistencia de la punta del pilote, en suelo cohesivo se determina:

$$q_p = 9s_u$$

q_p : resistencia nominal de la punta

s_u : resistencia al corte sin drenaje en la ubicación de cálculo

Durante el hincado el pilote esta en una condición de base abierta, y luego cuando las cargas son aplicadas, el pilote tiene la base cerrada. Por ello, se deben tener consideraciones cuando se evalúa para cuando las cargas son aplicadas y cuando se realiza el hincado.

Método P2A – Perfiles de suelo mixto

La resistencia del fuste del pilote, en suelo granular se determina:

$$f_s = K_{\delta} \sigma'_{vo} \tan \delta$$

K_{δ} : coeficiente de presión lateral

σ'_{vo} : esfuerzo vertical efectivo

δ : ángulo de fricción entre el suelo y el pilote

API (1993) indica que es apropiado considerar $K_{\delta} = 0.8$ en casos de carga en compresión y tracción cuando la base esta abierta, y $K_{\delta} = 1.0$ cuando la base esta cerrada.

Método P2A – Perfiles de suelo mixto

La resistencia en la punta del pilote, en suelo granular se determina:

$$q_p = \sigma'_{vo} N_q$$

σ'_{vo} : esfuerzo vertical efectivo

N_q : Factor de capacidad de carga

Método P2A – Perfiles de suelo mixto

Parámetros de diseño para pilotes metálicos tubulares instalados en suelo granular, en caso no se cuente con información específica:

Parámetros de diseño para suelos granulares

Density	Soil	Soil-Pile Friction Angle, δ	Limiting Unit Shaft Resistance, (ksf)	N_q	Limiting Unit Toe Resistance, (ksf)
Very loose Loose Medium	Sand Sand-Silt* Silt	15	1.0	8	40
Loose Medium Dense	Sand Sand-Silt* Silt	20	1.4	12	60
Medium Dense	Sand Sand-Silt*	25	1.7	20	100
Dense Very Dense	Sand Sand-Silt*	30	2.0	40	200
Dense Very Dense	Gravel Sand	35	2.4	50	250

* - In sand-silt soils (soils with significant fractions of both sand and silt), the strength values generally increase with increasing sand fractions and decrease with increasing silt fractions.

Método P2A – Perfiles de suelo mixto

La AASHTO 2014 no proporciona recomendaciones de factores de resistencia determinada a partir del método API, por lo que el factor de reducción de resistencia para evaluar el estado limite de resistencia debe ser determinado considerando el factor asociado con el método de verificación de resistencia en campo Φ_{dyn} .

Factores de resistencia en pilotes hincados

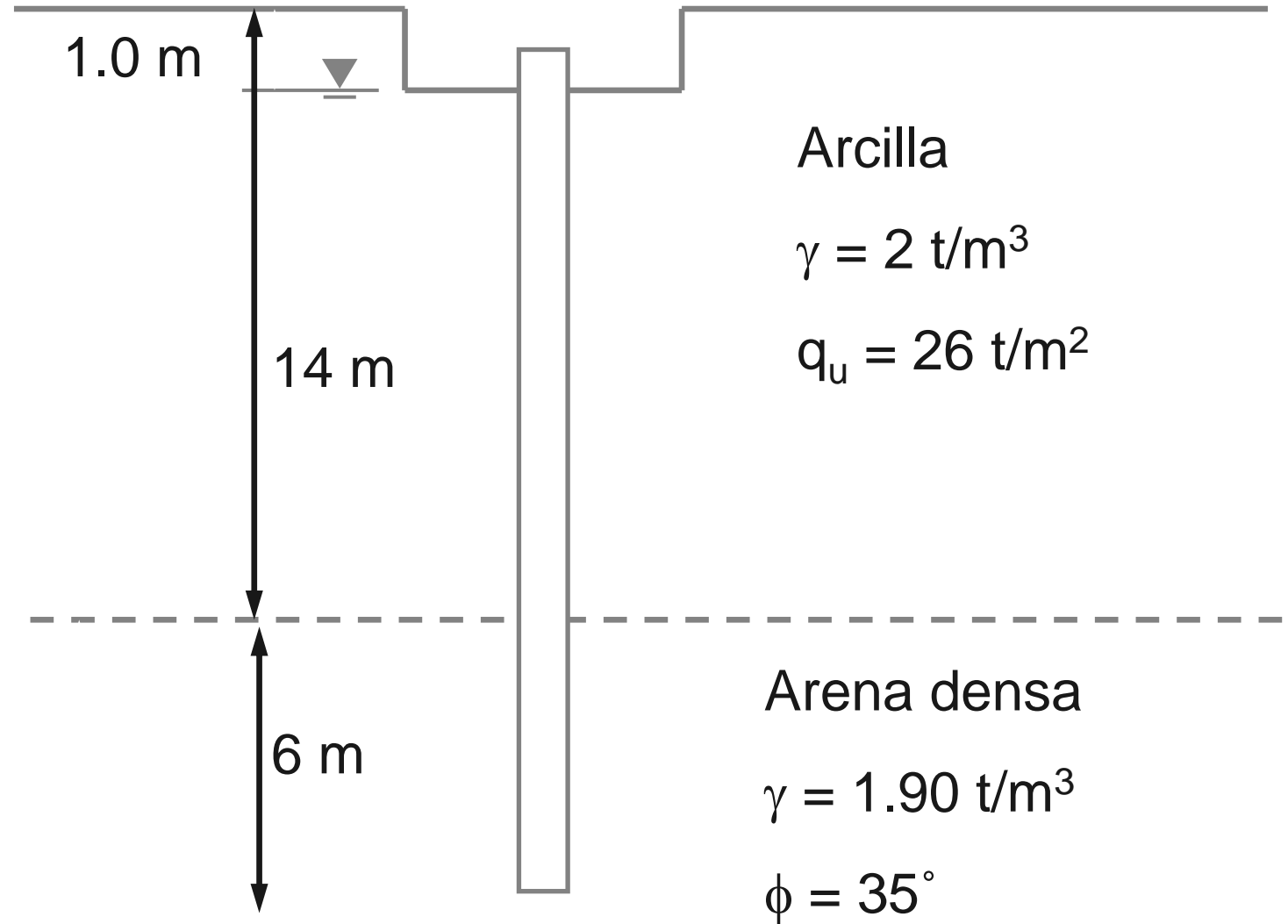
Condition/Resistance Determination Method		Resistance Factor
Nominal Bearing Resistance of Single Pile—Dynamic Analysis and Static Load Test Methods, Φ_{dyn}	Driving criteria established by successful static load test of at least one pile per site condition and dynamic testing* of at least two piles per site condition, but no less than 2% of the production piles	0.80
	Driving criteria established by successful static load test of at least one pile per site condition without dynamic testing	0.75
	Driving criteria established by dynamic testing* conducted on 100% of production piles	0.75
	Driving criteria established by dynamic testing,* quality control by dynamic testing* of at least two piles per site condition, but no less than 2% of the production piles	0.65
	Wave equation analysis, without pile dynamic measurements or load test but with field confirmation of hammer performance	0.50
	FHWA-modified Gates dynamic pile formula (End of Drive condition only)	0.40
	Engineering News (as defined in Article 10.7.3.8.5) dynamic pile formula (End of Drive condition only)	0.10
Nominal Bearing Resistance of Single Pile—Static Analysis Methods, Φ_{stat}	Side Resistance and End Bearing: Clay and Mixed Soils α -method (Tomlinson, 1987; Skempton, 1951) β -method (Esrig & Kirby, 1979; Skempton, 1951) λ -method (Vijayvergiya & Focht, 1972; Skempton, 1951)	0.35 0.25 0.40
	Side Resistance and End Bearing: Sand Nordlund/Thurman Method (Hannigan et al., 2005) SPT-method (Meyerhof)	0.45 0.30
	CPT-method (Schmertmann)	0.50
	End bearing in rock (Canadian Geotech. Society, 1985)	0.45

04. Ejemplo de aplicación

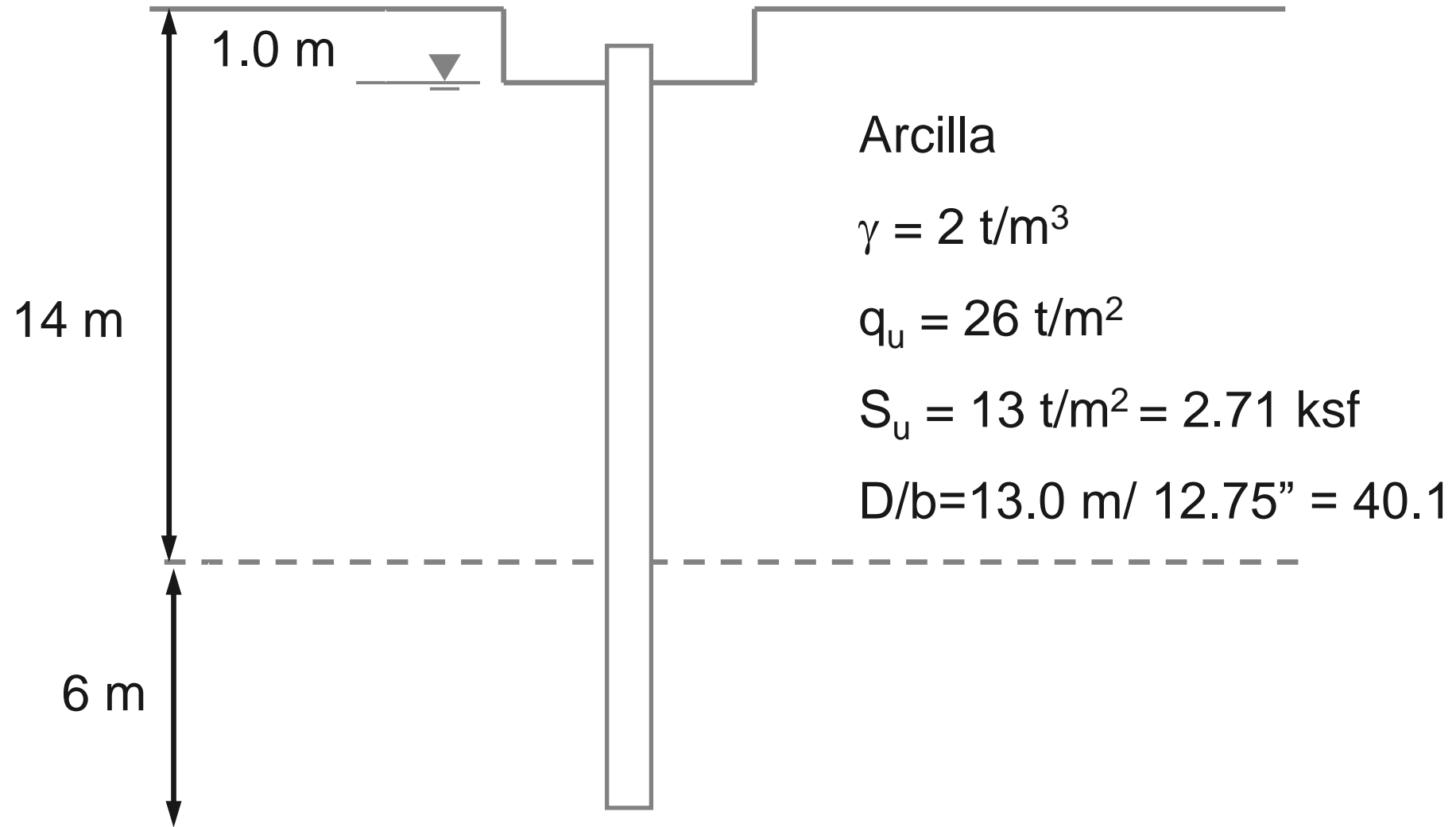
Ejemplo:

