

ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA

INSTITUTO DE CONSTRUCCIONES Y ESTRUCTURAS

DOCUMENTO NÚMERO 4

APORTES PARA IMPLEMENTAR EL DISEÑO DE FUNDACIONES CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)



NOVIEMBRE 2021

BUENOS AIRES
REPÚBLICA ARGENTINA

ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA

INSTITUTO DE CONSTRUCCIONES Y ESTRUCTURAS

DOCUMENTO NÚMERO 4

APORTES PARA IMPLEMENTAR EL DISEÑO DE FUNDACIONES CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)



NOVIEMBRE 2021

BUENOS AIRES
REPÚBLICA ARGENTINA

ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA

PRESIDENTE HONORARIO

Ing. Oscar A. Vardé

MESA DIRECTIVA (2020-2022)

Presidente

Ing. Manuel A. Solanet

Vicepresidente 1º

Ing. Máximo J. Fioravanti

Vicepresidente 2º

Ing. Oscar U. Vignart

Secretario

Ing. Tomás A. del Carril

Prosecretaria

Ing. Patricia L. Arnera

Tesorero

Ing. Gustavo A. Devoto

Protesorero

Ing. José Luis Rocés

ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA

ACADÉMICOS EMÉRITOS

Ing. Osvaldo C. Garau
Ing. René A. Dubois
Ing. Eduardo A. Pedace
Ing. Conrado E. Bauer
Dr. Ing. Rodolfo F. Danesi
Dr. José P. Abriata
Ing. Juan S. Carmona

ACADÉMICOS TITULARES*

Ing. Oscar A. Vardé
Ing. Luis U. Jáuregui
Dr. Ing. Raúl A. Lopardo
Ing. Ricardo A. Schwarz
Ing. Manuel A. Solanet
Ing. Francisco J. Sierra
Ing. Tomás A. del Carril
Ing. Rodolfo E. Biasca
Ing. Eduardo R. Baglietto
Ing. Arístides B. Domínguez
Ing. Alberto Giovambattista
Ing. Carlos D. Tramutola
Dra. Ing. Noemí E. Zaritzky
Ing. Gustavo A. Devoto
Ing. Patricia L. Arnera
Dr. Ing. Raúl D. Bertero
Ing. Máximo J. Fioravanti
Ing. Miguel A. Beruto
Ing. Oscar U. Vignart
Dr. Ing. Ezequiel Pallejá
Ing. Osvaldo J. Postiglioni

* Ordenados según antigüedad.

ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA

ACADÉMICOS TITULARES *

Ing. Luis A. de Vedia
Ing. Javier R. Fazio
Ing. José Luis Roces
Ing. Roberto S. Carnicer
Ing. Nicolás Gallo
Ing. Raúl S. Escalante
Ing. Antonio A. Cadenas
Ing. José Luis Inglese
Dr. Ing. Mario Solari
Ing. Armando De Giusti
Ing. César Arias (electo)
Ing. Hipólito A. Choren (electo)
Ing. Roberto D. Agosta (electo)
Dr. Ing. Rodolfo D. Aradas (electo)
Ing. Carlos M. Brañas (electo)
Ing. Teresa E. Pérez (electa)
Dr. Ing. Alejandro A. Vaisman (electo)

* Ordenados según antigüedad.

ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA

INSTITUTO DE CONSTRUCCIONES Y ESTRUCTURAS

Director: Académico Ing. Tomás del Carril

Secretario: Ing. Marcos De Virgiliis

Integrantes:

Ing. Raúl D. Benito

Académico Dr. Ing. Raúl D. Bertero

Ing. Juan F. Bissio

Ing. Jorge A. Bonifazi

Ing. Roberto Carretero

Ing. Hugo A. Chévez

Ing. Raúl A. Curutchet

Académico Ing. Arístides B. Domínguez

Académico Ing. Javier R. Fazio

Académico Ing. Máximo J. Fioravanti

Ing. Carlos F. Gerbaudo

Académico Ing. Alberto Giovambattista

Ing. Raúl Husni

Ing. Augusto J. Leoni

Ing. Daniel E. Mesa

Académico Ing. Ricardo A. Schwarz

Ing. Juan C. Traversaro

Académico Ing. Oscar A. Vardé

Ing. Carlos A. Veleda

Miembros Colaboradores en Diseño y Construcción de Puentes

Ing. Victorio Hernández Balat

Dr. Ing. Roberto O. Cudmani

Ing. Rogelio D. Percivati

Miembros Colaboradores en Geotecnia

Ing. Roberto M. Flores

Ing. Gustavo D. Mosquera

Académico Ing. Ricardo J. Rocca

Dr. Ing. Alejo O. Sfriso,

APORTES PARA IMPLEMENTAR EL DISEÑO DE FUNDACIONES CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN

2. LIMITACIONES ACTUALES PARA EL DISEÑO DEL CONJUNTO ESTRUCTURA, FUNDACIONES Y TERRENO

- 2.1. El diseño LRFD de estructuras**
- 2.2. La interfaz estructura – terreno**
- 2.3. El problema del diseño LRFD de fundaciones**
- 2.4. ¿Se puede mantener el *statu quo*?**

3. EXPERIENCIA INTERNACIONAL EN LA UTILIZACIÓN DE MÉTODOS SEMI-PROBABILÍSTICOS PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES

- 3.1. Antecedentes**
- 3.2. Eurocódigo 7**
 - 3.2.1. Descripción**
 - 3.2.2. Enfoques de proyecto**
 - 3.2.3. Estados Límite**
 - 3.2.4. Comentarios al EC7**
- 3.3. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**
 - 3.3.1. Descripción**
 - 3.3.2. ¿Qué puede esperarse?**
- 3.4. Adaptabilidad de estos enfoques en Argentina**

4. PROPUESTAS PARA IMPLEMENTAR MÉTODOS LRFD EN EL DISEÑO DE FUNDACIONES EN ARGENTINA

- 4.1. Paradigma propuesto**
- 4.2. Tratamiento de la incertidumbre**
 - 4.2.1. De los parámetros geotécnicos**
 - 4.2.2. De los modelos de cálculo**
- 4.3. Fundaciones superficiales**
- 4.4. Fundaciones profundas**

5. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

APÉNDICE: INCERTIDUMBRE DE LA EXPRESIÓN UTILIZADA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

AGRADECIMIENTO

En la elaboración de este documento ha colaborado especialmente el
Dr. Ing. Alejo O. Sfrizo

APORTES PARA IMPLEMENTAR EL DISEÑO DE FUNDACIONES CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras ha evolucionado notablemente en todo el mundo durante los últimos 50 años. Particularmente, en la Argentina, se ha afianzado el uso de los métodos conocidos como LRFD (por las siglas en inglés de Diseño por Factores de Carga y Resistencia) con su introducción en los nuevos reglamentos emitidos por el CIRSOC (Centro de Investigaciones de la Seguridad de las Obras Civiles). Sin embargo, el diseño estructuras de edificios presenta una situación de incoherencia de criterios, puesto que el diseño de las fundaciones todavía se realiza con el método ASD (por las siglas en inglés de Diseño por Tensiones Admisibles), ya que aún no han implementado el método LRFD en los reglamentos para su diseño.

Esta situación, que se da también en algunos países desarrollados, implica que la superestructura es diseñada con una fiabilidad uniforme y acotada, mientras que las fundaciones son diseñadas con un criterio de seguridad diferente, lo cual no es conveniente tratándose de distintos elementos de fundación de una misma estructura.

En fundaciones, los estados límite últimos – que comúnmente se asocian a “hundimientos” – son menos relevantes que los estados límite de servicio – comúnmente asociados a “asentamientos” – porque estos últimos son los que frecuentemente determinan el diseño. Por esa razón, la necesidad de verificar ambos estados límite para las fundaciones debe ser claramente establecida y las combinaciones de cargas correspondientes a los estados límite de servicio – que no siempre son analizados en la superestructura – deben ser especificadas sin ambigüedades.

Todavía no hay, en el mundo, un criterio unificado para el diseño de fundaciones con métodos LRFD. El tema está en discusión tanto en Europa como en Estados Unidos, país del cual se han derivado nuestros actuales reglamentos de diseño de estructuras.

Ante esta situación, el Instituto de Construcciones y Estructuras (ICyE) presenta este documento con el objetivo realizar un aporte conceptual a los actores involucrados en la redacción de reglamentos de seguridad y en el diseño y construcción de estructuras de edificios con fundaciones sobre el terreno.

La tarea de implementar un reglamento de seguridad de las estructuras, que es compleja y de gran importancia, sólo resultará relevante si las comunidades de usuarios – ingenieros estructurales y geotécnicos – apoyan su desarrollo en primera instancia y adoptan el reglamento en su ejercicio profesional una vez que este sea puesto en vigencia por las autoridades de la Nación.

Alineado con esta realidad, este documento presenta recomendaciones para la adopción del método de factores de carga y resistencia (método LRFD) en el diseño de fundaciones en Argentina, para lograr que las estructuras se proyecten considerando sus partes – superestructura, fundaciones y suelo circundante – como un todo indisoluble que presente una fiabilidad uniforme.

2. LIMITACIONES ACTUALES PARA EL DISEÑO DEL CONJUNTO ESTRUCTURA, FUNDACIONES Y TERRENO

2.1. El diseño LRFD de estructuras

Al promediar el siglo XIX, muchas de las teorías del análisis estructural que actualmente se utilizan, eran suficientemente conocidas. Sin embargo, era imposible aplicarlas en la práctica, a la hora de desarrollar los proyectos, por el ingente trabajo de cálculo que se requería. Adicionalmente, la precariedad de los métodos de obtención y fabricación de los materiales, no permitían conocer con certeza sus propiedades resistentes. Estas situaciones hacían imposible anticipar la seguridad de las grandes estructuras. Tampoco se evaluaban las acciones que actuarían sobre ellas durante su vida útil que, además, no se sospechaba cuál sería. Se construía, en gran medida, sobre la base de la experiencia obtenida con la prueba y el error.

Los primeros códigos de diseño estructural recogieron la experiencia de los constructores y recomendaron la adopción de “coeficientes de seguridad”, en un intento de asegurar la estabilidad de las estructuras a construir desde la etapa de diseño. En el comienzo del diseño racional, se evaluaba la resistencia de una estructura y luego se dividía dicho valor por 6, 4, 3 o un número similar – sugerido por el juicio y la experiencia – para obtener las cargas que la estructura podía soportar en forma segura. Este “coeficiente de seguridad”, que es función de la confianza con la que se determinan la resistencia y las acciones que soportará una estructura, fue evolucionando con el progreso del conocimiento. Cuanto mayor es la incertidumbre respecto a la producción de un evento de falla, mayor debe ser el coeficiente de seguridad a utilizar para cubrir esa eventualidad.

