

CAPÍTULO 2. EVALUACIÓN DE LOS FACTORES DE CARGA EXISTENTES

2.1 Introducción

Durante las últimas cuatro décadas, a partir de la adopción en 1963 del Código ACI (*American Concrete Institute Building Design Code*), en Estados Unidos se ha puesto en práctica un método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD¹) (Goble 1999). En el campo del diseño estructural, actualmente el LRFD es aceptado mundialmente junto con un método de diseño tradicional, el diseño por tensiones admisibles (ASD²), también llamado diseño por tensiones de trabajo (WSD³). En vista de la tendencia hacia el mayor uso del LRFD, en los últimos tiempos los nuevos Códigos sobre LRFD de Estados Unidos, Canadá y Europa (AASHTO 1994, API 1993, MOT 1992, NRC 1995, y ECS 1994) han incluido la implementación del LRFD para el diseño geotécnico. Además, un documento de ACI actualmente en preparación también aboga por el diseño LRFD para fundaciones superficiales. El Código AASHTO (1994, 1998) propone utilizar para el diseño de las fundaciones las mismas cargas, factores de carga y combinaciones de carga empleadas para el diseño estructural. Los factores de resistencia del Código AASHTO fueron calibrados para los mismos factores de carga utilizados en el diseño de elementos estructurales. Debido a que los factores de carga y resistencia utilizados para el diseño estructural han sido calibrados y ajustados a través de su empleo en la práctica durante muchos años, sería apropiado utilizar las mismas cargas, factores de carga y combinaciones de cargas para el diseño de las fundaciones, para así mantener la consistencia con las prácticas estructurales actuales. Utilizando los mismos factores de carga no sólo es posible obtener un diseño consistente entre las superestructuras y las subestructuras, sino que también es posible simplificar significativamente el proceso de diseño en sí (Withiam, et al. 1997).

Se puede lograr una exitosa unificación de los procesos de diseño estructurales y geotécnicos mediante el uso de factores de resistencia apropiados en el diseño de las fundaciones mediante LRFD de manera tal que, para el conjunto dado de factores de carga y combinaciones de cargas, el LRFD produzca un diseño consistente con las prácticas actuales, o incluso un diseño más económico para un nivel de confiabilidad deseado. Sin embargo,

¹ LRFD: *Load and Resistance Factor Design*

² ASD: *Allowable Stress Design*

³ WSD: *Working Stress Design*

comparado con el diseño estructural, el LRFD aplicado a las fundaciones es aún muy nuevo. Para facilitar su aplicación generalizada en la práctica, es deseable que se realicen esfuerzos de calibración continuos para determinar los factores de resistencia apropiados, tal como se hizo para los códigos de diseño estructural. Al intentar desarrollar factores de resistencia, una comprensión general de los factores de carga propuestos en los actuales Códigos sobre LRFD puede proporcionar los medios necesarios para comparar y evaluar fácilmente los factores de resistencia propuestos hasta el momento o los que se propondrán en el futuro. En este capítulo se revisan los factores de carga presentados en diferentes Códigos sobre LRFD de Estados Unidos, Canadá y Europa y se evalúan las similitudes y diferencias entre los diferentes valores especificados. Se realiza un análisis de confiabilidad simple para determinar un rango apropiado para los valores de los factores de carga. Posteriormente se comparan los resultados de este análisis con los valores presentados en los Códigos estudiados. El capítulo concluye con recomendaciones sobre cómo mejor desarrollar el LRFD para su aceptación en la práctica geotécnica.

2.2 Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y Estados Límites

La desigualdad básica del diseño por LRFD se puede expresar de la siguiente manera:

$$\sum LF_i \cdot S_{ni} \leq RF \cdot R_n \quad (2.2.1)$$

donde: LF , S_n , RF , y R_n = factor de carga, carga nominal, factor de resistencia y resistencia nominal, respectivamente. La resistencia se establece de manera tal que los efectos de las cargas mayoradas no superen la resistencia minorada para los posibles estados límites predefinidos. Aquí el término “estado límite” se refiere a cualquier conjunto de condiciones que pudiera producir un comportamiento no satisfactorio del sistema estructural o geotécnico. Los estados límites estarían asociados con las diferentes cargas y combinaciones de cargas consideradas en el diseño. En general, los estados límites se agrupan en dos categorías: estados límites últimos (ULS⁴) y estados límites de servicio (SLS⁵). Los estados límites últimos están asociados con los conceptos de peligro (o falta de seguridad), y generalmente involucran daños estructurales que podrían llevar a la inestabilidad o colapso de la estructura. Un estado límite último puede involucrar, por ejemplo, la rotura de partes críticas de la

⁴ ULS: *Ultimate Limit State*

estructura, el colapso progresivo de un elemento estructural o inestabilidad debida a deformaciones de la estructura (MacGregor 1997). En el caso de las fundaciones, el concepto clásico de falla por falta de capacidad de carga es claramente un estado límite último.

Los estados límites de servicio se definen como condiciones que pueden afectar la funcionalidad o los requisitos de servicio (comportamiento) de la estructura bajo las cargas de servicio o cargas de trabajo anticipadas (Becker 1996). Los ejemplos de estados límites de servicio incluyen la fisuración de los acabados arquitectónicos, la deformación excesiva (movimientos diferenciales) de la superestructura, la rotura de los cables o cañerías de los servicios públicos instalados o la fisuración u ondulación del pavimento de un puente (lo cual haría que el tránsito sobre el puente fuera percibido como “irregular”).

2.3 Factores de Carga propuestos por los Códigos sobre LRFD en Estados Unidos, Canadá y Europa

Para revisar los factores de carga propuestos por diferentes Códigos sobre LRFD, se reunieron ocho Códigos sobre LRFD para puentes, edificios y fundaciones en tierra y off-shore de Estados Unidos, Canadá y Europa. Los documentos reunidos fueron los siguientes: AASHTO 1998 (*AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*), ACI 1999 (*Building Code Requirements for Structural Concrete*), AISC 1994 (*LRFD Specification for Structural Steel Buildings*), API 1993 (*Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Off-shore Platforms-LRFD*), MOT 1992 (*Ontario Highway Bridge Design Code*), NRC 1995 (*National Building Code of Canada*), DGI 1985 (*Code of Practice for Foundation Engineering*) y ECS 1994 (*Eurocode 1*). Los factores de carga indicados en estos Códigos han sido determinados mediante procesos de calibración ya sea antes o después que los códigos adoptaran el LRFD para su implementación en la práctica de diseño. La calibración de los códigos se puede realizar de varias maneras: aplicando el criterio y la experiencia profesional, por ajuste contra los Códigos de diseño tradicional (es decir, Diseño por Tensiones Admisibles), utilizando análisis de confiabilidad en base a una teoría de la probabilidad racional, o empleando una combinación de estos enfoques (Barker, et al. 1991). Los factores de carga y resistencia de los Códigos sobre LRFD de Estados Unidos y Canadá han sido

⁵ SLS: *Serviceability Limit States*

calibrados principalmente utilizando la teoría de la probabilidad, la cual ha proporcionado una base teórica para el LRFD desde fines de la década del 60 en Estados Unidos. En Dinamarca y otros países europeos, los factores de carga y resistencia de los Códigos se han obtenido fundamentalmente por comparación contra Códigos anteriores y ajustándolos en base a su aplicación en la práctica. En Dinamarca se utiliza Diseño por Estados Límites para aplicaciones geotécnicas desde la década del 60.