Método- α y el Método Nordlund para calcular la resistencia nominal del pilote hincado:

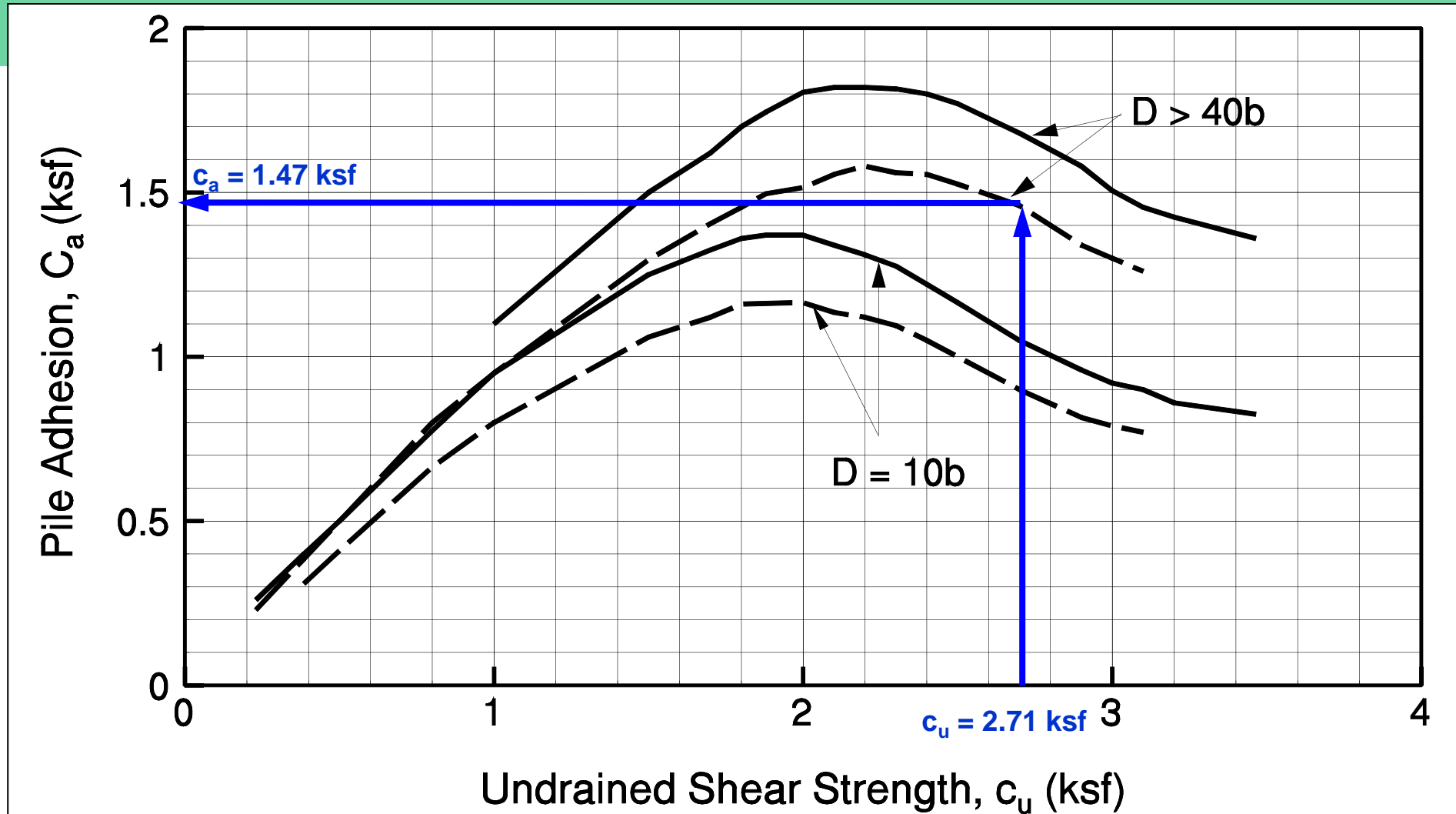
- Tubo metálico de extremo cerrado
- OD 12.75"
- Longitud del pilote: 20 m
- Área de superficie de pilote: 1.03 m²/m
- Área de punta de pilote: 0.083 m²
- Volumen pilote: 0.083 m³/m



Resistencia en fuste en suelo cohesivo – Método α



Método- α



— Concreto, Madera, Pilotes con acero corrugado
- - - Pilotes de acero liso

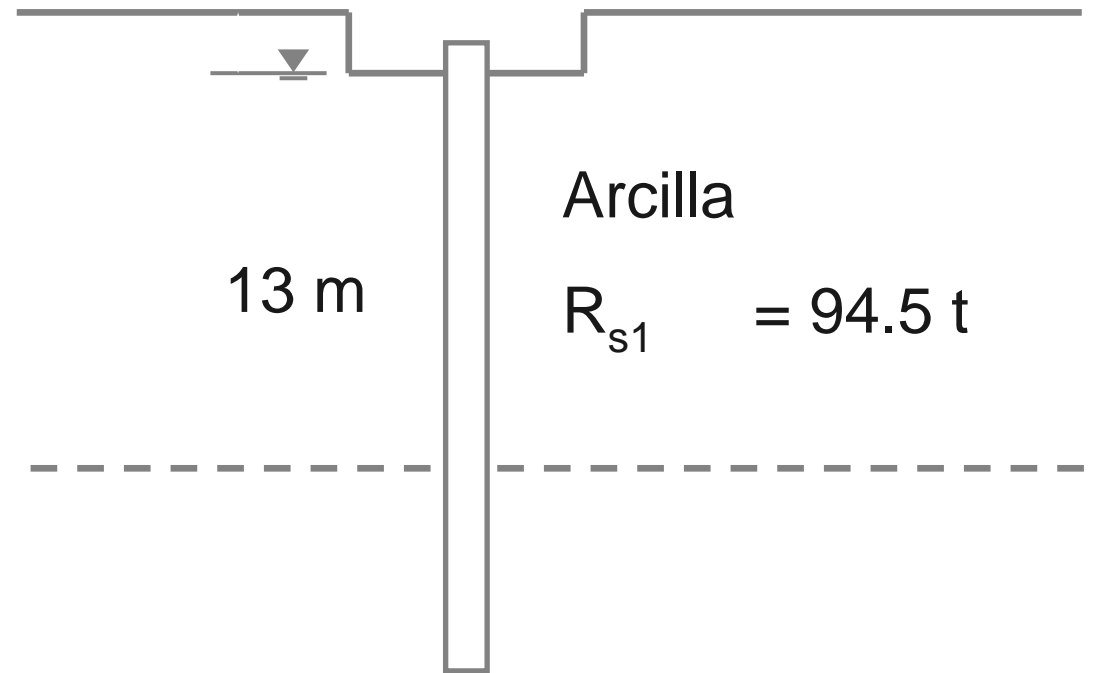
D = distancia desde la superficie del suelo al nivel inferior de la capa de arcilla o la punta del pilote, el menor.
 b = Diámetro del pilote

Resistencia en fuste en suelo cohesivo – Método α

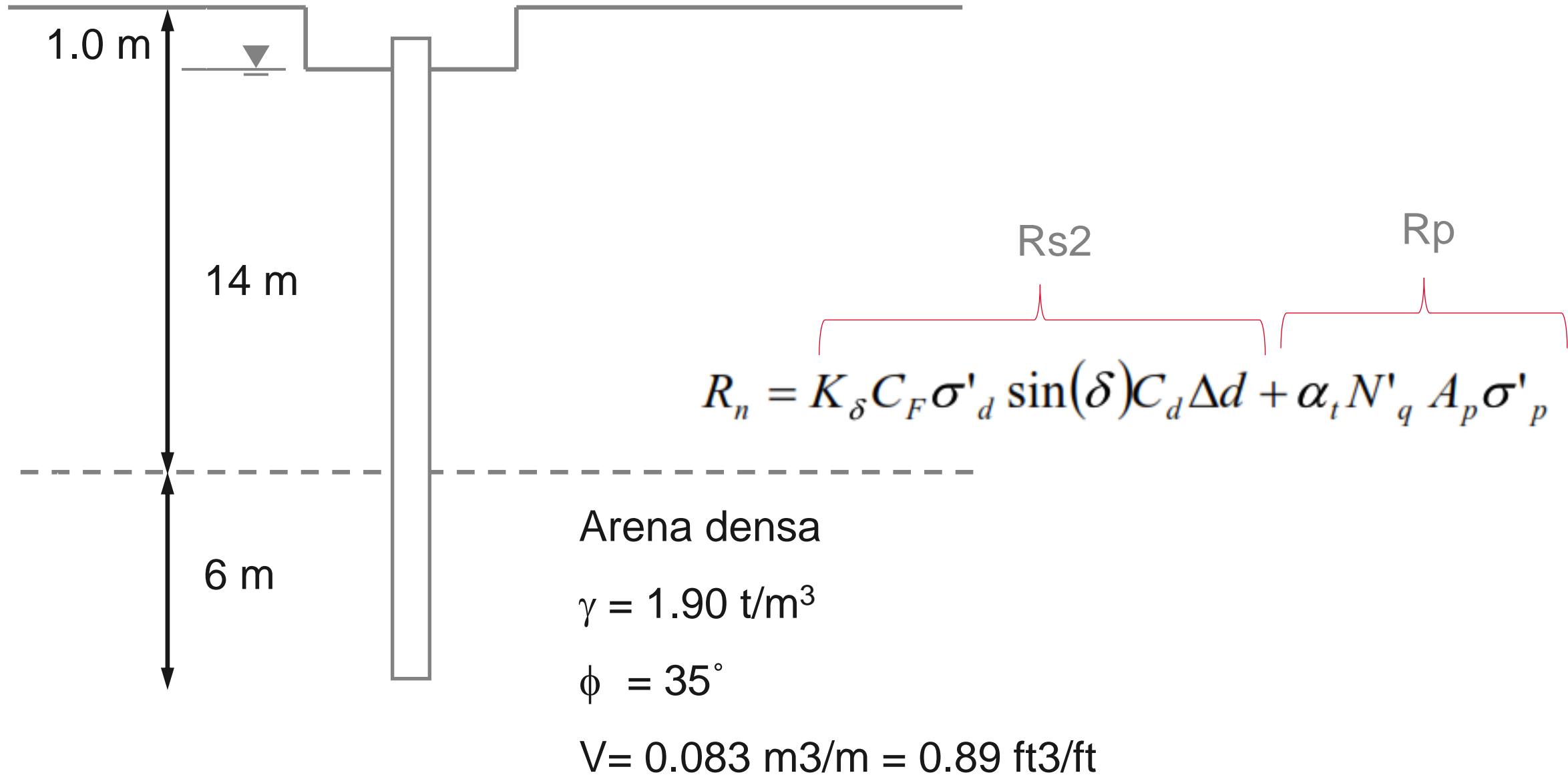
Cálculo de la resistencia del fuste del pilote, f_s para el suelo cohesivo:

$$f_s = c_a = 1.47 \text{ ksf} = 7.06 \text{ t/m}^2$$

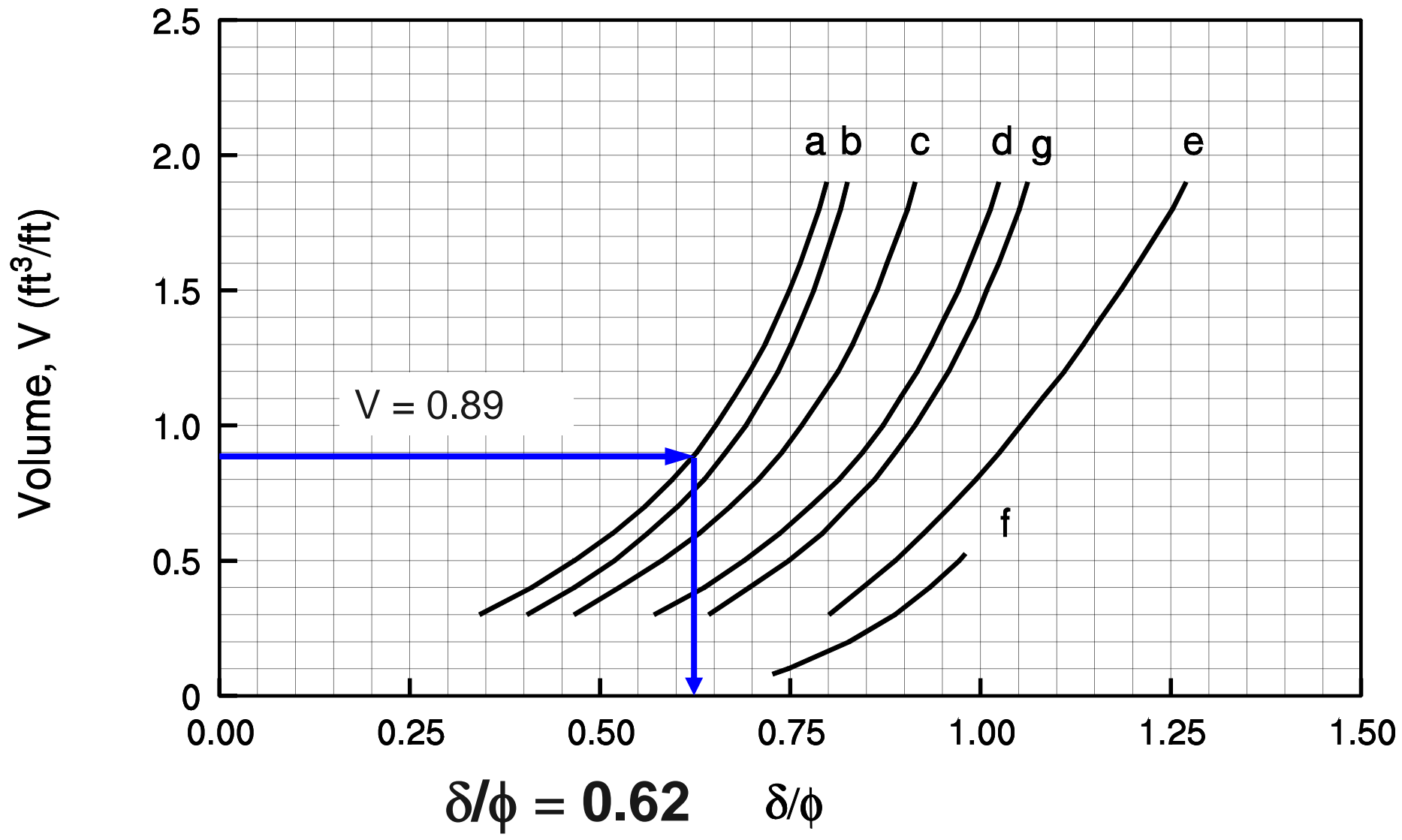
Capa de arcilla: $R_{s1} = (f_{s1})(A_s)(D_1) = (7.06 \text{ t/m}^2)(1.03 \text{ m}^2/\text{m})(13 \text{ m}) = 94.5 \text{ t}$



Resistencia en fuste y punta en suelo granular – Método Nordlund



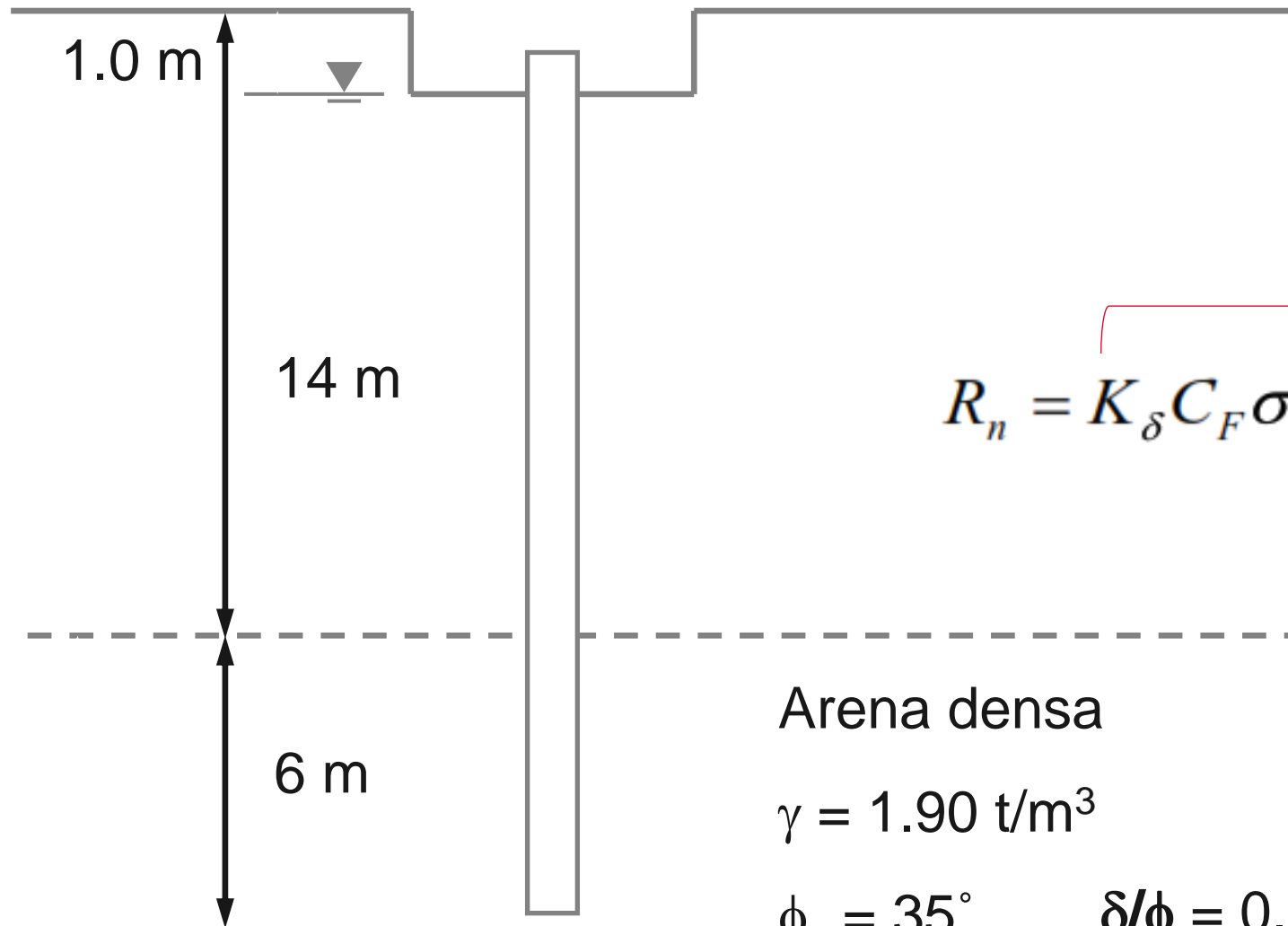
Relación entre desplazamiento de suelo V , y δ/ϕ



a – closed-end pipe and non-tapered Monotube piles
b – timber piles
c – pre-cast concrete piles
d – Raymond Step-Taper piles

e – Raymond uniform piles
f – H-piles
g – tapered portion of Monotube piles

Resistencia en fuste y punta en suelo granular – Método Nordlund



$$R_n = \underbrace{K_{\delta} C_F \sigma'_d \sin(\delta) C_d \Delta d}_{R_{s2}} + \underbrace{\alpha_t N'_q A_p \sigma'_p}_{R_p}$$

Arena densa

$$\gamma = 1.90 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ \quad \delta/\phi = 0.62$$

$$\delta = 0.62 (35^\circ) = 21.7^\circ$$

$$V = 0.083 \text{ m}^3/\text{m} = 0.89 \text{ ft}^3/\text{ft}$$

Resistencia en fuste y punta en suelo granular – Método Nordlund

Cálculo $K\delta$:

Para $\phi = 35^\circ$, $V = 0.89 \text{ ft}^3/\text{ft}$ y $\omega = 0^\circ$:

$$K\delta = 1.72$$

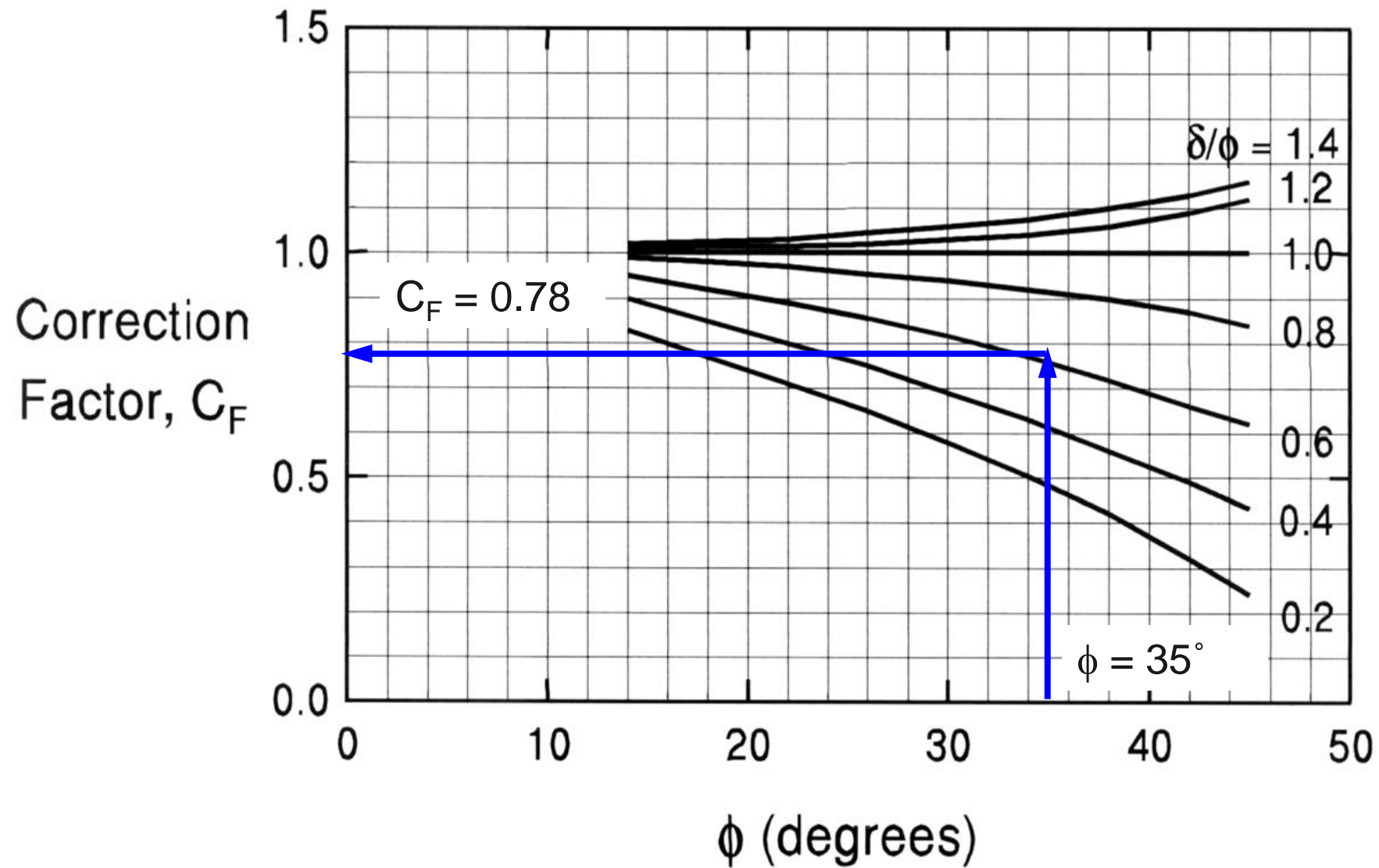
Factor de corrección, C_F , aplicado a K_δ cuando $\delta \neq \phi$:

$$\phi = 35^\circ \quad \text{y} \quad \delta/\phi = 0.62 \quad C_F = ?$$

Table 7-6 Design Table for Evaluating K_δ for Piles when $\omega = 0^\circ$ and Displaced Volume $-V = 0.10$ to $1.00 \text{ ft}^3/\text{ft}$

Φ	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
25	0.70	0.75	0.77	0.79	0.80	0.82	0.83	0.84	0.84	0.85
26	0.73	0.78	0.82	0.84	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91
27	0.76	0.82	0.86	0.89	0.91	0.92	0.94	0.95	0.96	0.97
28	0.79	0.86	0.90	0.93	0.96	0.98	0.99	1.01	1.02	1.03
29	0.82	0.90	0.95	0.98	1.01	1.03	1.05	1.06	1.08	1.09
30	0.85	0.94	0.99	1.03	1.06	1.08	1.10	1.12	1.14	1.15
31	0.91	1.02	1.08	1.13	1.16	1.19	1.21	1.24	1.25	1.27
32	0.97	1.10	1.17	1.22	1.26	1.30	1.32	1.35	1.37	1.39
33	1.03	1.17	1.26	1.32	1.37	1.40	1.44	1.46	1.49	1.51
34	1.09	1.25	1.35	1.42	1.47	1.51	1.55	1.58	1.61	1.63
35	1.15	1.33	1.44	1.51	1.57	1.62	1.66	1.69	1.72	1.75
36	1.26	1.48	1.61	1.71	1.78	1.84	1.89	1.93	1.97	2.00
37	1.37	1.63	1.79	1.90	1.99	2.05	2.11	2.16	2.21	2.25
38	1.48	1.79	1.97	2.09	2.19	2.27	2.34	2.40	2.45	2.50
39	1.59	1.94	2.14	2.29	2.40	2.49	2.57	2.64	2.70	2.75
40	1.70	2.09	2.32	2.48	2.61	2.71	2.80	2.87	2.94	3.0

Factor de corrección para $K\delta$ cuando $\delta \neq \phi$



Resistencia en fuste y punta en suelo granular – Método Nordlund

Cálculo $K\delta$:

Para $\phi = 35^\circ$, $V = 0.89 \text{ ft}^3/\text{ft}$ y $\omega = 0^\circ$:

$$K\delta = 1.72$$

Factor de corrección, C_F , aplicado a K_δ cuando $\delta \neq \phi$:

$$\phi = 35^\circ \quad \text{y} \quad \delta/\phi = 0.62 \quad C_F = 0.78$$

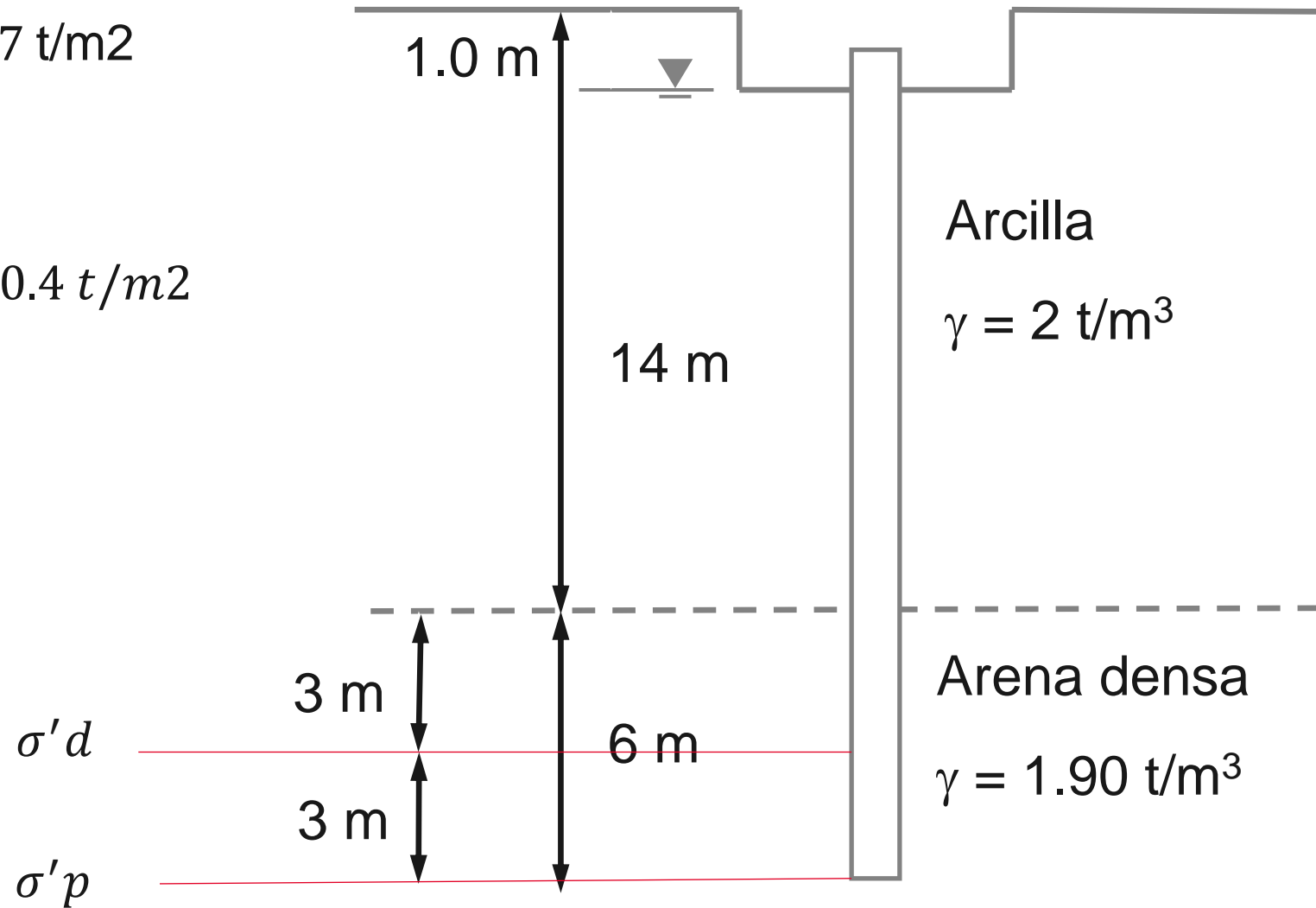
Table 7-6 Design Table for Evaluating K_δ for Piles when $\omega = 0^\circ$ and Displaced Volume $-V = 0.10$ to $1.00 \text{ ft}^3/\text{ft}$

Φ	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
25	0.70	0.75	0.77	0.79	0.80	0.82	0.83	0.84	0.84	0.85
26	0.73	0.78	0.82	0.84	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91
27	0.76	0.82	0.86	0.89	0.91	0.92	0.94	0.95	0.96	0.97
28	0.79	0.86	0.90	0.93	0.96	0.98	0.99	1.01	1.02	1.03
29	0.82	0.90	0.95	0.98	1.01	1.03	1.05	1.06	1.08	1.09
30	0.85	0.94	0.99	1.03	1.06	1.08	1.10	1.12	1.14	1.15
31	0.91	1.02	1.08	1.13	1.16	1.19	1.21	1.24	1.25	1.27
32	0.97	1.10	1.17	1.22	1.26	1.30	1.32	1.35	1.37	1.39
33	1.03	1.17	1.26	1.32	1.37	1.40	1.44	1.46	1.49	1.51
34	1.09	1.25	1.35	1.42	1.47	1.51	1.55	1.58	1.61	1.63
35	1.15	1.33	1.44	1.51	1.57	1.62	1.66	1.69	1.72	1.75
36	1.26	1.48	1.61	1.71	1.78	1.84	1.89	1.93	1.97	2.00
37	1.37	1.63	1.79	1.90	1.99	2.05	2.11	2.16	2.21	2.25
38	1.48	1.79	1.97	2.09	2.19	2.27	2.34	2.40	2.45	2.50
39	1.59	1.94	2.14	2.29	2.40	2.49	2.57	2.64	2.70	2.75
40	1.70	2.09	2.32	2.48	2.61	2.71	2.80	2.87	2.94	3.0

Esfuerzo efectivo en el punto medio del segmento en evaluación

$$\sigma'_d = 2 \times 14 + 1.9 \times 3 - 16 \times 1 = 17.7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_p = 2 \times 14 + 6 \times 1.90 - 19 \times 1 = 20.4 \text{ t/m}^2$$



