

Elementos para armar un (primer borrador de) reglamento de fundaciones para argentina

Sfriso, Alejo^{1,2,3}

¹ SRK Consulting (Argentina) S.A., Chile 300, (C1098AAF), Buenos Aires, Argentina,
asfriso@srk.com.ar

² AOSA S.A., Tacuarí 1184, (C1071AAX), Buenos Aires, Argentina

³ Universidad de Buenos Aires., Las Heras 2214, (C1127AAR), Buenos Aires, Argentina

Vice President South America
Professor Alejo O. Sfriso
University of Buenos Aires and
SRK Consulting (Argentina)
Buenos Aires – Argentina
Tel: +54 11 4342 8887
E-mail: asfriso@gmail.com

RESUMEN: CIRSOC desarrolla dos reglamentos de fundaciones, “puentes” y “obras civiles”. El consenso es que ambas iniciativas deben basarse en el método LRFD, para que el diseño de fundaciones tenga procedimientos compatibles con las normas para superestructuras. AASHTO ha publicado ya recomendaciones LRFD para puentes por lo que, siguiendo una larga tradición en Argentina, los equipos de CIRSOC han considerado adoptar esos reglamentos como esqueleto de los nuestros. SAIG ha contribuido al desarrollo del reglamento CIRSOC 401 de Estudios Geotécnicos y está acompañando las dos iniciativas en marcha en CIRSOC. En el caso de CIRSOC 401, y luego de analizar reglamentos de otros países, el grupo redactor decidió escribir un texto nuevo, corto y conciso, con la esperanza de verlo evolucionar con los años y la experiencia. En este artículo se resumen conceptos del análisis de fiabilidad y de los criterios LRFD aplicados a fundaciones; se describen las técnicas de cálculo de los coeficientes de minoración de resistencia; se plantean algunas opiniones respecto del desarrollo del futuro reglamento CIRSOC 402 de Proyecto de Fundaciones y se señalan algunos de los desafíos que la comunidad SAIG debe superar para poner esta norma en práctica, desde la adecuación de los informes geotécnicos -y de CIRSOC 401- hasta el esfuerzo docente que asegure que el reglamento y sus fundamentos son bien comprendidos.

Palabras clave: reglamento de fundaciones – LRFD – fiabilidad

1 Introducción

¿Cuál es la probabilidad de que una estructura de fundación tenga el nivel de desempeño para el que fue diseñada? La respuesta depende de las acciones exteriores, de las propiedades de los materiales y de los mecanismos de respuesta de la estructura, tres partes del problema acerca de las cuales no tenemos un conocimiento preciso en ningún campo de la ingeniería.

En la vieja escuela, un ingeniero estructural calcula la carga en una columna y diseña su zapata preguntando al ingeniero geotécnico la “presión admisible” del terreno. El procedimiento del geotécnico es: i) ejecuta un ensayo SPT; ii) ve que el sacatestigos trae una muestra de arena; iii) toca la arena; iv) estima un valor de ϕ (o ejecuta un ensayo triaxial con esa arena “recompactada a la densidad del terreno” que fue medida con el SPT únicamente.); v) lo usa en una fórmula de capacidad de carga; vi) al número que sale lo divide por tres; vii) aplica “juicio ingenieril” para reducir el resultado si es alto o para aumentarlo si es bajo y; viii) informa la “presión admisible”. ¿Cuál es la probabilidad de falla de esa base? R: no se sabe, pero probablemente sea muy baja, porque así se hizo siempre y las bases no fallan.

La ingeniería estructural en Argentina incorporó los procedimientos LRFD, o “Load and Resistance Factor Design” a los reglamentos CIRSOC serie 200 (hormigón) y 300 (acero). Las técnicas LRFD, si bien no responden directamente la pregunta que abre esta sección, brindan un marco consistente que asegura que la probabilidad de que la estructura tenga un buen desempeño es más uniforme para todas las combinaciones de carga, y mayor que un cierto valor predefinido y aceptado por la industria y la sociedad.

En el marco de los procedimientos LRFD, un ingeniero estructural ya no está interesado en la carga que “actúa” en su columna, sino en una serie de combinaciones de cargas “de diseño” mayoradas, cada componente -peso propio, viento, etcétera- en función de su propia incertidumbre. A esa larga combinación de cargas de diseño los geotécnicos ya no podemos oponerle una “presión admisible”: nuestro “juicio ingenieril” no llega tan lejos.

Por consistencia, los reglamentos de diseño de fundaciones en Argentina deberían ser compatibles con LRFD y proveer una “capacidad de carga minorada” compatible con cada combinación de cargas mayoradas. La aplicación de LRFD a fundaciones no es simple porque los materiales son más complejos que los que se estudian en la ingeniería estructural, las técnicas de medición de sus propiedades son comparativamente más rudimentarias, y las teorías que se emplean para el análisis son menos precisas. No se nos acuse (a los

ingenieros de fundaciones): trabajamos con un material hecho por la naturaleza en problemas tridimensionales de tensiones y deformaciones, una diferencia insuperable respecto del (¿relativamente trivial?) problema de una barra recta fabricada industrialmente y sometida a flexión.

Un reglamento moderno y amplio debería permitir diferentes procedimientos para la determinación de ϕ , diferentes fórmulas para la determinación de la capacidad de carga y diferentes formas de lidiar con las incertidumbres constructivas y la heterogeneidad del terreno. Debería, en definitiva, recopilar el consenso de la profesión para consolidar cuantitativamente el “juicio ingenieril” en fórmulas y factores de uso mandatorio y universal. Un buen reglamento no anula la creatividad y la innovación, sólo hace que ambas sean aceptables sí y solo si vienen acompañadas por la cantidad de análisis requerido para incorporarlas al “juicio ingenieril consolidado” que en definitiva es el reglamento.

La historia del desarrollo de los reglamentos de diseño muestra que cada edición se construyó sobre la anterior, con ciclos de vida de 20 años o más. Y, naturalmente, cada nueva edición producía resultados diferentes a la anterior, pero no tan diferentes como para que el cambio no pudiera ser aceptado por los usuarios. Por ejemplo, en alguna edición sólo existía la fórmula de capacidad de carga de Terzaghi; en alguna edición posterior se agregó la fórmula de Meyerhof [12] (en Estados Unidos) o la de Brinch Hansen [2][3] (en Europa). Es probable que el cambio de fórmula estuviera asociado a un cambio de “factor de seguridad” reglamentario o, al menos, sería razonable si así hubiera sido.

En Argentina no hay ningún reglamento de diseño de fundaciones. Teniendo que empezar desde cero, conviene que nuestro primer reglamento sea consistente con CIRSOC 201 [4], o sea, esté basado en LRFD. Para comprender el problema de las normas para fundaciones, SAIG invitó a Rodrigo Salgado, quien en 2016 hizo en Santa Fe el seminario “LRFD para fundaciones”. Sus consejos se resumen en una frase: “Argentina tiene una oportunidad para desarrollar el mejor código del mundo, porque está empezando desde cero”. Salgado nos alertó acerca de los compromisos que tuvo que aceptar AASHTO para publicar su norma y las debilidades que la norma tiene por esa causa. Nos recomendó que recorriéramos nuestro propio camino, sabiendo que estamos cerca de la línea de frente y que no podemos copiarnos de nadie.

Este artículo repasa algunos de los conceptos básicos del paradigma LRFD, las técnicas de cálculo de los parámetros de mayoración y minoración -que serán definidos más abajo- y una propuesta de procedimiento para adaptar el reglamento CIRSOC 401 [5] de estudios geotécnicos y desarrollar el reglamento CIRSOC 402 de diseño de fundaciones de manera incremental, comenzando por una versión minimalista y poco intrusiva, pero que contenga los elementos necesarios para asegurar la consistencia y compatibilidad hacia atrás de las actualizaciones que se hagan en el futuro. El artículo se centra en ULS (a definir más abajo), con comentarios tangenciales a SLS y ninguna referencia a eventos extremos.

2 Definiciones

2.1 Probabilidad de falla e índice de fiabilidad

La probabilidad de falla es la probabilidad de que la resistencia R de una fundación sea menor que la carga aplicada Q . Si se define $g = R - Q$, queda $p_f = P[g < 0]$ (Figura 1) [6].

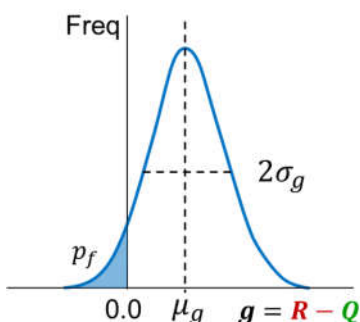


Figura 1. Definición de probabilidad de falla.

El índice de fiabilidad β se define como $\beta = -\Phi^{-1}[p_f]$, donde Φ^{-1} es la función inversa de distribución normal standard. Para distribuciones gaussianas, la relación entre β y p_f se muestra en la Tabla 1. Si Q tiene media μ_Q y desvío standard σ_Q y R también (media μ_R y desvío σ_R), β se calcula con [6]

$$\beta = (\mu_R - \mu_Q) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} \quad [1]$$

Tabla 1. Relación entre el índice de fiabilidad β y la probabilidad de falla p_f .

β	1.00	1.40	1.80	2.20	2.60	3.00	3.40	3.80
p_f	1.59 E-1	8.08 E-2	3.59 E-2	1.39 E-2	4.66 E-3	1.35 E-3	3.37 E-4	7.23 E-5

La probabilidad de falla aceptada por la industria está en el rango $p_f \cong 10^{-2}$ cuando las consecuencias de la falla son mínimas, $p_f \cong 10^{-3}$ cuando hay vidas en riesgo, y $p_f = 10^{-4}$ aceptable en todos los casos [22].; de la cual puede concluirse que un índice de fiabilidad objetivo $\beta = 3.0$ -elegido por AASHTO [1]- es razonablemente conservador para fundaciones convencionales de construcciones civiles.

2.2 Cálculo de probabilidad de falla por el método de Monte Carlo

El método de Monte Carlo se basa en el cálculo de “realizaciones”, en cada una de las cuales se asumen valores aleatorios para todos los parámetros, cada uno dentro de su rango de incertidumbre [6].

Para el análisis de una fundación superficial, la secuencia es: i) se define una función de falla $g = R - Q$; ii) se establecen funciones de distribución para cada variable $-\gamma, c, \phi \dots$; iii) se eligen valores aleatorios de cada variable; iv) se calcula la capacidad (R) y la demanda (Q); v) se evalúa la función de falla g ; vi) se calcula la probabilidad de falla como

$$p_f = \frac{\text{cantidad } g < 0}{\text{cantidad total}} \quad [2]$$

El ejercicio se repite hasta que la probabilidad de falla así calculada se estabiliza. En la Figura 2 [10] se muestra uno de esos análisis, en el cual se requirieron 10.000 repeticiones para alcanzar una p_f estabilizada.

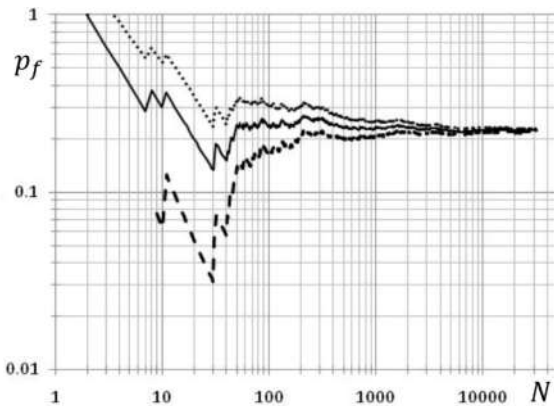


Figura 2. Cálculo de probabilidad de falla con el método de Monte Carlo [10].

2.3 Cálculo de probabilidad de falla por el método FOSM

El método First Order Second Moment (FOSM) permite una primera estimación de la probabilidad de falla [6]. Asumiendo que todas las variables tienen distribución normal, el procedimiento es: i) se define una función de falla $g = R - Q$; ii) se establecen funciones de distribución para cada variable $-\gamma, c, \phi \dots$; iii) se calcula el valor “determinístico” μ_g de la función de falla con el valor medio de todas las variables, o sea

$$\mu_g = g[\mu_\gamma, \mu_c, \mu_\phi \dots] \quad [3]$$

iv) se perturban las variables de una, sumándole -o restándole- a cada valor medio su desvío $\mu_i \pm \sigma_i$; v) se calculan los coeficientes de peso de la incertidumbre de todos los parámetros mediante

$$\alpha_i = \partial g / \partial x_i \Big|_{\mu_i} \quad [4]$$

vi) se calcula la varianza de g como

$$\sigma_g^2 = \sum_n \alpha_i^2 \sigma_i^2 \quad [5]$$

vii) con $\{\mu_g, \sigma_g\}$ se calcula la probabilidad de falla $p_f \cong \Phi[-\mu_g/\sigma_g]$. El procedimiento requiere $2N + 1$ corridas, donde N es la cantidad de variables aleatorias consideradas.

2.4 Factor de seguridad

En el cálculo determinístico, el factor de seguridad es el cociente entre la capacidad de carga de una fundación y su carga aplicada $FS = R/Q$. En el marco de un análisis probabilístico, FS en sí mismo es una variable aleatoria. De hecho, un mayor factor de seguridad no implica una menor probabilidad de falla como se prueba en el ejemplo de la Figura 3, donde se muestran dos distribuciones de FS para la resistencia de fuste de un pilote: i) estimada con ensayos SPT, con valor medio $\mu_{FS} = 2.0$; ii) cuando se agregan mediciones de ϕ con ensayos triaxiales de buena calidad, con $\mu_{FS} = 1.5$. Con un factor de seguridad menor, la probabilidad del segundo (área bajo la campana a la izquierda de $FS = 1.0$) es menor que la del primero.

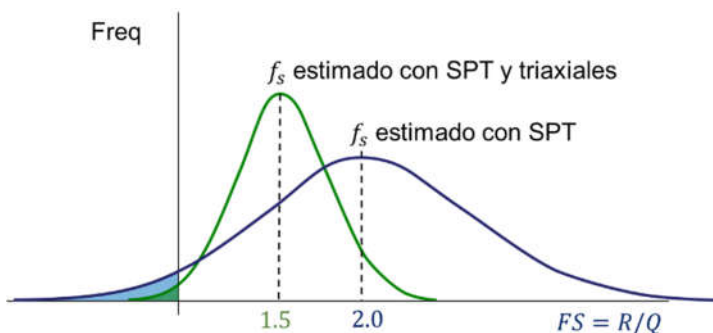


Figura 3. Un factor de seguridad mayor no implica menor probabilidad de falla.

Cada factor de seguridad debe estar asociado a un método de cálculo y a una definición precisa del procedimiento para determinar los parámetros de entrada. No tiene sentido especificar un factor de seguridad $FS = 3.0$ para una zapata aislada. En cambio, sí tiene sentido especificar un factor de seguridad $FS = 3.0$ si se indica que ese factor debe ser calculado con la fórmula de Brinch-Hansen [2][3] tomando el promedio de cinco ensayos triaxiales drenados ejecutados sobre muestras inalteradas.

Brinch-Hansen [2][3] propuso el empleo de factores de seguridad parciales aplicados a los parámetros materiales de la forma

$$R^* [c/\gamma_c, \tan[\phi]/\gamma_\phi] \geq Q_D \gamma_D + Q_L \gamma_L \quad [6]$$

donde $R^*[*]$ es la capacidad de carga reducida, γ_c son factores de seguridad parciales en c y $\tan[\phi]$, Q_D representa la carga permanente y Q_L representa la carga variable. En la Tabla 2 [19] se presentan los factores de seguridad parciales de algunos reglamentos.

Los factores de seguridad parciales no dependen del tipo de terreno ni del procedimiento de determinación de los parámetros, y en general -excepto por Eurocode 7- tampoco están basados en un análisis estadístico riguroso de las fuentes de incertidumbre, por lo que no pueden ser confundidos con el método LRFD.

2.5 Estados límite último y de servicio

Un Estado Límite Último (ULS) es una combinación de cargas y resistencias en la cual la estructura está a punto de fallar de manera irreversible [6], por ejemplo cuando $R = Q$. Un Estado Límite de Servicio (SLS) es una combinación en la que la estructura sale de servicio, aunque no falle [6]. Por ejemplo, un SLS sería la carga Q que produjera un asentamiento $\delta = 25 \text{ mm}$ en una fundación. Un estado SLS no es irreversible: si se retira la carga, la estructura se recupera. En el diseño deben tenerse en cuenta todas las combinaciones ULS y SLS que razonablemente puedan ocurrir en la vida útil de una fundación.

Tabla 2. Factores de seguridad parciales (no son LRFD) de algunos reglamentos [19].

Author or Code	Load Partial Factors		Soil Partial Factors	
	γ_D	γ_L	γ_c	γ_ϕ
Hansen, 1965 (35)	1.00	1.50	2.00	1.20
Meyerhof, 1970 (41)	1.00	1.20 - 1.50	2.00 - 2.50	1.20 - 1.30
Meyerhof, 1976 (42)	1.20 (0.90)	1.00 - 1.50	1.50 - 2.00	1.20 - 1.30
Danish Code, 1978 (37)	1.00	1.20 - 1.50	1.75	1.20
Ontario Highway Bridge Code, 1983 (15)	1.10 - 1.50 (0.65 - 0.95)	1.15 - 1.40	2.00	1.25
Ontario Hydro, 1983 (43)	1.40 (0.90)	1.40 - 1.70	2.00	1.25
Meyerhof, 1984 (38)	1.25 (0.85)	1.50	2.00	1.25
Danish Code, 1985 (16)	1.00 (0.85)	1.30	1.80 - 2.00	1.20 - 1.30
Kosar, et al., 1988 (44)	1.00	1.30	1.49 - 2.00	1.05 - 1.49
Canadian Foundation Engineering Manual, 1992 (17)	1.25 (0.80)	1.50	2.00	1.25
Eurocode 7, 1993 (45)	1.10 - 1.35 (0.90 - 1.00)	1.50	1.60	1.25

Note: The partial factors in parentheses apply when the dead loads are beneficial.

2.6 Factores de carga y resistencia (LRFD)

El concepto LRFD aplicado a fundaciones es que la capacidad de carga R minorada debe ser mayor a la carga actuante Q mayorada, o sea

$$LF \cdot Q \leq RF \cdot R \quad [7]$$

donde $RF < 1$ es un factor que minorla la resistencia R (no los parámetros c y ϕ) y $LF > 1$ es un factor de mayoración de la carga, ambos calculados mediante un análisis estadístico que apunta a tener una probabilidad uniforme de falla y que por lo tanto tiene en cuenta las incertidumbres de los parámetros de entrada y de los modelos de cálculo empleados. Para pilotes que resisten por punta (R_p) y fricción (R_f) y que tienen con múltiples cargas actuantes, la expresión se generaliza a

$$RF_p \cdot R_p + RF_f \cdot R_f \geq \sum_{i=\text{cargas}} LF_i \cdot Q_i \quad [8]$$

Para el propósito del desarrollo de un reglamento para fundaciones compatible con CIRSOC 201, los factores de carga LF_i deben ser los mismos que los indicados en esos reglamentos. El problema es, entonces, adoptar factores de resistencia RF para cada tipo de terreno, para cada método de cálculo de ULS y SLS y para cada técnica de medición -y estimación- de los parámetros de entrada.

2.7 Método de cálculo de factores de carga y resistencia

Para el cálculo de los factores LF y RF , Salgado (en Santa Fe 2016 y en [23]) recomendó el empleo del siguiente procedimiento: i) Se define la función de falla g ; ii) se elige un valor objetivo para β (o alternativamente para p_f); iii) se aplica Monte Carlo, con lo que queda la nube de puntos que se muestra en la Figura 4; iv) se determinan μ_R y μ_Q ; v) se determina la elipse de equiprobabilidad tangente a g ; vi) se determinan los puntos que definen el estado límite (R_{LS} , Q_{LS}); y vii) se calculan los factores

$$RF = R_{LS}/\mu_R$$

$$LF = Q_{LS}/\mu_d \quad [9]$$

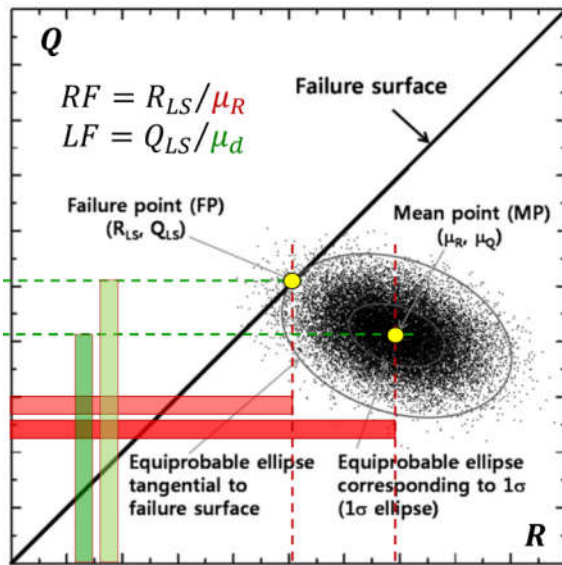


Figura 4. Método de determinación de LF y RF (adaptado de [23]).

Las incertidumbres residen principalmente en la caracterización del terreno, los métodos de cálculo y los procedimientos de construcción -incluyendo la calidad de construcción. La incertidumbre de las cargas es en general pequeña cuando se la compara con estas incertidumbres geotécnicas, por lo que los criterios empleados en ingeniería estructural no son en general suficientes [15].

3 Fuentes de incertidumbre

3.1 Parámetros de entrada

El terreno es un material hecho por la naturaleza. Tiene estratos, variabilidad espacial, un estado de tensiones desconocido, y agua. La incertidumbre de sus parámetros tiene múltiples fuentes (Figura 5), entre las cuales hay algunas que dependen de la calidad de la campaña de investigación geotécnica y otras que dependen del tamaño del problema [22].

La primera fuente de incertidumbre es la variabilidad aleatoria y espacial, que se caracteriza con el coeficiente de varianza

$$COV = \sigma/\mu \quad [10]$$

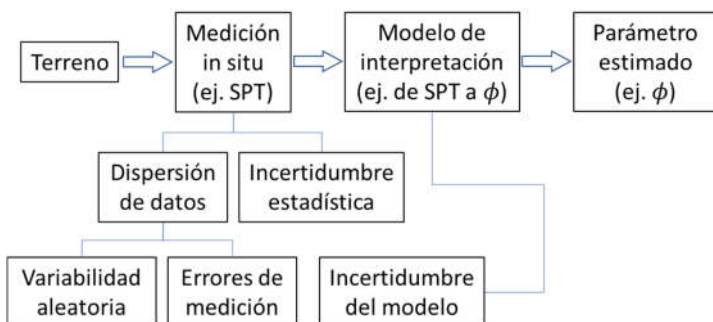


Figura 5. Fuentes de incertidumbre (adaptado de [22]).

y con la escala de fluctuación -distancia a la que se asume que un parámetro medido en un punto todavía es suficientemente representativo.

La segunda fuente de incertidumbre es el modelo de interpretación de los datos experimentales [20] y [21]. Este último problema se refiere a la exactitud de las correlaciones y puede resumirse en la Figura 6 (izq.), en la que puede verse una línea que correlaciona N con ϕ [18]. En realidad, esta correlación es débil, por lo que a la figura -no a sus autores- le cabe la advertencia que se muestra en la Figura 6 (der.) [13].

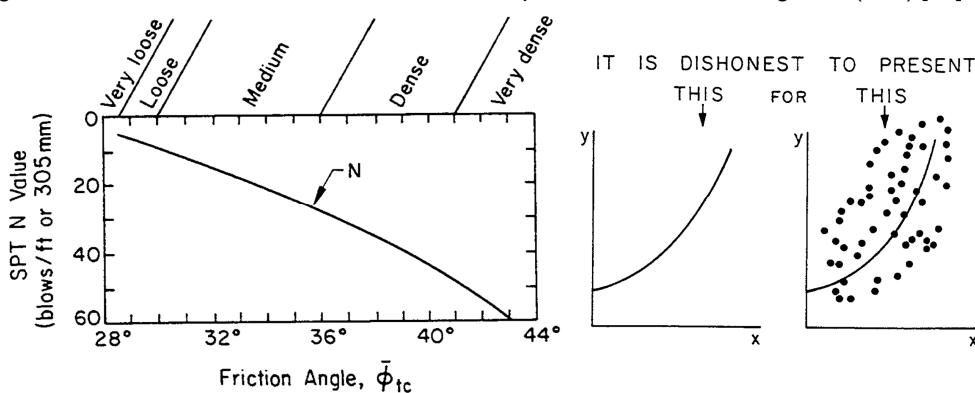


Figura 6. Relación entre N y ϕ (izq) [18]. Sobre los modelos de interpretación [13] (der.).

En la Tabla 3 se presentan algunos valores de COV puntual, COV_5 promediados en 5 m y escalas de fluctuación, adaptados de [22][1]. Los valores informados para la escala de fluctuación son tentativos y basados en muchas menos mediciones que las del COV . La Tabla 4 [11] resume recomendaciones para la adopción de COV para los parámetros típicos del diseño de fundaciones.

Los datos de la Tabla 3 deben ser examinados con cuidado para que se comprenda la magnitud del problema. Que la resistencia al corte no drenado s_u estimada a partir del ensayo SPT tenga un $COV = 40\%$ implica que un dado valor, por ejemplo $s_u = 100 kPa$, sea en realidad un rango $s_u = \mu \pm \sigma = 100 \pm 40 kPa$ y que el valor que tiene un 95% de probabilidad de ser excedido sea $s_u \cong 25 kPa$. En cambio, si s_u se mide también en un ensayo triaxial no drenado ($COV = 10\%$) entonces el rango es $s_u = 100 \pm 10 kPa$ y que el valor que tiene un 95% de probabilidad de ser excedido es $s_u \cong 80 kPa$. Probablemente por esta causa es que en el apartado C.10.4.6.2, AASHTO [1] dice específicamente que "las correlaciones entre SPT y s_u deberían ser evitadas". Poniendo el problema en otras palabras, si se quiere tener dos fundaciones con la misma probabilidad de falla, la fundación calculada empleando únicamente datos provenientes de SPT tiene que ser tres veces mayor que la fundación calculada con un programa completo de ensayos, una perspectiva que no está incorporada -todavía- al reglamento CIRSOC 401 [5].

De una manera poco documentada -y también poco repetible- los ingenieros geotécnicos reducimos estas incertidumbres agregando otras fuentes de información. Por ejemplo, para la estimación de la resistencia al corte no drenado usamos simultáneamente: i) la humedad natural; ii) los límites de Atterberg; iii) estimaciones sobre la presión de preconsolidación; iv) estimaciones sobre la edad del depósito y eventuales fuentes de cementación -p. ej. desecación- y v) el valor de SPT. Existen las herramientas estadísticas necesarias para calcular la contribución de estas fuentes múltiples de información en la reducción de los COV y, aunque su empleo es poco frecuente, es importante tenerlas en cuenta cuando -como en el caso de Argentina que tiene pocos ensayos de carga- la industria tiene pocos elementos de validación de los resultados de los cálculos.

Por otro lado, el COV se reduce cuando aumenta el tamaño de la fundación porque el "bulbo de tensiones" o la "superficie de falla" promedian los parámetros materiales del terreno [22].

Tabla 3. COV puntual, COV₅ promedio en escala de 5.0 m y escalas de fluctuación de algunos parámetros en ensayos de laboratorio (adaptado de [22][1]).

Ensayo (laboratorio)		Terreno	COV [%]	COV ₅ [%]	Escala [m]
Humedad natural	ω_n	C, M	8 30		5.7 (v) 170 (h)
Límites Atterberg	ω_L	C, M	6 30		5.2 (v)
Pesos unitarios	γ, γ_d	C, M	<10		1.6 (v)
Densidad relativa	D_r	S	10 40		
Resistencia al corte no drenado					
- Compresión simple	s_u	C	20 55	10 40	2.5 (v) 50 (h)
- Triaxial no drenado	s_u	C	10 35	7 25	
- TX consolidado no drenado	s_u	C	20 45	10 30	
Ángulo de fricción interna					
- Medición en triaxial drenado	ϕ'	C, M, S	5 10		
Ensayo (campo)		Terreno	COV [%]	COV ₅ [%]	Escala [m]
Resistencia al corte no drenado					
- Correlación con CPT	s_u (CPT)	C	30 40	30 35	
- Correlación con SPT	s_u (SPT)	C	40 60	40 55	
Ángulo de fricción interna					
- Correlación con CPT	ϕ' (CPT)	S	10 15	10	
- Correlación con SPT	ϕ' (SPT)	S	15 20	15	
Resistencia a penetración SPT	N	C, S	25 50		2.4 (v)
Resistencia de punta CPT	q_t	C	<20	<20	0.3 (v) 45 (h)
Densidad relativa con SPT	D_r	S	50 70		

Tabla 4. COV recomendados en función de la calidad de los datos experimentales [11].

Variabilidad	Parámetro	COV [%]
Medición directa de campo o laboratorio de buena calidad	s_u	10 30
	ϕ'	5 10
	K_0	30 50
Correlaciones indirectas con buenos ensayos de campo, excepto SPT	s_u	30 50
	ϕ'	10 15
	K_0	50 70
Correlaciones indirectas con SPT o fórmulas empíricas	s_u	50 70
	ϕ'	15 20
	K_0	70 90

3.2 Métodos de determinación de la capacidad de carga

Existen diferentes métodos para determinar la capacidad de carga de fundaciones. Para pilotes, por ejemplo, hay procedimientos basados en: i) fórmulas estáticas; ii) fórmulas de hinca; iii) fórmulas basadas en propagación de ondas; iv) ensayos de carga dinámicos; y v) ensayos de carga estáticos.

Restringiendo el interés por un momento a los pilotes excavados, el procedimiento más empleado en Argentina es el basado en fórmulas estáticas de capacidad de carga, cuyos parámetros se estiman o determinan con ensayos de campo y laboratorio. Existe una abundante cantidad de estas fórmulas, prácticamente todas ellas derivadas de la fórmula trinómica de Terzaghi [26]

$$q_{ult} = cN_c[\phi] + qN_q[\phi] + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma[\phi] \quad [11]$$

La Figura 7 [16] muestra el término $N_q[\phi]$ de algunas de esas fórmulas. Puede apreciarse que el cociente entre la fórmula más conservadora y la más optimista es de aproximadamente 10, una dispersión enorme.

A pesar de la dispersión, las fórmulas de capacidad de carga son los métodos más utilizados para la determinación de ULS de fundaciones superficiales. En Argentina es común el empleo de la fórmula de capacidad de carga de Brinch Hansen [2][3] que en su forma más general tiene la expresión

$$\begin{aligned} q_{fB} &= 1/2 \gamma B N_\gamma s_{\gamma B} d_{\gamma B} i_{\gamma B} b_{\gamma B} g_{\gamma B} + \sigma_v N_q s_{qB} d_{qB} i_{qB} b_{qB} g_{qB} + c N_c s_{cB} d_{cB} i_{cB} b_{cB} g_{cB} \\ q_{fL} &= 1/2 \gamma L N_\gamma s_{\gamma L} d_{\gamma L} i_{\gamma L} b_{\gamma L} g_{\gamma L} + \sigma_v N_q s_{qL} d_{qL} i_{qL} b_{qL} g_{qL} + c N_c s_{cL} d_{cL} i_{cL} b_{cL} g_{cL} \\ q_f &= \min[q_{fL}, q_{fB}] \end{aligned} \quad [12]$$

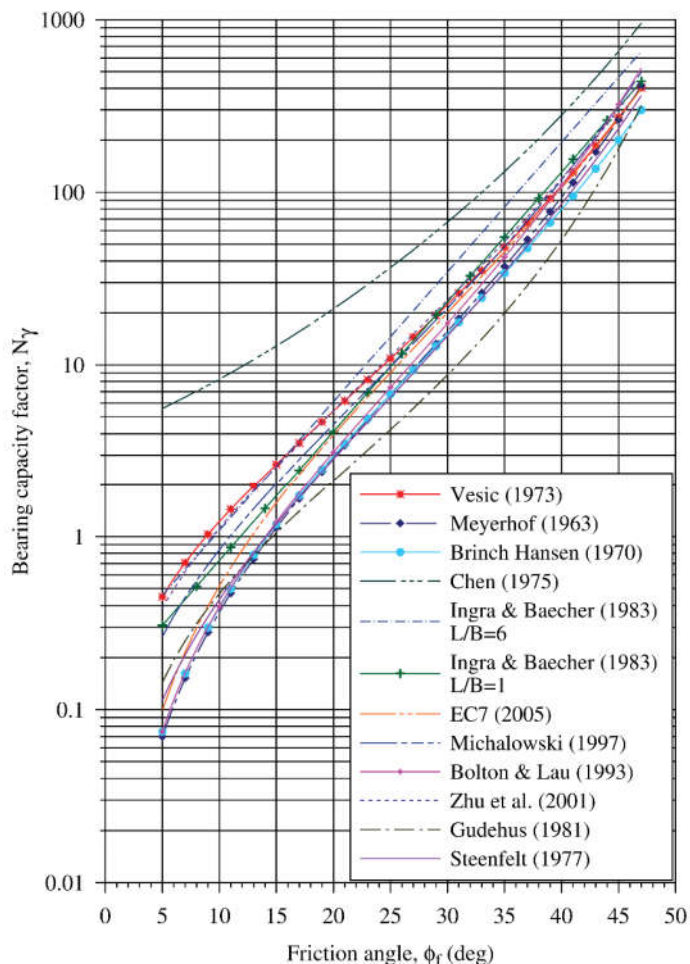


Figura 7. Término de capacidad de carga $N_q[\phi]$ [16].

donde los diferentes términos se definen en el Apéndice A. La ecuación 12 permite calcular la capacidad de carga de fundaciones rectangulares con carga vertical o inclinada en cualquier dirección, y con la base y la superficie del terreno también inclinados en cualquier dirección. La fórmula se emplea también para bases con momentos y fundaciones distintas de la rectangular mediante el concepto de “área equivalente” [2][3].

Para fundaciones profundas, sin embargo, la determinación de la capacidad de carga por medio de fórmulas teóricas es menos preferido, fundamentalmente porque tiene una precisión pobre -reflejada en la dispersión mostrada en la Figura 7 [16]. Como ejemplo, el reglamento AASHTO 2017 [1]: i) castiga el empleo de fórmulas de capacidad de carga mediante un coeficiente de minoración más pesimista; ii) indica que las fórmulas de capacidad de carga tienden a sobreestimar la capacidad de pilotes de gran diámetro; y iii) recomienda la ejecución de ensayos de carga -estáticos o dinámicos- para pilotes de más de 60 cm de diámetro.

A pesar de esta circunstancia, en Argentina la capacidad de carga por la punta de pilotes se calcula habitualmente con la fórmula de Brinch-Hansen [2][3], y son relativamente poco frecuentes los ensayos de carga, un gran obstáculo para el desarrollo de un reglamento moderno basado en LRFD.

3.3 Métodos de determinación de deformaciones en servicio

De la misma forma que existen muchas fórmulas de capacidad de carga, también hay muchos procedimientos para el cálculo de la relación carga – desplazamiento de fundaciones superficiales y profundas. Como ejemplos, está el método de Schmertmann [24] para zapatas superficiales implantadas en suelos preconsolidados

$$\delta = c_1 c_2 c_3 (q - \sigma_{zD}) \sum_{estratos} \int_{d_i} \frac{I_z}{E_s} dz \tag{13}$$

cuyas definiciones se presentan en el Apéndice B; y un método adaptado de [14] para pilotes verticales cargados axilmente

$$P = \left(\frac{1}{\frac{1}{K_p} + 0.9 \cdot \frac{\delta}{Q_u}} + 2 \cdot R \cdot \sum_{j=1}^{estratos} \frac{h_j}{\frac{1}{K_{fj}} + 0.9 \cdot \frac{\delta}{f_j}} \right) \delta \quad [14]$$

cuyas definiciones se presentan en el Apéndice C). En general, las incertidumbres respecto de los parámetros relevantes de rigidez del terreno son mayores que las que corresponden a los parámetros de resistencia, pero los modelos son más simples, resultando en incertidumbres globales de orden similar.

3.4 Procedimiento constructivo

La tecnología y procedimiento constructivo de los pilotes juega un rol muy importante en su comportamiento en servicio y en la fiabilidad de su resistencia. Los pilotes hincados, cuando se controla su energía, son elementos probados uno a uno, con una fiabilidad muy alta. Los métodos de determinación de su capacidad por medio de la ecuación de propagación de onda son razonablemente precisos, y por lo tanto sus resultados son realistas - no conservadores.

Por el otro lado, los pilotes excavados, diseñados con fórmulas estáticas y con parámetros medidos en ensayos SPT tienen diseños muy conservadores que enmascaran la amplísima variedad de respuesta que hay entre procedimientos constructivos -pilotes AGIP, CFA, perforados con camisas, aguas o lodos, etcétera.

En búsqueda de técnicas de diseño LRFD que provean una fiabilidad más uniforme para todas estas fundaciones, es importante incorporar los procedimientos constructivos en el cálculo de los factores de minoración de resistencia. En la Tabla 5 [15][16] se muestran factores de resistencia en función del método constructivo y de la redundancia de la fundación. Según este criterio, una fundación es redundante si tiene más de cinco pilotes en un cabezal, lo que admite la reducción de β de cualquiera de los pilotes del grupo de $\beta = 3.00$ a $\beta = 2.33$. La última columna de la tabla muestra que este criterio implica economías de hasta el 30% en el costo del pilotaje.

Tabla 5. Factores de resistencia recomendados para pilotes excavados (adaptado de [15][16]).

Resistencia	Terreno	Método de diseño	Método constructivo	Factores de resistencia		
				Redundante	No redundante	Economía
Resistencia total	Arena	Reese & Wright (1977)	Todos	0.50	0.40	20%
		Reese & O'Neill (1988)				
	Arcilla	Reese & O'Neill (1988)	Todos	0.40	0.30	25%
			Seco y lodos	0.85	0.70	18%
			Encamisado	0.65	0.50	23%
			Seco y lodos	0.75	0.60	20%
	Arcilla y arena	Reese & Wright (1977)	Encamisado	0.50	0.35	30%
			Todos	0.60	0.60	0%
Roca	Carter & Kulhawy (1988)	Todos	0.75	0.75	0%	
	O'Neill & Reese (1999)					
Resistencia de fuste	Todos	Reese & O'Neill (1988)	Todos	0.45	0.35	22%
		Reese & Wright (1977)				
	Roca	Carter & Kulhawy (1988)	Todos	0.50	0.35	30%
		O'Neill & Reese (1999)		0.65	0.50	23%

4 Comparación entre enfoques

4.1 Eurocode 7

Eurocode 7 [7] es un reglamento muy completo que incluye recomendaciones generales y recomendaciones específicas para cuando los proyectos tienen ensayos de campo y para cuando tienen ensayos de laboratorio. Contempla aspectos de diseño, pero también de la ejecución de los ensayos de campo y laboratorio y de la supervisión de la ejecución de estructuras de fundación. Permite la determinación de los ULS mediante modelos analíticos y numéricos, modelos empíricos, ensayos de carga y hasta la observación del comportamiento de las estructuras.

Restringiendo el repaso de Eurocode 7 a los métodos analíticos, la capacidad de carga minorada de una fundación se calcula mediante factores de minoración aplicados a los parámetros resistentes. Para la fórmula de capacidad de carga de Terzaghi [26] queda

$$c^* = c/\gamma_c \quad \tan[\phi^*] = \tan[\phi]/\gamma_\phi$$

$$q_{ult}^* = c^* N_c[\phi^*] + q N_q[\phi^*] + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma[\phi^*] \quad [15]$$

donde $\gamma_c = \gamma_\phi = 1.25$ (para el método DA3 de Eurocode 7 [7]). El procedimiento es esencialmente el mismo que el presentado en la Ecuación 6, con la salvedad de que el procedimiento de determinación de los factores de minoración ha tenido un enfoque más moderno y riguroso.

Las críticas a este método son: i) el procedimiento tiene en cuenta la incertidumbre de los parámetros de entrada, pero no la asociada a los métodos de cálculo (por ejemplo Figura 7 o Tabla 5); ii) la forma de la superficie de potencial deslizamiento depende de ϕ por lo que el cálculo con ϕ^* produce mecanismos de falla no realistas, por ejemplo fallas casi circulares para fundaciones en arenas; iii) los factores de minoración son iguales para la cohesión y para la tangente de ϕ aunque estos dos parámetros tienen incertidumbres diferentes; iv) los factores de minoración no tienen adecuadamente en cuenta el método de medición de los parámetros resistentes; v) como la fórmula de capacidad de carga es fuertemente no lineal, aplicar un factor de minoración $\gamma_\phi = 1.25$ a $\tan[\phi]$ implica una reducción de q_{ult} ampliamente variable en función del valor absoluto de ϕ y de los muchos otros parámetros de entrada de la fórmula.

4.2 LRFD en versión AASHTO

AASHTO implementó el método LRFD para fundaciones superficiales y profundas de puentes a través de varias versiones de su reglamento, la última de las cuales es de 2017 [1]. Propone seis métodos para la determinación de la resistencia de fundaciones directas con factores de minoración entre 0.45 y 0.55 (el más pesimista es el especificado para la fórmula de Meyerhof [12], asimilable a la de Brinch-Hansen); seis para pilotes hincados basados en ensayos, con factores de minoración entre 0.40 y 0.80; seis para pilotes hincados basados en fórmulas, con factores de minoración entre 0.25 y 0.50; y nueve para pilotes perforados -sin incluir las fórmulas de Meyerhof o Brinch-Hansen- con factores de minoración entre 0.40 y 0.60. Indica expresamente que el empleo de otros métodos sólo es aceptable si se calculan -no si se estiman- los factores de minoración de resistencia asociados.

El reglamento es muy prescriptivo, hasta el punto de indicar las correlaciones entre $(N_1)_{60}$ y ϕ , valores del coeficiente de Poisson para diferentes tipos de roca, y otros. Respecto al método de muestreo o de ensayos de campo o laboratorio, el reglamento refiere a las normas AASHTO o ASTM correspondientes. También establece métodos para la estimación de asentamientos en fundaciones superficiales y profundas, riesgo de erosión, acción sísmica, etcétera. Los parámetros de mayoración de cargas están calibrados para puentes, y los factores de minoración de resistencia están calibrados en función de aquellos. Aunque se ha hecho un gran esfuerzo para aplicar el enfoque probabilístico, se declara en el propio documento que algunos parámetros fueron corregidos para que el "factor de seguridad" sea igual con el nuevo reglamento y con su versión anterior -una práctica común pero algo reprochable en el marco de un cambio de paradigma.

Vialidad Nacional y las Vialidades Provinciales ya acordaron que este reglamento forme la base del nuevo CIRSOC serie 800 para puentes, aunque no se ha incluido, todavía, el diseño de fundaciones en el borrador de este nuevo reglamento.

4.3 Métodos numéricos

El empleo de métodos numéricos para el cálculo en falla de estructuras geotécnicas ha sido brevemente tratado en [25], de donde se adaptó la Figura 8. En esa figura se define el factor de seguridad analítico F_a y el factor de seguridad numérico F_n , el que es enteramente similar al definido en la Ecuación 6. Por esta razón, los métodos numéricos son mucho más fáciles de adaptar a Eurocode 7 [7] que a reglamentos LRFD como AASHTO [1].

