

ESTUDIO SOBRE DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES MEDIANTE ASD y LRFD

Martinuzzi, Francisco
Ingeniero Civil
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica.
fgmartinuzzi@yahoo.com.ar

RESUMEN

A lo largo de las últimas décadas la Ingeniería Civil ha ido incorporando enfoques de diseño basados en múltiples factores parciales para tratar las incertidumbres asociadas a los procesos de diseño, en particular, el enfoque mediante factores de carga y resistencia ha sido el de mayor desarrollo en la ingeniería estructural, impactando en los enfoques de diseño tradicionalmente usados para el diseño de cimentaciones superficiales. En el presente artículo se estudian los procedimientos de diseño mediante Diseño por Tensiones Admisibles -Allowable Strength Design, ASD- y Diseño por Factores de Carga y Resistencia -Load and Resistance Factor Design, LRFD- aplicados a geotecnia. Se analiza el impacto de la utilización de Factores de Carga y Resistencia en el diseño de cimentaciones superficiales y se compara con la utilización de los enfoques basados en factores de seguridad globales utilizados tradicionalmente.

ABSTRACT

Over the last decades, Civil Engineering has been incorporating design approaches based on multiple partial factors to deal with the uncertainties associated with design processes, in particular, the approach using load and resistance factors has been the most developed in structural engineering, impacting the design approaches traditionally used for the design of shallow foundations. This article studies the design procedures using Allowable Strength Design -ASD- and Design by Load and Resistance Factor Design -LRFD- applied to geotechnics. The impact on the use of Load and Resistance Factors in the design of shallow foundations is analysed and compared with the use of approaches based on global safety factors traditionally used.

Organiza:

INTRODUCCIÓN

El cálculo de fundaciones superficiales fue uno de los primeros problemas que contribuyó a impulsar el desarrollo de la Ingeniería Geotécnica moderna.

Las primeras soluciones desarrolladas fueron empíricas y semi-empíricas. Las empíricas fueron desarrolladas principalmente a partir de la experiencia y a los ensayos de campo y las semi-empíricas fueron orientadas principalmente a combinar soluciones matemáticas desarrolladas por Prandtl (1920)¹ y variables obtenidas a partir de ensayos de laboratorio realizados sobre muestras tomadas en campo. Ambas fueron comparadas con ensayos realizados a escala real a través de los años y fueron aumentando sus casos de aplicación.

Distintos autores como Terzaghi (1948)², Meyerhoff (1951, 1963)^{3,4}, Brinch Hansen (1961, 1970)^{5,7} y Vesic (1973)⁸, entre otros, corrigieron la fórmula para distintas situaciones no consideradas en las primeras expresiones. Así surgieron factores de geometría o forma (s_c, s_q, s_γ) , factores inclinación de carga (i_c, i_q, i_γ) , factores de profundidad (d_c, d_q, d_γ) , factores de inclinación de la fundación (b_c, b_q, b_γ) , factores de inclinación del terreno (g_c, g_q, g_γ) y rectificación de variables geométricas para considerar la excentricidad de la carga aplicada, que sumados a los factores de capacidad de carga iniciales generaron expresiones de la forma:

$$q_h = c' N_c + D \gamma' N_q \therefore f(c', \varphi', D, \gamma') \quad (1)$$

$$q_h = c' N_c + D \gamma' N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \therefore f(c', \varphi', D, \gamma', B) \quad (2)$$

$$q_h = c' N_c s_c d_c i_c + D \gamma' N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \therefore f(c', \varphi', \gamma', B, L, D, \alpha) \quad (3)$$

$$q_h = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + D \gamma' N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \therefore f(c', \varphi', \gamma', B, L, D, \alpha, v, \beta) \quad (4)$$

Donde:

$$N_q = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) e^{\pi tg(\varphi')} \rightarrow f(\varphi') \quad (5)$$

$$N_c = cotg^2(\varphi')(N_q - 1) \rightarrow f(\varphi') \quad (6)$$

Organiza:

$$N_{\gamma} = (N_q - 1)tg(1,4\varphi') \rightarrow f(\varphi') \quad (7)$$

$$i_c = i_q = (1 - \frac{\alpha}{90^\circ})^2 \rightarrow f(\alpha) \quad (8)$$

$$i_{\gamma} = (1 - \frac{\alpha}{\varphi'})^2 \rightarrow f(\varphi', \alpha) \quad (9)$$