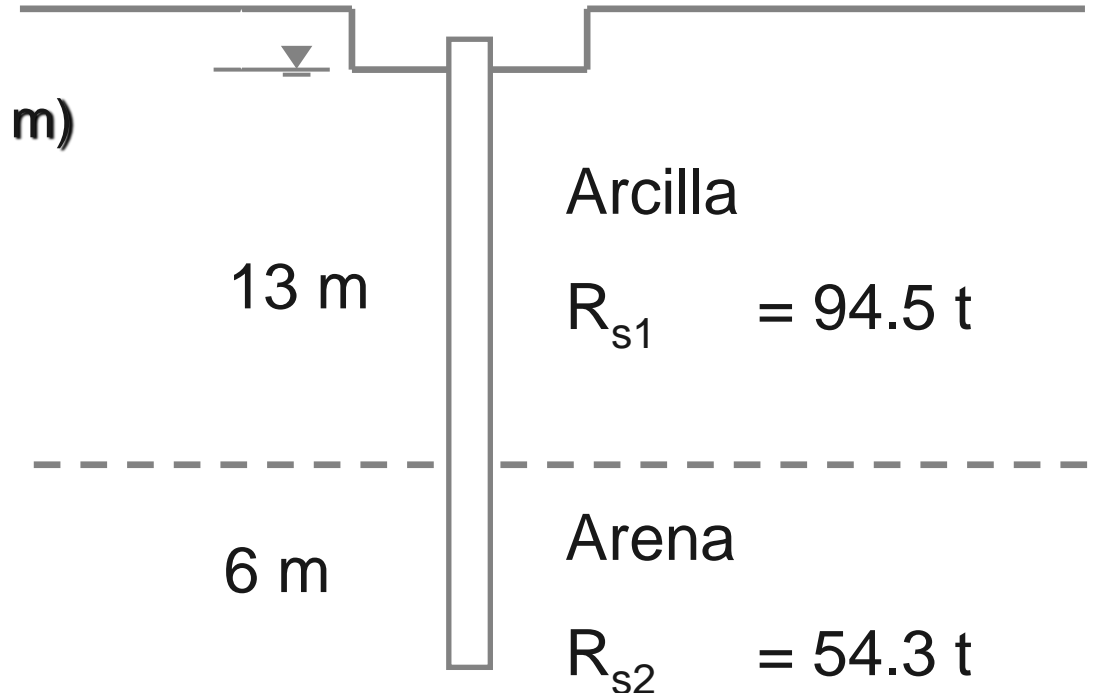
Esfuerzo efectivo en el punto medio del segmento en evaluación

$$R_n = \overbrace{K_\delta C_F \sigma'_d \sin(\delta) C_d \Delta d}^{Rs2} + \overbrace{\alpha_t N'_q A_p \sigma'_p}^{Rp}$$

$$Rs2 = (1.72) (0.78) (17.7 \text{ t/m}^2) (\sin 21.7^\circ) (1.03 \text{ m}^2/\text{m}) (6 \text{ m})$$

$$Rs2 = 54.3 \text{ t}$$

$$Rs = 94.5 \text{ t} + 54.3 \text{ t} = 148.8 \text{ t}$$



Resistencia en la punta del pilote en suelo granular

$$R_n = \overbrace{K_{\delta} C_F \sigma'_d \sin(\delta) C_d \Delta d}^{R_{s2}} + \overbrace{\alpha_t N'_q A_p \sigma'_p}^{R_p}$$

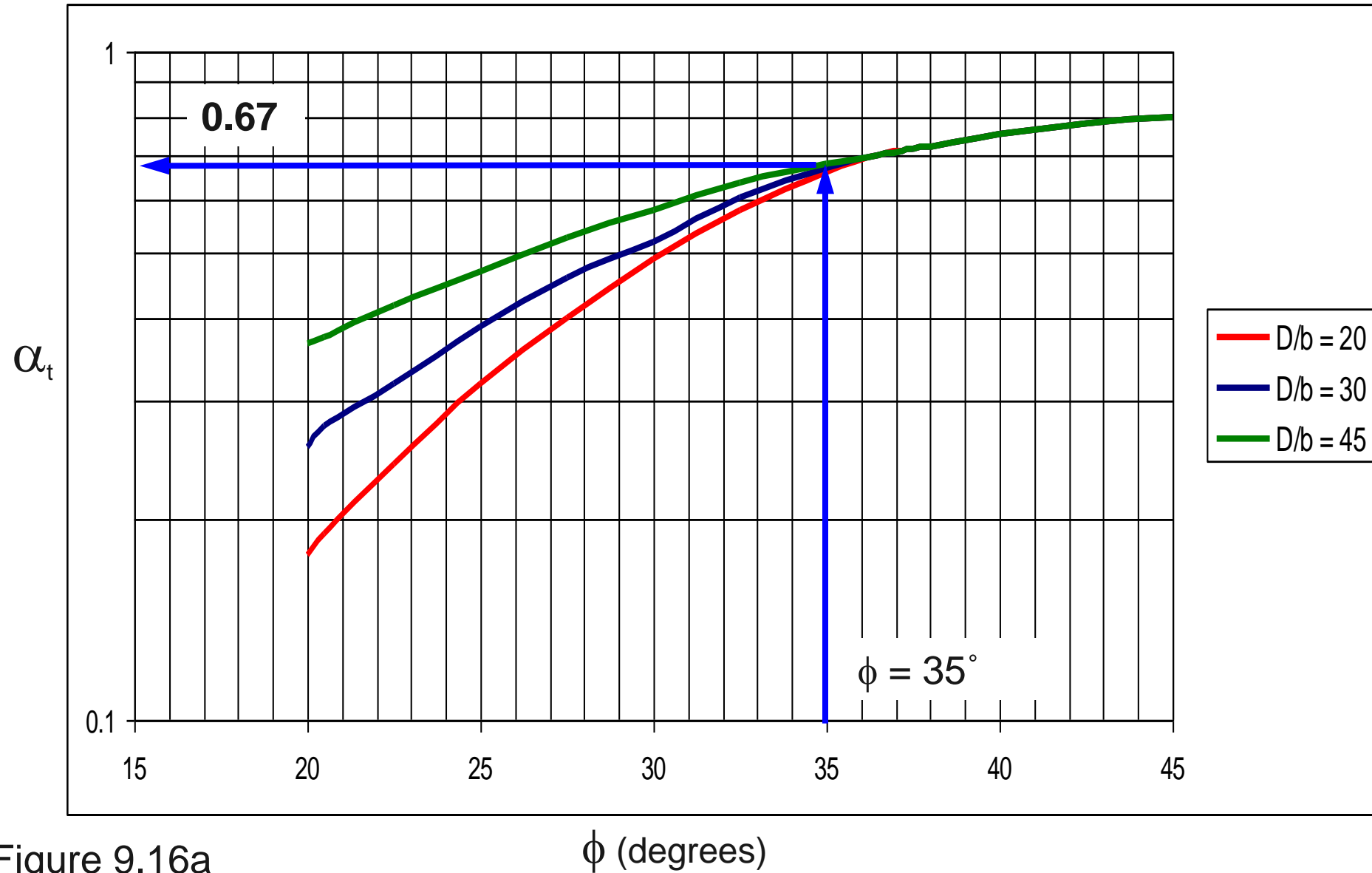
Determine α_t y N'_q considerando $\phi = 35^\circ$ en la punta del pilote:

Relación en la punta del pilote $D/b = 20\text{m} / 12.75'' = 62$

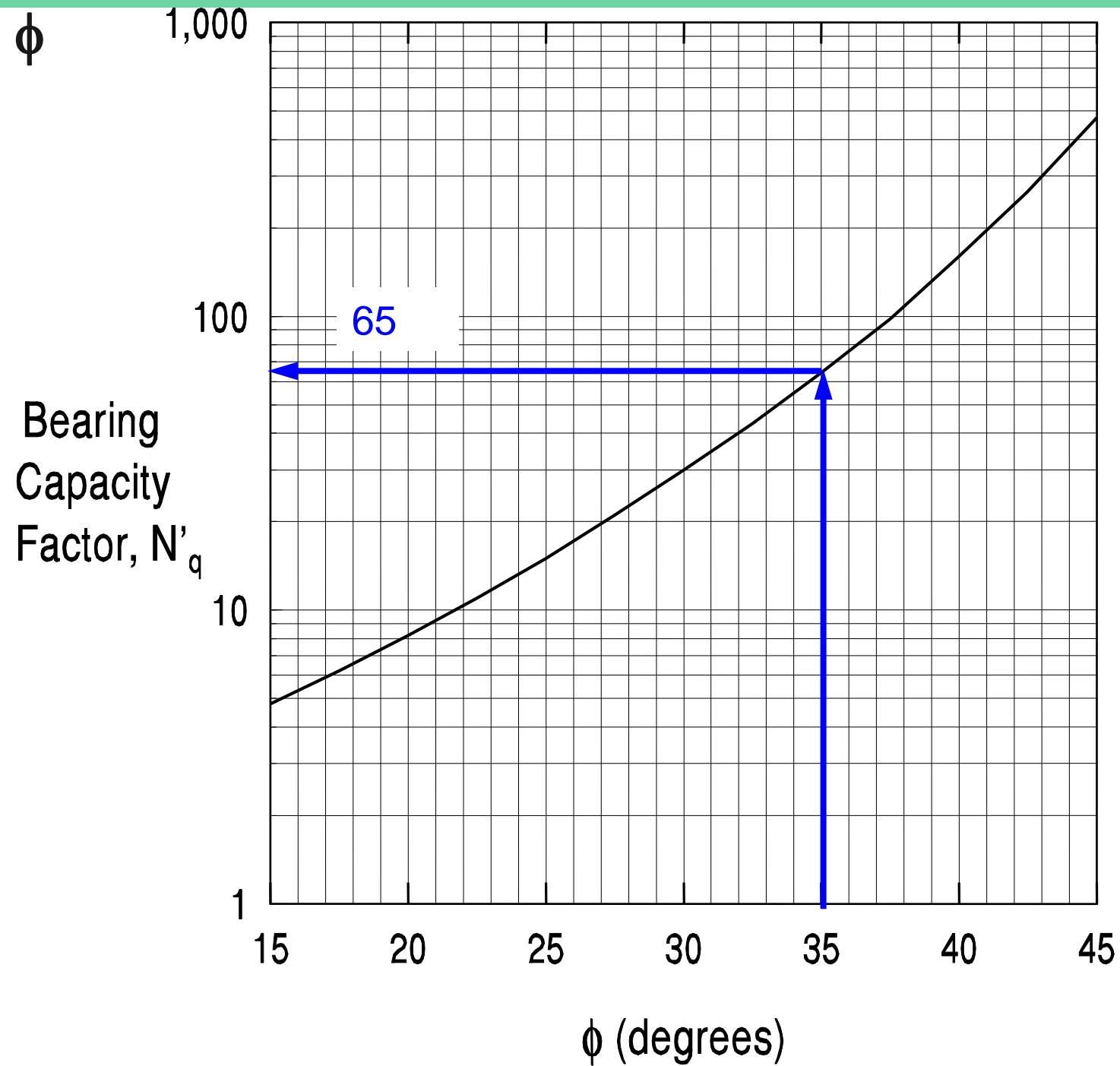
$$\alpha_t =$$

$$N'_q =$$

α_t versus ϕ



N'_q versus ϕ



Resistencia en la punta del pilote en suelo granular

$$R_n = \overbrace{K_\delta C_F \sigma'_d \sin(\delta) C_d \Delta d}^{R_{s2}} + \overbrace{\alpha_t N'_q A_p \sigma'_p}^{R_p}$$

Determine α_t y N'_q considerando $\phi = 35^\circ$ en la punta del pilote:

Relación en la punta del pilote $D/b = 20\text{m} / 12.75'' = 62$

$$\alpha_t = 0.67$$

$$N'_q = 65$$

$$A_p = 0.083 \text{ m}^2$$

$$\sigma'_p = 20.4 \text{ t/m}^2 \text{ (límite es } 3 \text{ ksf} = 14.4 \text{ t/m}^2\text{); } \sigma'_p = 14.4 \text{ t/m}^2$$

$$R_p = (0.67) (65) (0.083 \text{ m}^2) (14.4 \text{ t/m}^2) = 52 \text{ t}$$

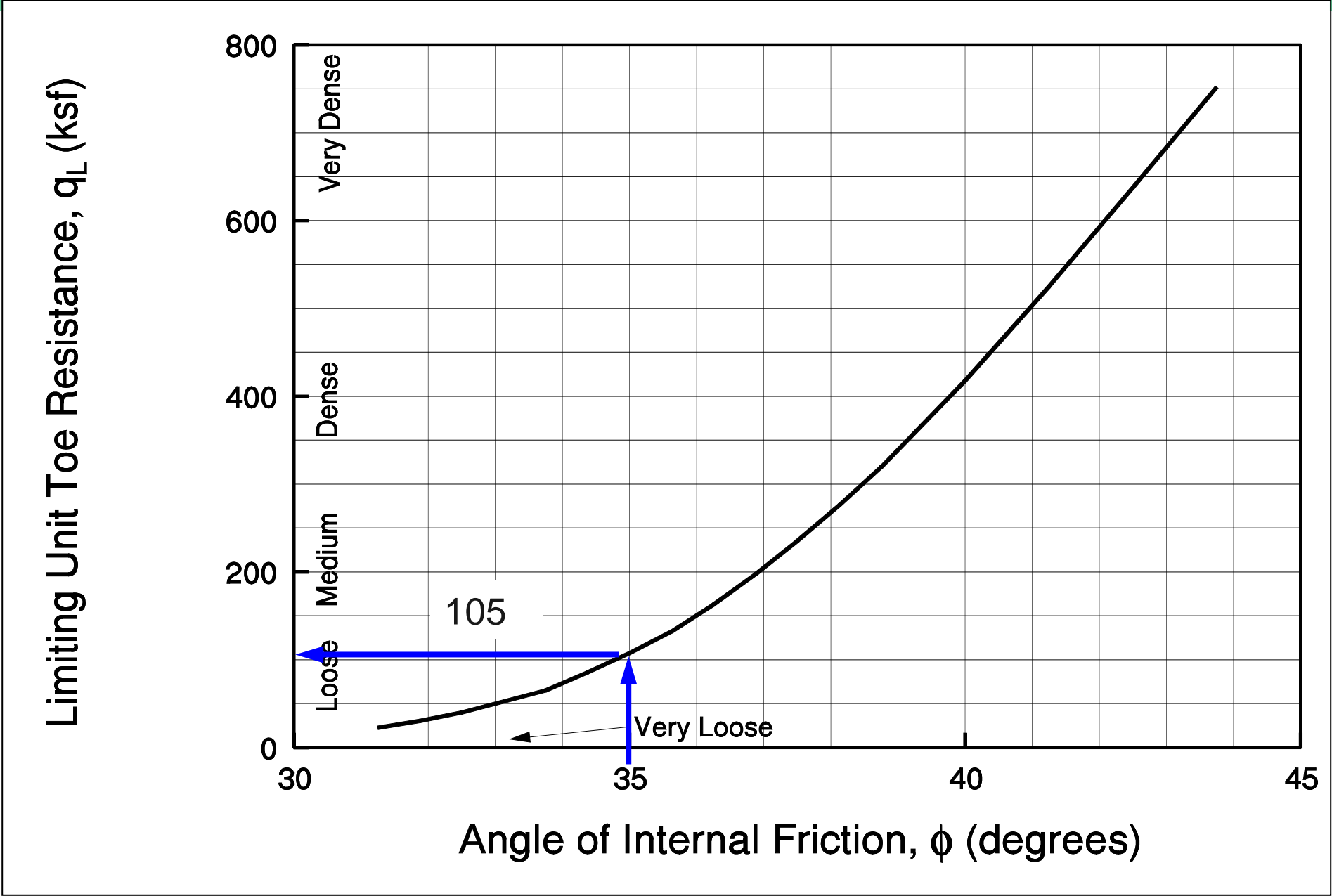
Resistencia en la punta del pilote en suelo granular

La resistencia nominal de la punta es el menor de los siguientes valores:

a. $R_p = \alpha_t N'_q A_p \sigma'_p = 52 \text{ t}$

b. $R_p = q_L A_p ;$

Límite de la Resistencia de la punta



Resistencia en la punta del pilote en suelo granular

La resistencia nominal de la punta es el menor de los siguientes valores:

a. $R_p = \alpha_t N'_q A_p \sigma'_p = 52 \text{ t}$

b. $R_p = q_L A_p = (504.5 \text{ t/m}^2) (0.083 \text{ m}^2) = 41.9 \text{ t}$

$R_p = 41.9 \text{ t}$

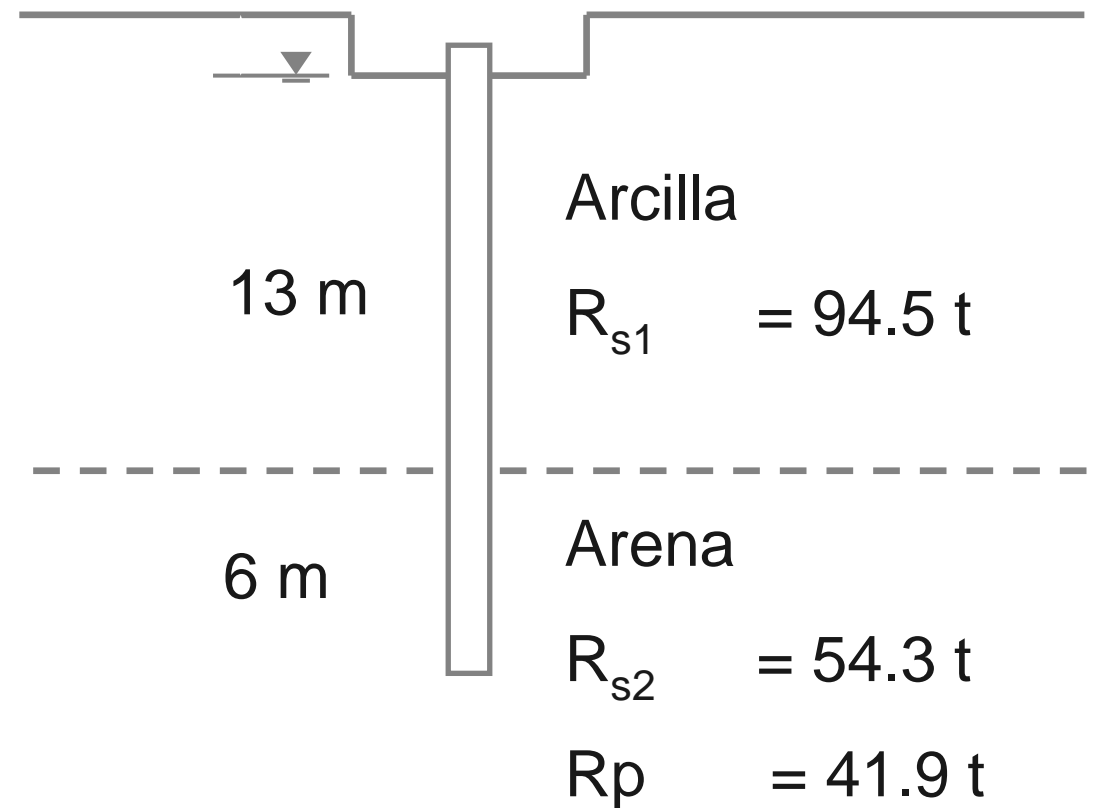
Resistencia nominal del pilote

STEP 10

$$R_n = R_s + R_p$$

$$R_s = 94.5 \text{ t} + 54.3 \text{ t} = 148.8 \text{ t}$$

$$R_p = 41.9 \text{ t}$$

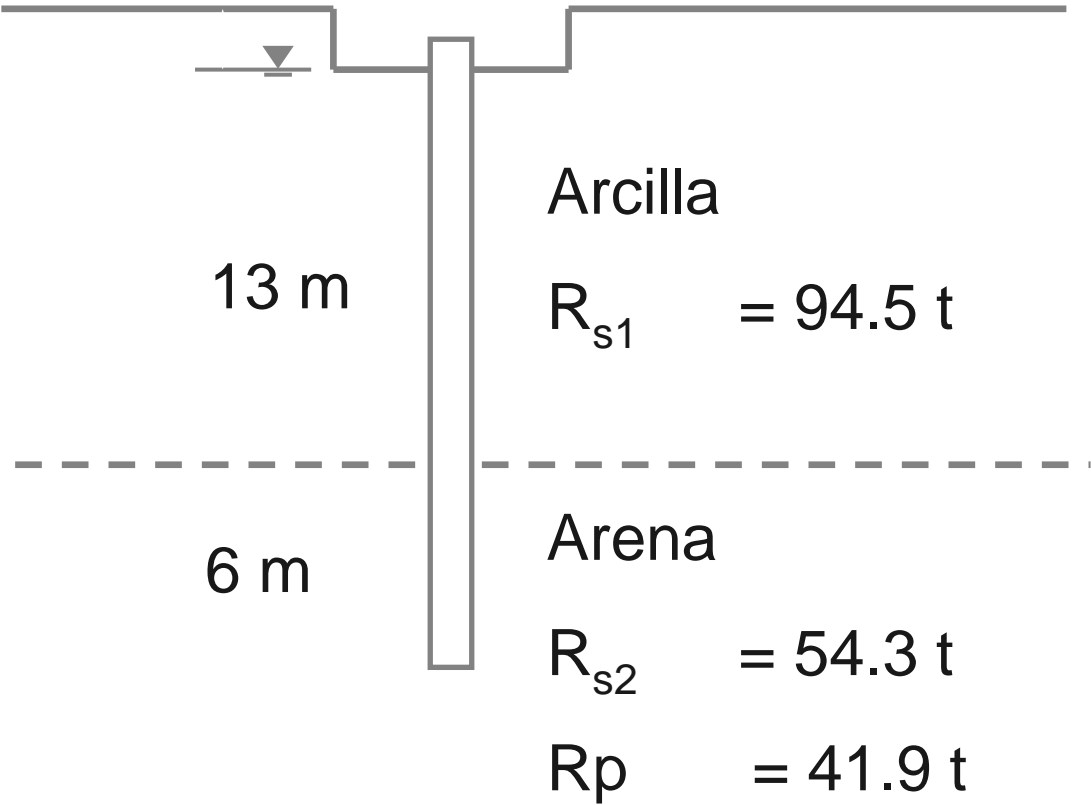


Resistencia nominal del pilote

Table 7-1 Resistance Factors for Static Analysis Methods Presented in this Manual (modified from AASHTO 2014)

Condition	Resistance Determination Method	Resistance Factor
Nominal Geotechnical Resistance of Single Piles in Compression - Static Analysis Methods, ϕ_{stat}	Shaft Resistance and Toe Resistance: Clay and Mixed Soils	
	α-method	0.35
	β -method (1991)	Differs in Manual ¹
	Brown (2001)	not in AASHTO
	API RP2A (1993)	not in AASHTO
	Elsami and Fellenius	not in AASHTO
	Schmertmann (1975)	0.50
	Shaft Resistance and Toe Resistance: Sand	
	Nordlund Method	0.45
Block Failure, ϕ_{bl}	Cohesive	0.60
Nominal Geotechnical Resistance of Single Piles in Tension, ϕ_{up}	Nordlund Method	0.35
	α -method	0.25
	β -method (1991)	0.20
	λ -method	0.30
	SPT-method	0.25
	CPT-method	0.40
Group Uplift Resistance, ϕ_{ug}	Sand and Clay	0.50
Lateral Geotechnical Resistance of Single Pile or Pile Group	All Soils and Rock	1.0