Al comparar los Códigos para puentes y estructuras off-shore con los Códigos para edificios surgen numerosas diferencias en cuanto a los tipos de estados límites considerados para el diseño y los tipos de cargas y combinaciones de cargas definidos para cada estado límite. Generalmente para el diseño de estructuras especiales tales como puentes o fundaciones off-shore se aplica un número mayor de estados límites y tipos de cargas. Sin embargo, ciertos tipos de cargas aparecen en la mayoría de las situaciones de diseño, cualquiera sea el tipo de estructura. Estas son las cargas permanentes, las sobrecargas vivas, las cargas de viento y las cargas sísmicas. En esta investigación se consideran factores de carga para estos cuatro tipos de cargas. Algunos tipos de cargas que no se consideran incluyen las cargas de colisión, las cargas de nieve y hielo, y los empujes del suelo.

Factores de Carga para Estados Límites Últimos (ULS)

La Tabla 2.3.1 muestra los rangos de los valores de los factores de carga para estados límites últimos (ULS) como se especifican en los Códigos discutidos anteriormente. En general, para los Códigos para puentes (AASHTO 1998, MOT 1992) y fundaciones off-shore (API 1993), el rango de los valores de los factores de carga es bastante amplio comparado con el de los Códigos para edificios o fundaciones en tierra. Por ejemplo, en los Códigos AASHTO y MOT el rango de los valores de los factores de carga para cargas permanentes se extiende de 1.25 a 1.95 y de 1.1 a 1.5, respectivamente, mientras que en los Códigos para edificios, excepto el ECS (1995), el rango es de 1.2 a 1.4. En los Códigos para puentes y fundaciones off-shore los valores de los factores de carga para sobrecargas vivas están comprendidos entre 1.1 y 1.75. En los Códigos para edificios, excepto el ACI (1999), los valores de los factores de carga para sobrecargas vivas están comprendidos entre 1.3 y 1.5.

Los Códigos AASHTO (1998) y MOT (1992) consideran muchos tipos diferentes de carga permanente, incluyendo el peso de los elementos estructurales, el peso de las superficies

de desgaste tales como el asfalto y los empujes del suelo. A cada uno de estos tipos de cargas se aplica un factor de carga diferente. Por ejemplo, en AASHTO (1998), mientras que el valor del factor de carga para los elementos estructurales es 1.25, el factor de carga indicado para el peso de las superficies de desgaste y el empuje vertical del suelo aplicado a estructuras enterradas flexibles son 1.5 y 1.95, respectivamente. Los valores relativamente elevados especificados para los factores de carga correspondientes al peso de las superficies de desgaste y el empuje del suelo aplicado a las estructuras enterradas reflejan la elevada variabilidad en la estimación de la magnitud de las cargas correspondientes. Por otra parte, en los Códigos para edificios tales como el ACI (1999) y el NRC (1995), las cargas permanentes consisten fundamentalmente en el peso de los elementos estructurales, tabiques y otros materiales incorporados al edificio y que deben ser soportados por los elementos estructurales de forma permanente. Para todas estas cargas se utiliza el mismo factor de carga, ya que a todas ellas se las trata simplemente como cargas muertas. Por lo tanto, los rangos relativamente amplios que aparecen en los Códigos para puentes para las cargas permanentes están asociados con los diferentes tipos de cargas permanentes que se deben considerar en el diseño de puentes.

Para las sobrecargas vivas de la Tabla 2.3.1, los valores de los factores de carga que son menores que 1.0 se aplican cuando la carga se utiliza en una combinación de cargas junto con otras cargas transitorias (es decir, otras sobrecargas vivas, cargas de viento o cargas sísmicas). Esto se basa en la hipótesis que la ocurrencia simultánea del máximo valor de cada una de las cargas no es probable y que, en caso de ocurrir simultáneamente, algunas cargas pueden contrarrestar a otras. Para tomar en cuenta todo esto, la mayoría de los Códigos, excepto los Códigos para puentes (AASHTO, MOT), aplican un factor menor que 1.0 cuando en una misma combinación de cargas se utilizan más de dos cargas temporarias diferentes. A modo de ejemplo, el NRC (1995) propone utilizar un valor de 0.7 como factor de combinación de cargas cuando hay tanto una sobrecarga viva como una carga de viento. Por lo tanto, en ese caso el diseño considera el 70% de cada efecto de carga tanto para la sobrecarga viva como para la carga de viento. Expresado de otra manera:

$$S = (LF)_D S_D + 0.7((LF)_L S_L + (LF)_W S_W) \quad (2.3.1)$$

El factor de combinación de cargas generalmente varía según el número de cargas temporarias presentes. Es decir, en el caso en el cual se aplica solamente una carga transitoria

el valor del factor de combinación de cargas es igual a la unidad. En los Códigos para puentes (AASHTO y MOT), en lugar de multiplicar los factores de carga propuestos para cada carga por el factor de combinación de cargas, se definen diferentes valores de los factores de cargas a utilizar en las diferentes combinaciones de cargas. A modo de ejemplo, AASHTO define una combinación de cargas que incluye sobrecarga viva pero no incluye carga de viento:

$$S = 1.25S_D + 1.75S_L \quad (2.3.2)$$

pero también define otra combinación de cargas que incluye tanto sobrecarga viva como carga de viento:

$$S = 1.25S_D + 1.35S_L + 0.4S_W \quad (2.3.4)$$

Para facilitar la comparación se utilizarán los valores de los factores de carga correspondientes a una combinación de cargas representativa. Esta combinación de cargas será una combinación de cargas gravitatorias (es decir, carga permanente más sobrecarga viva). La Tabla 2.3.2 muestra una comparación de las combinaciones de cargas gravitatorias especificadas en los diferentes Códigos analizados. De la Tabla 2.3.2 se puede observar que las variaciones entre los diferentes Códigos para los valores de los factores de carga para cargas permanentes y sobrecargas vivas caen dentro de un rango relativamente pequeño, de 1.0 a 1.4 y de 1.3 a 1.75, respectivamente. Si se excluyen de la comparación los valores especificados en el Código para fundaciones danés (DGI 1985), el rango de valores para las cargas permanentes se vuelve aún más pequeño (de 1.2 a 1.4).

Para el caso de las cargas de viento y cargas sísmicas los valores de los factores de carga indicados en los diferentes Códigos muestran una concordancia relativamente mayor que para el caso de las cargas gravitatorias. Los valores de los factores para carga de viento varían de 1.2 a 1.5. Para las cargas sísmicas, en la mayoría de los Códigos los valores de los factores de carga son iguales a 1.0. Las cargas sísmicas son cargas que dependen del sitio de emplazamiento de la construcción, lo cual significa que las cargas de diseño pueden tener variaciones regionales. Por este motivo, la mayoría de los Códigos establecen que las cargas sísmicas nominales se deben determinar de manera relativamente conservadora y que para el factor de carga sísmica se debe utilizar un valor de 1.0. Esto se hace a fin de evitar que el valor del factor de carga varíe dependiendo del sitio de emplazamiento.

En resumen, las comparaciones muestran que los valores de los factores de carga para

los estados límites últimos son en general consistentes en todos los Códigos estudiados. Aparece una diferencia importante en los factores para carga permanente entre los Códigos para puentes y los Códigos para edificios. Comparados con los Códigos para edificios, los Códigos para puentes subdividen las cargas permanentes en tipos de cargas más específicas (por ejemplo, empuje vertical del suelo aplicado a las estructuras flexibles enterradas), para las cuales se utilizan diferentes factores de carga, obteniéndose así rangos amplios para los valores de los factores de carga. Sin embargo, cuando se considera una combinación de cargas gravitatorias, los valores caen dentro de rangos más pequeños en todos los Códigos.

Factores de Carga para Estados Límites de Servicio (SLS)

Aunque el foco principal de la investigación actual son los estados límites últimos, también es necesario considerar los estados límites de servicio (SLS). La Tabla 2.3.3 muestra los valores de los factores de carga para estados límites de servicio especificados en los diferentes Códigos revisados. Los estados límites de servicio se tratan de forma diferente que los estados límites últimos. En ambos casos se aplican factores de carga, pero para verificar los estados límites de servicio no se utilizan factores de resistencia. En cambio, los asentamientos resultantes de las cargas mayoradas no deben superar los asentamientos admisibles. Típicamente para las verificaciones de los estados límites de servicio se indican factores de carga iguales a la unidad. Los Códigos para puentes, tales como el AASHTO (1998) y el MOT (1991), utilizan factores de carga menores que 1.0 para las cargas de viento y las sobrecargas vivas. En el MOT se aplican valores de 0.7 y 0.75 para las cargas de viento y sobrecargas vivas, respectivamente, mientras que el AASHTO utiliza un valor de 0.3 para el factor de carga de viento.

El uso de valores menores que 1.0 se basa en el razonamiento que no es probable que las cargas dependientes del tiempo tales como las sobrecargas vivas y las cargas de viento permanezcan en su valor máximo durante períodos de tiempo significativos, y por lo tanto las cargas mayoradas para las verificaciones de estados límites de servicio serán menores que las cargas de diseño. Además, las sobrecargas vivas consideradas en el diseño de puentes son cargas debidas al tráfico que pueden ser altamente dependientes del tiempo, a diferencia de las sobrecargas vivas en edificios que son en su mayoría cargas debidas a la ocupación. Utilizando un factor de sobrecarga viva de 0.75 el Código MOT toma en cuenta las

características de dependencia del tiempo de las cargas debidas al tráfico. Sin embargo, para verificar los estados límites de servicio de las fundaciones en suelos granulares puede ser más apropiado utilizar un factor de carga igual a 1.0, ya que el asentamiento de los suelos granulares es inmediato. Este no es un problema en la mayoría de los códigos, ya que en todos los Códigos se utilizan factores de carga iguales a 1.0 para verificar los estados límites de servicio, excepto en los dos Códigos para puentes. Para las verificaciones de los estados límites de servicio los Códigos no consideran las cargas sísmicas.

2.4 Análisis de Confiabilidad Simple

Se realizó un análisis de confiabilidad simple para determinar los rangos apropiados de los valores de los factores de carga en estados límites últimos correspondientes a los cuatro tipos de cargas diferentes considerados en la presente investigación. El método empleado fue el método FOSM⁶, suponiendo distribuciones lognormales para las variables de diseño (carga y resistencia). Este método fue desarrollado principalmente por Cornell (1969) y Lind (1971).

Es posible que las cargas no estén lognormalmente distribuidas; de hecho, nunca se conocen con exactitud las características de distribución de las cargas. La distribución utilizada para modelar las cargas debería ser la distribución menos sesgada, utilizando la información dada. Esta información típicamente consiste en la media y la varianza (o coeficiente de variación) de las cargas. Para determinar cuál distribución es realmente la menos sesgada se puede emplear el principio de máxima entropía. Este principio establece que la distribución menos sesgada es la distribución que maximiza la entropía con sujeción a las restricciones impuestas por la información dada (Jaynes 1957). Para una variable aleatoria discreta la entropía H está dada por (Harr 1987):

$$H = -\sum p_i \ln p_i \quad (2.4.1)$$

donde p_i es la probabilidad del evento i . Para una variable aleatoria continua, la entropía está dada por (Harr 1987):

$$H = -\int_a^b f(x) \ln f(x) dx \quad (2.4.2)$$

⁶ FOSM: *First-Order Second-Moment*

donde a y b son los límites inferior y superior de la variable, respectivamente. El signo negativo en cada una de estas ecuaciones hace que la entropía sea positiva. Si la única información disponible acerca de una variable son los valores de los límites superior e inferior, el principio de máxima entropía establece que la distribución uniforme (la distribución tal que todos los valores dentro del rango de valores posibles son igualmente probables) es la distribución menos sesgada (Harr 1987).

En ingeniería geotécnica, típicamente la información acerca de la media y la varianza de una carga o resistencia está disponible, aún cuando se desconozca su distribución exacta. Los límites inferior y superior de la carga o resistencia pueden ser desconocidos. En este caso el principio de máxima entropía establece que la distribución menos sesgada es la distribución normal. Sin embargo, las magnitudes de las cargas y las resistencias que se encuentran en los problemas geotécnicos no pueden tomar valores negativos. Esto establece firmemente un límite inferior tanto para las cargas como para las resistencias. Típicamente el límite superior de la carga o resistencia es desconocido. Esto es particularmente cierto en el caso de las cargas transitorias (es decir, las sobrecargas vivas, las cargas de viento y las cargas sísmicas), las cuales pueden asumir valores extremadamente elevados aunque muy improbables. Estas cargas transitorias típicamente son modeladas por los comités dedicados a la especificación de cargas utilizando distribuciones más precisas, en particular distribuciones de valores extremos Tipo I o Tipo II (Ellingwood et al. 1980), pero estas distribuciones requieren saber más acerca de la variable que simplemente la media, la varianza y el valor mínimo. Por lo tanto, considerando la información generalmente disponible, estas distribuciones no representan la distribución menos sesgada para las cargas. En consecuencia, la distribución lognormal modela mejor las cargas transitorias, ya que queda plenamente caracterizada por sus dos primeros momentos, permitiendo una implementación más sencilla en un análisis FOSM. Esto lleva a una distribución que no sólo es relativamente simple de implementar, sino que también proporciona resultados razonables (MacGregor 1976). Lo que es más, la distribución lognormal representa mejor el producto de varias variables aleatorias positivas, aún cuando estas variables no estén lognormalmente distribuidas. En el modelado de las cargas, la propia carga nominal se puede modelar como el producto entre varias componentes, cada una de las cuales se puede modelar como una variable aleatoria. Por ejemplo, las cargas de viento generalmente se modelan como el producto entre la velocidad del viento y otros parámetros

empíricos o experimentales que se tratan como variables aleatorias (ASCE 7-95). En ocasiones un ingeniero que trabaja en un proyecto tendrá información específica correspondiente al proyecto en cuestión. En este caso, si es que la economía del presupuesto lo justifica, se podrían desarrollar factores de carga específicos o bien se podría utilizar un análisis más complejo.

Con frecuencia se modela un factor de resistencia global como el producto entre la resistencia nominal y varios parámetros para tomar en cuenta las diferentes fuentes de incertidumbre. En el diseño de la estructura de un puente, la resistencia global de un elemento estructural habitualmente se modela como el producto entre la resistencia nominal y un factor que toma en cuenta el material, un factor que toma en cuenta la fabricación y un factor que toma en cuenta el tipo de análisis utilizado, los cuales se utilizan para considerar las incertidumbres correspondientes a las resistencias de los materiales, las dimensiones de los componentes y los modelos analíticos empleados, respectivamente (Nowak and Grouni 1994). Matemáticamente esto se puede expresar de la siguiente manera:

$$R = R_n \eta_m \eta_f \eta_a \quad (2.4.3)$$

donde: η_m es un factor que depende del material y que considera la incertidumbre de la resistencia del material, η_f es un factor de fabricación que considera la incertidumbre de las dimensiones del elemento fabricado (por ejemplo, la variabilidad de las dimensiones de los encofrados en el caso del hormigón colado in situ) y η_a es un factor que depende del análisis utilizado que considera la incertidumbre del modelo analítico empleado para calcular la resistencia. Para el diseño de las fundaciones, en diversos casos la resistencia del suelo también se puede modelar como el producto entre la resistencia nominal y diferentes componentes que toman en cuenta las incertidumbres relacionadas con la variabilidad inherente del suelo, las mediciones (y ensayos) y los métodos analíticos empleados. Tal vez esto se puede ilustrar mejor considerando la ecuación general para determinar la capacidad de carga de las arcillas,

$$q_{bL} = (s_c d_c i_c b_c g_c) c N_c \quad (2.4.4)$$

la cual utiliza una serie de factores de corrección para modelar la capacidad de carga de una fundación superficial. La incertidumbre en la medición se vería en c , ya que la cohesión es un parámetro de la resistencia del suelo que debe ser determinado utilizando ensayos in situ,

ensayos en laboratorio o mediante correlaciones con otros parámetros medidos. La variabilidad adicional debida a la incertidumbre inherente de la propia ecuación utilizada para determinar la capacidad de carga también afecta la incertidumbre del análisis.

En este contexto, suponer una distribución lognormal tanto para las cargas como para las resistencias parece ser una hipótesis razonable, ya que ambas se pueden tratar como el producto entre varias variables aleatorias. Por lo tanto, los efectos de las cargas y las resistencias de un sistema estructural o geotécnico se pueden expresar como se indica en la Figura 2.4.1. Sean el efecto de las cargas S y la resistencia R variables aleatorias; entonces la falla (alcanzar un estado límite último) ocurre cuando $\ln R - \ln S < 0$ (represento por el área sombreada de la Figura 2.4.1). La probabilidad de falla P_f se puede expresar como:

$$P_f = P[(\ln R - \ln S) < 0] \quad (2.4.5)$$

Asumiendo que las variables aleatorias, $\ln R$ y $\ln S$, son estadísticamente independientes, la media \bar{U} y la desviación estándar σ_U de $U = \ln R - \ln S$ están dadas por:

$$\bar{U} = \overline{\ln R} - \overline{\ln S} \quad (2.4.6)$$

$$\sigma_U = \sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2} \quad (2.4.7)$$

El índice de seguridad o índice de confiabilidad β , el cual es una medida relativa de la seguridad para un sistema dado, se puede expresar en función de la media y la desviación estándar de U (Figura 2.4.1):

$$\beta = \frac{\overline{\ln R} - \overline{\ln S}}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2}} \quad (2.4.8)$$

Para una distribución lognormal:

$$\sigma_{\ln S}^2 = \ln(1 + V_S^2), \quad \sigma_{\ln R}^2 = \ln(1 + V_R^2) \quad (2.4.9)$$

donde: V_S y V_R = coeficientes de variación de S y R , respectivamente, definidos como la relación entre la desviación estándar y la media. Para valores pequeños de V_S o V_R (digamos menor que 0.6), las siguientes expresiones constituyen aproximaciones aceptables (MacGregor 1976):

$$V_S^2 \cong \sigma_{\ln S}^2, \quad V_R^2 \cong \sigma_{\ln R}^2 \quad (2.4.10)$$

De acuerdo con MacGregor (1976), el error en (2.4.10) es menor que 2% para $V_R = 0.3$, y aumenta hasta alrededor de 10% para $V_R = 0.6$. A título de comparación, los valores de V_R informados para diferentes propiedades geotécnicas y resistencias están comprendidos en un rango amplio de alrededor de 0.05 a 0.85 (Becker 1996). Considerando los valores medios de los valores informados, el rango varía entre alrededor de 0.1 y 0.5. La hipótesis de (2.4.10) sobrestima la incertidumbre de la resistencia, y por lo tanto es ligeramente conservadora. En base a (2.4.9) y (2.4.10), (2.4.8) se puede describir de la siguiente manera:

$$\overline{\ln R} - \overline{\ln S} \geq \beta \sqrt{V_S^2 + V_R^2} \quad (2.4.11)$$

Lind (1971) demostró que:

$$\sqrt{V_S^2 + V_R^2} \cong \alpha V_S + \alpha V_R \quad (2.4.12)$$

donde: α = coeficiente de separación cuyo valor está comprendido entre 0.707 y 1.0 (dependiendo del valor de la relación V_R/V_S), y MacGregor (1976) demostró que:

$$\overline{\ln R} - \overline{\ln S} \cong \ln \left(\frac{\overline{R}}{\overline{S}} \right) \quad (2.4.13)$$

que se puede utilizar para aproximar (2.4.11). Llevando (2.4.12) y (2.4.13) a (2.4.11):

$$\ln \left(\frac{\overline{R}}{\overline{S}} \right) \geq \beta \alpha V_S + \beta \alpha V_R \quad (2.4.14)$$

o bien

$$\frac{\overline{R}}{\overline{S}} \geq e^{(\beta \alpha V_S + \beta \alpha V_R)} \quad (2.4.15)$$

Reordenando (2.4.15) se obtiene:

$$\overline{R} \left(e^{-\beta \alpha V_R} \right) \geq \overline{S} \left(e^{\beta \alpha V_S} \right) \quad (2.4.16)$$

El efecto de carga medio \overline{S} y la resistencia media \overline{R} se pueden definir de la siguiente manera:

$$\overline{S} = S_n k_S, \quad \overline{R} = R_n k_R \quad (2.4.17)$$

donde: S_n , R_n , k_S , y k_R son la carga nominal, la resistencia nominal y los factores de sesgo (es

decir, relaciones entre valor medio y nominal) para la carga y la resistencia, respectivamente. Usando (2.4.17), (2.4.16) se puede describir de forma análoga a la ecuación fundamental del LRFD:

$$R_n k_R \left(e^{-\beta \alpha V_R} \right) \geq S_n k_S \left(e^{\beta \alpha V_S} \right) \quad (2.4.18)$$

o bien

$$RF \cdot R_n \geq LF \cdot S_n \quad (2.4.19)$$

donde: LF y RF = factor de carga y factor de resistencia, respectivamente. De (2.4.18) y (2.4.19), el valor del factor de carga y el valor del factor de resistencia se pueden calcular como:

$$LF = k_S e^{\beta \alpha V_S} \quad (2.4.20)$$

$$RF = k_R e^{-\beta \alpha V_R} \quad (2.4.21)$$

Con (2.4.20), si se conocen valores apropiados para los parámetros α , β , k_S , y V_S , es posible obtener de manera sencilla el valor del factor de carga para cada tipo de carga. Sin embargo, en la mayoría de los casos es difícil estimar estos parámetros. Esto no sólo se debe a que α es función tanto de los efectos de la carga como de la resistencia sino también a que, debido a la existencia de datos estadísticos limitados, no se conocen adecuadamente los valores de k_S y V_S .

Se puede aplicar un procedimiento similar para determinar los factores de carga y resistencia si las distribuciones subyacentes son normales. Esto será útil para determinar el factor de carga para cargas permanentes, ya que típicamente las cargas permanentes se modelan con una distribución normal (Ellingwood, et. al. 1980). Para las variables distribuidas normalmente, la probabilidad de falla está dada por (Haldar y Mahadevan 2000):

$$P_f = P[(R - S) < 0] \quad (2.4.22)$$

El índice de confiabilidad β está dado por:

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.4.23)$$

Usando el coeficiente de separación α , (2.4.23) se puede reescribir como:

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\alpha(\sigma_R + \sigma_S)} \quad (2.4.24)$$

Reordenando (2.4.24) se obtiene:

$$\bar{R} - \alpha\beta\sigma_R = \bar{S} - \alpha\beta\sigma_S \quad (2.4.25)$$

Observando que $V_R = \sigma_R / \bar{R}$ y $V_S = \sigma_S / \bar{S}$,

$$\bar{R}(-\alpha\beta\sigma_R) = \bar{S}(1 - \alpha\beta\sigma_S) \quad (2.4.26)$$

Con $\bar{S} = S_n k_S$ y $\bar{R} = R_n k_R$,

$$LF = k_S(1 + \alpha\beta V_S) \quad (2.4.27)$$

$$RF = k_R(1 - \alpha\beta V_R) \quad (2.4.28)$$

2.5 Selección de los parámetros utilizados en el análisis

De (2.4.12), el coeficiente de separación α se puede expresar como:

$$\alpha = \frac{\sqrt{1 + (V_R / V_S)^2}}{1 + (V_R / V_S)} \quad (2.5.1)$$

El coeficiente de separación depende de la relación V_R/V_S . En otras palabras, es una función de las incertidumbres tanto en las cargas como en las resistencias. Por lo tanto, para derivar un factor de carga en base a (2.4.20) se debería seleccionar un valor de V_R/V_S representativo. Como se indicó anteriormente, los valores de V_R varían entre alrededor de 0.1 y 0.5. Los valores representativos de V_S informados en la literatura varían entre alrededor de 0.1 y 0.25 para cargas permanentes, sobrecargas vivas y cargas de viento (Nowak 1994, Ellingwood 1999). Por lo tanto, la correspondiente relación V_R/V_S para los rangos informados de V_R y V_S varía entre 0.4 y 5. Para valores de V_R/V_S comprendidos entre 0.4 y 5, el coeficiente de separación α toma valores dentro del rango relativamente pequeño comprendido entre aproximadamente 0.7 y 0.85. En consecuencia, en nuestro análisis asumimos un valor de 0.75

para α . Este valor también ha sido utilizado por Becker (1996) y es consistente con el rango presentado en la Figura 2.5.1. A título de comparación, también se examinan factores de carga obtenidos usando α comprendido entre 0.7 y 0.85.

El índice de confiabilidad, β , es una medida relativa del grado de seguridad. Como se ilustra en la Figura 2.4.1, cuanto mayor el valor β menor la probabilidad de falla y viceversa. Usando (2.4.20) y (2.4.21) se puede calcular el valor de β para valores dados de los factores de carga y resistencia y los parámetros estadísticos. A la inversa, se pueden determinar los factores de carga y resistencia para un β dado (es decir, para un índice de confiabilidad objetivo) y para parámetros estadísticos dados. De hecho, la calibración del código es el proceso mediante el cual se ajustan los factores de carga y resistencia para obtener un nivel de confiabilidad deseado. Los efectos de las cargas S de la Figura 2.4.1 son generalmente la combinación de los efectos de las cargas para varios tipos de cargas diferentes de acuerdo con las combinaciones de cargas empleadas. Por ejemplo, en una combinación de cargas gravitatorias un efecto de carga S será la combinación de los efectos de la carga permanente y los efectos de la sobrecarga viva. En este caso el índice de confiabilidad β habitualmente se calcula utilizando las ecuaciones de confiabilidad, en las cuales se utilizan parámetros estadísticos tales como V_S y V_R como los parámetros estadísticos representativos de los efectos de las cargas combinadas (es decir, carga permanente y sobrecarga viva) y la resistencia global. En base a este enfoque Ellingwood et. al. (1980), luego de examinar cuidadosamente β correspondiente a los elementos estructurales habituales, tales como hormigón, acero y madera, informaron que los valores representativos del índice de confiabilidad β tienden a caer en el rango comprendido entre 2.5 y 3.0 tanto para carga gravitatoria como para combinaciones de carga gravitatoria y de viento. Estos valores de β son representativos de la confiabilidad asociada con los diseños existentes. También sugirieron que, para combinaciones de cargas gravitatorias, carga gravitatoria más carga de viento y carga gravitatoria más carga sísmica, los índices de confiabilidad objetivo representativos β_T son 3.0, 2.5 y 1.75, respectivamente. Estos índices de confiabilidad objetivo fueron establecidos luego de considerar la confiabilidad asociada con los diseños actuales. Establecer índices de confiabilidad objetivo en base a los diseños actuales llevará a factores de carga con los cuales se obtendrán diseños similares a los diseños actuales. Esto es deseable, ya que los índices de confiabilidad se pueden refinar posteriormente, si es que existe la necesidad de hacerlo, de

manera cautelosa a medida que los Códigos evolucionen. Por lo tanto, para derivar el factor de carga para un tipo particular de carga utilizando (2.4.20) sería necesario seleccionar diferentes valores de β para cada tipo de carga. En este análisis, en base al trabajo de Ellingwood, se supusieron valores de β iguales a 3.0 para carga permanente, 2.75 para sobrecarga viva, 2.5 para carga de viento y 1.75 para carga sísmica.

Para evaluar los valores de k_S y V_S se han realizado exhaustivas investigaciones durante varias décadas de uso del LRFD aplicado al diseño estructural. Para las cargas variables en función del tiempo, tales como las sobrecargas vivas, de viento y sísmicas, los valores de k_S y V_S normalmente se obtienen a partir de procesos de modelado de tiempo estocástico en base a los datos registrados disponibles (por ejemplo, datos de relevamiento de tráfico, datos sobre velocidad de viento o coeficiente de aceleración sísmica). La Tabla 2.5.1 muestra los valores de k_S y V_S informados por diferentes investigadores. Como era dable esperar, los sesgos para las cargas gravitatorias (es decir, cargas permanentes y sobrecargas vivas) son relativamente pequeños. Esto significa que las cargas gravitatorias tienden a estimarse con bastante precisión. Observar además que el coeficiente de variación para las cargas permanentes es bastante bajo. Por otra parte, los valores de V_S para cargas sísmicas son significativamente mayores que para otras cargas. En base a los datos presentados en la Tabla 2.5.1, para cada tipo de carga se determinan rangos de valores para k_S y V_S a utilizar en el análisis del presente capítulo. Los rangos de valores utilizados se presentan en la Tabla 2.5.2.

2.6 Comparación entre los resultados obtenidos del análisis y los Factores de Carga de los Códigos

La Tabla 2.6.1 y la Figura 2.6.1 muestran las comparaciones entre los valores de los factores de carga obtenidos del análisis y aquellos especificados en los Códigos. Los factores de carga para las cargas permanentes beneficiosas se obtuvieron utilizando ecuaciones de forma similar a las ecuaciones (2.4.21) y (2.4.28), a saber:

$$LF = k_S e^{-\beta \alpha V_S} \quad (2.6.1)$$

para la distribución lognormal, y

$$LF = k_S (1 - \alpha \beta V_S) \quad (2.6.2)$$

para la distribución normal, en base al razonamiento que las cargas permanentes beneficiosas

resisten la falla. Estas ecuaciones son similares a las ecuaciones para determinar los factores de resistencia, excepto que el factor de sesgo y el coeficiente de variación son para los efectos de las cargas beneficiosas, no para las resistencias. Estas ecuaciones también difieren de las ecuaciones estándares utilizadas para determinar factores de carga, (2.4.20) y (2.4.27), en que están expresadas en términos de $-\alpha\beta V_S$ en vez de $\alpha\beta V_S$. Esto considera la naturaleza beneficiosa de estas cargas. Se halló que los valores de los factores de carga dados en los Códigos son razonablemente consistentes para todas las cargas consideradas. El rango relativamente amplio de los factores de carga para cargas sísmicas se debe principalmente a los valores de V_S usados en el análisis, los cuales abarcan un rango relativamente amplio. En la misma tabla, a título comparativo se indican valores promedio para los rangos de cada carga. Para cargas permanentes y sobrecargas vivas, los valores obtenidos mediante el análisis son levemente mayores que los especificados en todos los Códigos. Sin embargo, es interesante notar que al comparar sólo contra los Códigos estadounidenses (AASHTO, ACI y AISC) los valores promedio del análisis concuerdan relativamente bien con los valores de los Códigos, a pesar que los rangos dados en el análisis son bastante grandes (Tabla 2.6.1). Para α que varía entre 0.7 y 0.85, los rangos se vuelven un poco más grandes, pero los únicos factores de carga significativamente afectados son aquellos para cargas sísmicas. En algunos casos el análisis apoya el uso de factores de carga que son mayores que los factores de carga actualmente utilizados en los Códigos. Esto se puede ver en la Figura 2.6.1, particularmente para las cargas sísmicas. Esta aparente falta de conservadurismo de los Códigos actuales se debe a la distribución de probabilidad que subyace a las cargas. Las investigaciones actuales están utilizando la distribución menos sesgada considerando sólo la media y la varianza de las cargas, junto con el hecho que las cargas no pueden ser negativas. Los Códigos se basan en distribuciones de las cargas más precisas, y por lo tanto más sesgadas, usando más información sobre las cargas particulares consideradas. Al considerar esta información adicional, los desarrolladores de códigos pueden arribar a un factor de carga más preciso para un caso particular. Como se puede ver en la Figura 2.6.1, estos valores siempre están comprendidos dentro del rango determinado por la presente investigación.

2.7 Futuro desarrollo del diseño geotécnico mediante LRFD

Tal como lo demuestran las ecuaciones (2.4.19), (2.4.20), (2.4.21) y (2.5.1), los

factores de carga y resistencia están inexorablemente relacionados a través de los valores de β , V_R y V_S . Esto significa que cada Código asignará diferentes valores a los factores de resistencia, ya que cada uno de ellos adopta valores diferentes para los factores de carga. Esto aumenta la complejidad del LRFD comparado con el diseño por tensiones admisibles (ASD). Para el diseño por tensiones admisibles lo único que los ingenieros deben comprender es el concepto de factor de seguridad global, el cual se viene utilizando desde hace al menos cien años. Por ejemplo, el factor de seguridad para una zapata típicamente estaría comprendido entre 2 y 4, y el ingeniero selecciona el valor a utilizar en el diseño en base a lineamientos generales. En el caso del LRFD es fundamental utilizar los valores de LF y RF especificados en el Código, además de una resistencia nominal consistente con los valores de LF y RF . Esto requiere comprender conceptos más complejos.

La aceptación del enfoque del LRFD depende de que el método sea comprensible y utilizable por los ingenieros geotécnicos. La gran variedad de factores de carga actualmente existentes, la cual lleva a una gran variedad de factores de resistencia diferentes, contribuye a la complejidad global del LRFD desde el punto de vista del ingeniero y en última instancia desalienta el uso de este método de diseño. Nuestro análisis muestra que, en general, los factores de carga propuestos por los diferentes códigos son todos aceptables desde un punto de vista teórico. Idealmente, a fin de facilitar el uso del LRFD en la práctica habitual, los líderes de las organizaciones responsables por cada código deberían unirse para adoptar un conjunto único de factores de carga, al menos para las cargas primarias, tales como los cuatro tipos de cargas discutidos en el presente capítulo (carga permanente, sobrecarga viva, carga de viento y carga sísmica). Reconocemos que esto no es fácil de lograr, ya que involucra salvar obstáculos que no son técnicos sino políticos. La alternativa es que los ingenieros se acostumbren a utilizar diferentes factores de carga y resistencia al diseñar el mismo tipo de elemento de fundación dependiendo del Código vigente para cada diseño particular.

2.8 Resumen y conclusiones

Se revisaron los factores de carga propuestos por diversos Códigos sobre LRFD para estructuras y fundaciones. En general, los códigos de diseño de puentes y fundaciones de estructuras off-shore consideran una gran cantidad de estados límites, tipos de cargas y combinaciones de cargas en comparación con los códigos para el diseño de edificios y

fundaciones en tierra. En el presente estudio se examinaron los factores de carga para cuatro tipos de cargas principales (carga permanente, sobrecarga viva, carga de viento y carga sísmica) que controlan la mayoría de los casos de diseño y se compararon los valores especificados en diferentes Códigos.

Para los estados límites últimos, los valores de los factores de carga caen dentro de rangos bastante consistentes para la mayoría de los tipos de cargas considerados. Aparecen diferencias entre los factores de carga para cargas permanentes y sobrecargas vivas cuando se comparan los valores especificados en los Códigos para edificios contra aquellos especificados en los Códigos para puentes. En el caso de los Códigos para puentes, los valores de los factores de carga para carga permanente caen en un rango relativamente amplio. Esto se debe a que para el diseño de puentes generalmente hay más tipos de cargas que se definen como cargas permanentes, para las cuales se utilizan diferentes valores del factor de carga a fin de tomar en cuenta los diferentes grados de incertidumbre inherentes a cada carga. El uso de una gran cantidad de factores de carga diferentes aumenta la complejidad de un Código, pero también contribuye a su utilidad. Cuando se utiliza un mayor número de factores de carga es posible separar mejor las incertidumbres debidas a cada tipo de carga. Esta separación de las incertidumbres es el objetivo final del LRFD. Los Códigos para puentes también definen diferentes valores de los factores de carga para sobrecargas vivas para diferentes combinaciones de cargas (es decir, para diferentes estados límites) en lugar de utilizar factores de combinación de cargas para tomar en cuenta que es poco probable que ocurran simultáneamente los valores máximos de varias cargas transitorias. Sin embargo, al considerar una combinación de cargas gravitatorias, en todos los Códigos los valores de los factores para carga permanente y sobrecarga viva se reducen a un rango relativamente pequeño, obteniéndose rangos consistentes con otros tipos de cargas examinados.

Para los estados límites de servicio también aparecen diferencias entre los Códigos para edificios y los Códigos para puentes. Aunque la mayor parte de los Códigos especifican el uso de cargas no mayoradas, AASHTO (1998) y MOT (1991) utilizan valores menores que 1.0 como factor para cargas de viento y para cargas de viento más sobrecarga viva, respectivamente. Esto refleja las diferencias en la manera en que cada Código especifica la determinación de la carga de viento característica, como así también la naturaleza transitoria de las sobrecargas vivas en el caso de los puentes. Sin embargo, se puede argumentar contra

el uso de factores de carga menores que la unidad, excepto cuando el suelo de fundación es arcilla.

Se implementó un análisis de confiabilidad simple utilizando el método FOSM para hallar rangos apropiados de los valores de los factores de carga para cada una de las cargas consideradas en la presente investigación. El análisis produjo resultados consistentes con todos los Códigos revisados, aunque los valores producidos se encuentran en rangos bastante amplios debido al rango relativamente amplio de los parámetros utilizados como datos de partida. El análisis mostró una concordancia aún mayor con los Códigos cuando se consideraron sólo los Códigos estadounidenses (AASHTO, ACI y AISC). Tal como se resume en la Figura 2.6.2, los valores presentados en los Códigos estadounidenses se encuentran en la parte media del rango aceptable determinado mediante el análisis. Debido a que para modelar las cargas el análisis utiliza la distribución menos sesgada, los factores de carga a utilizar en el diseño geotécnico mediante LRFD no deberían caer fuera del rango determinado mediante la investigación actual, a menos que dicho factor de carga se aplique a un tipo específico de carga no considerado en esta investigación.

2.9 Simbología

H = entropía

k_R = factor de sesgo de la resistencia

k_S = factor de sesgo de los efectos de las cargas

LF = factor de carga

$(LF)_D$ = factor de carga para cargas permanentes

$(LF)_L$ = factor de carga para sobrecargas vivas

$(LF)_W$ = factor de carga para cargas de viento

p_i = probabilidad del evento i

P_f = probabilidad de falla

R = resistencia

RF = factor de resistencia

R_n = resistencia nominal

\bar{R} = resistencia media

S = efectos de las cargas

S_D = efecto nominal de las cargas permanentes

S_L = efecto nominal de las sobrecargas vivas

S_n = efecto nominal de las cargas

S_W = efecto nominal de las cargas de viento

\bar{S} = efecto medio de las cargas

V_R = coeficiente de variación de la resistencia

V_S = coeficiente de variación de los efectos de las cargas

α = coeficiente de separación

β = índice de confiabilidad

β_T = índice de confiabilidad objetivo

η_m = factor que depende del material

η_f = factor de fabricación

η_a = factor que depende del tipo de análisis utilizado

σ = desviación estándar

Tabla 2.3.1. Factores de Carga

Cargas	Estados Unidos				Canadá		Europa	
	AASHTO (1998)	ACI (1999)	AISC (1994)	API (1993)	MOT (1992)	NRC (1995)	DGI (1985)	ECS (1995)
Permanentes	1.25 - 1.95 (0.65-0.9)	1.4 (0.9)	1.2 - 1.4 (0.9)	1.1 - 1.3 (0.9)	1.1 - 1.5 (0.65-0.95)	1.25 (0.85)	1.0 (0.85)	1.0 - 1.35 (0.95)
Sobrecargas vivas	1.35 - 1.75	1.7	1.6	1.1 - 1.5 (0.8)	1.15 - 1.4	1.5	1.3	1.3 - 1.5
Viento	1.4	1.3	1.3	1.2 - 1.35	1.3	1.5	1.3	1.3 - 1.5
Sísmicas	1.0	1.4	1.0	0.9	1.3	1.0	1.0	1.0

Nota: Los valores entre paréntesis se aplican cuando para una combinación de cargas dada los efectos de las cargas tienden a resistir la falla.

Tabla 2.3.2. Factores de carga y combinaciones de cargas gravitatorias

Código	Combinación de cargas representativa
ASHTO (1998)	1.25D + 1.75L
CI (1999)	1.4D + 1.7L
ISC (1994)	1.2D + 1.6L
API (1993)	1.3D + 1.5L
MOT (1992)	1.2D + 1.4L
NRC (1995)	1.25D + 1.5L
DGI (1985)	1.0D + 1.3L
ECS (1995)	1.35D + 1.5L

Tabla 2.3.3. Factores de carga para Estados Límites de Servicio

Cargas	Estados Unidos			Canadá		Europa	
	AASHTO (1998)	ACI (1999)	AISC (1994)	MOT (1991)	NRC (1995)	DGI (1985)	ECS (1995)
Permanentes	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Sobrecargas vivas	1.0	1.0	1.0	0.75	1.0	N/A ^a	1.0
Viento	0.3	1.0	1.0	0.7	1.0	N/A ^a	1.0

^a Los valores para cargas temporarias están dados en el Código estructural.

Tabla 2.5.1. Relación entre carga media y nominal, k_S , y coeficiente de variación, V_S

Cargas	k_S	Referencias	V_S	Referencias
Permanentes	1.03 - 1.05	Nowak 1994; Ellingwood 1999	0.08-0.15	Nowak 1994; Ellingwood 1999
Sobrecargas vivas	1.0	Ellingwood 1999	0.25	Ellingwood 1999
Viento	0.875	Nowak 1994	0.20	Nowak 1994
Sísmicas	0.3	Nowak 1994	0.7 <	Ellingwood, et al. 1980; Nowak 1994

Nota: Los valores de k_S y V_S para cargas transitorias (sobrecargas vivas, cargas de viento y cargas sísmicas) corresponden a valores máximos para un período de recurrencia de 50 años.

Tabla 2.5.2. Valores de k_S y V_S supuestos para el análisis

Cargas	k_S	V_S
Permanentes	1.0 - 1.05	0.07 - 0.16
Sobrecargas vivas	0.95 - 1.05	0.2 - 0.3
Viento	0.85 - 0.9	0.15 - 0.25
Sísmicas	0.25 - 0.35	0.9 - 1.1

Tabla 2.6.1. Comparación entre los valores de los factores de carga obtenidos del análisis y los valores especificados en los Códigos

	Carga permanente	Sobrecarga viva	Carga de viento	Carga sísmica
Análisis ($0.7 < \alpha < 0.85$)	1.16 - 1.58 (1.34) 0.66 - 0.91 ^a (0.79)	1.40 - 2.12 (1.71)	1.11 - 1.53 (1.29)	0.75 - 1.80 (1.17)
Análisis ($\alpha = 0.75$)	1.17 - 1.50 (1.33) 0.70 - 0.90 ^a (0.79)	1.44 - 1.95 (1.68)	1.13 - 1.44 (1.28)	0.81 - 1.48 (1.12)
Todos los Códigos	1.0 - 1.4 ^b (1.24) 0.65 - 0.95 ^a (0.80)	1.3 - 1.75 ^b (1.53)	1.2 - 1.5 (1.36)	0.9 - 1.4 (1.08)
Sólo AASHTO, ACI y AISC	1.2 - 1.4 ^b (1.28) 0.65 - 0.9 ^a (0.86)	1.6 - 1.75 ^b (1.68)	1.3 - 1.4 (1.33)	1.0 - 1.4 (1.13)