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} tg^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \rightarrow f(\varphi', B, L) \quad (10)$$

$$s_q = s_{\gamma} = 1 + 0,1 \frac{B}{L} tg^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \rightarrow f(\varphi', B, L) \quad (11)$$

$$d_c = 1 + 0,2 \frac{D}{B} tg(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \rightarrow f(\varphi', D, B) \quad (12)$$

$$d_q = d_{\gamma} = 1 + 0,1 \frac{D}{B} tg(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \rightarrow f(\varphi', D, B) \quad (13)$$

$$b_c = 1 - \frac{2v}{\pi+2} \rightarrow f(v) \quad (14)$$

$$b_q = e^{-2v.tg(\varphi')} \rightarrow f(v, \varphi') \quad (15)$$

$$b_{\gamma} = e^{-2,7.v.tg(\varphi')} \rightarrow f(v, \varphi') \quad (16)$$

$$g_c = 1 - \frac{2\beta}{\pi+2} \rightarrow f(\beta) \quad (17)$$

$$g_q = g_{\gamma} = (1 - 0,5.tg(\beta))^5 \rightarrow f(\beta) \quad (18)$$

Como se aprecia de las distintas expresiones, los modelos de diseño dependen de cuatro, cinco, siete o nueve variables obtenidas a partir de ensayos de laboratorio y/o campo y condiciones geométricas. Las variables obtenidas de ensayos de campo y/o laboratorio son tres $-c', \varphi', \gamma'$ -, que, relacionadas con una $-D$ - dos $-D, B$ -, cuatro $-D, B, L, \alpha$ - o seis $-D, B, L, \alpha, v, \beta$ - variables obtenidas de condiciones geométricas, nos permiten resolver la ecuación de capacidad de carga para la situación particular de que la carga sea centrada sobre la fundación superficial.

Para el caso de que la carga no sea centrada, los valores adoptados de B y L se rectifican en función de las solicitaciones estructurales que generan las excentricidades y se transforman en B^* y L^* . Esta rectificación de variables obliga al recalcu de una nueva capacidad de carga, de los tres factores de forma y los tres factores de profundidad, aceptando implícitamente que las excentricidades generan cambios en la geometría de la fundación superficial.

En Argentina es habitual sortear la rectificación de las variables B y L usando un factor de resistencia global de tres y asumiendo que si las excentricidades son generadas

Organiza:

por cargas que son no continuas en el tiempo -i.e. viento- la capacidad de carga puede incrementarse hasta un treinta por ciento. Esta metodología de diseño se generó a partir de la necesidad de brindar valores de capacidad de carga antes de que se diseñe la estructura. También es habitual adoptar como carga de pre-diseño $1 \frac{t}{m^2}$ por planta de edificio para proponer una cota de fundación de referencia.

Si al momento de estimar la capacidad de carga se cuenta con las solicitaciones que generan la excentricidad, el factor de seguridad suele reducirse a 2,5 o 2.

Con respecto a las variables de laboratorio, la capacidad de carga suele obtenerse para un estrato uniforme el cual es representado por una diada de valores para c', ϕ' y una variable $-\gamma'$ - que se determina en función de la influencia del grado de saturación y condiciones de flujo de fluidos.

MÉTODOS DE DISEÑO

1. Diseño por Factores Globales

El Diseño por Factores Globales fue de los primeros métodos de diseño para estructuras y sus fundaciones. Con anterioridad al Diseño por Factores Globales, los diseños se regían exclusivamente por la experiencia y el juicio del diseñador.

En aquellos años el diseño por experiencia funcionaba satisfactoriamente porque los avances en los métodos constructivos y en los materiales era relativamente lento. Luego de la revolución industrial el enfoque basado en la experiencia cambió rápidamente empujado por las nuevas metodologías y materiales que se aplicaron en la industria de la construcción. Para afrontar las demandas de la sociedad de esa época los ingenieros civiles desarrollaron métodos de diseño con la intención de hacer uso de los avances de la industria, así, el Diseño por Factores Globales fue introducido a principios del 1800, también se conoce como Diseño por Tensiones Permisibles, Diseño por Tensiones Admisibles o Diseño por Tensiones de Trabajo. La base del diseño es asegurar que, a través de la estructura, cuando ésta es solicitada por las cargas de trabajo, cargas de servicio o efectos de ellas, las tensiones inducidas sean menores que las tensiones admisibles o permisibles. Un solo factor de seguridad global es usado, el cual considera colectivamente todas las incertidumbres asociadas