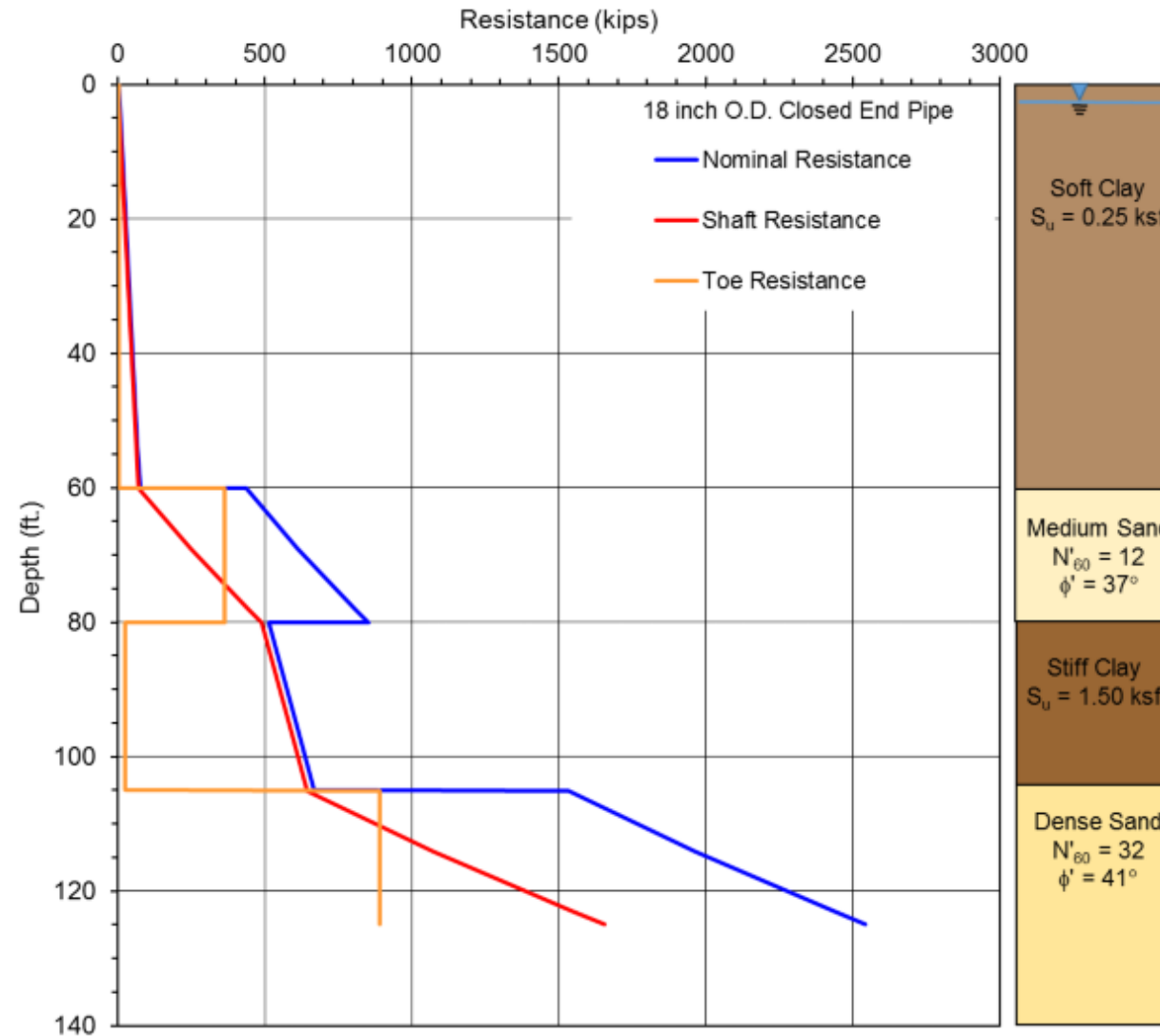
Note: 1 – AASHTO based on Skempton (1951), manual based on Fellenius (1991).



$$R_r \leq \phi R_n = \phi_{stat} R_s + \phi_{stat} R_p$$

$$\Phi R_n = 76.3 \text{ t}$$

Otro ejemplo: Resistencia con la profundidad



Resistencia nominal de pilote aislado en compresión empleando el Método- α y el Método Norlund

Resistencia reducida considerando diferentes métodos de verificación en campo

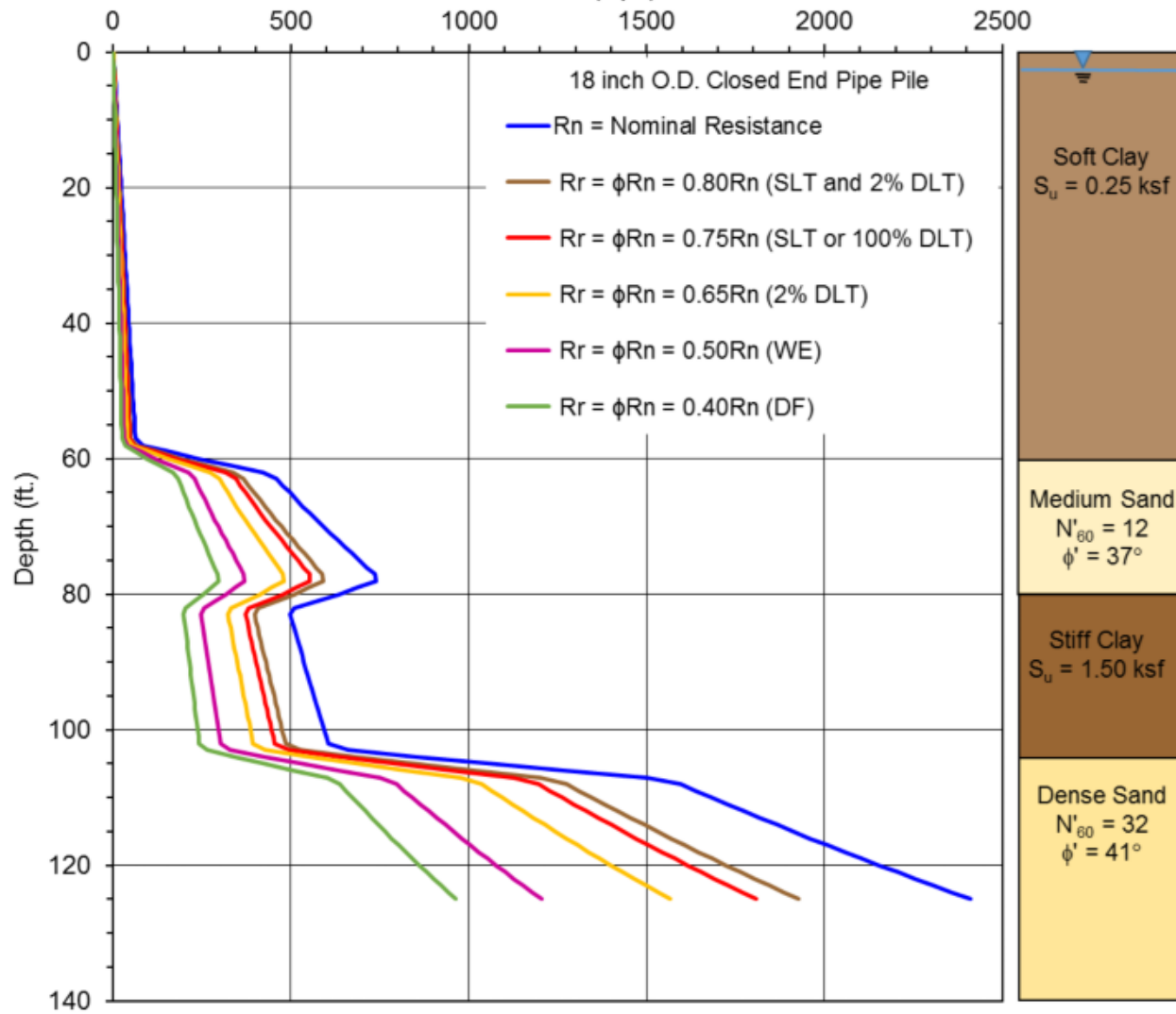


Figure 7-28 Design chart of nominal resistance, R_n , and factored resistance, R_r , versus depth for one pile type with different field control methods.

Factores de resistencia para métodos aplicados en campo

Condition	Resistance Determination Method	Resistance Factor
Nominal Geotechnical Resistance of Single Pile in Compression	Driving criteria established by successful static load test of at least one pile per site condition and dynamic testing* of at least two piles per site condition, but no less than 2% of the production piles.	0.80
	Dynamic Analysis and Static Load Test Methods, ϕ_{dyn}	0.75
	Driving criteria established by successful static load test of at least one pile per site condition without dynamic testing.	0.75
	Driving criteria established by dynamic testing* conducted on 100% of production piles.	0.75
	Driving criteria established by dynamic testing, "quality control by dynamic testing*" of at least two piles per site condition, but no less than 2% of the production piles.	0.65
	Wave equation analysis, without pile dynamic measurements or load test, at End of Drive conditions only.	0.50
	FHWA Modified Gates dynamic pile formula (End of Drive condition only).	0.40
Nominal Geotechnical Resistance of Single Pile in Tension, ϕ_{dyn}	Engineering News (as defined in AASHTO) dynamic pile formula (End of Drive condition only).	0.10
	Static load test.	0.60
	Dynamic testing* with signal matching.	0.50

05. Resistencia en compresión en un grupo de pilotes

Eficiencia de grupo de pilotes

La eficiencia de un grupo de pilotes que soporta la carga de una cimentación es definida como la relación entre la resistencia nominal del grupo entre la suma de la resistencia nominal individual de cada pilote.

$$\eta_g = \frac{R_{ng}}{nR_n}$$

η_g : Eficiencia del grupo de pilotes

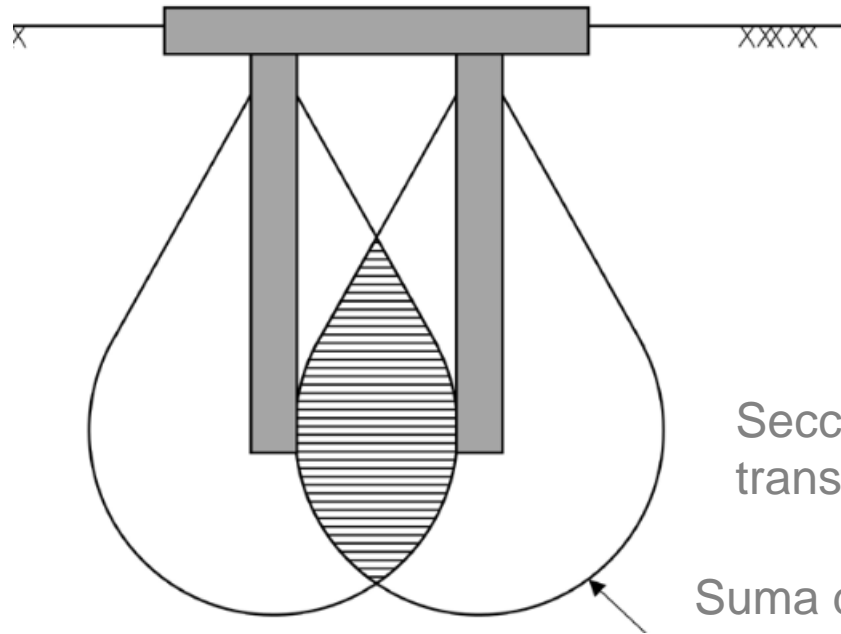
R_{ng} : Resistencia nominal del grupo de pilotes

n : numero de pilotes en el grupo de pilotes

R_n : Resistencia nominal de cada pilote

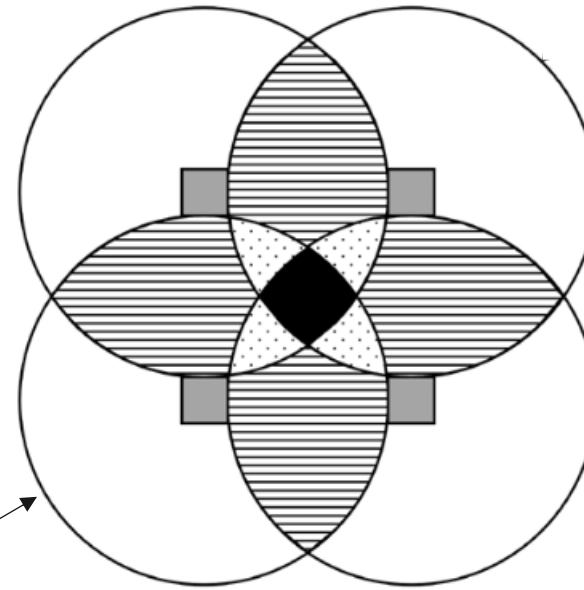
Grupo de pilotes en suelos granulares

La resistencia nominal de grupo de pilotes hincados con separación menor a 3 veces el diámetro es mayor que la suma de las resistencias individuales de los pilotes, esto debido al traslape de zonas de compactación y densificación del material alrededor de los pilotes.



Sección transversal

Suma de efectos de la fricción del grupo de pilotes



Vista en planta

Grupo de pilotes en suelos granulares – Recomendaciones

- La resistencia nominal de grupo en pilotes hincados en suelos granulares que no están cimentados en depósitos blandos puede considerarse como la suma de la resistencia de los pilotes individuales.
- Los grupos de pilotes no deberían ser instalados a una separación a ejes menor que 3 veces el diámetro, a no ser que existan temas específicos como limitación de espacio, tamaño de pilote, entre otros. Esta separación es recomendada para optimizar la resistencia nominal de grupo y disminuir los problemas de instalación asociados con menores separaciones entre pilotes.

Grupo de pilotes en suelos granulares – Recomendaciones

- Si el grupo de pilotes esta cimentado en un estrato de apoyo firme pero tiene un espesor limitado, y existe un estrato blando inferior, entonces la resistencia del grupo de pilotes es la menor entre:
 - La suma de la resistencia individual de los pilotes
 - La resistencia del grupo de pilotes a una **falla en bloque** que punzona al estrato débil. Desde un punto práctico, esta falla solo puede ocurrir cuando la separación a ejes de pilotes es menor a 2 veces el diámetro.

Grupo de pilotes en suelos cohesivos

- La resistencia nominal de grupo esta gobernada usualmente por la **suma de la resistencia individual de pilotes con alguna reducción debido a la superposición de zonas de deformación en corte.**
- **La** resistencia en grupo depende del contacto directo de la zapata cabezal con el suelo. Si la zapata cabezal esta en contacto directo y firme con el suelo, pilotes y el suelo entre los pilotes actúan en grupo como una unidad.

Grupo de pilotes en suelos cohesivos – recomendaciones

- Para $S_u < 2$ ksf, zapata cabezal no esta en contacto firme con el suelo y separación a ejes de pilotes de 2.50 veces el diámetro $\rightarrow \eta_g = 0.65$
- Para $S_u < 2$ ksf, zapata cabezal no esta en contacto firme y separación a ejes de pilotes mayor a 6 veces el diámetro $\rightarrow \eta_g = 1$
- Casos intermedios de separación, se puede aplicar interpolación lineal.

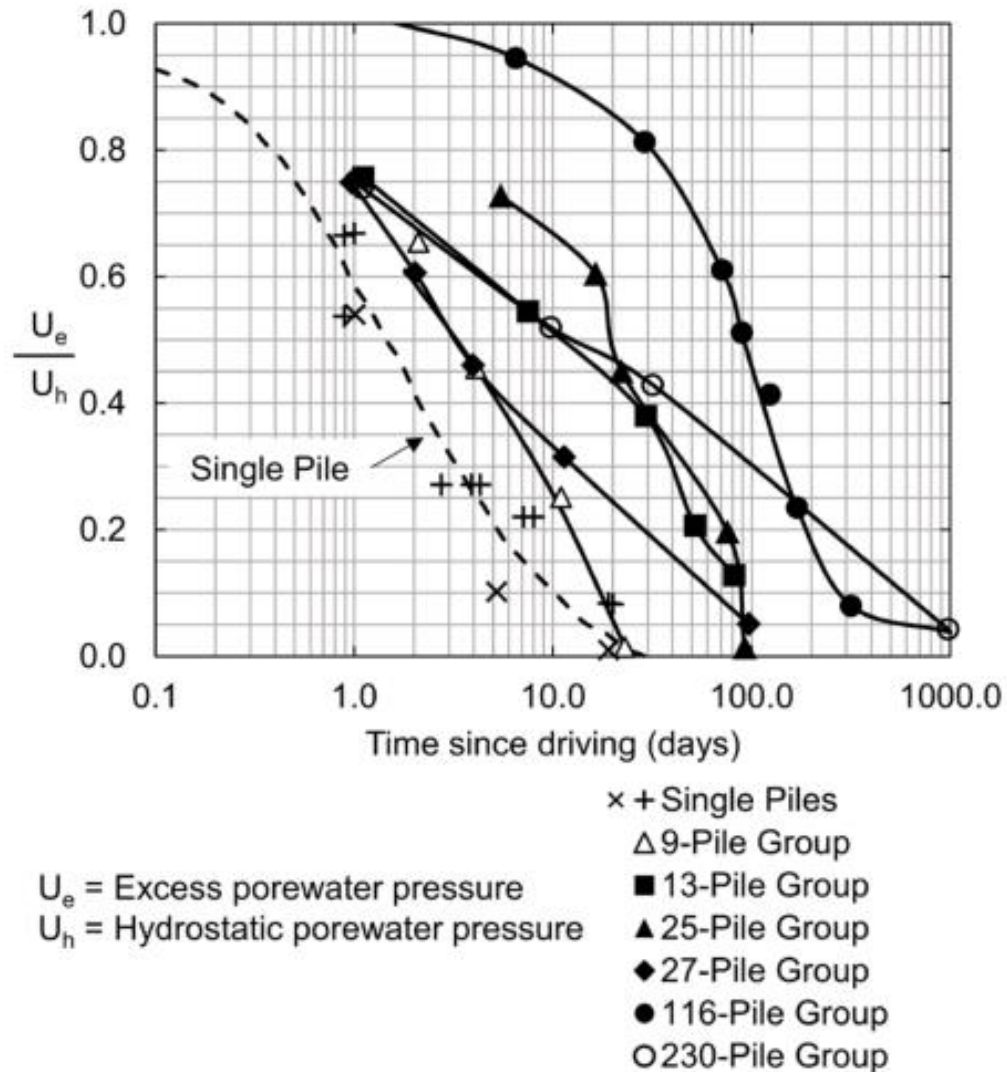
Grupo de pilotes en suelos cohesivos – recomendaciones

- Para $S_u < 2 \text{ ksf}$, zapata cabezal está en contacto firme con el suelo
 $\rightarrow \eta_g = 1$
- Para $S_u > 2 \text{ ksi} \rightarrow \eta_g = 1$

Grupo de pilotes en suelos cohesivos – recomendaciones

- Determinar la resistencia en grupo de pilotes verificando la **falla como bloque**.
- Los pilotes en suelo cohesivo no deberían ser instalados a una separación a ejes menor a 3 veces el diámetro salvo casos especiales.

Grupo de pilotes en suelos cohesivos – recomendaciones



- El hincado de un grupo de pilotes en un suelo cohesivo puede generar alto exceso de presión de poros, lo cual puede conlleva a eficiencias del orden de 0.4 a 0.8. A medida que la presión de poro se va disipando, la eficiencia incrementa.

Medidas de disipación de presión de poros en el suelo alrededor de grupo de pilotes

Falla en bloque en grupo de pilotes - cohesivos

- Es generalmente considerado en suelos cohesivos blandos o suelos granulares apoyados sobre suelos cohesivos blandos.

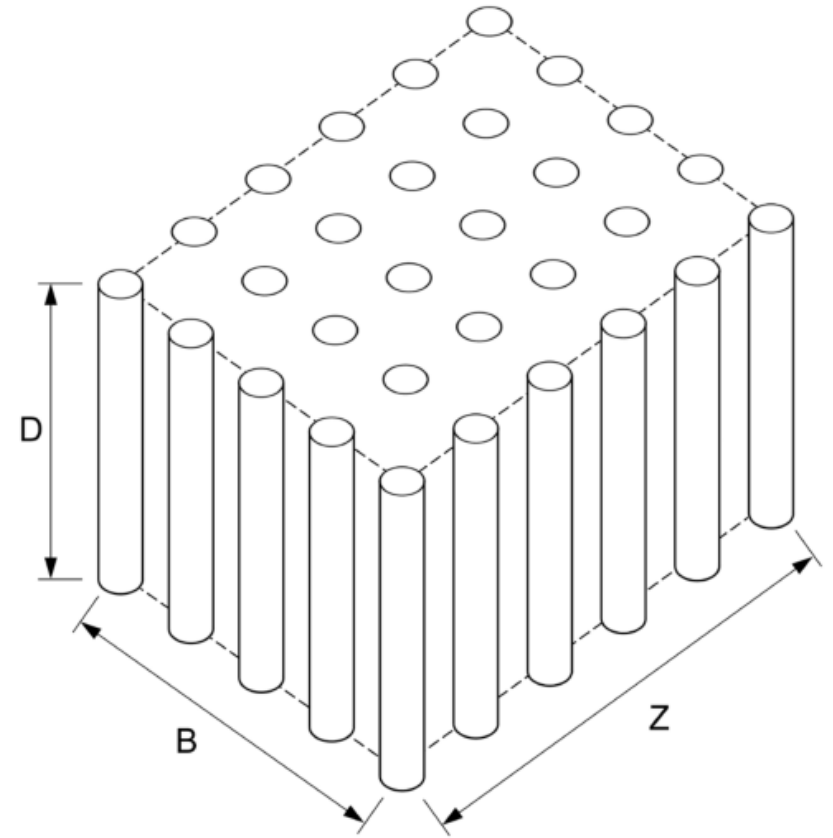
$$R_{ng} = 2D(B + Z)s_{u1} + BZs_{u2}N_c$$

R_{ng} : Resistencia nominal del grupo de pilotes

s_{u1} : Resistencia al corte sin drenaje ponderado en la longitud embebida del pilote

s_{u2} : Resistencia al corte sin drenaje promedio del suelo cohesivo en la base del grupo de pilotes hasta $2B$ por debajo de la punta de los pilotes

N_c : factor de capacidad de carga



Configuración de grupo de pilotes en tres dimensiones

$$N_c = 5 \left[1 + \frac{D}{5B} \right] \left[1 + \frac{B}{5Z} \right] \leq 9$$