Durante la segunda mitad del siglo XIX tuvo un amplio desarrollo la Teoría de la Elasticidad, que asumió, inicialmente, la linealidad entre las cargas aplicadas y los esfuerzos resultantes en los elementos de las estructuras. Sobre la base de dicha teoría se continuó con la filosofía del diseño elástico lineal y la aplicación de un “Factor de Seguridad”, método que se denominó “Diseño por Tensiones Admisibles” (ASD por sus siglas en inglés: “Allowable Stress Design”). Sucintamente, puede decirse que, con el método ASD, se calculan las tensiones para las máximas cargas esperables durante la vida útil de la estructura y se las compara con las llamadas “tensiones admisibles” que son una fracción de los valores límite del comportamiento elástico lineal de la estructura.

El “Factor de Seguridad” fue reduciéndose a medida que mejoraba el conocimiento y los procesos de fabricación del acero y de los hormigones, llegando en el siglo XX a considerarse que un $FS = 1.67$ resultaba adecuado para las estructuras de acero, por ejemplo. En nuestro país era usual utilizar FS entre 1.75 y 2.10 para estructuras de hormigón.

La filosofía subyacente en este criterio, es simple: “bajo las cargas de diseño – las máximas esperadas durante la vida útil – la respuesta de la estructura será lineal y no se alcanzará el límite de no linealidad, fluencia o similar” y con esto se asegurará que las tensiones estarán bien por debajo del límite hasta el cual es aceptable considerar un comportamiento lineal.

En el diseño estructural, este criterio brindó excelentes resultados durante 100 o 150 años.

Resultan evidentes las limitaciones del procedimiento: la relación tensión-deformación no es lineal para el hormigón, por ejemplo, y menos aún para los suelos de fundación. Además, existen otros factores que influyen en el comportamiento de las estructuras y que no pueden ser tenidos en cuenta con este procedimiento, tales como la fluencia lenta, la contracción de fraguado, la humedad en maderas, la consolidación de los suelos, etcétera.

Ya a partir de 1930 a 1940 comienza el desarrollo de la filosofía de diseño conocida como “Diseño por Estados Límite” (LSD por sus siglas en inglés: “Limit State Design”), en la cual se pone el foco en un “estado límite”, que no es de servicio, sino que representa el límite de utilización o falla de la estructura.

Los métodos LSD operan de acuerdo con el siguiente criterio: se calcula la capacidad límite – resistencia última, de colapso o capacidad máxima – de la estructura y se la reduce, o minorra, mediante un coeficiente, para considerar la probabilidad de que la resistencia sea menor que la calculada. Este valor se compara con los efectos de las cargas previsibles, que se incrementan para considerar incertidumbres en su valor durante la vida útil de la estructura.

Ambos factores, el de minoración de la resistencia y el de mayoración de los esfuerzos, incorporan el efecto de las no linealidades y los defectos constructivos de las estructuras.

Todas las objeciones que se hicieron al ASD fueron superadas por el LSD. En efecto, se incorporaron las no linealidades de los materiales y se introdujeron bases probabilísticas para evaluar las cargas y las resistencias de los materiales, proveyendo una base racional, matemática y estadística de diseño que llevó a su aceptación en casi todos los códigos del mundo en las décadas que siguieron a la mitad del siglo XX.

Estudios posteriores sobre seguridad estructural, llevaron a incorporar dos nuevos conceptos relacionados con la seguridad. Por un lado, el hecho de que algunas cargas y sus efectos sobre las estructuras, se pueden evaluar con mayor precisión que otras, por ejemplo, el peso propio comparado con el viento. Y, por otra parte, la consideración de que no todas las cargas actúan permanentemente ni con sus máximos valores simultáneamente. Esto llevó a la consideración de múltiples factores de carga y coeficientes para las posibles combinaciones de carga, lo cual se concretó en el actual método LRFD (por las siglas en inglés de Load and Resistance Factor Design). La consideración de coeficientes parciales surge de considerar varias combinaciones de acciones que resultan equiprobables para la producción de eventos de falla y en las cuales se considera que, por ejemplo, las máximas cargas de viento no actuarán simultáneamente con las cargas sísmicas. También se tiene en cuenta que las estructuras dúctiles no solo resisten cargas, sino que absorben energía, determinando ciertos comportamientos que se intenta incluir a través de uno o varios coeficientes de minoración de los efectos de las cargas.

Los coeficientes de reducción de resistencia y de mayoración de carga, especificados en los códigos, se han calibrado para obtener una misma – o similar – probabilidad de falla, cualquiera sea la estructura y la combinación de acciones, por lo que los valores de los coeficientes de mayoración de cargas son válidos para estructuras de acero, madera y hormigón indistintamente, mientras que los coeficientes de minoración de resistencia son distintos para cada material y cada sollicitación.