Organiza:

con el proceso de diseño en un único valor sin hacer distinciones dónde es aplicado, es decir, si es aplicado a la resistencia del material, a las resistencias del elemento estructural o a los efectos de las cargas. El valor del factor de seguridad, en Geotecnia, se definió a lo largo de los años en función de la experiencia que se fue acumulando con estructuras similares o bajo condiciones similares. La inequación de diseño se expresa como:

$$\frac{R_{fg}}{FS} \geq \sum(D + L) \therefore R_{fg} \geq FS \sum(D + L) = \sum FS(D + L) \quad (19)$$

Donde:

R_{fg} : Resistencia Media por Factores Globales

FS : Factor de Seguridad

D : Peso propio o cargas permanentes

L : Sobrecargas

A continuación, se presentan factores de seguridad, FS reseñados por Terzaghi y Peck (1948,1967)^{2,6}, para el uso del Diseño por Factores Globales, en distintas actuaciones geotécnicas.

Tipo de Falla	Ítem	Factor de Seguridad, FS
Corte	Cortes, Terraplenes	1,3 - 1,5
	Estructuras de retención, excavaciones	1,5 – 2
	Fundaciones Superficiales	2 – 3
Sifonamiento	Levantamiento	1,5 - 2
	Gradiente saliente, tubificación	2 - 3
Pilotes	Ensayos de Carga	1,5 - 2
Cargas	Formulación dinámica	3

Tabla 1, Rangos de Factor de Seguridad Global adoptados usualmente en Diseño Geotécnico. Adaptada de Becker (1996)^{9,10}, después de Terzaghi y Peck (1948,1967)^{2,6}.

Organiza:

2. Diseño por Factores Parciales

El Diseño por Factores Parciales tiene la principal ventaja de permitir cuantificar las distintas incertidumbres intervinientes en el problema de manera independiente. El desarrollo de esta escuela generó la adopción de distintos enfoques en geotécnica, como aplicar factores parciales a las variables obtenidas en laboratorio, en campo o aplicando factores parciales sobre la predicción del modelo utilizado para estudiar el problema. A veces considerando factores para las cargas y otras no.

Esta situación generó un gran desarrollo del diseño por factores parciales lo que hizo que autores como, Meyerhof (1970, 1982, 1984, 1993, 1995)^{11,12,13,14,15}, Ovesen (1981, 1993)^{16,17}, Allen (1975, 1991)^{18,19}, Mac Gregor (1976)²⁰, Galambos y Ravindra (1973)²¹ lo estudien.

En el Diseño por Factores Parciales, con enfoque en cargas y resistencias, la inequación de diseño se representa de la siguiente manera, considerando las cargas como combinación lineal con sus correspondientes factores α_l y α_d :

$$\phi_{lrfd} R_{fp} \geq \sum (\alpha_d D + \alpha_l L) \therefore R_{mfp} \geq \frac{\sum (\alpha_d D + \alpha_l L)}{\phi} \therefore \sum \frac{(\alpha_d D + \alpha_l L)}{\phi} \quad (20)$$

Donde:

R_{fp} : Resistencia Media por Factores Parciales

ϕ_{lrfd} : Factor de Parcial de Resistencia LRFD

D : Peso propio o cargas permanentes

L : Sobrecargas

α_d : Factor de Mayoración de peso propio o cargas permanentes

α_l : Factor de Mayoración de sobrecargas

METOLOGIA DE COMPARACION

La metodología de comparación presentada a continuación fue descripta por Martinuzzi (2018)²² y se desarrolla para evaluar los factores de seguridad resultantes en Diseño de Factores Parciales, tomando como referencia los valores utilizados tradicionalmente en el Diseño por Factores Globales. En la tabla 1, se resumieron los

Organiza:

distintos valores aceptados en el Diseño por Factores Globales, especificando valores comprendidos entre dos y tres, para estados límites de hundimiento.