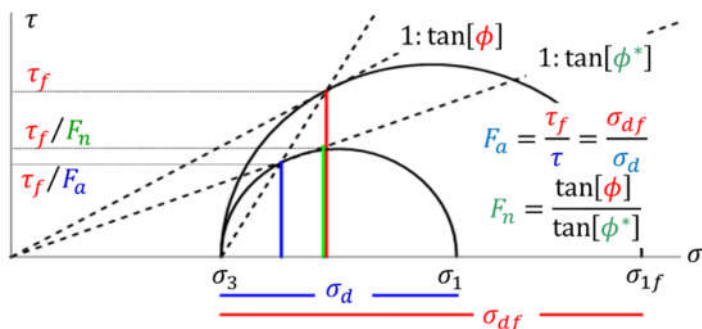


Figura 8. Factor de seguridad analítico F_a y factor de seguridad numérico F_n (adaptado de [25]).

En [25] se mostró que un factor de seguridad numérico $F_n \cong 1.50$ es razonablemente equivalente a los factores de seguridad que se emplean habitualmente en los cálculos determinísticos de capacidad. Debe tenerse en cuenta que, cuando la resistencia al corte no drenado s_u se calcula con modelos numéricos a partir de los parámetros resistentes efectivos $\{c', \phi'\}$, F_n se aplica a éstos y no a s_u . El valor real de la resistencia al corte reducida es función del modelo numérico empleado y de todos sus parámetros, no sólo de sus parámetros resistentes.

4.4 Enfoque que conviene a Argentina

Podría decirse que la elección del método LRFD ya fue hecha, puesto que CIRSOC 201 [4] es un código LRFD, y porque Vialidad ya aceptó el empleo de AASHTO [1] como base para el reglamento CIRSOC serie 800 para puentes. Sin embargo, esto no significa que AASHTO [1] sea un buen reglamento base para el futuro

CIRSOC 402 por las razones ya mencionadas que se resumen aquí: i) los factores de carga y resistencia están calibrados para puentes, no para edificios; ii) los factores de resistencia fueron modificados para que resultaran compatibles con los viejos factores de seguridad (para puentes en Estados Unidos); iii) el reglamento es demasiado prescriptivo en todos sus aspectos, lo que obligaría por ejemplo a abandonar el uso de la fórmula de Brinch-Hansen [2][3] a favor de otras fórmulas de uso común en Estados Unidos y métodos empíricos sobre los cuales no tenemos experiencia en Argentina. Por todo esto, conviene seguir el consejo de Salgado y “empezar desde cero”.

5 Elementos para el desarrollo de un reglamento para fundaciones en argentina

5.1 Paradigma propuesto

El paradigma de desarrollo es: el nuevo reglamento CIRSOC 402 de fundaciones para construcciones civiles e industriales se basa en el análisis probabilístico de fundaciones con la técnica LRFD y con una fiabilidad objetivo $\beta = 3.0$. El paradigma $\beta = 3.0$ conduce a un reglamento que puede ser válido por décadas. En cambio, un paradigma basado en procedimientos está condenado a volverse anticuado muy pronto [6] o, peor, cada nueva tecnología que no esté incluida explícitamente en el reglamento queda fuera del mercado.

Al respecto, las recomendaciones de Salgado (2016) en Santa Fe fueron: i) seleccione los factores de carga para edificios residenciales e industriales y para infraestructura de transporte (no son iguales); ii) reconozca la limitación del SPT; iii) seleccione métodos de interpretación y métodos de análisis bien fundamentados en la ciencia de la geomecánica; iv) prefiera simulaciones de Monte Carlo sobre análisis simplificados de fiabilidad; v) siga una aproximación modular: comience con lo que sea bien comprendido primero, y deje los suelos y problemas más complicados para el final; vi) tenga en cuenta que este trabajo no va a durar años sino décadas, así que se justifica ampliamente hacerlo bien.

5.2 Incertidumbre de parámetros geotécnicos: CIRSOC 401

El procedimiento de determinación de los parámetros geotécnicos está muy sucintamente explicado en CIRSOC 401 [5]. Se debe adecuar su capítulo 7, “Informe técnico” para indicar explícitamente que se debe informar el valor medio del parámetro que se indica y el valor característico de diseño, este último definido como aquel que tiene una probabilidad del 10% de ser sobrepasado en la dirección desfavorable. La idea es que un informe geotécnico ya no sólo informe un “valor recomendado” para ϕ sino que informe algo parecido a lo que se muestra en la Tabla 6, donde $p[\phi < \phi_{min}] \cong 0.10$. Conviene que esto sea incorporado de inmediato, aunque los geotécnicos “estimemos” estos valores, porque con toda seguridad seremos mejores haciendo tales estimaciones que los usuarios del informe.

Tabla 6. Ejemplo de tabla para informar parámetros geotécnicos.

Unidad	ϕ_{min} [°]	ϕ_{med} [°]
1	30.0	32.0
2	29.0	31.0
3	33.0	36.0
...

Si se agrega esta frase a CIRSOC 401 [5], el futuro reglamento CIRSOC 402 puede tomar como cierto que el dato de entrada para los cálculos es un valor característico bien definido, de manera similar a como se hace con la selección de la resistencia característica de diseño de estructuras de hormigón armado [4].

Obviamente, este sencillo truco no resuelve el enorme problema que tenemos en Argentina respecto de la dispersión de técnicas, definiciones e interpretación de resultados de ensayos de campo y laboratorio. Pero, al menos, permite aislar parcialmente esta fuente de incertidumbre y avanzar con el desarrollo de CIRSOC 402 por un carril independiente. CIRSOC 402 deberá establecer factores de minoración en función del método de determinación de parámetros, pero al menos estos factores de minoración serán razonablemente similares y coherentes entre sí, lo que no es un logro menor.

5.3 Métodos de diseño

El reglamento sólo debería incluir procedimientos de cálculo que usen parámetros materiales que tengan sentido físico. Por ejemplo, debería desestimular el uso de fórmulas que determinen la capacidad de un pilote directamente a partir del número de golpes del ensayo SPT, la resistencia de cono CPT o la presión límite del PMT, si estos métodos no vienen acompañados por el uso de otras fuentes de información, como por ejemplo ensayos de laboratorio. Del análisis de incertidumbre probablemente resultarán factores de resistencia bajos para aquellos métodos que sólo usen una fuente de datos -por ejemplo el SPT- y más altos los basados en ensayos de carga. Estos conceptos se resumen en la Figura 9, donde los factores RF están deliberadamente puestos sin fundamento.

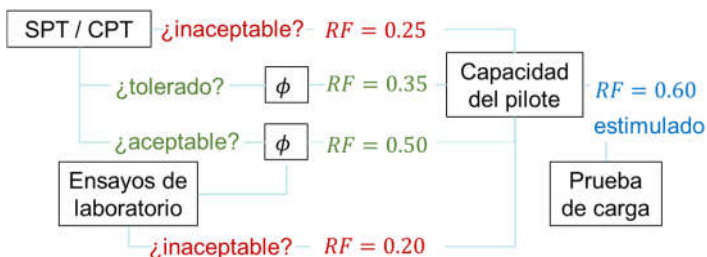


Figura 9. Procedimientos aceptables e inaceptables para determinar la capacidad de un pilote.

5.4 Fundaciones superficiales

Aunque hay que explorar el consenso, es probable que el estado límite último de fundaciones superficiales pueda seguir siendo determinado con la fórmula de Brinch Hansen [2][3] presentada en el Apéndice A. Si este es el caso, hay que determinar sus factores de minoración para los distintos factores de mayoración de cargas, procedimientos de determinación de parámetros, tipos de suelo y de estructura.

Para el estado límite de servicio es necesario establecer un consenso respecto de cuál va a ser el procedimiento recomendado. Uno posible es el de Schmertmann [24], delineado en el apéndice B, otros son los métodos numéricos. Quizás convenga seleccionar dos o tres métodos, pero no más, y producir los factores de minoración en función de los factores de mayoración de CIRSOC 201. Hay un esfuerzo considerable volcado en [8][9][17] que puede servir como guía de procedimiento para la elaboración del capítulo de fundaciones. Además, para este caso el reglamento AASHTO [1] puede ser también útil.

5.5 Fundaciones profundas

La determinación del estado límite último de fundaciones profundas es mucho más complejo que el de las fundaciones superficiales, porque las fórmulas tienen más dispersión y porque los procedimientos constructivos tienen un impacto significativo en la capacidad de los pilotes. La Figura 10, tomada de [8], muestra los coeficientes de variación de cada uno de los términos de la fórmula de capacidad de carga de Meyerhof [12] para arenas.

$$q_{ult} = \gamma D N_q s_q d_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma s_\gamma$$

Figura 10. COV de cada uno de los términos de la fórmula de capacidad de carga de Meyerhof para arenas [8].

Aquí va a ser necesario establecer un consenso en la comunidad de ingenieros geotécnicos. ¿Vamos a seguir usando Brinch Hansen? Cualquiera que fuera el consenso, será necesario también, en este caso, producir los factores de minoración en función de los factores de mayoración de CIRSOC 201. Hay también un esfuerzo considerable volcado en [8][15][16] que puede servir como base. El procedimiento completo de desarrollo debería seguir los lineamientos de [6] para asegurar resultados consistentes que puedan ser actualizados en el futuro con un esfuerzo moderado. El reglamento AASHTO [1] puede ser una fuente de desorientación -y de pereza- en este caso.

6 Conclusiones

Este artículo presenta algunos elementos para un primer borrador del futuro reglamento argentino de fundaciones CIRSOC 402. Se recordaron los conceptos de probabilidad de falla, de fiabilidad, de los factores de seguridad totales y parciales. Se introdujo el concepto de diseño LRFD y los factores de mayoración de carga y minoración de resistencia, se analizaron las fuentes principales de incertidumbre -parámetros de entrada, métodos de cálculo y procedimientos constructivos- y se compararon los enfoques de los dos reglamentos vigentes, Eurocode 7 y AASHTO.

Se planteó que a la Argentina le conviene adoptar el método LRFD para el reglamento CIRSOC 402 pero que eso no significa que este reglamento deba ser una traducción de AASHTO [1], sino que debe ser construido desde cero. El paradigma propuesto es innovador: especificar la fiabilidad objetivo $\beta = 3.0$ y construir modularmente el reglamento con esa premisa como único punto no modificable. La idea es que la primera versión de CIRSOC 402, y todas las siguientes, respondan a la pregunta ¿Cuál es la probabilidad de que una estructura de fundación tenga el nivel de desempeño para el que fue diseñada? Con la respuesta $p = 99.9\%$. Recordemos la frase de Salgado: "Argentina tiene una oportunidad para desarrollar el mejor código del mundo, porque está empezando desde cero".

Se propuso confinar buena parte de la incertidumbre de los parámetros geotécnicos al reglamento CIRSOC 401, lo que permitiría avanzar con CIRSOC 402 de una manera más independiente, mientras que se mejoran las prácticas de ejecución y documentación de los estudios geotécnicos.

Se propuso también que se favorezcan los métodos de diseño que usen parámetros materiales que tengan sentido físico, que se penalice el empleo de fórmulas puramente empíricas, y que se promueva la ejecución de ensayos de carga de pilotes. Todas estas orientaciones pueden ser logradas con un conjunto razonable, pero a la vez audaz, de factores de minoración de resistencias que contemplen la reducción de incertidumbre que las múltiples fuentes de información proporcionan.

Para fundaciones superficiales se consideró continuar con la fórmula de Brinch Hansen [2][3] y determinar los factores de minoración en función de los factores de CIRSOC 201. Para las fundaciones profundas se reconoció que el problema es más complejo, por lo que el primer punto de consenso pasa por elegir cuales procedimientos serán aceptados en el nuevo reglamento -no más de dos o tres para empezar. La tarea es enorme para nuestras fuerzas como sociedad geotécnica, pero tenemos muchos jóvenes, y la oportunidad -no frecuente en nuestro medio- de hacer las cosas una vez, despacio y bien.

7 Agradecimientos

Además de las referencias citadas en el texto, este artículo resume discusiones llevadas a cabo con el equipo de trabajo que desarrolla los pliegos del proyecto RER, con el equipo del instituto de construcciones y estructuras de la Academia Nacional de Ingeniería -y en especial con Ricardo Rocca, Francisco Bissio y Raúl Bertero-, con Rodrigo Salgado, con algunos miembros del comité redactor del reglamento CIRSOC 402 y con mis colegas en SRK Consulting, entre ellos muy especialmente con Alejandro Verri y Pablo Barbieri. Sirvan estas líneas como reconocimiento a sus aportes y como prueba del interés que el tema despierta en la comunidad de ingenieros de Argentina.

8 Referencias

- [1] AASHTO (2017). AASHTO bridge design specifications. 8^{va} Edición. ISBN 978-1-56051-654-5.
- [2] Brinch-Hansen, J. (1961). A General formula for bearing capacity. Geoteknisk Institut, Bulletin 11, 38–46.
- [3] Brinch-Hansen, J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. Geoteknisk Institut, Bulletin 28, 5–11.
- [4] CIRSOC 201 (2005). Reglamento Argentino de estructuras de hormigón. CIRSOC, 629 p.
- [5] CIRSOC 401 (2015). Reglamento Argentino de estudios geotécnicos. CIRSOC, 58 p.
- [6] Ditlevsen, O. Madsen, H. O. (2007). Structural reliability methods. Technical University of Denmark, 373 p.
- [7] EN 1997-1 (2004). Eurocode 7: Geotechnical design. Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.
- [8] Foye, K. C., Abou-Kaoude, G. G., Salgado, R. (2004). Limit state design for shallow and deep foundations. Joint Transportation Research Program. 139. <http://docs.lib.purdue.edu/jtrp/139>.
- [9] Foye, K. C., Salgado, R. (2006). Resistance factors for use in shallow foundation LRFD. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132 (9), 1208–1218.
- [10] Gibson, W. (2011). Probabilistic methods for slope analysis and design. Australian Geomechanics, 46 (3) 1-12.
- [11] Kulhawy, F. H., Phoon, K. K., Wang, Y. (2012). Reliability-based design of foundations -a modern view. Geotecnics 212 GSP 225, ASCE, 102-121.
- [12] Meyerhof, G. G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. 3rd ICSMFE, 1, 440–445.
- [13] Moroney, M. J. (1956). Facts from figures. 3^a Edición. Penguin Books, citado por Kulhawy, F. H y Mayne, P. W. (1990) en: Manual on estimating soil properties for foundation design. EPRI EL-6800.
- [14] Mosher, R. L., Dawkins, W. P. (2000). Theoretical manual for pile foundations. USACE ERDC/ITL TR-00-5, 166 p.
- [15] Pailowsky, S. G. (2002). Load and Resistance Factor Design for deep foundations. IWS Kamakura Foundation Design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance, pp 59-94.
- [16] Pailowsky, S. G. et al (2004). Load and Resistance Factor Design for deep foundations. NCHRP Report 507, 87 p.
- [17] Pailowsky, S. G., Canniff, M., Lesny, K., Kisse, A., Amatya, S., Muganga, R. (2010). LRFD design and construction of shallow foundations for highway bridge structures. NCHRP Report 651, 149 p.
- [18] Peck, R. B. Hanson, W. E., Thornburn, T. H. (1974). Foundation engineering. 2^{da} Edición, Wiley, 514 p.
- [19] Phoon, K. K., Kulhawy, F. H., Grigoriu, M. D. (1995). Reliability-based design of foundations for transmission line structures. EPRI TR 105000, 384 p.
- [20] Phoon, K. K., Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of geotechnical variability. Canadian Geotechnical Journal 36(4): 612-624.
- [21] Phoon, K. K., Kulhawy, F. H. (1999). Evaluation of geotechnical variability. Canadian Geotechnical Journal 36(4): 625-639.

- [22] Phoon, K. K., Ching, J. (2013). Beyond coefficient of variation for statistical characterization of geotechnical parameters. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Taylor & Francis, ISBN 978-0-415-62136-6.
- [23] Salgado, R. Kim, D. (2013). Reliability analysis of load and resistance factor design of slopes. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140 (1), 57–73.
- [24] Schmertmann, J. H., Brown, P. R., Hartman, J. P. (1978). Improved Strain Influence Factor Diagrams. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104, 8, 1113–1135.
- [25] Sfriso, A. (2008). El coeficiente de seguridad en la geomecánica computacional. XIX CAMSIG, La Plata, Argentina.
- [26] Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, 448 p.

Apéndice A: Fórmula extendida de Brinch Hansen (1970)

La carga última q_f de fundaciones superficiales es

$$q_{fB} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_{\gamma B} d_{\gamma B} i_{\gamma B} b_{\gamma B} g_{\gamma B} + \sigma_v N_q s_{qB} d_{qB} i_{qB} b_{qB} g_{qB} + c N_c s_{cB} d_{cB} i_{cB} b_{cB} g_{cB}$$

$$q_{fL} = \frac{1}{2} \gamma L N_\gamma s_{\gamma L} d_{\gamma L} i_{\gamma L} b_{\gamma L} g_{\gamma L} + \sigma_v N_q s_{qL} d_{qL} i_{qL} b_{qL} g_{qL} + c N_c s_{cL} d_{cL} i_{cL} b_{cL} g_{cL}$$

$$q_f = \min[q_{fL}, q_{fB}]$$

donde γ es el peso efectivo del terreno, B es el ancho equivalente de la fundación, N_c , N_γ y N_q son funciones de ϕ_{ps} , s_* son factores de forma, d_* son factores de profundidad, i_* son factores de inclinación, b_* son factores de inclinación de la base, g_* son factores de inclinación del terreno y σ_v es la presión efectiva vertical en el plano de fundación, con expresiones

$$\begin{array}{lll} N_c = \cot[\phi] (N_q - 1) & N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan[\phi] & N_q = \tan[45^\circ + \phi/2]^2 e^{\pi \tan[\phi]} \\ i_{cB} = i_{qB} - \frac{1 - i_{qB}}{N_q - 1} & i_{\gamma B} = \left(1 - \frac{(0.7 - \omega_B/450^\circ)H_B}{V + B L c \cot[\phi]}\right)^5 & i_{qB} = \left(1 - \frac{0.5H_B}{V + B L c \cot[\phi]}\right)^5 \\ s_{cB} = 1 + (N_q/N_c)(B/L) i_{cB} & s_{\gamma B} = 1 - 0.4(B/L)(i_{\gamma B}/i_{\gamma L}) & s_{qB} = 1 + (B/L) i_{qB} \sin[\phi] \\ d_{cB} = 1 + 0.4 \tan^{-1}[D/B] & d_{\gamma B} = 1.0 & d_{qB} = 1 + 2 \tan[\phi] (1 - \sin[\phi])^2 \tan^{-1}[D/B] \\ b_{cB} = 1 - \omega_B/147^\circ & b_{\gamma B} = e^{-2 \omega_B \tan[\phi]} & b_{qB} = e^{-2 \omega_B \tan[\phi]} \\ g_{cB} = 1 - \beta_B/147^\circ & g_{\gamma B} = (1 - \tan[\beta_B]/2)^5 & g_{qB} = (1 - \tan[\beta_B]/2)^5 \\ i_{cL} = i_{qL} - \frac{1 - i_{qL}}{N_q - 1} & i_{\gamma L} = \left(1 - \frac{(0.7 - \omega_L/450^\circ)H_L}{V + B L c \cot[\phi]}\right)^5 & i_{qL} = \left(1 - \frac{0.5H_L}{V + B L c \cot[\phi]}\right)^5 \\ s_{cL} = 1 + (N_q/N_c)(L/B) i_{cL} & s_{\gamma L} = 1 - 0.4(L/B)(i_{\gamma L}/i_{\gamma B}) & s_{qL} = 1 + (L/B) i_{qL} \sin[\phi] \\ d_{cL} = 1 + 0.4 \tan^{-1}[D/L] & d_{\gamma L} = 1.0 & d_{qL} = 1 + 2 \tan[\phi] (1 - \sin[\phi])^2 \tan^{-1}[D/L] \\ b_{cL} = 1 - \omega_L/147^\circ & b_{\gamma L} = e^{-2 \omega_L \tan[\phi]} & b_{qL} = e^{-2 \omega_L \tan[\phi]} \\ g_{cL} = 1 - \beta_L/147^\circ & g_{\gamma L} = (1 - \tan[\beta_L]/2)^5 & g_{qL} = (1 - \tan[\beta_L]/2)^5 \end{array}$$

donde $L \geq B$ es la longitud equivalente de la fundación, D es la profundidad de fundación mínima en el perímetro de la base, H es la carga paralela al plano de fundación, V es la carga normal, c es la cohesión, ω es la inclinación de la base respecto de la horizontal y β es la inclinación del terreno respecto a la horizontal. Las dimensiones equivalentes B y L se definen para que la carga sea centrada en la "zapata equivalente". Para arcillas saturadas en condición no drenada, la capacidad de carga se calcula con la expresión

$$q_{fu,B} = (2 + \pi) s_u (1 + s_{cB}^0 + d_{cB}^0 - i_{cB}^0 - b_{cB}^0 - g_{cB}^0) + \sigma_v$$

$$q_{fu,L} = (2 + \pi) s_u (1 + s_{cL}^0 + d_{cL}^0 - i_{cL}^0 - b_{cL}^0 - g_{cL}^0) + \sigma_v$$

$$q_{fu} = \min[q_{fu,B}, q_{fu,L}]$$

donde s_u es la resistencia al corte no drenada, s_c^0 es el factor de forma, d_c^0 es el factor de profundidad, i_c^0 es el factor de inclinación, b_c^0 es el factor de inclinación de la base, g_c^0 es el factor de inclinación del terreno.

$$\begin{aligned}
 s_{cB}^0 &= 0.2 B/L & d_{cB}^0 &= 0.4 \tan^{-1}[D/B] & i_{cB}^0 &= \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - H_B/(B L s_u)}\right) \\
 b_{cB}^0 &= \omega_B/147^\circ & g_{cB}^0 &= \beta_B/147^\circ & & \\
 s_{cL}^0 &= 0.2 L/B & d_{cL}^0 &= 0.4 \tan^{-1}[D/L] & i_{cL}^0 &= \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - H_L/(B L s_u)}\right) \\
 b_{cL}^0 &= \omega_L/147^\circ & g_{cL}^0 &= \beta_L/147^\circ & &
 \end{aligned}$$

Apéndice B: asentamiento de zapatas, Método de Schmertmann (1978)

El asentamiento de una zapata sometida a una carga vertical se calcula con la expresión

$$\delta = c_1 c_2 c_3 (q - \sigma_{zD}) \sum_{\text{estratos}} \int_{d_i} \frac{I_z}{E_s} dz$$

donde q es la carga aplicada en el plano de fundación, σ_{zD} es la presión efectiva vertical del terreno en ese mismo plano, d_i es el espesor de cada estrato, E_s es el módulo de Young de cada estrato, e I_z se calcula con:

$$z < B/2 \rightarrow I_z = 0.2(1 + 4z/B)$$

$$B/2 < z < z_{max} \rightarrow I_z = 0.6(1 - (z - B/2)/(z_{max} - B/2))$$

$$z_{max} = 2B(1 + \log[L/B])$$

Los coeficientes c_1 , c_2 y c_3 se calculan con

$$c_1 = 1 - (0.5\sigma_{zD})/(q - \sigma_{zD}) \quad \text{corrección por profundidad}$$

$$c_2 = 1 + 0.2 \log[t/36\text{días}] \quad \text{corrección por tiempo de aplicación de las cargas}$$

$$c_3 = 1.03 - 0.03(L/B) \geq 0.73 \quad \text{corrección por forma de la base (L es longitud)}$$

Para $E = cte$ en un estrato de espesor $h = z_2 - z_1$, la integral queda:

$$z \leq \frac{B}{2} \rightarrow \int_{z_1}^{z_2} \frac{I_z}{E} dz = \frac{1}{5E} \frac{h}{B} (B + 4z_1 + 2h)$$

$$z > \frac{B}{2} \rightarrow \int_{z_1}^{z_2} \frac{I_z}{E} dz = \frac{3}{5E} \frac{h}{2z_{max} - B} (2(z_{max} - z_1) - h)$$

Para E linealmente variable dentro del estrato de espesor entre E_1 y $E_2 = E_1 + \Delta E$, la integral queda:

$$E = E_1 + \frac{z - z_1}{h} \Delta E$$

$$z \leq \frac{B}{2} \rightarrow \int_{z_1}^{z_2} \frac{I_z}{E} dz = \frac{h}{5B\Delta E^2} \left(4\Delta E h + (B\Delta E + 4(\Delta E z_1 - E_1 h)) \ln \left[\frac{E_1 + \Delta E}{E_1} \right] \right)$$

$$z > \frac{B}{2} \rightarrow \int_{z_1}^{z_2} \frac{I_z}{E} dz = \frac{6}{5} \frac{h}{(2z_{max} - B)\Delta E^2} \left(-h \Delta E + (\Delta E(z_{max} - z_1) - E_1(z_{max} - h)) \ln \left[\frac{E_1 + \Delta E}{E_1} \right] \right)$$

Apéndice C: Curva carga-desplazamiento de pilotes cargados axilmente

El desplazamiento vertical del fuste de un pilote es la integral de las distorsiones inducidas en el terreno

$$\delta = \frac{\tau_0 \cdot R}{G_0} \cdot \ln \left[\frac{r_m}{R} \right]$$

donde G_0 es el módulo de corte elástico, τ_0 es la tensión de corte actuante en el fuste, R es el radio del pilote y

$$r_m = 2 \cdot H \cdot (1 - \nu)$$

es un radio para la que se asume distorsión nula, función del módulo de Poisson ν y de la longitud del pilote H . La rigidez inicial unitaria del fuste queda

$$K_f = \frac{G_0}{R \cdot \ln \left[\frac{r_m}{R} \right]}$$

La relación entre la reacción del fuste y desplazamiento vertical se aproxima mediante

$$P_f[\delta] = 2 \cdot R \cdot \sum_{j=1}^{\text{estratos}} \frac{h_j \cdot \delta}{\frac{1}{K_{fj}} + 0.9 \cdot \frac{\delta}{f_j}}$$

donde h_j es la altura de cada estrato y f_j es la resistencia friccional del estrato. La rigidez inicial de la punta se calcula a partir la solución de punzonado rígido elástico

$$K_p = 2 \cdot \pi \cdot \frac{G_0}{1 - \nu} \cdot R$$

La relación entre carga y desplazamiento se aproxima mediante

$$P_p[\delta] = \frac{\delta}{\frac{1}{K_p} + 0.9 \cdot \frac{\delta}{Q_u}}$$

donde Q_u es la capacidad de carga última por la punta. La curva carga-desplazamiento es la suma de las curvas de punta y fricción lateral

$$P[\delta] = P_p[\delta] + P_f[\delta]$$