2.2. La interfaz estructura – terreno

Las estructuras involucran al terreno que las soporta. Las fundaciones y el terreno circundante no son elementos ajenos a las estructuras, por lo que no es posible considerar a las fundaciones como una entidad independiente de la estructura. Desde el punto de vista del diseño estructural, Superestructura, Fundaciones y Terreno, conforman una unidad de análisis. Si se pretende que

todos los elementos tengan una fiabilidad uniforme – una probabilidad de falla similar – entonces debe lograrse que el dimensionado de las fundaciones sea tal que la probabilidad de que ocurra una falla geotécnica sea similar a la probabilidad de que ocurra una falla en cualquier otro elemento de la superestructura o las fundaciones.

Estimar los estados límite geotécnicos de una fundación y su probabilidad de ocurrencia no es una tarea simple, por las siguientes razones:

- *el terreno es un material de la naturaleza*: sus propiedades son muy variables y menos conocidas que las de los demás materiales de la estructura, que son producidos por el hombre;
- *el terreno es un material que tiene un comportamiento más complejo que cualquier otro material de la estructura*: tiene comportamiento no lineal en todo el rango de deformaciones; tiene deformaciones diferidas en el tiempo, cambia su comportamiento con su contenido de agua, etcétera;
- *los modelos para el análisis de los problemas geotécnicos son imperfectos*: la predicción de la carga última de fundaciones y, sobre todo, de sus asentamientos en servicio, tienen una incertidumbre importante;
- *en fundaciones profundas, los procedimientos constructivos tienen gran influencia en su comportamiento*, al punto de que dos pilotes con las mismas dimensiones, instalados en el mismo terreno con técnicas diferentes, pueden tener diferencias de carga última de hasta el 100%.

Una calibración independiente de los factores de carga y resistencia para diseño LRFD de fundaciones, arrojaría factores de mayoración de cargas distintos a los que se emplean en el diseño estructural. Para que la aplicación del procedimiento LRFD a fundaciones sea práctica, sin embargo, es importante que los factores de mayoración de cargas del análisis geotécnico de las fundaciones sean los mismos que los factores de mayoración de cargas de su análisis estructural, lo que constituye una característica distintiva de la interfaz fundación – como elemento estructural – y terreno – como el “elemento geotécnico” de la estructura.

2.3. El problema del diseño LRFD de fundaciones

De acuerdo con el método LRFD, la probabilidad de falla de cualquier elemento de una estructura será aceptable si se cumple que los efectos de las acciones son menores a la resistencia del elemento en cuestión. Esto se expresa mediante inecuaciones como la siguiente:

$$\sum_{i=\text{acciones}} LF_i \cdot V_i \leq RF \cdot R$$

Donde V_i son los efectos de las acciones, $LF_i \geq 1.0$ son los factores de mayoración de cada una de ellos, R es la resistencia y $RF \leq 1.0$ es su factor de minoración¹.

Los factores de carga LF_i fueron calibrados luego de múltiples estudios y plasmados en los códigos de diseño estructural, en los cuales se establecen detalladamente los términos de las sumatorias que aseguran una equiprobabilidad de falla para diferentes combinaciones de acciones.

El factor de resistencia RF adopta diferentes valores para los distintos materiales de las estructuras – acero, hormigón o madera – y los diferentes efectos de las acciones – tensiones, momentos flexores, esfuerzos de corte, etcétera.

Los materiales con que se ejecutan las estructuras son producidos por el hombre, por lo que sus propiedades resistentes y de deformación pueden determinarse con una aceptable precisión. No ocurre lo mismo con el terreno, que se debe utilizar tal como se encuentra en la naturaleza y está caracterizado por parámetros que tienen una alta variabilidad, y para el que los modelos de cálculo son menos precisos. En el apéndice adjunto al presente documento, se analiza, como ejemplo, la incertidumbre inherente a la fórmula de capacidad de carga de Brinch-Hansen, que es la más empleada en Argentina para analizar el estado límite último de fundaciones superficiales.

2.4. ¿Se puede mantener el *statu quo*?

Mantener el *statu quo* en Argentina significa, en la práctica, seguir diseñando las fundaciones únicamente para estados límite de servicio. En efecto, las “presiones admisibles” que se emplean habitualmente están basadas más en la tradición y la experiencia que en ensayos de carga o en el monitoreo de fundaciones existentes, y casi nunca reflejan una seguridad a la “falla” que pueda considerarse realista. Esto significa:

- que la estructura no es concebida como un conjunto integral formado por superestructura, fundaciones y terreno, sino por dos sistemas separados: superestructura y fundaciones;
- que todas las combinaciones de cargas mayoradas para estados límite últimos, cuando llegan a las fundaciones, quedan sin verificar;
- que no es posible establecer cuantitativamente si una fundación tiene una fiabilidad coherente con la de la superestructura.

¹En los códigos de diseño de estructuras, los factores de mayoración se denotan con la letra γ y los factores de minoración se denotan con la letra ϕ . Estos dos símbolos tienen otros significados en geotecnia, por lo que se han reemplazado en este texto por LF y RF .

Cambiar el *statu quo*, por otra parte, significará un gran paso adelante para la ingeniería geotécnica y estructural en la Argentina, porque promoverá:

- la ejecución de más y mejores estudios geotécnicos;
- la realización de más y mejores ensayos de carga;
- el monitoreo sistemático del comportamiento de fundaciones;
- y permitirá que ingenieros estructuralistas y geotécnicos tengan un lenguaje común.

3. EXPERIENCIA INTERNACIONAL EN LA UTILIZACIÓN DE MÉTODOS SEMIPROBABILÍSTICOS PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES

3.1. Antecedentes

Los coeficientes de seguridad parciales para fundaciones fueron introducidos por el ingeniero danés J. Brinch Hansen en 1956. En su artículo de 1961, Brinch Hansen² justificó el procedimiento con los párrafos que se muestran en la Figura 3.1. No casualmente, el primer reglamento que incorporó factores de seguridad parciales fue el danés, en 1977.

En la actualidad, los métodos semi-probabilísticos, en geotecnia, se agrupan en dos grandes corrientes: la norteamericana, expresada por AASHTO, que aplica factores de minoración para la capacidad final; y la europea, volcada en el Eurocódigo 7 en sus opciones DA1, DA2, DA3 y sus anexos nacionales, algunos de los cuales aplican factores de minoración únicamente a los parámetros geotécnicos, como recomendó Brinch-Hansen (Figura 3.1).

² Brinch Hansen, J – “A general formula for bearing capacity” – Bulletin N°11 - The Danish Geotechnical Institute - Copenhagen 1961

The foundation is designed for equilibrium in a "nominal" state of failure. Dead loads and water pressures are used unaltered, whereas the actual live loads p are multiplied by factors f_p . The corresponding nominal foundation load has the components V_n and H_n (to be used for calculating the inclination factors):

In calculating the nominal bearing capacity Q_n (vertical component) we do not use the actual shear strength parameters of the soil (c and φ) but nominal values defined by:

$$c_n = \frac{c}{f_c} \quad \tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} \quad (30)$$

For calculating the short-term bearing capacity the "undrained" parameters $c = c_u$ and φ_u ($= 0^\circ$ for fully saturated clay) must be used, whereas the long-term bearing capacity is calculated with the "effective" parameters \bar{c} and $\bar{\varphi}$.

The foundation should in principle be given such dimensions that $Q_n = V_n$.

Finally, the foundation proper is designed for the nominal moments M_n etc. with nominal stresses $\sigma_n = \sigma_f / f_m$, where σ_f is the actual ultimate (or yield) strength of the material.

In Denmark, the following values of the different partial coefficients have been proposed for foundations [6]:

$$f_p = 1.5 \quad f_c = 1.75 \quad f_\varphi = 1.2 \\ f_m = 1.4 \text{ (steel) or } 2.8 \text{ (concrete)}$$

The reason for putting f_φ much lower than f_c is, firstly, that φ usually will show much less variation than c and, secondly, that $f_\varphi = 1.2$ for sand corresponds approximately to a total safety of $F = 2$.

Figura 3.1. Factores de seguridad parciales según Brinch-Hansen.

Resumidamente, la diferencia entre ambos criterios es:

- AASHTO y Eurocode 7 DA2: calcula la carga última con parámetros resistentes nominales del terreno y aplica un factor de minoración al resultado;
- Eurocode 7, DA1 y DA3: aplica un factor de minoración a los parámetros resistentes del terreno y calcula con ellos una "carga última minorada".

3.2. Eurocódigo 7

3.2.1. Descripción

El pasaje del diseño por tensiones admisibles a estados límite y, simultáneamente, el proceso de armonización de los reglamentos geotécnicos de Europa, comienza en 1981 con los primeros intentos de redacción de lo que luego sería el Eurocódigo 7 (EC7), emitido en 2004.

EC7 consta de tres partes: Reglas Generales, Proyecto Asistido por Ensayos de Laboratorio y Proyecto Asistido por Ensayos de Campo, y se complementa con anexos emitidos a nivel nacional, que cubren 29 cláusulas abiertas que incluyen:

- el enfoque de proyecto para el análisis de cada actuación geotécnica;
- los coeficientes que afectan a las acciones o a sus efectos, a los parámetros geotécnicos y a las resistencias, para problemas de cimentaciones superficiales, cimentaciones profundas por pilotes, estructuras de contención, anclajes y estabilidad de taludes y terraplenes.

A título de ejemplo, España demoró hasta 2013 para alcanzar un consenso y aprobó su anexo en junio de 2017. El comité de redacción de EC7 está actualmente trabajando en una actualización que se espera para fin de 2021.

3.2.2. Enfoques de proyecto

En EC7 se definieron “Enfoques de Proyecto” (Design Approach o DA), que dieron cabida a la gran diversidad de tradiciones geotécnicas existentes en Europa. Existen los DA1/1, DA1/2, DA2 y DA3, con algunas variantes adicionales. Por ejemplo, para fundaciones superficiales, los diferentes países adoptaron diferentes criterios, según se muestra en la Figura 3.2. Aún dentro de un mismo país, diferentes organismos gubernamentales adoptaron diferentes criterios o valores de los coeficientes de minoración.



Figura 3.2. Enfoques de proyecto para fundaciones superficiales en Europa.

3.2.3. Estados Límite

Con respecto a los estados límite últimos (ELU), el EC7 incluye dos que son comunes a los reglamentos de estructuras. Estos son:

- EQU: estado límite último por pérdida de equilibrio (p. e. vuelco y deslizamiento);
- STR: falla por resistencia de la estructura;
- y otros tres que son característicos de la interacción con el medio geotécnico:
- GEO: falla o deformación excesiva del terreno;
- UPL: falla por flotación;
- HYD: falla hidráulica del terreno (p.e. levantamiento de fondo en una excavación).

Los estados límite de servicio (ELS) incluyen deformaciones, vibraciones y otros.

Los métodos que EC7 prevé para el cumplimiento de los estados límite, se pueden verificar mediante:

- cálculos: directos o indirectos, analíticos, semi-empíricos o numéricos;
- medidas prescriptivas;
- modelos experimentales y ensayos de carga;
- la aplicación del método observacional.

3.2.4. Comentarios al EC7

EC7 es un reglamento completo y coherente con los reglamentos estructurales, que excede el análisis de fundaciones puesto que aborda también anclajes, taludes y estructuras de contención. Con más de 20 países involucrados, llevó décadas alcanzar un consenso parcial: cada país adopta sus propios criterios dentro de un marco acotado. Uno de los objetivos declarados de la actualización 2021 de EC7, es reducir significativamente la disparidad que actualmente hay entre los enfoques de diseño de los diferentes países de la Eurozona.

3.3. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

3.3.1. Descripción

En el alcance de la “Sección 10: Fundaciones” del reglamento AASHTO para el diseño de puentes, se establecen métodos de cálculo y factores de minoración LRFD para fundaciones superficiales, pilotes excavados e hincados y micropilotes. Se permiten métodos de cálculo alternativos, pero se exige que se calculen factores de minoración para cada caso. Se deben verificar: el estado límite último, los estados de servicio y los eventos extremos. Se considera la licuación, la estabilidad general, la socavación y la flotación.

3.3.2. ¿Qué puede esperarse?

AASHTO actualiza sus especificaciones cada tres años, es decir, dado que la última edición es del año 2017, la nueva versión debió haber sido publicada en el año 2020. Entre la edición 2014 y la 2017, las secciones relacionadas con geotecnia sufrieron modificaciones en 23 artículos. Por lo tanto, es de esperar que la evolución continúe.

3.4. Adaptabilidad de estos enfoques en Argentina

Desde el punto de vista conceptual, los enfoques de AASHTO y de Eurocode 7 DA/2 consideran la incertidumbre de los parámetros del terreno y también los del modelo de cálculo, mientras que el enfoque de Eurocode 7 DA/1 o DA/3 sólo considera la incertidumbre de los parámetros del terreno. Dada la complejidad de los modelos de cálculo, demostrada en el ejemplo del apéndice anexo al presente documento, la diferencia entre los dos enfoques lleva a considerar, para los reglamentos argentinos, la conveniencia de adoptar el modelo AASHTO (o EC7 DA/2). Habría otras ventajas adicionales que se obtendrían en el caso de seguir la línea AASHTO, a pesar de que se refieren a puentes. Estas serían las que se refieren a:

- mantener una coherencia con los capítulos “estructurales” ya adoptados por el CIRSOC para sus reglamentos de puentes y de otras construcciones civiles;
- lograr una mayor cobertura en cuanto a tipologías analizadas;
- disponer de un mayor soporte bibliográfico para la calibración de aquellas modificaciones que deban realizarse a nivel local;
- la disponibilidad de algunas guías para el análisis sísmico de fundaciones.

Elegir esta línea reglamentaria, no implica adoptar directamente las fórmulas de AASHTO ni sus factores de minoración, por dos razones:

- los factores de minoración de AASHTO están calibrados para ser usados con los factores de mayoración de cargas de puentes, pero no de edificios;
- los modelos de cálculo sugeridos por AASHTO, también están orientados específicamente al diseño de puentes.

4. PROPUESTAS PARA IMPLEMENTAR MÉTODOS LRFD EN EL DISEÑO DE FUNDACIONES EN ARGENTINA

4.1. Paradigma propuesto

El paradigma de desarrollo aquí propuesto sería: el nuevo reglamento de fundaciones para construcciones civiles e industriales se debe basar sobre el análisis probabilístico de fundaciones con la técnica LRFD y una fiabilidad objetivo igual a la elegida para las superestructuras.

Como los factores de carga LF_i ya están determinados por los reglamentos de diseño de estructuras, el problema se reduce a determinar los factores de resistencia RF para cada tipo de terreno, para cada combinación de cargas, para cada método de cálculo, para cada técnica de selección de los parámetros de entrada y para los estados límites último, de servicio y extremo.

4.2. Tratamiento de la incertidumbre

4.2.1. De los parámetros geotécnicos

El terreno es un material de la naturaleza, con estratos, variabilidad espacial, un estado de tensiones desconocido y agua. La incertidumbre de sus parámetros tiene múltiples fuentes (Figura 4.1., que se refiere, como ejemplo, al parámetro “ángulo de fricción interna, ϕ ”), entre las cuales hay algunas que dependen de la calidad de la campaña de investigación geotécnica y otras que dependen del tamaño del problema.

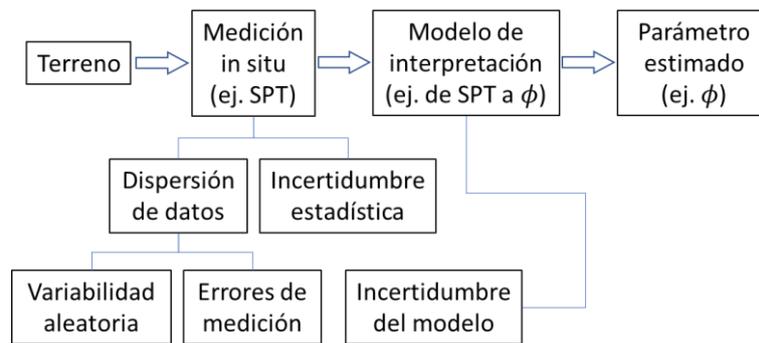


Figura 4.1. Fuentes de incertidumbre en la estimación de un parámetro del terreno.

Al igual que en el análisis estructural, la incertidumbre de los parámetros de entrada puede acotarse si se emplean valores característicos para el diseño, por ejemplo, un 80% de probabilidad de excedencia. En este sentido, sería conveniente que los informes geotécnicos indicaran, por ejemplo, el ángulo de fricción interna medio $\bar{\phi}$ y un valor característico $\bar{\phi}_k$, que sería el empleado en el diseño de fundaciones con el método LRFD.

4.2.2. De los modelos de cálculo

AASHTO incorpora procedimientos de diseño “directos”, con fórmulas teóricas (por ejemplo, la fórmula de capacidad de carga que se muestra en el apéndice adjunto), e “indirectos”, basados en correlaciones con ensayos de campo (por ejemplo, el SPT en el reglamento AASHTO o el CPT en algunos anexos nacionales del EC7).

En principio, no hay elementos para preferir un enfoque sobre el otro. Sin embargo, la tradición “academicista” de la ingeniería argentina, la frecuente falta de uniformidad de los estudios geotécnicos, la escasez de ensayos de carga y el prácticamente nulo monitoreo del comportamiento de las obras, permiten afirmar que un reglamento basado sobre fórmulas teóricas será mejor comprendido y aceptado, por la profesión, que uno que prescriba ensayos (Figura 4.2).

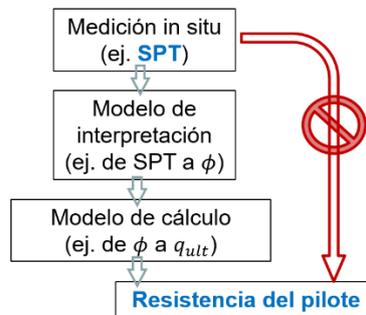


Figura 4.2. Sobre los modelos de cálculo, método directo vs. método indirecto.

4.3. Fundaciones superficiales

Aunque hay que explorar el consenso y demostrar la razonabilidad de estas propuestas, es probable que el estado límite último de fundaciones superficiales pueda continuar determinándose con la fórmula de Brinch Hansen. Para el estado límite de servicio es necesario establecer un consenso respecto de cuál sería el procedimiento a recomendar. Hay alternativas interesantes, como por ejemplo el método de Schmertmann³ o los métodos numéricos. Quizás convenga seleccionar dos o tres métodos para estados límite últimos y de servicio, pero no más, y producir los factores de minoración en función de los factores de mayoración de CIRSOC 201.

³ Hassan, Mohamed A. – “Modified Schmertmann, s Method (1978)for Calculating Settlement In Sand Soils By Using Integration” - International Journal of Engineering and Technical Research (IJETR) ISSN: 2321-0869 (O) 2454-4698 (P) Volume-7, Issue-8, August 2017

4.4. Fundaciones profundas

La tecnología y procedimiento constructivo de los pilotes juega un rol muy importante en la fiabilidad de su comportamiento en servicio y de su resistencia. Los pilotes hincados, cuando se controla su energía, son elementos probados uno a uno, y se obtiene una fiabilidad alta. Por el otro lado, los pilotes excavados, diseñados con fórmulas estáticas y con parámetros medidos en ensayos SPT, resultan en diseños muy conservadores que enmascaran la amplísima variedad de respuesta que hay entre procedimientos constructivos – pilotes ACIP (Auger Cast in Place), CFA (Continuous Flight Auger), perforados con camisas, aguas o lodos, etc. Por eso, los procedimientos constructivos deben ser tenidos en cuenta en el cálculo de los factores de minoración de resistencia.

5. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La ingeniería argentina cuenta con los elementos necesarios para redactar un reglamento de fundaciones moderno, basado en LRFD y compatible con los reglamentos de diseño de estructuras CIRSOC, actualmente vigentes o en preparación.

El esfuerzo que se demanda a la ingeniería argentina presenta varias componentes:

Se requiere un análisis matemático del problema, incluyendo el cálculo de los factores RF;

Redactar el reglamento y concretar su publicación;

Implementar la docencia y divulgación de las teorías que lo fundamentan y la forma de utilizarlo.

Existen diferentes grupos universitarios que están trabajando en el cálculo de los factores de reducción RF para los métodos de diseño de fundaciones empleados con más frecuencia, por lo que la primera parte del esfuerzo se encuentra bastante avanzada.

El Instituto de Construcciones y Estructuras de la Academia Nacional de Ingeniería alienta a esos grupos a seguir trabajando y recomienda que el CIRSOC, como institución responsable por la creación, publicación y actualización de los reglamentos de diseño de construcciones civiles, convoque a un grupo de trabajo para que comience con la redacción del reglamento.

APÉNDICE

INCERTIDUMBRE DE LA EXPRESIÓN UTILIZADA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

La carga última q_{ult} de una fundación superficial se calcula con la fórmula de capacidad de carga de Brinch-Hansen⁴

$$q_{ult} = 1/2 \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + \sigma_v N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c \quad (1)$$

en la que γ es el peso unitario del suelo, B es el ancho de la fundación, σ_v es la presión efectiva vertical en el plano de fundación, los parámetros N_* son función del ángulo de fricción interna ϕ del suelo, c es la cohesión y el resto son parámetros que consideran la forma de la base (s_*), la profundidad del plano de fundación (d_*), la inclinación y excentricidad de la carga (i_*), la inclinación de la base (b_*) y la inclinación de la superficie del terreno (g_*).

La fórmula alcanza su expresión más simple para una zapata larga, apoyada en la superficie de una arena uniforme y sometida a una carga vertical centrada:

$$q_{ult} = 1/2 \gamma B N_{\gamma} \quad (2)$$

La incertidumbre de la fórmula se caracteriza con el coeficiente de variación

$$CoV_{q_{ult}} = \sigma/\mu \quad (3)$$

donde σ es el desvío estándar y μ es el valor medio de la carga última q_{ult} . $CoV_{q_{ult}}$, a su vez, depende de la incertidumbre de cada término. La Tabla 1 resume rangos de valores de CoV para el ángulo de fricción interna ϕ , en función de los ensayos empleados para su determinación.

Tabla1. CoV_{ϕ} del ángulo de fricción interna ϕ para diferentes métodos de determinación.

Variabilidad	CoV_{ϕ} [%]
Medición directa de campo o laboratorio de buena calidad	5 10
Correlaciones con buenos ensayos de campo, excepto SPT	10 15
Correlaciones con SPT o fórmulas empíricas similares	15 20

Debido a la fuerte no linealidad de N_{γ} como función de ϕ (ver Figura 5.1), su coeficiente de variación es $CoV_{N_{\gamma}} \cong 33\%$, un orden de magnitud mayor que los del peso unitario ($CoV_{\gamma} \cong 3\%$) y el ancho de la zapata ($CoV_B \cong 3\%$) con lo que estos últimos pueden considerarse valores determinísticos.

⁴ Obra citada

Por ejemplo, si se emplean ensayos SPT para estimar $\phi = 30^\circ$, su valor “verdadero” podría ser $\phi = 33^\circ$, con lo que N_γ cambia de 18 a 24, un 50%, con la expresión de Brinch Hansen. También se puede observar los valores de N_γ que proponen diferentes autores, lo cual da una mayor muestra de la incertidumbre con la que se opera.

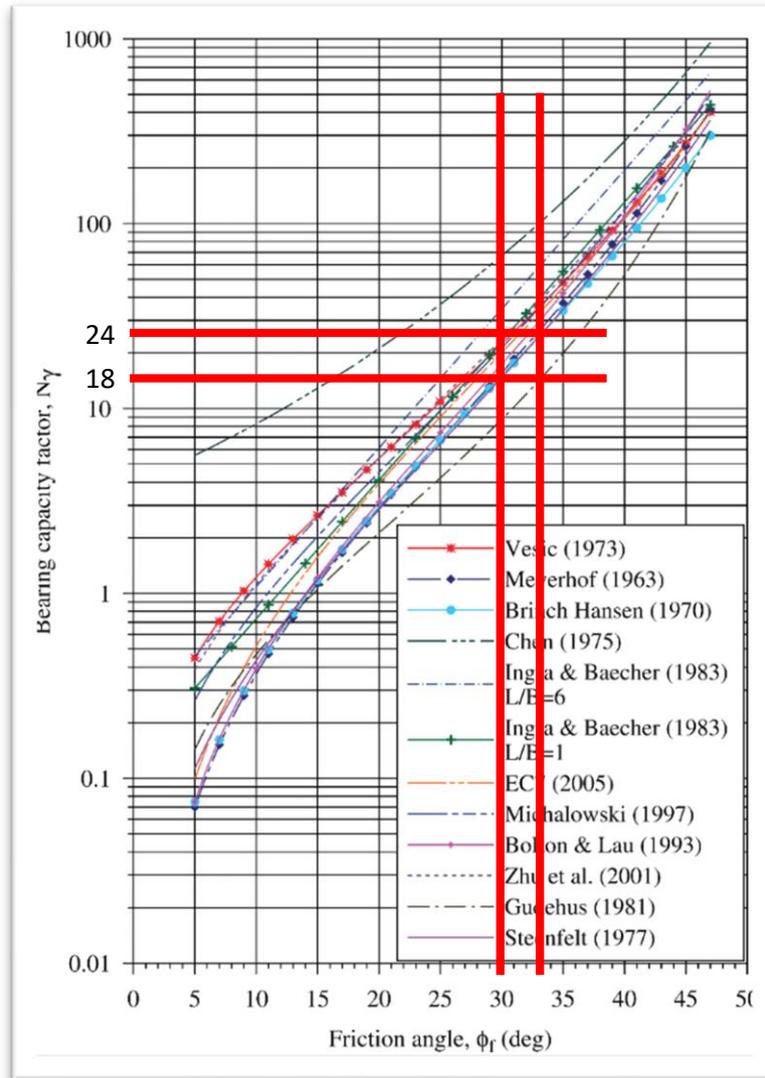


Figura 5.1. El término N_γ de la fórmula de capacidad de carga