Anteriormente se describió que en el diseño por factores globales la inequación de diseño se define mediante una relación funcional entre la resistencia, las cargas, y un factor de resistencia. Asumiendo la existencia de dos tipos de carga L y D y una resistencia R_{fg} con un factor de resistencia FS , los cuales nos permiten expresar la inequación de diseño de la siguiente manera:

$$\frac{R_{fg}}{FS} \geq \Sigma(D + L) \therefore R_{mfg} \geq FS \Sigma(D + L) = \Sigma FS(D + L) \quad (19)$$

En cambio, en el diseño por factores parciales de resistencia la inequación de diseño se representa considerando las cargas como combinación lineal con sus correspondientes factores α_l y α_d :

$$\emptyset R_{fp} \geq \Sigma(\alpha_d D + \alpha_l L) \therefore R_{fp} \geq \frac{\Sigma(\alpha_d D + \alpha_l L)}{\emptyset} \therefore \Sigma \frac{(\alpha_d D + \alpha_l L)}{\emptyset} \quad (20)$$

Donde $\emptyset$, es un factor de resistencia parcial. Ahora, si hacemos el cociente entre ambas inequaciones de diseño como arriba expresadas, podemos buscar los valores de los distintos coeficientes que hacen igual a 1-uno- la relación y asumir que ambos diseños son geométricamente equivalentes. Con esta finalidad llamamos al cociente de las inequaciones de diseño como coeficiente de ajuste y lo denotamos con la letra griega β -beta-, de manera tal que queda definido como:

$$\frac{R_{fp}}{R_{fg}} = \beta \therefore \beta = \frac{\Sigma(\alpha_d D + \alpha_l L)}{\Sigma FS(D + L)} \therefore \frac{\Sigma(\alpha_d D + \alpha_l L)}{\emptyset FS \Sigma(D + L)} \quad (21)$$

Si de la ecuación anterior sacamos factor común D en ambos términos y lo simplificamos, la ecuación anterior se puede reescribir como:

Organiza:

$$\beta = \frac{\sum(\alpha_d + \frac{L}{D}\alpha_l)}{\phi_{FS} \sum(1 + \frac{L}{D})} = \frac{1}{\phi_{FS}} \sum \frac{(\alpha_d + \frac{L}{D}\alpha_l)}{(1 + \frac{L}{D})} \quad (22)$$

Si llamamos n al cociente $\frac{L}{D}$, podemos reescribir la ecuación como:

$$\beta = \frac{1}{\phi_{FS}} \sum \frac{(\alpha_d + n\alpha_l)}{(1+n)} \quad (23)$$

Ahora podemos llamar $\alpha_e = f(\alpha_d, \alpha_l, \frac{L}{D})$, función de ajuste, a la expresión $\frac{(\alpha_d + n\alpha_l)}{(1+n)}$ y reescribimos la ecuación de equilibrio como:

$$\beta = \frac{\alpha_e}{\phi_{FS}} \quad (24)$$

Analizando la función α_e con coeficientes de peso propio o cargas permanentes 1,2, coeficientes de sobrecargas 1,6 en un rango de variación de n desde cero a cinco, vemos que el factor de seguridad parcial ϕ tiene los siguientes rangos de variación para distintos factores de seguridad globales.