Nota: Los valores entre paréntesis representan valores promedio

^a Cargas permanentes beneficiosas

^b Rango para una combinación de cargas representativa, tal como se presenta en la Tabla 2.3.2

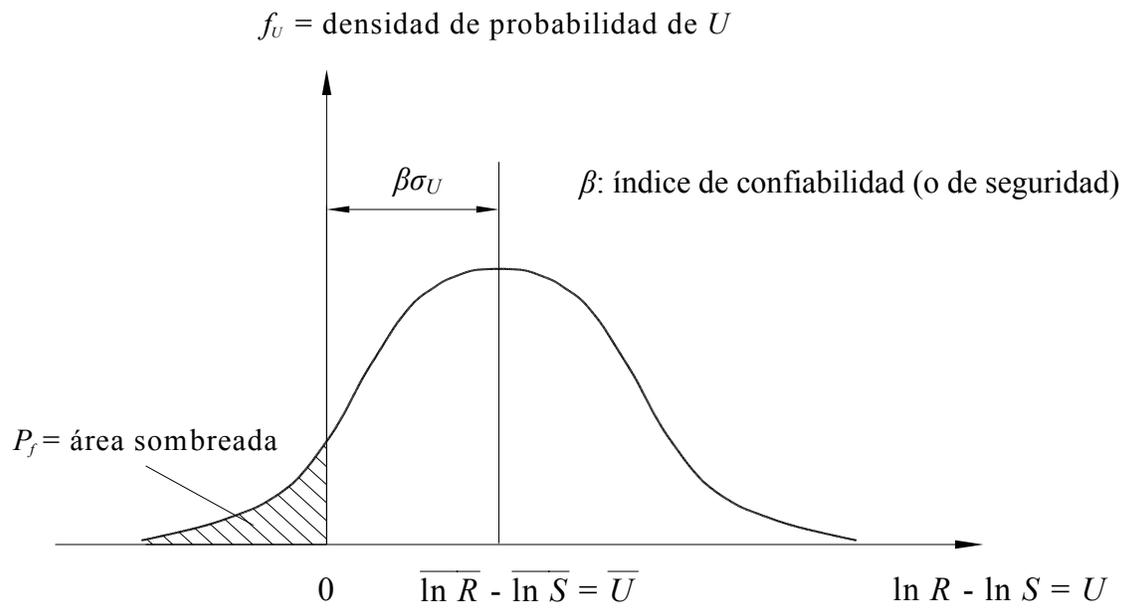


Figura 2.4.1. Efectos de las cargas, resistencia y confiabilidad

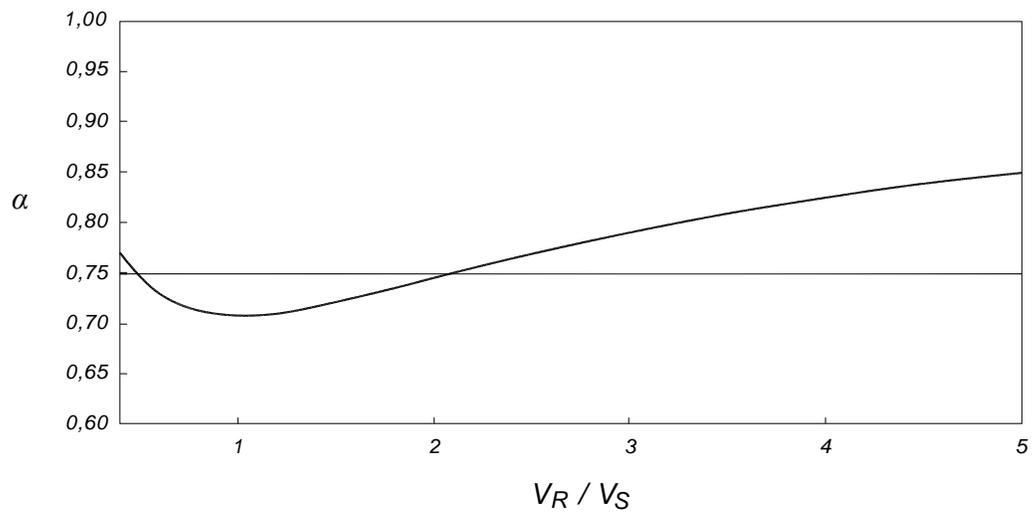


Figura 2.5.1. Variación del coeficiente de separación, α

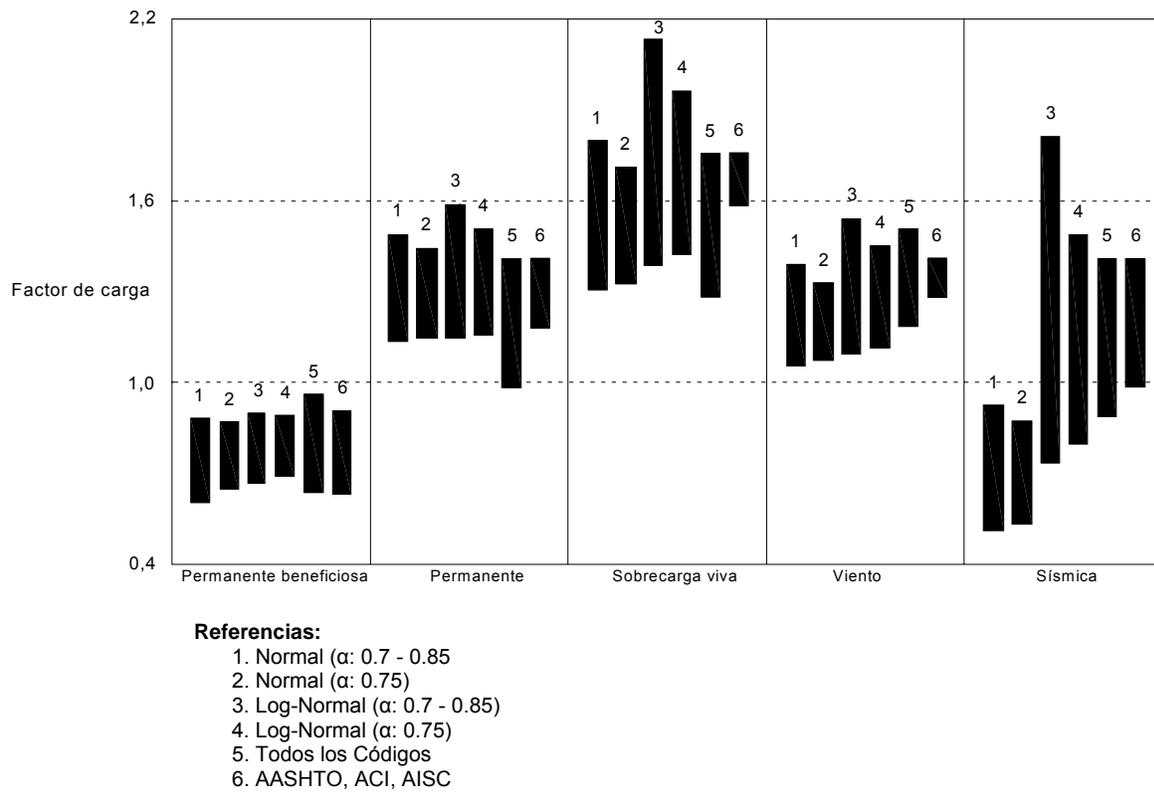


Figura 2.6.1. Comparación del análisis contra los Códigos