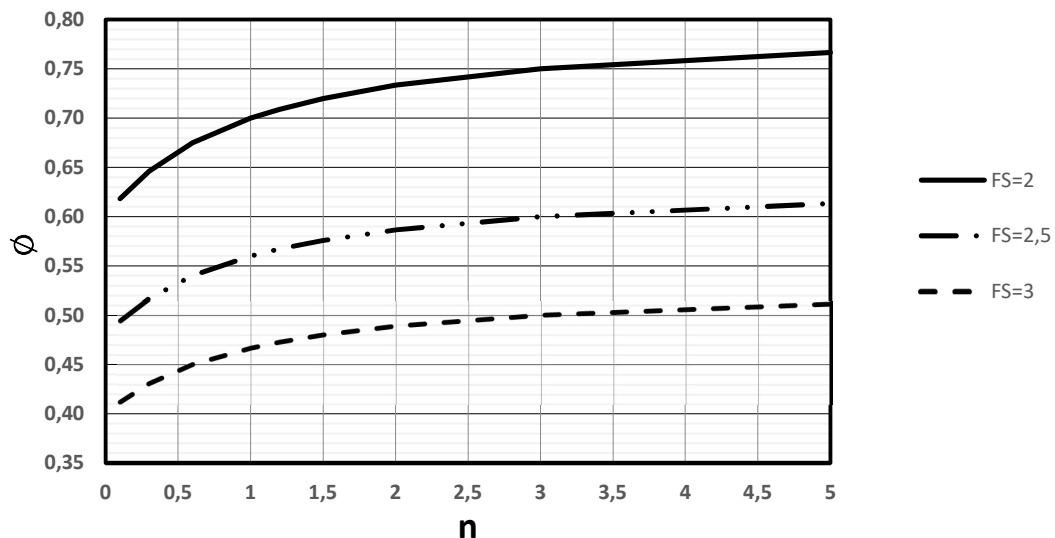


Figura 1. Curvas de variación de ϕ en función de n

Organiza:

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se estudió la relación existente entre los factores de resistencia mediante el Diseño por Factores Globales y los factores de resistencia mediante Diseño por Factores Parciales. Se comprobó que la misma no es constante y que tiene una variación del orden de 25% que depende de las proporciones en las cuales intervienen las cargas consideradas y sus factores de mayoración.

Esta situación hace que las dimensiones geométricas calculadas para fundaciones directas mediante factores globales y factores parciales ya no sean constantes y que se requiera la utilización de distintos valores de factores de seguridad parciales para estructuras que tengan distintos n .

REFERENCIAS

- [1] Prandtl, L. (1920), Über die Härte plastischer Körper. Nachr. Ges. Wiss. Goettingen. Math. -Phys. Kl.
- [2] Terzaghi, K. y Peck R.B. (1948), Soil mechanics in engineering practice. Ed. John Wiley & Sons.
- [3] Meyerhof, G.G. (1951), The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Géotechnique.
- [4] Meyerhof, G.G. (1963), Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. Canadian Geotechnical Journal.
- [5] Brinch Hansen, J.A. (1961), A general formula for bearing capacity. Bulletin no. 1. Danish Geotechnical Institute.
- [6] Terzaghi, K. y Peck R.B. (1967), Soil mechanics in engineering practice. Ed. John Wiley & Sons.
- [7] Brinch Hansen, J.A. (1970), Revised and extended formula for bearing capacity, Bulletin no. 28. Danish Geotechnical Institute.
- [8] Vesic, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of Soil Mechanics and Foundations
- [9] Becker, D.E. (1996), Limits States Design for Foundations. Part I, An overview of the foundation design process, Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium.
- [10] Becker, D.E. (1996), Limits States Design for Foundations. Part II, Development for the National Building Code of Canada. Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium.
- [11] Meyerhof, G.G. (1970), Safety factor on soil mechanics. Canadian Geotechnical Organiza:

Journal.

- [12] Meyerhof, G.G. (1982), Limits states design in geotechnical engineering. Structural Safety.
- [13] Meyerhof, G.G. (1984), Safety factors and limit state design analysis in geotechnical engineering. Canadian Geotechnical Journal.
- [14] Meyerhof, G.G. (1993), Development of geotechnical limit state design. Proceedings of the Danish International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering.
- [15] Meyerhof, G.G. (1995), Development of geotechnical limit state design. Canadian Geotechnical Journal.
- [16] Ovesen N.K. (1981), Towards an European code for foundation engineering. Ground Engineering.
- [17] Ovesen, N.K. (1993), Eurocode 7: A European code of practice for geotechnical design. Proceedings of the Danish International Symposium on Limit State Design in geotechnical engineering.
- [18] Allen, D.E. (1975), Limit state design, a probabilistic study. Canadian Journal of Civil Engineering.
- [19] Allen, D.E. (1991), Limit state criteria for structural evaluation of existing buildings. Canadian Journal of Civil Engineering.
- [20] Mac Gregor, J.G. (1976), Safety and limit states design for reinforce concrete. Canadian Journal of Civil Engineering.
- [21] Galambos, T.V. y Ravindra, M.K. (1973), Basis for the load resistance factor design criteria of steel buildings structures. Canadian Journal of Civil Engineering.
- [22] Martinuzzi, F.G. (2018), Estudio sobre marcos conceptuales para reglamentos de seguridad en ingeniería geotécnica. Centro de estudios y experimentación de obras públicas.

Organiza: