

UCLV
Universidad Central
"Marta Abreu" de Las Villas



FC
Facultad de
Construcciones

Departamento de Ingeniería Civil

TRABAJO DE DIPLOMA

Título del trabajo: Revisión de los coeficientes de seguridad de la Norma Cubana para el diseño geotécnico de Cimentaciones Superficiales.

Autor: Alba Durán Companioni

Tutores: Gilberto Quevedo Sotolongo

UCLV
Universidad Central
"Marta Abreu" de Las Villas



FC
Facultad de
Construcciones

Academic Department of Civil Engineering

DIPLOMA THESIS

Title: Review of the safety coefficients of the Cuban
for the geotechnical design of Surface Foundations.

Author: Alba Durán Companioni

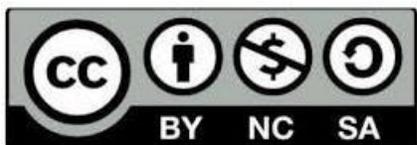
Thesis Director: Gilberto Quevedo Sotolongo

Santa Clara, June, 2019
Copyright©UCLV

Este documento es Propiedad Patrimonial de la Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, y se encuentra depositado en los fondos de la Biblioteca “Chiqui Gómez Lubian” subordinada a la Dirección de Información Científico Técnica de la mencionada casa de altos estudios.

Se autoriza su utilización bajo la licencia siguiente:

Atribución-No Comercial-Compartir Igual



Para cualquier información contacte con:

Dirección de Información Científico Técnica. Universidad Central “Marta
Las Villas. Carretera a Camajuaní. Km 5½. Santa Clara. Villa Clara. Cuba. CP. 54 830
Teléfonos.: +53 01 42281503-1419

Pensamiento

“Frente a cualquier dificultad objetiva, los hombres deben presenta innumerables alternativas y acciones posibles frente concreto. Lo que no debe nunca aceptarse ninguna excusa para dejar tarea, ni permitir que las dificultades se conviertan en pretextos conformista

Comandante en Jefe Fidel CastroRuz

Dedicatoria

Todo, todo, todo, a mis padres.... no hay ninguna otra persona en el mundo que te brinde esa combinación extraña de razón y sentimiento, de que te sepa orientar y exigir y al mismo tiempo amar, esa persona que genera vida, que acompaña y da seguridad ofreciendo una mano firme, que zapatean duro y abandonan cualquier cosa, lo máspreciado que podrían tener sin mirar atrás y sin resentimientos porque así son los buenos verdaderamente son un diamante en bruto.

Agradecimientos

A Mima, que no pudo verme ingeniera.

A mis padres, por todo el amor, educación, por su preocupación sin precedentes, por confiar en mí, y por todo su esfuerzo, me considero a mí misma una copia fiel de la mezcla entre ambos y una alcancía viviente de todo ese esfuerzo y dedicación.

A Laura Estrella que más que una amiga se ha convertido en una reemplazar, y que sepa que cuando me necesite estaré ahí para ella..., ojalá y caminos no sean tan diferentes.

A personas que no son mi sangre como Ada, Maribel y Fernando, pero que me han tratado y me han dado lo mejor de ellos, y que, aunque vivamos a miles de kilómetros y casi no nos veamos que sepan que todos los días me acuerdo de ellos y les voy a estar eternamente agradecida.

A todos los compañeros de equipo durante toda la carrera, en especial a Daidee, los Adrianes (el bicho y el perezoso), Laniel, Roxana (conesta atrasaba), mi Víctor, o, mejor dicho, el de Greisi, Giselle, y a Claudia (la dopin extreme)

A mis compañeros de viaje y bretes, Wendy, Mauren, Beatriz, y a los desatinados de Carlos y

A todos mis profesores, sé que es su deber y profesión el enseñar, pero, aun así, sin ellos esto no fuera posible, principalmente a mi tutor, el profesor Quevedo.

RESUMEN

En este trabajo se exponen los resultados alcanzados producto a la revisión de coeficientes de seguridad que aparecen en la Norma Cubana para el Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales, los cuales se utilizaron específicamente para determinar la capacidad de carga de las cimentaciones; para llegar a determinar esta capacidad portante se necesitan las combinaciones de cargas (cargas de cálculo) que establece la Norma Cubana: Edificaciones-Factores de Carga o Ponderación-Combinaciones (NC 450: 2006), en la cual el factor de ponderación que acompañaba a la carga de viento varió de 1,3CW a 1,4CW, este cambio influye directamente en la capacidad de carga y por los factores de seguridad mencionados anteriormente, para dar solución a tal problemática se utilizó el método probabilístico de la Teoría de la Seguridad, utilizando el primer orden (Y) programados en el MathCad 14.0, y se obtuvo como resultado un gran cambio en los coeficientes, por lo que se decidió realizar un ajuste introduciendo un factor correctivo que tomó el valor de 1,1, el cual se le aplicó a la carga horizontal y al momento flector, (H/1,1 y M/1,1) respectivamente, de esta forma se lograron alcanzar resultados muy similares a los valores existentes y ya probados en la Norma Cubana para el Diseño de Cimentaciones.

Palabras Claves

Capacidad de Carga, Teoría de la Seguridad, coeficientes de seguridad.

ABSTRACT

In this work the results obtained are exposed to the revision of the safety appear in the Cuban Standard for the Geotechnical Design of Surface are used specifically to determine the load capacity of the foundations, revision because, for to arrive at determining this bearing capacity, the load combinations established by the Cuban Standard are required: Buildings-Load Factors or Combinations (NC 450: 2006), in which the weighting factor that accompanied the wind load varied from 1,3CW to 1,4CW, this change directly influences this load capacity and therefore in the safety factors mentioned above, to solve this problem we used the probabilistic method of Safety Theory , using the first approach (Y process was done through filesprogrammed in MathCad 14.0, and a great change in these coefficients was obtained, so it was decided to make an adjustment introducing a corrective factor that took the value of 1,1, which was applied to the horizontal load and at the moment flector, (H / 1,1 and M / 1,1) respectively, in this way it was possible to achieve results very similar to the existing values and already tested in the Cuban Standard for the Geotechnical Design of Surface

Key words

load capacity of the foundations, Safety Theory, safety factors

ÍNDIC

Pensamiento.....	I
Dedicatoria.....	II
Agradecimientos.....	III
RESUMEN.....	
ABSTRACT.....	V
INDICE.....	
Introducción.....	
Capítulo 1: Análisis de la Seguridad en los procesos de	
1. Métodos de diseño y de seguridad aplicados a la	
1.1.1 Método de los Esfuerzos Admisibles.	
1.1.2 Método del Factor de Seguridad Global. (MFSG).....	7
1.1.3 Método de los Estados Límites.	
1.2 Método de los Estados Límites. Diferentes enfoques. Su implementación en Cuba.	10
1.3 Relación entre los coeficientes parciales del MEL y el factor de seguridad global del MFSG.....	
1.4 Comparación de distintos coeficientes de seguridad utilizados en el diseño por MEL.	14
1.4.1 Factores Parciales.....	15
1.5 Métodos Probabilísticos aplicados a la determinación de los coeficientes de seguridad. Diferentes Enfoques.....	21
1.5.1 Métodos probabilísticos. Teoría de seguridad.....	21
1.5.2 Concepción general de los métodos probabilísticos.....	22
1.5.3 Bases matemáticas de los métodos probabilísticos.....	23
1.5.4 Calibración de los coeficientes de seguridad.....	28
1.6 Aplicación del MEL en	
1.6.1 Metodología general para la aplicación del método de los Estados Límites en el Diseño Geotécnico en Cuba.....	33
1.6.2 Aplicación del sistema de coeficientes de seguridad. Aplicación de la Teoría de Seguridad.	35

1.6.3 Metodología para la calibración del sistema de coeficientes de seguridad a utilizar en el MEL con el empleo de la teoría de seguridad.....	35
1.7 Conclusiones parciales del	
Capítulo 2: Determinación de	
2.1 Definición de los parámetros generales que intervienen en la determinación de aplicando el método de los Estados	
2.1.1 Procedimiento para la aplicación del sistema de coeficientes de seguridad.....	38
2.1.2 Relación entre los coeficientes parciales del MEL y el factor de seguridad global del	43
2.2 Definición de valores y datos característicos utilizados que intervienen en la determinación de	
2.2.3. Evaluación de las cargas y obtención de sus combinaciones para aplicar en la determinación de	
2.3 Valoración de los	
2.4 Conclusiones parciales del capítulo.....	53
Capítulo 3. Determinación de	
3.1 Metodología general de aplicación de la teoría de seguridad en el diseño geotécnico en Cuba.....	
3.2 Formulación matemática general para la aplicación de la teoría de seguridad.....	57
3.3 Establecimiento del aparato matemático para la aplicación de la teoría de seguridad al problema	
3.4 Valoración de los	
3. Conclusiones parciales del capítulo.....	71
CAPITULO 4.	
4.1 Combinaciones de cargas y propiedades físico-mecánicas de los	
4.2 Resultados de los diseños.....	78
4.3 Conclusiones parciales del capítulo.....	80
Conclusiones Generales.....	81
Recomendaciones.....	
BIBLIOGRAFÍA.....	

Introducción

Con el avance de las investigaciones científicas aplicadas a la ingeniería se planteando nuevas interrogantes, tal es así que para realizar cualquier diseño y si se trabaja con parámetros aleatorios, de forma tal que no se obtenga una igualdad entre las variables de cargas o esfuerzos actuantes y las cargas o esfuerzos resistentes, se hace necesario la introducción de una seguridad que proporcione un diseño estructural factible

Con el fin de analizar los aspectos antes mencionados lo más cerca posible a su efecto real, es que se han implantado diferentes técnicas de modelación, que tratan de modelo del problema real, siempre tratando de lograr una simulación lo más eficiente de su comportamiento, y según la respuesta que se obtenga del modelo, interpretar respuesta de la estructura real. Siempre teniendo presente que es necesario seguridad en el diseño, para garantizar un funcionamiento adecuado de la mayor economía permisible (Quevedo, 2002b)

Los modelos varían desde los más sencillos que tratan de interpretar el comportamiento de un material a partir de una ecuación lineal de esfuerzo-deformación, hasta complejos en 3D que tienen en cuenta: la interacción con el suelo y la influencia de todas las posibles acciones externas e internas. Con la implementación de potentes análisis se pretende acercarse lo más posible al verdadero comportamiento de la estructura, pero es conocido que solo se obtiene la respuesta del modelo. El empleo de la estadística con los conceptos probabilísticos de diseños en la ingeniería, han contribuido a una mejor interpretación de los problemas analizados.

Para llegar a un modelo que responda al problema se han establecido diferentes esquemas, desde los más generales hasta llegar a particularizar en problemas de la geotecnia. Donde se hace más difícil el análisis debido a la heterogeneidad de los suelos y la no tenencia de resultados representativos en su estado natural.

Para los fines del trabajo el esquema mostrado en la figura 1.1 (Quevedo, expresa de forma simplificada el proceso de modelación, resume aspectos que queremos profundizar.

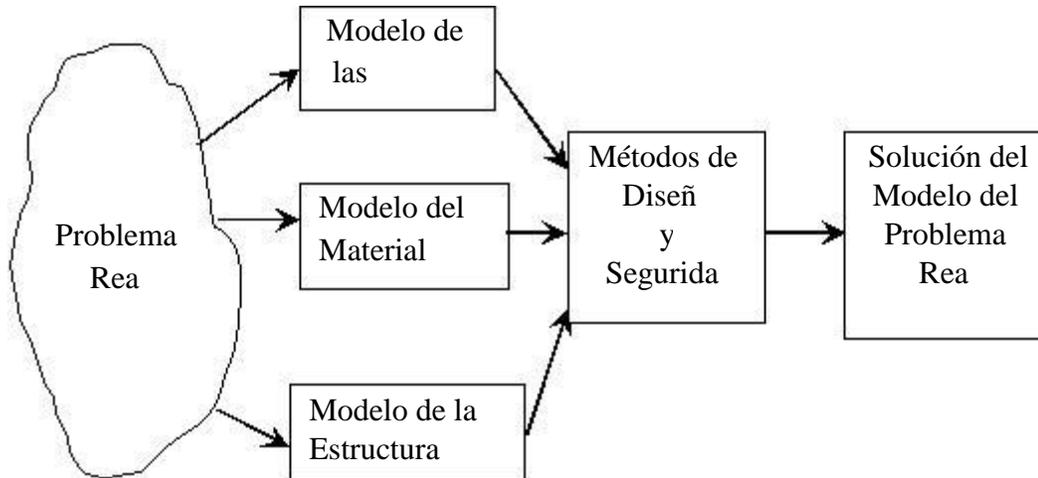


Figura 1.1 Esquema del proceso de modelación en la ingeniería

Establecidos estos tres modelos se integran los mismos y se solucionan a diferentes métodos de solución y se diseñan por diferentes procedimientos de diseños para obtener la solución del modelo del problema real, que no es idéntica a la que se obtendría si se pudiera analizar el mismo de forma directa, por lo que resulta necesario introducir de alguna forma un margen de seguridad, que garantice que la solución obtenida sea lo más representativa posible de la real y que siempre las posibles diferencias puedan ser tomadas por la seguridad introducida.

En Cuba, a finales de la década de los años 80, se comenzó a aplicar Estados Límites (MEL) para el diseño de cimentaciones. La tendencia mundial en actualidad responde también al uso de este método. Este tiene dos enfoques fundamentales en su expresión de diseño (Quevedo, 2002a)

Un primer enfoque y diseño estructural en Cuba hasta el presente.

Un segundo enfoque y Canadá, los cuales corresponden a la región geográfica de Cuba.

En Cuba se emplean los dos enfoques para el diseño por el MEL. Los estructurales de hormigón armado y metálica manejan el segundo enfoque y

mientras que para el diseño Geotécnico se utiliza la primera expresión Y (Quevedo,

Con el presente trabajo se quiere lograr una generalización de la aplicación Cuba, estableciendo una única expresión para el diseño. Encontrar un enfoque general del mismo para el diseño geotécnico, adecuado a las particularidades cubanas, tradiciones de uso en otros problemas ingenieriles y tendencias mundiales y un sistema de coeficientes de seguridad propio.

Para ello se investigará el siguiente Problema Científico: Para el cálculo de la capacidad de carga de las cimentaciones superficiales se utilizan las combinaciones de carga establecidas en la NC 450: 2006, donde el factor de ponderación o factor de carga que acompaña a la carga de viento varía de $1,3C_W$ a $1,4C_W$, lo cual influye en la capacidad portante y en los valores de los coeficientes de seguridad que se establecen en la Norma para el diseño geotécnico de Cimentaciones Superficiales, por lo que se hace necesario realizar una revisión de estos nuevos coeficientes y un posible ajuste de estos.

Después de conocer dicho problema, se decidió realizar este trabajo con la siguiente Hipótesis: ¿Es posible la determinación de los nuevos coeficientes de seguridad para el diseño geotécnico de Cimentaciones Superficiales en Cuba a partir de la aplicación de la Teoría de Seguridad y caracterizar los suelos y cargas existentes combinando la experiencia nacional e

Para lo cual se enuncia como Objetivo Central: Obtener el nuevo sistema de coeficientes de seguridad para suelos friccionales y cohesivos en el Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales por el método de los Estados Límites, utilizando la Teoría de la Seguridad y de ser necesario realizarle un

Por tanto, el Objetivo de investigación se centra en las Cimentaciones Superficiales teniendo como Campo de acción, el Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales.

Para el buen desenvolvimiento del trabajo se propusieron las siguientes Tareas Científicas:

1. Revisión de la bibliografía existente para conformar el marco teórico que sustenta la investigación
2. Determinación del coeficiente K de diseño a partir de los coeficientes de la norma cubana de cimentaciones.

3. Determinación del coeficiente K requerido a partir de los métodos teoría de la seguridad para el nivel de seguridad adecuado
4. Calibración y corrida de los Programas
5. Propuesta de los nuevos valores de coeficientes de seguridad
6. Introducción práctica de los resultados obtenidos

La Novedad Científica de esta investigación radica en una nueva propuesta de coeficientes de seguridad para aplicar el Método de Estados Límites en Cuba.

Los Aportes que brindara este trabajo serían:

- Metodológico
Procedimientos para calibrar coeficientes para determinar α_f , α_g ,
- Práctico
Aporte de una nueva metodología de diseño para Cuba en geotecnia (cimentaciones superficiales) acorde a otras ramas de la Ingeniería Civil.

En la primera fase de trabajo se aplicarán métodos teóricos de análisis y construcción y desarrollo de la teoría científica. Apoyados en métodos computacionales, los cuales contarán con una base estadística y ficheros en MathCad 14.0 sobre Windows.

Para el estudio de la teoría de Seguridad se emplearán para el análisis de los datos, apoyados en los métodos computacionales.

Estructura del trabajo: La investigación consta con un resumen, introducción, capítulos, conclusiones, recomendaciones y anexos.

Resumen: Se presenta de manera general en qué consiste la investigación una idea rápida y precisa del tema.

Introducción: Se exponen los antecedentes del trabajo y el diseño técnico de la investigación.

Estructura de los

- Primer capítulo: "Análisis de la Seguridad en los procesos de diseño"
El objetivo principal de este capítulo es la realización del estudio bibliográfico sobre el tema de estudio para mostrar los antecedentes internacionales y nacionales sobre el objeto de estudio, así como la aplicación en Cuba y en otros países haciendo uso de las diferentes fuentes de información

- Segundo Capítulo: “Determinación de Determinación de los coeficientes de seguridad parciales y generales que se obtienen en el diseño por estados límites para cargas y materiales.
- Tercer capítulo: “Determinación de Krequerido.Propuesta de los nuevos Determinación de los coeficientes de seguridad parciales y generales requieren en el diseño por estados límites para cargas y materiales.

Una vez que se tengan los coeficientes de seguridad de diseño y necesario ajustarlos hasta que converjan para llegar a la obtención de sistema de coeficientes.
- Cuarto capítulo: Aplicaciones

Solución de problemas reales

Conclusiones: Abarca la exposición precisa de los resultados obtenidos investigación

Recomendaciones

Bibliografía

Capítulo 1: Análisis de la Seguridad en los procesos de diseño.

1.1 Métodos de diseño y de seguridad aplicados a la Geotecnia.

A lo largo de los años y con el avance de las investigaciones científicas dentro del campo de la Ingeniería Civil han surgido diferentes Métodos de Diseño con el fin de lograr resultados más racionales (mejor aprovechamiento de la capacidad resistente de los materiales, correcta introducción de la teoría de seguridad) y que respondan en mayor medida a las características reales que presenta el proyecto de una estructura, donde la variación que experimentan es la forma en que se introduce la siguientes (Quevedo, 2002a)

- Método de los Esfuerzos Admisibles. (MEA)
- Método del Factor de Seguridad Global. (MFSG)
- Método de los Estados Límites. (MEL)

1.1.1 Método de los Esfuerzos Admisibles. (MEA)

Uno de los primeros Métodos de diseño fue el de los Esfuerzos Admisibles cuya ecuación fundamental es:

$$Y_1 \leq Y_2^{\text{admisible}}$$

Donde

Y_1 - función de los esfuerzos actuantes, determinados a partir de las cargas normativas.

$Y_2^{\text{admisible}}$ - valor del esfuerzo admisible del material con que se trabaja

Este método se basa en el uso de modelos lineales del material, donde se determina la seguridad en el diseño al determinar el esfuerzo admisible, el cual tendrá valores pequeños y alejados de la falla. Es necesario reconocer que se aporta cierta seguridad al determinar la función Y_1 a partir de las cargas

Dentro del campo de la geotecnia se utiliza este método para mediante la siguiente expresión:

$$p \leq R's(1.2)$$

Donde

p-valor de los esfuerzos actuantes en el suelo por el efecto de las características

R's -Valor del esfuerzo admisible del suelo, conocida como resistencia del suelo.

Los valores del esfuerzo admisible o R's son fijados en su mayoría de forma empírica, lo que trae consigo un mal aprovechamiento de la capacidad de trabajo de la cimentación provocando así costos elevados. A pesar de esto, este empleando tanto nacional como

Dado que no nos permite saber con exactitud la seguridad introducida, el modelo empleado para el diseño dista mucho de la conducta real y se obtienen diseños descartando el uso de este método y con el empleo de los modelos comportamiento de los materiales surge el Método del Factor de Seguridad

1.1.2 Método del Factor de Seguridad Global. (MFSG)

Responde a la siguiente

$$Y1k \leq Y2 / K \quad (1.3)$$

Siendo:

Y1k-función de los esfuerzos actuantes, determinados a partir de las normativas

Y2-función de los esfuerzos resistentes de rotura, determinados con los medios de la resistencia de los

K -factor de seguridad global.

Para determinar la función Y1k se hace de igual forma que en el caso anterior, en cambio, la función Y2 representa la capacidad resistente en la falla lo cual se logra determinar a través

de modelos plásticos. Quedaría el coeficiente K el que se encarga de incertidumbres asociadas al diseño y generalmente toma valores altos para alejar el estado tensional del de falla.

Para el caso del área de la base de las cimentaciones superficiales por estabilidad se aplica de la siguiente forma:

$$q_{act} \leq \frac{q_{br}}{K} + q' \quad (1.4)$$

Donde

q_{act} -valor de esfuerzo actuante a nivel de

q_{br} -capacidad de carga bruta del suelo con sus valores normativos.

q' -Valor de la sobrecarga circundante a la cimentación.

La mayor limitante que afecta a este método está dada por la forma en que se determina el coeficiente K, siendo totalmente empírica basada en la experiencia práctica. consigo que se introduzca más seguridad de la requerida y que los coeficiente no se asocien a la mutabilidad de las propiedades físico-mecánicas del suelo y de las cargas(Quevedo, 2013).

Los valores de este factor K que se utilizan para el caso de están entre 2.5 ~ 3.5, función de la relación entre los valores característicos de las cargas y medios de la resistencia; el valor empleado en la práctica es de $K = 3$.

Pese a lo planteado, sigue siendo usado ampliamente en la Geotecnia, diseño de cimentaciones la tendencia mundial es al empleo del Método de Límites

1.1.3 Método de los Estados Límites. (MEL)

Quizás la primera aplicación del diseño por estado límite en ingeniería de cimentación puede ser atribuido a Hansen en Dinamarca, quien recomendó firmemente la mantener dos análisis separados para determinar la seguridad contra un fallo final y para la determinación de las deformaciones bajo condiciones de trabajo real (Quevedo, 2002a).

Sus primeros indicios dentro del campo de la Geotecnia datan a partir de los años 50, pero no es hasta 1962 que se comienza a emplear oficialmente mediante la URSS de diseño de cimentaciones para estados límites, tiempo después es comienza a propagar por países como Dinamarca, Australia, Estados Unidos (Quevedo,

El método de los estados límites aplicado al cálculo de la base de las fundamenta en la obtención de un diseño donde las cargas y las tensiones a las que está sometida la base, así como las deformaciones y desplazamientos que en ella se originan, en el período de construcción, como durante su vida útil, estén cerca de los límites permisibles para cada caso y nunca sobrepasen ninguno de ellos. (Becker, 1996; Caso, 1998; González, 1997; Quevedo, 1987, 1994).

Establece dos condiciones límites de diseño:

1erEstado Límite: estado en que se diseña para lograr la resistencia y estructura, con los valores de cálculo. Se introducen coeficientes parciales de seguridad para las cargas y las propiedades de los suelos

2doEstado Límite: estado que garantiza el servicio y utilización de la estructura, se chequean factores como la deformación y la fisuración de la misma para los valores reales de servicio.

Según rige la NC1:2007 el diseño del 1erEstado Límite es:

$$Y \quad (1.5)$$

Donde

Y_1^* -función de las cargas actuantes con sus valores de cálculo.

Y_2^* -función de las cargas resistentes con su valor de cálculo.

γ_σ –Coeficiente de seguridad adicional, que depende de las condiciones de trabajo generalesde la obra y el tipo de fallo.

Para introducir la seguridad en el diseño lo hace mediante coeficientes parciales, los cuales aplica de forma independiente y con valores diferentes a las cargas propiedades de los materiales y por último un coeficiente independiente que toma en cuenta

características que no pueden ser evaluadas matemáticamente como la obra, las condiciones de trabajo, etc.

Coeficientes para medir incertidumbres del diseño:

- Coeficiente de carga γ_f : toma las posibles diferencias entre las cargas normativas o de servicio y los valores reales o de cálculo de las mismas. Estos valores están normados en
- Coeficiente de las características físico-mecánicas del suelo γ_g : mide las posibles diferencias entre los valores normativos o medios de las distintas características físico-mecánicas del suelo (obtenidas en ensayos de laboratorio o de campo) y las verdaderas características que tendrá dicho suelo en el lugar construirá. (NC
- Coeficiente de seguridad adicional γ_s : toma en cuenta aquellos aspectos que no se pueden analizar matemáticamente como son: importancia de la condiciones de trabajo. (NC 1:2007)

La ecuación del 2do Estado Límite:

$$Y_1 \leq Y_{2\text{permisible}} \quad (1.6)$$

Donde

Y_1 -función de las deformaciones que se producen en la

$Y_{2\text{permisible}}$ -función de las deformaciones límites permisibles en la

Es necesario aclarar que el segundo Estado Límite no es objeto de trabajo

1.2 Método de los Estados Límites. Diferentes enfoques. Su implementación en Cuba.

El Método de los Estados Límites da sus primeros pasos dentro del diseño estructural, esto ocurre desde inicios de 1950, siendo actualmente casi el único empleado. dentro del campo de la Geotecnia, a pesar de existen estudios desde los

hasta 1962 que aparece la primera normativa en la URSS de diseño de cimentaciones por Estados Límites.

No es hasta finales de los años 80 que se introducen los primeros trabajos de aplicación de los estados límites al diseño de cimentaciones en Cuba. Seguidamente se investigaciones que proporcionarían la base teórica para poder introducir los estados límites en el campo de la geotecnia.

Existen dos enfoques fundamentales para el diseño:

Un primer enfoque donde (1er estado límite): Y_1

Un segundo enfoque donde (1er estado límite): Y_2

La función Y_1

los valores de los coeficientes de cargas.

Para hallar la función Y_2 se puede hacer de dos formas:

- Mediante la aplicación de los coeficientes parciales de los materiales característicos de las propiedades resistentes de los materiales.
- Aplicando directamente los coeficientes parciales de los materiales a medios

La función Y_2 es la capacidad resistente del elemento determinada con los característicos de las propiedades de los

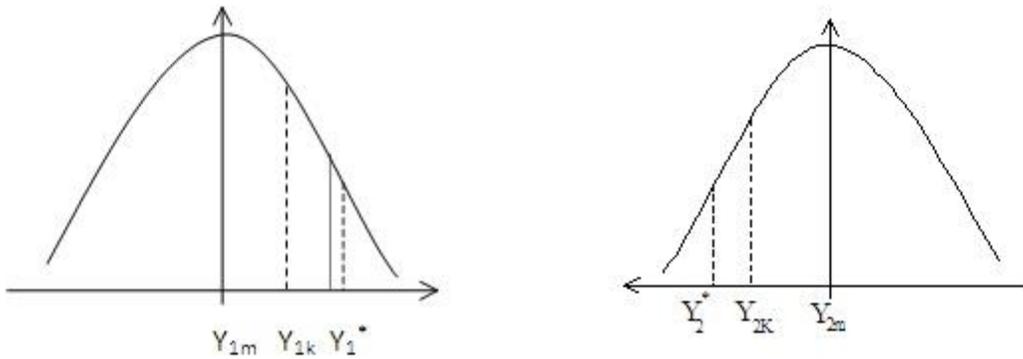


Figura 1.2.- Distribución estadística de las funciones Y_1 y Y_2

En las normas cubanas de cargas y de diseño geotécnico de cimentaciones superficiales se utilizan los siguientes coeficientes de seguridad parciales de las cargas y físico-mecánicas de los suelos, tabla 1.1.

Tabla 1.1 Combinaciones de Cargas

	Ante	Ahora NC
Carga	Resistencia requerida	Resistencia requerida
Carga Permanente o Muerta (CM) y Carga Viva	1,4C	1,4C
	1,2CM+1,6C	1,2CM+1,6C
Carga Permanente o Muerta (CM) y Carga Viva (CV) y Viento (W)	1,2CM+1,6CV+0,8CW	1,2CM+1,6CV+0,8CW
	1,2CM+1,6CV+1,3CW	1,2CM+1,6CV+1,4CW
	0,9CM+1,3C	0,9CM+1,4C
Carga Permanente o Muerta (D) y Carga Viva (CV) y Carga Sísmica (E)	1,2CM+1CV+1,4	1,2CM+1CV+1,4
	0,9CM+1,4	0,9CM+1,4

Como se puede observar el coeficiente que cambio fue el de la carga de viento que paso de 1,3 a 1,4, existen otras combinaciones, pero no van a ser utilizadas en esta investigación.

En tanto γ es un coeficiente que toma en cuenta la probabilidad de que la resistencia de un elemento sea menor que la supuesta debido a las variaciones en las materiales y sus dimensiones, las imprecisiones de las ecuaciones de diseño, el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida del elemento cargado, y la importancia del elemento dentro de la estructura, fijado a partir del análisis de la variabilidad de la función Y_2 de forma experimental

El primer enfoque es utilizado por los países europeos (Eurocódigo 7), admite el segundo enfoque, también es utilizado en Brasil, en Perú, la SNIP(Norma Rusa) y en Cuba se emplea para el diseño Geotécnico de cimentaciones superficiales.

El segundo enfoque se emplea en países de Norteamérica (Estados Unidos, también en México, Costa Rica, Australia; para Cuba y algunos países Latinoamericanos es utilizado para el diseño estructural.

Como ventaja del método se puede decir que los coeficientes de seguridad no se determinan empíricamente, sino que tienen un respaldo matemático y estadístico, con el inconveniente que no se tiene en cuenta la actividad existente entre las materiales resistentes.

Las dos principales variables aleatorias que intervienen en el método son actuantes y la capacidad resistente de los materiales, a las cuales se les procesamiento estadístico de forma independiente. Este proceder es práctico, resuelve en su totalidad el problema estudiado porque ambas variables intervienen en una misma

Es necesario implantar un sistema de coeficientes de seguridad adecuado a las condiciones de Cuba y experiencia en otros problemas ingenieriles, para poder aplicar enfoque del MEL en el campo de la Geotecnia en Cuba.

1.3 Relación entre los coeficientes parciales del MEL y el factor de seguridad global del MFSG.

Para la calibración del sistema de coeficiente de seguridad a utilizar por el cuando se utiliza métodos probabilísticos como cuando simplemente se realiza comparación con los coeficientes utilizados en el MFSG, resulta necesario procedimiento para la determinación del coeficiente de seguridad global K que se introduce en el MEL con la utilización de los coeficientes parciales. La relación entre coeficientes parciales y el global se puede observar en la figura 1.3, observar que el valor total de K introducido en el MEL, medido de los valores medios de las cargas actuantes a los valores medios de las cargas resistentes, y su coeficientes parciales se determinan a partir de:

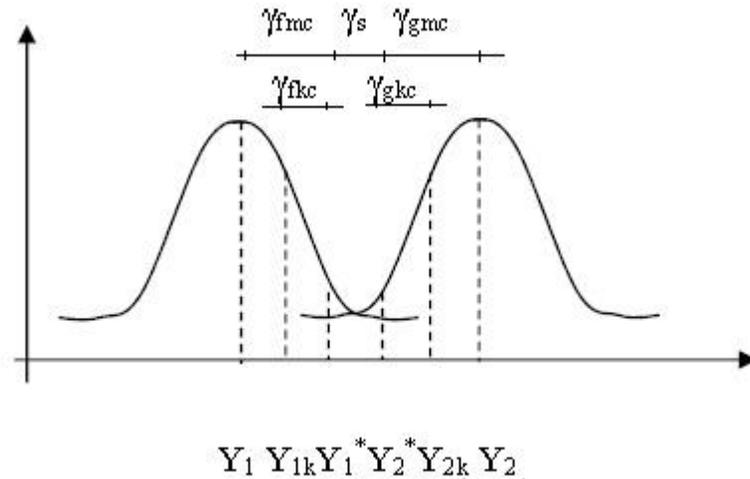


Figura 1.3 Relación entre las funciones Y_1 , Y_{1k} , Y_1^* , Y_2^* , Y_{2k} y Y_2 y los coeficientes parciales

$$Y = \frac{Y_1}{\gamma} \quad \frac{Y_2}{Y_1} \quad (1.9)$$

$$\frac{Y_2^* \cdot \gamma}{Y_1^*} \Rightarrow K = \frac{Y_2^*}{Y_1^*} \cdot \gamma \quad (1.10)$$

$$K = \gamma^f \cdot \gamma^g$$

1.4 Comparación de distintos coeficientes de seguridad utilizados en el diseño por MEL.

Durante el último cuarto del siglo veinte, un número de códigos que geotécnico, basados en el método de los estados límites con los factores parciales se han ido desarrollando con el fin de obtener resultados más racionales y códigos del diseño estructural, los cuales en la mayoría de los países ya están basados en el método de los estados límites. Ejemplo de ello: Eurocódigo 7, la Gaceta Oficial del Distrito Federal (Norma Mexicana), la Norma Brasileira, la Norma de Lima-Peru, el Cimentaciones de Costa Rica, la Snip, entre otros. Sin embargo, hay manera en que se ha introducido el diseño por el método de los estados códigos (Orr, 2000).

1.4.1 Factores Parciales

Usualmente en los cálculos por los estados límites involucran la aplicación parciales a la acción de las cargas y los parámetros geotécnicos o a la obtener valores de los parámetros y aplicarlos en los cálculos para el diseño. El propósito de los factores parciales en los cálculos por el estado límite último es para diseños geotécnicos tengan la confiabilidad requerida y por lo tanto sea derrumbamientos u otro tipo de falla. La ventaja de diseñar por el método límites con factores parciales comparado con los métodos tradicionales de factores de seguridad globales es que el método de los estados límites acierta a distribuir los factores de seguridad en los lugares de los cálculos donde se presentan incertidumbres

En los diseños geotécnicos las mayores incertidumbres usualmente están dadas en el lado de la resistencia en la ecuación de equilibrio y se asocia a esto los valores de los parámetros geotécnicos y el modelo de cálculo. En el lado de la resistencia la aplicación de los factores parciales a los parámetros geotécnicos o a la resistencia depende: a) del tipo de estructura y b) del código y el acercamiento adoptado. Si las mayores incertidumbres con los parámetros geotécnicos, lo más lógico es aplicarles los factores. Esta es la situación en la que hay problemas de estabilidad de taludes, y normalmente se les aplican los factores parciales a los parámetros cimentaciones con pilas es diferentes, porque a las incertidumbres producidas parámetros geotécnicos se le suman las incertidumbres que provocan el comportamiento de la pila y del modelo de cálculo disponible para describir este comportamiento. Por tanto, en la mayoría de los códigos que emplean el método de los estados límites pilas, los factores parciales son aplicados a la resistencia de la pila y no a los parámetros geotécnicos.

Factores Parciales en Eurocódigo 7 (Eurocódigo, 1997, 1999)

El Eurocódigo 7 le ofrece al diseñador la posibilidad de aplicar los factores parciales en el lado de la capacidad resistente a los parámetros geotécnicos o a la resistencia para los diseños geotécnicos por estados límites. En otras palabras, en el Eurocódigo los coeficientes de seguridad a los materiales no se aplican a los valores medios de estos sino a los característicos.

Tabla 1.2 Factores Parciales en el Eurocódigo 7 (Eurocódigo, 1997, 1999)

Acercamiento al diseño	Acercamiento 1		Acercamiento 2	Acercamiento 3
Sistema de factores	1/1	1/2	2	3
Factores Parciales en las acciones (cargas) o en los efectos de las acciones				
Acción desfavorable permanente	1.3	1.0	1.3	1.3
Acción desfavorable variable	1.5	1.3	1.5	1.5
Acción favorable	1.0	1.0	1.0	1.0
Acción favorable variable	0	0	0	0
Acción	1.0	1.0	1.0	1.0
Factores Parciales de los materiales				
$\tan\phi$	1.0	1.2	1.0	1.2
c	1.0	1.2	1.0	1.2
c	1.0	1.4	1.0	1.4
q	1.0	1.4	1.0	1.4
Unidad de peso del	1.0	1.0	1.0	1.0
Factores Parciales de la Resistencia-Cimentaciones Superficiales				
Capacidad de carga	1.0	1.0	1.4	1.0
Resistencia al	1.0	1.0	1.1	1.0
Resistencia del	1.0	1.0	1.4	1.0
Factores Parciales de la Resistencia-Pilas				
Resistencia en la Base	1.0	1.3	1.1	1.1
Resistencia en el eje	1.0	1.3	1.1	1.1
Resistencia Total	1.0	1.3	1.1	1.1

Como se puede apreciar en la tabla 1.2, el Eurocódigo tiene 4 casos donde, el acercamiento 1 tiene dos casos de factores 1/1 y 1/2. Sistema 1/1 es cuando los aplicados a las acciones (cargas) y los parámetros geotécnicos tienen factor parcial igual 1, mientras que el sistema 1/2 es donde los factores parciales se aplican a geotécnicos, es decir a los materiales y a las acciones variables (las cargas) que no han sido factorizadas. Cuando se usa este acercamiento, es necesario en principio cálculos por separados con estos dos sistemas de factores y comprobar los estados límites últimos. El sistema 1/2 generalmente es el más crítico cuando las fuerzas producidas por el suelo controlan el comportamiento, mientras que el sistema 1/1 es el más crítico cuando la

fuerza del material estructural está implícita o cuando hay una carga inusual, en el caso de una cimentación muy cargada excéntricamente.

-Acercamiento 2, implica un sistema de factores parciales el cual es aplicado a las acciones (cargas) y a las resistencias, pero no a los parámetros geotécnicos.

-Acercamiento 3, igual que el Acercamiento 2, involucra solo un sistema de parciales. Sin embargo, a diferencia del Acercamiento 2, los factores parciales son aplicados a los parámetros geotécnicos y no a las resistencias. En el lado de las acciones (cargas), las cargas permanentes del suelo no son factorizadas, pero las cargas de la como las cargas variables.

Para el caso del diseño geotécnico los valores de los γ para las propiedades materiales se determinan por la tabla que se muestra a continuación, noten casos distintos, debiéndose comprobar todos ellos. Para los casos 1/1, 1/2 y 3 la ecuación de diseño queda como:

$$\gamma_f \cdot F_k \leq R_d (\gamma_f \cdot F_k, X_k / \gamma_m) \quad (1.13)$$

Para el Caso 2, utilizan una ecuación de diseño similar al del ACI, pero en vez de emplear el coeficiente ϕ , que multiplica a la capacidad resistente y es menor que 1, coeficiente que es mayor que 1 y divide a la capacidad resistente, quedando la ecuación de diseño para ese caso como:

$$\gamma_f \cdot F_k \leq R_k / \gamma_R \quad (1.14)$$

Norma Mexicana. (Gaceta Oficial del Distrito Federal)(México, 2004)

Factores de carga y de resistencia

Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, FR, relativos a la capacidad de carga de determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) FR = 0.35 para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas resistente; y
- b) FR = 0.70 para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

Es decir que se trabaja con el segundo enfoque del 1er estado limite γ ϕ Ψ 2κ , συσπιτυσην Φ por $1/FR$ teniendo entonces como ecuación central:

$$\gamma$$

Norma de Costa Rica (Código de Cimentaciones de Costa Rica)(CostaRica, 2012)

Para la determinación de la capacidad de soporte para un sistema de convencional superficial pueden utilizarse los factores de reducción para la soportante ultima propuestos en el CSCR vigente (Colegio Federado de Arquitectos 2003). Por medio de esta metodología se indica q para soportar ultimas y sus combinaciones el suelo deberá satisfacer la siguiente relación:

$$q_{max} \leq \Phi * q_{ult} \quad (1.16)$$

Donde

q_{max} = Esfuerzo máximo transmitido al suelo por la cimentación con las cargas últimas

q_{ult} = Capacidad soportante última del suelo (kPa)

Tabla 1.3 Factores de reducción Φ para la capacidad soportante de los suelos

Combinación de carga	Relación q_{min}/q_{max}	Factor Φ
Combinación 1 y 2	\geq	0,
	$<$	0,
Combinación 3 y 4	\geq	0,6
	$<$	0,8

Combinación 1 y 2

$$P_a = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a} + q \cdot K_a \quad (1.17) \quad \Longrightarrow \quad K_a = \tan^2 (45 - \Phi/2)$$

Combinación 3 y

$$P_p = \gamma \cdot z \cdot K_p + \sqrt{K_p} \cdot q + q \cdot K_p \quad (1.19) \quad \Longrightarrow \quad K_p = \frac{1}{K_a} \quad (1.20)$$

Donde q_{max} y q_{min} son la presión máxima y mínima en el suelo que se calculan una distribución lineal entre

P_a y P_p : presiones del suelo, activa y pasiva respectivamente

K_a y K_p : coeficiente de empuje activo y pasivo respectivamente

c : cohesión del suelo

q : sobrecarga sobre la superficie del terreno

z : profundidad a la que se calcula la presión

γ : peso volumétrico del suelo

Método de diseño por esfuerzos de trabajo o MFSG (Método de Factor de Seguridad Global)

También es posible utilizar la metodología de esfuerzos de trabajo para capacidad de soporte. La comprobación de la cimentación ante el estado consiste en comparar su capacidad de carga con las correspondientes acciones de diseño. Para esto se define el concepto de Factor de Seguridad (FS) como la capacidad soportante última de la cimentación (q_{ult}) y el esfuerzo máximo admisible (q_{adm}), de tal manera

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (1.21)$$

Como regla general deberá aplicarse un factor de seguridad de 3.0 si el terreno es de tipo normal y si sus propiedades se han investigado en forma correcta. Este factor no debe ser menor que 2.0 aunque se conozcan las cargas con un grado de precisión conozcan excepcionalmente bien las propiedades del

Norma Brasileña (Brasil, 2010)

Factores de seguridad de cimentaciones superficiales

Tabla 1.4 -Cimentaciones superficiales—Factores de seguridad y coeficientes de minoración para solicitaciones de compresión.

Métodos para la determinación de la resistencia última	Coeficiente de minoración para la resistencia última	Factor de seguridad
Semi-empíricos	Valores propuestos en el proceso y no mínimo 2,15	Valores propuestos en el proceso y no mínimo 3,0
Analíticos	2,1	3,0
Semi-empíricos analíticos en el proceso de dos o más pruebas de carga, necesariamente ejecutadas en fase proyect	1,4	2,0
(a) Atendiendo al dominio de validez para el terreno		
(b) Seguridad en la aplicación de coeficientes de minoración de los parámetros resistencia do		

Por lo tanto, la ecuación de diseño para este caso es la siguiente:

$$\frac{q_{ult}}{FS} \leq q_{adm} \quad (1.22)$$

SNIP (Norma Rusa)(SNIP, 2004)

Cálculo de los terrenos para la capacidad de carga.

El cálculo de los motivos de la capacidad de carga se realiza sobre la base de la condición

$$F \leq \frac{\gamma_c \gamma_u}{\gamma_n} \quad (1.23)$$

Dónde

F la carga calculada en la base en kN

F_u : Resistencia de la base resistencia, kN;

γ_c : Coeficiente de condiciones de trabajo tomadas:

Para arenas excepto para limo: 1

Para suelos arenosos limosos y arcillosos en estado estabilizado: 0.9

Para suelos arcillosos en condición no estabilizada: 0.85

Para suelo rocoso:

Sin clima y débil resistido: 1.0

Resistido:

Fuerte resistido: 0,8

γ_n : El coeficiente de confiabilidad para el propósito previsto de la estructura, tomado como 1.2, 1.15 y 1.10 respectivamente para los niveles de responsabilidad de las estructuras I, II y III

El cálculo de la base de la capacidad de carga en el caso general debe realizarse mediante los métodos de la teoría del equilibrio limitante, basándose en la búsqueda de la superficie deslizante más peligrosa y asegurando la igualdad de las fuerzas de retención. Posibles superficies deslizantes que separan la masa de suelo cambiante de falla, se puede tomar de forma cilíndrica, rota, en forma de espiral logarítmica y otras formas.

1.5 Métodos Probabilísticos aplicados a la determinación de los coeficientes de seguridad. Diferentes Enfoques.

1.5.1 Métodos probabilísticos. Teoría de seguridad.

El desarrollo teórico de los métodos probabilísticos data a inicios de los años 50 del siglo XX con Rshchantsin (Rashchantsin, 1949) a la vanguardia de las primeras investigaciones sobre la temática, conformando teorías que aún se aplican en nuestros tiempos y falta de suficiente información práctica no se han podido empelar. Debido a las primeras investigaciones tenían un basamento netamente teórico no es hasta la década del 90 que se logra alcanzar una mayor aplicación dentro de los países que presentaban de esta temática, empleando los métodos no como procedimientos de diseño

sino para lograr calibrar los coeficientes de seguridad que son utilizados en estados límites (Quevedo, 2002b)

Se conoce que existen algunas investigaciones que han tratado de utilizar probabilísticos para dar solución a problemas específicos dentro de la lograr una aplicación práctica dentro del actual desarrollo de la ingeniería de proyecto.

1.5.2 Concepción general de los métodos probabilísticos.

Con los métodos probabilísticos existe un aumento significativo en el análisis; esto se debe a que valoran en su conjunto todos los parámetros que se consideran aleatorios en el diseño y su influencia dentro de la seguridad del mismo, dándole por tanto una mayor exactitud a la hora de evaluarla. En efecto el grado de mayormente cuando se definen los parámetros que son analizados como diseño y que la información de la caracterización estadística de los mismos sea suficiente y confiable. Por mayoría de criterios en los autores se consideran para el variables aleatorias las cargas actuantes y las propiedades de los materiales, existiendo una vasta información sobre la caracterización estadística de las mismas facilitando su aplicación práctica.

En el campo del diseño estructural se han desarrollado investigaciones tratando de incluir las dimensiones de los elementos como variables aleatorias en el análisis, lo cual ha producido soluciones complejas y poco aplicables en la práctica; por ello en el caso geotécnico es suficiente analizar solamente las dos variables mencionadas anteriormente.

Estos métodos no realizan una comparación entre las funciones de las cargas o esfuerzos actuantes y las cargas o esfuerzos resistentes, sino que se valora la seguridad introducida con respecto a la seguridad requerida. Para realizar este procedimiento a procedimientos probabilísticos, puede hacerse a partir de dos parámetros, el relatividad β o el nivel de seguridad H (Quevedo, 2002b), siendo las ecuaciones de diseño para estos enfoques las siguientes:

$$\beta \delta(\sigma_e) \geq \beta \rho \epsilon \theta \quad (1.24)$$

$$H \text{ diseño} \quad (1.25)$$

Para determinar los parámetros índices de relatividad y nivel de seguridad se cuenta con una base probabilística, los cuales valoran la seguridad en el diseño a partir

ecuación donde intervienen todas las variables que son consideradas comenzando por la caracterización estadística de la función resultante Y, definida como:

$$Y = Y_2 - Y_1 \quad (1.26)$$

La utilización directa de estos métodos implicaría la obtención de diseños seguridad, pero no precisamente con iguales coeficientes de seguridad, lo que es mucho más correcto que la utilizada por el MEA, el MFSG e incluso por el MEL. Estos métodos lo que intentan lograr es que los diseños tengan similares seguridad, lo cual no es del todo correcto porque los diseños pueden ser diferentes de dichos coeficientes de seguridad en función fundamentalmente de la variabilidad de los parámetros considerados en los mismos.

Entre especialistas no se maneja comúnmente el concepto anterior, sobre todo por parte de los proyectistas, resultando difícil que comprendan que dos diseños con igual seguridad pueden tener distinta seguridad real (Quevedo, 2002a).

1.5.3 Bases matemáticas de los métodos probabilísticos.

Para comprender las bases matemáticas generales de los métodos probabilísticos se hace necesario analizar la figura 1.5 donde se muestra la función de la variable Y, considerando una distribución normal, además se puede comprender de forma esquemática el significado de los términos β y H.

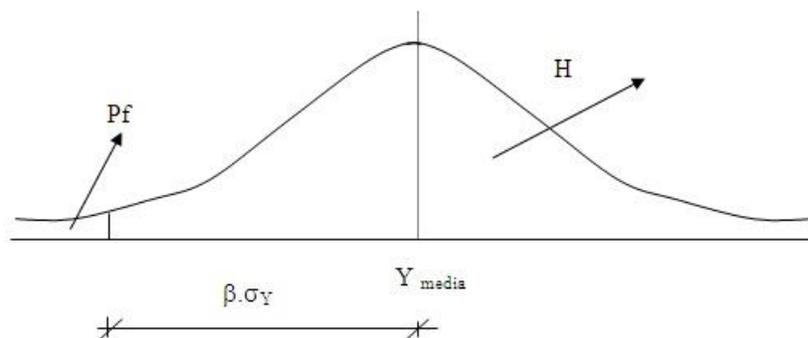


Figura 1.4 Curva de la distribución de la variable Y

De la figura anterior se observa que entre los términos índice de seguridad H y probabilidad de fallo P_f es posible establecer una relación matemática, por lo que definiéndose uno de ellos los restantes quedan establecidos.

$$P_f = 1 - H \quad (1.27)$$

$$F = \Phi\left(\frac{\ln Y - \beta}{\sigma_Y}\right) \quad (1.29)$$

$$H = \Phi\left(\frac{\ln Y - \beta}{\sigma_Y}\right) \quad (1.30)$$

Considerando la simetría de la distribución normal y conociendo que la $\Phi(0, +\infty)$ es igual a 0.5, se puede definir H como:

$$H = 0.5 + \Phi\left(\frac{\ln Y - \beta}{\sigma_Y}\right) \quad (1.31)$$

$$\sigma_{\Psi} = \sqrt{\sigma_Y^2 + \sigma_{\Psi}^2} \quad (1.32)$$

Donde

Φ ----- Función

σ_{Ψ} ; $\sigma_{\Psi 1}$; $\sigma_{\Psi 2}$ ----- Desviaciones de las funciones Y; Y1;

Trabajando con (1.26), (1.29) y (1.32) se puede obtener la siguiente expresión de β :

$$\beta = \frac{\ln Y_{med} - \Psi_1 \mu \epsilon \delta}{\sqrt{\sigma_Y^2 + \sigma_{\Psi}^2}} \quad (1.33)$$

Otros autores plantean que en muchos casos a la hora de estudiar función Y es más útil utilizar la distribución logarítmica-normal, obteniéndose procedimiento similar al anterior las siguientes ecuaciones básicas para su aplicación.

$$Y = \ln Y_2 - \ln Y_1 \quad (1.34)$$

$$\sigma_{\Psi} = \sqrt{\sigma_{Y1}^2 + \sigma_{Y2}^2} \quad (1.35)$$

Realizando simplificaciones prácticas válidas para v_{Y2} y $v_{Y1} \ll 0.3$, aspecto que se cumple la gran mayoría de los problemas prácticos analizados (González, Salas, 1981) obtenemos:

$$\beta = \frac{\ln Y_{2m} - \ln Y_{1m}}{\sqrt{\sigma_{\ln Y}^2 + \sigma_{\ln Y2}^2}} \quad (1.36)$$

Los resultados obtenidos por los enfoques anteriores son muy análogos, por lo que difieren en cuestiones teóricas más que prácticas, resultando suficiente para asumir que siempre es posible ajustar la función Y a una distribución normal (Quevedo, 2002a).

Es necesario tener caracterizada estadísticamente la función Y para poder métodos anteriores, dependiendo de la complejidad de las funciones que la componen, Y_1 y Y_2 , puede complicarse en mayor o menor medida. En la práctica se emplean los procedimientos

- Método de
- Método de
- Método de desarrollo en serie de

Para el método de Montecarlo primeramente es necesario simular la partiendo del correspondiente histograma muestral se calcula su función de distribución, lo cual se requiere de generar series de números

En la práctica se evidencian inconvenientes dados por la poca varian la media y la varianza de la variable hay que repetir el supone incorporar el grado de correlación entre las variables, aspecto que mayoría de las oportunidades está presente en los diseños geotécnicos propiedades que definen la resistencia a cortante de los suelos son correlacionadas, y el elevado tamaño muestras que se necesitan, más elementos, para poder considerálas representativas y que el resultado sea (Quevedo, 1988a)

El método de Ronsblueth se basa en sustituir la función de la densidad real de la variable aleatoria por una función discreta equivalente, de forma tal que los cuatro momentos de ambas distribuciones sean idénticos. Este método para su aplicación requiere de la solución del sistema de 4 ecuaciones con 4 incógnitas que se mayoría de los casos prácticos resulta ser complejo, limitándose su utilización a problemas de dos o más variables independientes y continuas, donde el propio autor obtenido la solución de dicho sistema y resulta fácil su aplicación. Por las anteriores resulta evidente que para el caso de los diseños geotécnicos no conveniente utilizarlo (Quevedo, 1988a, 1988b).

El método de desarrollo en series de Taylor, que algunos autores lo método de linealización de la función y aplicación del teorema general de la desviación, se basa en sustituir la función de n variables, por su desarrollo en serie de Taylor alrededor de los puntos medios de las mismas. Este método ha dado muy buenos resultados cuando los coeficientes de variación de las variables que intervienen en el diseño no son muy elevados, válido para los problemas ingenieriles analizados, y es factible encontrar las derivadas de la función resultante con respecto a cada una de las variables aleatorias. En su formulación no contempla la posibilidad de analizar funciones donde existan dos variables correlacionadas, ni parámetros que sean a su vez resultados de la división de dos variables aleatorias, como es el caso de la excentricidad de la carga, pero a partir de su posible resolver los problemas anteriores (Quevedo, 2002a).

A pesar de la dificultad que representa matemáticamente obtener las derivadas de la función resultante con respecto a cada variable aleatoria, se puede decir que dentro métodos analizados este último resulta ser el más factible de utilizar para la solución de los complejos problemas

Para los diseños geotécnicos como se menciona anteriormente las variables consideradas son: todas las cargas actuantes y todas las propiedades del suelo, las cuales es necesario tener caracterizadas estadísticamente sin importar cuál sea el que se emplea para caracterizar la función Y .

Existen numerosos estudios internacionales, así como nacionales también, estudio estadístico de las principales propiedades de los suelos, los que bases e información necesaria para la caracterización estadística de dichas necesaria para la aplicación de los métodos

En Cuba se realizó un amplio estudio de la variabilidad de la resistencia a cortante de los suelos predominantemente cohesivos, la cual queda definida por el ángulo interna, la cohesión, y de su peso específico (Quevedo, 2002a), obteniéndose similares a los reportados por la literatura internacional, los intervalos de variación de esos coeficientes se muestran en la siguiente tabla

Tabla 1.5 Valores de los coeficientes de variación para suelos cohesivos.

Propiedad del suelo	Intervalo del coeficiente de variación
Peso específico	$V_{\rho} =$
Angulo de fricción interna	$v_{tg} = 0.07 -$
Cohesión	$vc = 0.138 - 0.336$

En cambio, cuando se trata de suelos predominantemente friccionales, la internacional se ve limitada. Esto se debe a quedada las características de estos suelos y lo difícil que resulta obtener muestras inalteradas para su estudio en el que en Cuba solo existe información de algunos estudios de Mestre, 1997).

Luego de analizar todos estos trabajos han sido correctamente resumidos en investigaciones realizadas en el país (González, 1997,2000), donde se plantea intervalo de $\phi_{tg} = 0.1 \sim 0.15$; (O. I. G. Ignatova, M. F, 1980) propone un embargo en 1984 ajusta estos valores a un intervalo de 0.03~0.08; por su parte (Blazquez, 1984) propone valores de 0.05~0.15, recomendando como valor más adecuado 0.1. Otros autores en años más recientes han propuesto intervalos de 0.05 ~ 0.25, recomendando el valor de 0.13 (Cherubini, 1993; Manoliu, 1993 ; Meyerhof, 1993) Sin embargo, los valores más acertados, según demostró posteriormente la práctica, son los propuestos (Schultzer, 1985) que subdivide los suelos friccionales en arenosos ($\phi \leq 30$) y gravosos ($\phi > 30$), para los primeros recomienda un $\phi_{tg} = 0.073$ y a los segundos un $\phi_{tg} = 0.053$ (Quevedo,

Tras el análisis de los criterios expuestos anteriormente, se puede llegar a definir los valores mostrados en la tabla 1.6

Tabla 1.6 Valores de los coeficientes de variación para suelos friccionales.

Propiedad del suelo	Intervalo del coeficiente de variación
Peso específico	$V_{\rho} =$
Angulo de fricción interna $\phi \leq 30$	$v_{tg} = 0.03 -$
Angulo de fricción interna	$vtg = 0.03 - 0.08$

Para el caso de las cargas, en Cuba solo se han realizado investigaciones de caracterización estadística de la carga de viento extremo, como consecuencia para el resto de las cargas se tomarán los resultados de la experiencia mundial. En trabajos precedentes (Quevedo, 2002b), partiendo del análisis de la literatura internacional se obtuvieron valores de los coeficientes de variación de los distintos tipos de cargas que intervienen en los diseños, resultados que coinciden con publicaciones más recientes sobre el tema (Eurocódigo, 1997), mostrándose los valores recomendados en la tabla 1.7

Tabla 1.7 Valores de los coeficientes de variación de las cargas actuantes.

Tipo de carga	Coefficiente de variación
Carga muerta	$v_{cm} =$
Carga viva	$v_{cv} =$
Carga temporal especial de viento. (CTE viento)	$v_{cte viento} =$

Dada la complejidad de la carga temporal especial de sismo, se han realizado estudios, luego de valorar la información existente (Sánchez, 2002) se ha propuesto como valor recomendado del coeficiente de variación de dicha carga $v_{ctesismo}$ el de

1.5.4 Calibración de los coeficientes de seguridad.

Por la complejidad práctica que implican los métodos probabilísticos, no son utilizados por los proyectistas como procedimiento de diseño; por lo que las condiciones de diseño (1.24) y (1.25) solo son utilizadas en investigaciones encaminadas a calibrar los coeficientes de seguridad que serán utilizados por distintas normativas en los diseños por estados límites.

Después de analizar las condiciones (1.24) y (1.25), para su aplicación, es necesario establecer los valores del índice de relatividad requerido β_{req} o β_{rel} de seguridad requerido H_{req} , esto dependerá del enfoque que se

Existen distintos enfoques, se dividen en los que tratan de partir de valorar la probabilidad de falla P_f que debe tener una probabilidad considerada como un término netamente estadístico, lo que conlleva al empleo de valores muy bajos de P_f y por tanto altos de β_{req} o β_{rel} , obteniendo en la mayoría de los casos coeficientes de seguridad muy altos y por tanto soluciones irracionales (Becker,

Day, 1998; Eurocódigo, 1997), es importante señalar que algunos autores soluciones ingenieriles a la hora de establecer los sistemas de coeficientes de seguridad a utilizar, solucionando de forma empírica la dificultad que trae el uso de los valores

o

Para el caso de los diseños geotécnicos el establecimiento de valores bajos de la P_f , $= 3.5-4.0$ y por tanto $P_f = 0.00025-0.000032$ para el estado límite de resistencia, esto es consecuencia en primer lugar de aplicar aquellos valores que han ofrecido buenos resultados en los diseños estructurales en elementos de hormigón armado o acero, sin considerar las particularidades de los diseños geotécnicos, y en segundo lugar por el hecho de que los valores de la P_f que fijen se corresponden con la verdadera probabilidad de falla que tendrá el elemento. La práctica se ha encargado de demostrar que el incorrecto, por lo que en la actualidad este parámetro debe considerarse más bien como un indicador para poder comparar seguridad en el diseño, y con ello establecer el sistema de seguridad adecuado y no como un medidor real de la seguridad obtenida.

Otros autores intentan establecer los parámetros anteriores partiendo de la existe entre ellos y el factor de seguridad global K introducido en el diseño, tratan de establecer a partir de qué momento los aumentos de K no traen consigo aumentos significativos de σ o H , este concepto es muy lógico pero en la práctica resulta muy difícil de determinar con exactitud, convirtiéndose en la gran mayoría de los casos en empírico, que puede tener mayor o menor éxito en función de la utilice

Se han realizado algunas investigaciones donde se ha tratado de determinar los valores del índice de relatividad o el nivel de seguridad requerido de forma directa por procedimientos matemáticos, pero la aplicación práctica de los resultados ha sido muy limitada, pues solo han podido resolver casos muy simplificados de los problemas reales, por coincidencia de que en la actualidad resulta imposible desde el punto de realizar la determinación matemática de los valores de β requerido (Quevedo,

Con el desarrollo de algunas investigaciones las cuales intentan determinar los valores del índice de relatividad o el nivel de seguridad requerido de forma directa por procedimientos matemáticos, han demostrado la limitación para la aplicación práctica de sus puesto que solo se han podido resolver casos muy simplificados de problemas reales. En la actualidad los criterios coinciden en la imposibilidad desde el punto de

determinar matemáticamente los valores de γ requerido o $H_{requerido}$ (Eurocódigo, 1997; 2013)

Por último hay un grupo de autores que comparten el criterio de intentar valores de γ requerido o $H_{requerido}$, para los diseños geotécnicos, partiendo de efectuar un de reingeniería, evaluando los índices de relatividad o niveles de seguridad que emplean las normativas más reconocidas internacionalmente que establecen los diseños por límites y a partir de ello considerar como valor requerido de dichos parámetros los menores que se han permitido en los diseños de esas normativas.

Este último procedimiento se basa en una lógica netamente práctica, el cual plantea que si los diseños obtenidos por esas normativas han tenido un desempeño satisfactorio a través de la historia y los mismos han permitido los valores mínimos del índice de relatividad o del nivel de seguridad determinados, los valores anteriores se pueden establecer $\beta_{\text{requisito}} H_{requerido}$. Los resultados de estos análisis para los diseños estado límite de resistencia recomiendan utilizar valores de $H_{requerido} = 0.98$, para una $P_f = 0.02$ y un $\gamma = 2.05$, mientras que para el diseño por el segundo estado límite recomienda valores de $H_{requerido} = 0.85$, lo que se corresponde con una $P_f = 0.15$ y un $\gamma =$

De los procedimientos analizados, el último resulta ser el más indicado para práctica para el caso de los diseños geotécnicos, puesto que el mismo, además de aplicar los conceptos de los métodos probabilísticos, incluye la experiencia acumulada durante años de aplicación del método de los estados límites, perfeccionándolo con la introducción de un nuevo concepto el cual trata de unificar la seguridad obtenida en dichos enfoque nos brinda la posibilidad de realizar nuevos análisis y modificar los recomendados cuando para un problema en específico no de resultados satisfactorios.

Ahora es necesario analizar los diferentes enfoques seguidos para calibrar los coeficientes de seguridad utilizados en el MFSG o el MEL, mediante los métodos probabilísticos. En este sentido se reconocen tres procedimientos generales (Quevedo, 2002a).

- Calibración de los coeficientes parciales a utilizar en el MEL, por probabilísticos, a partir de su comparación con el K obtenido por el MFSG.
- Calibración de los coeficientes parciales o coeficiente global a utilizar en MFSG respectivamente, por métodos probabilísticos aproximados.

- Calibración de los coeficientes parciales o coeficiente global a utilizar en MFSG respectivamente, por métodos probabilísticos exactos.

El primero de los procedimientos dicta la determinación de los coeficientes global que se introducen en los diseños por estados límites y la comparación de los mismos con los valores que se han utilizado en el MFSG según la tradición, los coeficientes parciales se intentan calibrar de forma empírica con el fin de obtener diseños valores de K que no superen a los empleados con anterioridad (R. Day, 1982; Quevedo, 2002a). No se utilizan métodos probabilísticos, aunque existen referencias de que algunos autores si los analizan, pero finalmente emplean el establecer el sistema de coeficiente de seguridad. La base matemática del fundamenta en la obtención de la relación existente entre el coeficiente de seguridad global K y los coeficientes parciales utilizados en el MEL, lo cual puede apreciarse en la figura

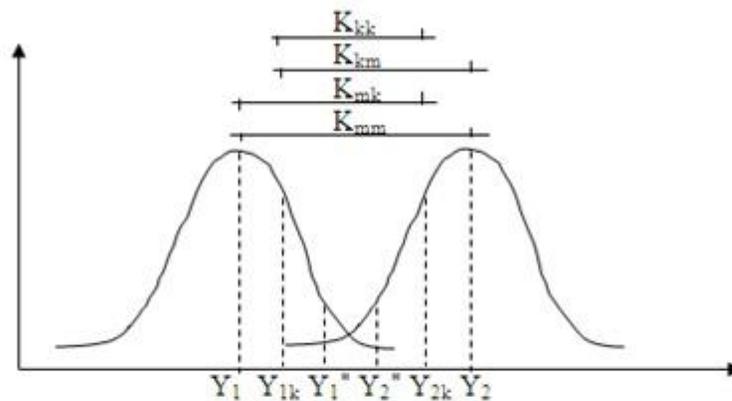


Figura # 1.5 Distintas formas de determinar el coeficiente de seguridad global.

De la figura anterior se aprecia que para definir el K introducido al aplicar necesario especificar de qué forma se mide este, ya que desde el punto existen 4 posibilidades para su establecimiento, cuando se determine el K_{mm} , verdadero factor de seguridad introducido, medido entre los valores medios de las funciones $Y1$ y $Y2$; cuando se determina el K_{km} , medido entre los valores $Y1k$ y $Y2m$; K_{mk} , establecido entre los valores $Y1m$ y $Y2k$, y al obtenerse el K_{kk} , medido entre los valores $Y1k$ y $Y2k$. De los 4 puntos de vista para determinar K, en la práctica los dos primeros son los más usados, debiéndose realizar los análisis tanto en el MFSG como en el MEL siguiendo las mismas consideraciones para que los resultados sean válidos. Este procedimiento debe ser utilizado como un paso inicial en la calibración de los coeficientes parciales a emplear en

el MEL y terminar el proceso con el empleo de los métodos contrario si se calibran directamente estos coeficientes parciales brindaría coeficientes de seguridad similares, lo cual ya se ha discutido que es incorrecto (Quevedo, 2002a)

El segundo de los procedimientos hace uso de los métodos probabilísticos, sin llegar a una aplicación total de su rigurosidad matemática, basándose en la información brindan para generar soluciones ingenieriles y obtener el sistema de seguridad a utilizar en la aplicación del MEL. De forma general el criterio de todos los autores se ve unificado en, inicialmente emplear el primer procedimiento, para así obtener los valores de los coeficientes de seguridad parciales y el global, luego aplicar los probabilísticos para obtener la relación entre el K y el nivel de seguridad relatividad de diseño y a partir de fijar los valores de $\beta_{\text{πεθυεριδοο}}$ valores de los $K_{\text{requerido}}$, conocido también como coeficiente de seguridad comparando estos valores con los $K_{\text{diseño}}$ obtenidos inicialmente, ocurriendo que los primeros son superiores que los óptimos (Ayala, 1987; O. I. S. Ignatova, I. V, 1984; Quevedo,

Este análisis pudiera plantearse que corresponde a la parte matemática de la metodología, existiendo convergencia entre los autores, los cuales solo llegan hasta el realizan análisis teóricos sobre los resultados obtenidos, pero sin llegar a práctica de la problemática (Ermolaev, 1976; O. I. G. Ignatova, M. F, 1980; Mixeev & Shitova, 1983)

Los enfoques anteriores difieren en la forma de calibrar los coeficientes de parciales a emplear en el MEL según sea la información brindada por los probabilísticos, lo que consiste en tratar de acercar lo más posible el $K_{\text{diseño}}$ y el

Dentro del procedimiento, esto es lo que pudiera ser considerado como matemático, a lo cual le debe su nombre como método probabilístico aproximado. Algunos autores con el mismo solo obtienen soluciones poco prácticas, ya que la condicionada a parámetros que comúnmente no se utilizan en el diseño, coeficiente de variación de la función resultante Y , o el coeficiente de variación de la función Y_2 o a limitar el valor de K a utilizar sin definir la relación de este con parciales. Existen otros autores que logran llegar a resultados aplicables en la práctica, pero no definen la metodología seguida (Mixeev & Shitova, 1983; Quevedo, 2002a).

Este pudiera ser el procedimiento más acertado en la actualidad para la calibración de los coeficientes de seguridad, pero es necesario establecer una metodología lograrlo.

El tercero y último de los procedimientos pretende obtener a través de cálculos matemáticos directos los coeficientes de seguridad parciales a utilizar en el MEL requisitos de los métodos probabilísticos, hasta el momento los resultados no satisfactorios ya que solo se logra dar solución a problemas muy generalizables, o en otras ocasiones llegar a formulaciones matemáticas que no pueden ser aplicadas en la práctica al no disponer de toda la información necesaria para ello, debido a esto por el momento solo se considera como un procedimiento teórico (Quevedo, 2002b).

Tras analizar los métodos probabilísticos y su uso a escala internacional, salta al a vista que deben ser aplicados, siempre y cuando se defina una metodología general empleando la caracterización estadística de los parámetros de los suelos y Cuba, para así poder obtener los sistemas de coeficientes de seguridad a distintos diseños geotécnicos por estados límites.

1.6 Aplicación del MEL en Cuba.

En la actualidad se establece como Método de Diseño en Cuba, el método de Los Estados Límites, con la aplicación de un sistema de 3 coeficientes de seguridad en obtenidos para las características propias de Cuba, y que garantizan un proceso de cálculo seguro y racional. La evaluación de la seguridad introducida se realiza a través de la Teoría de

En este epígrafe se define el procedimiento general de aplicación de los estados límites en la geotecnia en Cuba, válido para todos los diseños específicos dentro de este campo.

El método de los Estados Límites aplicado al cálculo de las cimentaciones se fundamenta en la obtención de un diseño donde las cargas y las tensiones a las que está sometido el suelo en las bases de los cimientos, así como las deformaciones y originan en dichas bases estén cerca de los límites permisibles y nunca lo sobrepasan.

1.6.1 Metodología general para la aplicación del método de los Estados Límites en el Diseño Geotécnico en Cuba.

Como es conocido en la aplicación del MEL se definen los siguientes diseño

1erEstado Límite:estado en que se diseña para lograr la resistencia y estructura, con los valores de cálculo; conocido como estado límite

2doEstado Límite:estado que garantiza el servicio y utilización de la estructura, se chequean factores como la deformación y la fisuración de la misma para los valores reales de servicio.

La ecuación de diseño para el 1erEstado Límite utiliza un sistema de tres seguridad parciales, el primero de ellos se le aplica a la función Y_1 con el fin de tomar las incertidumbres en el establecimiento de las cargas actuantes, el segundo se emplea en la función Y_2 para valorar la variabilidad de las propiedades físico-mecánicas del suelo utilizadas y un tercer coeficiente para que aporte seguridad adicional, que pretende considerar aquellos aspectos del diseño que no pueden ser valorados matemáticamente, como pudiera ser la importancia de la obra o las condiciones de trabajo de la base.

La expresión que rige el diseño por el 1erEstado Límite:

$$Y_1^* \leq Y_2^* / \gamma_s$$

Donde

Y_1^* : función de las cargas actuantes con sus valores de cálculo

Y_2^* : función de las cargas resistentes, determinada con los valores de cálculo de las propiedades físico-mecánicas del suelo.

γ_s : Χοεφικιεντε δε σεγυριδαδ αδιχιοναλ, θυε δεπενδε δε λασ χονδιχιονεσ δε τραβ generales de la obra y el tipo de fallo.

Para la determinación de cada una de las funciones que intervienen en la diseño se aplica un coeficiente parcial de seguridad y se toma el valor función

Empleándose las expresiones siguientes:

$$Y_1^* = Y_1 \cdot \gamma_f \quad (1.37)$$

$$Y_2^* = \frac{Y_2}{\gamma_g} \quad (1.38)$$

Dónde:

- Y_1 : Función de las cargas actuantes, con sus valores medios.

- Y2: Función de las cargas resistentes, determinada con los valores medios propiedades físico-mecánicas del suelo.
- γφ: coeficiente θυε τομα εν χυεντα λα σεγυριδαδ εντροδυχιδα εν ελ δισε)ο δεβιδο α λα αχχι de las cargas actuantes, entre las medias y las de cálculo.
- γγ: coeficiente θυε επαλ |α λα σεγυριδαδ εν ελ δισε)ο δεβιδο α λασ χαρακτηερίστιχα resistentes de los

Para este Estado Límite se realiza el diseño como si fuera a ocurrir la falla y se garantiza su no ocurrencia con la introducción de los coeficientes de seguridad (Quevedo, 2002b).

1.6.2 Aplicación del sistema de coeficientes de seguridad. Aplicación de la Teoría de Seguridad.

La base matemática para la utilización del MEL y la forma en que se introduce la seguridad en el mismo, así como el procedimiento general para la aplicación de la Teoría de Seguridad se desarrollarán en los Capítulos 2 y 3.

1.6.3 Metodología para la calibración del sistema de coeficientes de seguridad a utilizar en el MEL con el empleo de la teoría de seguridad.

1) Definición de los parámetros generales que intervienen en el análisis.

- 1.1) Caracterización estadística de todos los parámetros aleatorios considerados.
- 1.2) Diseño del experimento
- 1.3) Establecimiento del nivel de seguridad requerido

2) Determinación de los coeficientes de seguridad global de diseño $K_{diseño}$ y

- 2.1) Establecimiento del aparato matemático.
- 2.2) Creación de la base
- 2.3) Obtención de los valores de $K_{diseño}$ y $K_{requerido}$ para todas las combinaciones
- 2.4) Valoración de los resultados y formulación de las conclusiones

3) Calibración de los coeficientes de

- 3.1) Análisis de la influencia de las principales variables en los valores de $K_{diseño}$ y
- 3.2) Determinación de las combinaciones pésimas en cuanto a la relación $K_{diseño}$ y
- 3.3) Calibración del sistema de coeficientes de seguridad a utilizar en el

3.4) Obtención de los nuevos valores de los $K_{\text{diseño}}$ con los coeficientes

3.5) Valoración de los resultados y formulación de las conclusiones.

4) Validación práctica de los resultados.

4.1) Análisis técnico-económicos de diseños con los coeficientes calibrados.

4.2) Introducción de los resultados obtenidos en las normativas de diseño.

1.7 Conclusiones parciales del capítulo

1. Independiente al método de diseño que se utilice, siempre es necesario seguridad en el mismo, puesto que nunca las consideraciones que se hacen en el proceso de diseño van a responder con exactitud a las condiciones reales. Actualmente en Cuba se emplea el MEL, el cual hace uso de una serie de coeficientes encargados de aportar la seguridad, los mismos se aplican a las cargas resistentes y un coeficiente de seguridad adicional.

2. Cada código de diseño sigue su propia metodología, empleando diferentes procedimientos para la obtención y aplicación de los coeficientes parciales.

Para el diseño por el MEL existen dos enfoques fundamentales:

Un primer enfoque donde: $Y = \dots$

Un segundo enfoque donde: $Y = \dots$

3. Existen diferentes Métodos de Diseño, como son el MEA, MFSG y MEL todos con un solo objetivo, que no es más que alcanzar resultados más racionales en los diseños, principal variación que experimentan es la forma en que se introduce la seguridad.

4. Tras analizar los coeficientes parciales de seguridad correspondientes a las cargas y a los materiales, correctamente establecidos para las condiciones de nuestro país, pasaremos en el siguiente capítulo a establecer el

Capítulo 2: Determinación de Kdiseño.

En este capítulo se abordarán los aspectos relacionados con la aplicación de la seguridad en el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales, haciendo misma para determinar el coeficiente general (Kdiseño), a partir de los coeficientes parciales seguridad γ_f , γ_g

Para el diseño de cimentaciones superficiales es necesario analizar por separado los suelos cohesivos de los friccionales y luego integrar los resultados. Esto se debe a la inconstancia de los suelos predominantemente cohesivos, que es muy superior a la de los friccionales; y la influencia que tiene este efecto en el diseño.

2.1 Definición de los parámetros generales que intervienen en la determinación de Kdiseño aplicando el método de los Estados Límites.

Diseño por el 1er Estado Límite

El primero de los enfoques del 1er Estado Límite (Y) coeficientes de seguridad parciales, uno que trate de tomar las establecimiento de las cargas actuantes, otro que valora la variabilidad de las propiedades físico-mecánicas del suelo utilizadas y un tercer coeficiente de seguridad adicional, que trata de considerar aspectos del diseño que no pueden ser valorados pudiera ser la importancia de la obra o las condiciones de trabajo de la base.

$$Y^* \leq \frac{Y^*}{\gamma} \quad (2.1)$$

Donde:

Y1*-Función de las cargas actuantes, con sus valores de cálculos.

Y2*-Función de las cargas resistentes, determinada con los valores de cálculo de las propiedades físico-mecánicas del suelo.

γ_σ -Coeficiente de seguridad adicional.

La figura 2.1 muestra de forma simplificada la concepción de diseño de MEL, dejando claro el significado de cada uno de los coeficientes de seguridad y la forma en que pueden obtenerse las funciones Y_1^* y Y_2^*

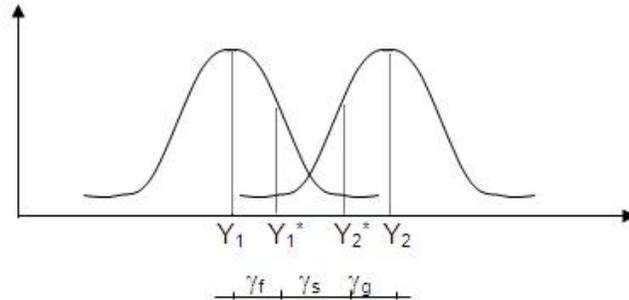


Figura 2.1. Relación entre los coeficientes parciales y las funciones de cálculo

$$Y^* = \Psi \cdot \gamma \quad (2.3)$$

Donde:

Y_1 -Función de las cargas actuantes, con sus valores medios.

Y_2 -Función de las cargas resistentes, determinada con los valores medios de las propiedades físico-mecánicas del suelo.

γ_f -Coeficiente de seguridad parcial de las cargas actuantes.

γ_s -Coeficiente de seguridad parcial de las cargas resistentes.

2.1.1 Procedimiento para la aplicación del sistema de coeficientes de seguridad.

Pasaremos a establecer el procedimiento de introducción de los coeficientes de seguridad parciales para la determinación de las funciones Y_1^* y Y_2^* , siguiendo el enfoque número uno.

Para el caso de las cargas actuantes, en el 1er Estado Límite, lo que se utiliza es una o varias combinaciones, por lo que las funciones Y_1^* y Y_1 son el producto de la cargas, por ejemplo, carga muerta, carga viva y carga temporal especial de viento, y cada una con sus correspondientes coeficientes de seguridad. Por otro lado, las

conoce el proyectista son las definidas en las normativas y en estas lo que aparecen son sus valores característicos(Eurocódigo, 1997), aplicándosele a ellas los coeficientes seguridad para determinar sus valores de cálculo. Lo explicado anteriormente, resumido en la figura 2.2, es lo que se realiza para el diseño estructural y se mantendrá de igual forma para el diseño geotécnico, siendo sus ecuaciones generales las siguientes:

$$Y_1^* = \sum_{i=1}^n Y_{1k}^i \cdot \gamma_i \quad (2.5)$$

Donde:

Y_1^* -Valor de cálculo de la

Y_{1k}^i -Valor característico de la carga i .

γ_i -Coeficiente de seguridad de la carga i .

n -Número de cargas de la combinación.

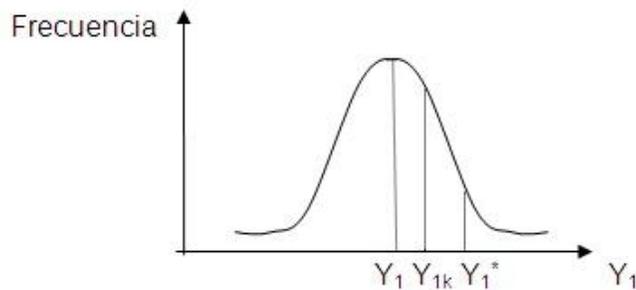


Figura 2.2 Relación entre las funciones Y_1 , Y_{1k}

De la expresión (2.2) y de la figura 2.2 se puede obtener la expresión para la determinación del coeficiente de seguridad parcial de las cargas actuantes,

$$\gamma_{f_{km}} = \frac{Y_1^*}{Y_{1k}} \quad (2.6)$$

$$\gamma_{f_{mm}} = \frac{Y_1^*}{Y_1} \quad (2.7)$$

En el proceso de diseño no se conoce los valores medios de las cargas actuantes, por lo de forma directa no se puede encontrar la función Y_1 , debiéndose establecer el

procedimiento para su obtención a partir de sus coeficientes de variación, característicos y la probabilidad con que se definieron estos, lo que no correctamente definido en las normas de cargas, siendo aceptado probabilidad $\alpha = 0.95$ (Eurocódigo, 1997; Hospitaler, 1997).

$$Y^1 = \Psi_{1\kappa t(1)} V \quad (2.8)$$

$$Y^1 = \sum_{i=1}^n Y_i v_i \quad (2.9)$$

Donde:

Y_i - Valor medio de la carga i .

V_i - Coeficiente de variación de la

t_{α} - Valor de la función de la t-Student para la probabilidad α .

Sustituyendo (2.7) y (2.11) en (2.9) se puede obtener el valor de γ_c en función de los característicos de las cargas que son los conocidos en el diseño.

$$\gamma_c = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n Y_i k_i \cdot t_{\alpha}} \quad (2.10)$$

Es bueno aclarar que el valor de γ_c , definido por (2.12), es coeficiente total introducido en el diseño producto de las cargas actuantes, medido desde el valor medio hasta cálculo, y será el utilizado a la hora de valorar la seguridad por métodos probabilísticos, sin embargo es conveniente definir el valor del coeficiente anterior cuando el mismo es medido de los valores característicos de las cargas actuantes Y_{ik} hasta sus valores de cálculo Y_i^* , ya que esta es la forma que tradicionalmente el MFSG introduce el coeficiente global y debe ser el utilizado a la hora de realizar comparaciones entre diseños por el MEL y el MFSG. Para esto se sustituye la expresión (2.7) en la (2.8).

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot f}{\sum_{i=1}^n k} \quad (2.11)$$

Donde:

$\gamma_{\phi, \mu}$ -Coeficiente de seguridad parcial de las cargas, medido desde su valor característico hasta sus valores de cálculo.

Todo lo analizado hasta el momento es válido para el 1er Estado Límite, mientras que en el 2do Estado Límite se trabaja con las cargas con sus valores característicos y la seguridad que se introduce por esta vía queda definida por el coeficiente de seguridad medido desde sus valores medios hasta los característicos γ_{fmk} ,

$$\gamma_{fmk} = \frac{Y}{Y_{fmk}} \quad (2.13)$$

$$\gamma_{fmk} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n k_i \cdot Y_{i,med}} \quad (2.13)$$

Para el 1er Estado Límite las funciones Y_2^* y Y_2 , figura 2.3, se obtienen evaluando la función de las cargas resistentes del problema analizado con los valores de cálculo y medios de las propiedades físico-mecánicas del suelo respectivamente, según:

$$Y = f(X_i) \quad (2.15)$$

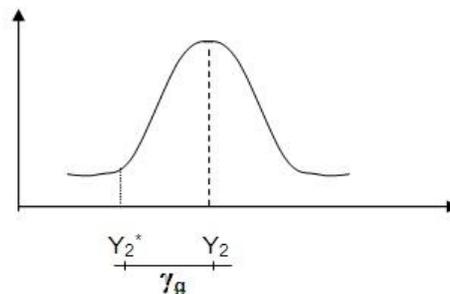


Figura 2.3 Relación entre las funciones Y_2^* y Y_2 para el 1er estado límite.

Mientras que los valores medios las características físico-mecánicas del suelo correspondientes coeficientes de seguridad son obtenidos del análisis resultados de laboratorio (Quevedo, 1987; Simanca, 1999), siendo sus ecuaciones fundamentales las siguientes:

$$X^* = \frac{X}{\gamma_i}$$

Dónde: X_i -Valor medio de la propiedad i del

X^* -Valor de cálculo de la propiedad i del suelo.

γ_i -Coeficiente de seguridad de la propiedad i del suelo.

Para el caso de las propiedades físicas del suelo, que en los diseños geotécnicos la principal que intervine es su peso específico γ , el coeficiente γ se determina de la siguiente

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (2.17)$$

Donde:

t_{α} -Valor de la función de la t-Student, para $\alpha = 0.95$ y $n-1$ grados de libertad.

v_i -Coeficiente de variación de la propiedad i del suelo.

n_i -Cantidad de resultados de ensayos de la propiedad i del suelo.

Las propiedades mecánicas que intervienen en los diseños geotécnicos son fundamentalmente las relacionadas con la resistencia a cortante de los suelos, representada por el ángulo de fricción interna ϕ y la cohesión c que son parámetros que generalmente por un análisis de regresión lineal de los resultados del ensayo de cortante, determinándose el coeficiente γ de la forma

$$\gamma = \frac{1}{1 + t_{\alpha} v_i} \quad (2.18)$$

Donde

t_{α} -Valor de la función de la t-Student, para $\alpha = 0.95$ y $n-2$ grados de libertad.

De la figura 2.3 se infiere que el coeficiente parcial de las cargas resistentes γ_g se obtiene de la relación entre la función de la capacidad resistente evaluada para los valores medios de las propiedades físico-mecánicas del suelo y para sus valores de cálculo.

$$\gamma_g = \frac{Y_2}{Y_1}$$

2.1.2 Relación entre los coeficientes parciales del MEL y el factor de seguridad global del MFSG.

Para la calibración del sistema de coeficiente de seguridad a utilizar por necesario establecer el procedimiento para la determinación del coeficiente de seguridad global K que se introduce en el MEL con la utilización de los relación entre dichos coeficientes parciales y el global se puede observar en la figura 2.5, pudiéndose demostrar que el valor total de K introducido en el MEL (para enfoque), medido de los valores medios de las cargas actuantes a los valores medios de las cargas resistentes, y su relación con los coeficientes parciales se determinan a partir de:

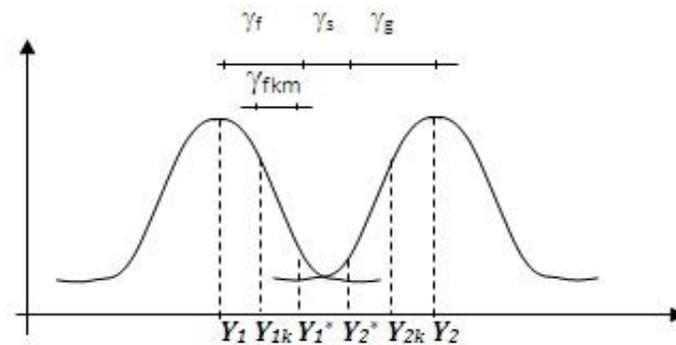


Figura 2.4 Relación entre las funciones Y_1 , Y_{1k} , Y_1^* , Y_2^* , Y_{2k} , Y_2 y los coeficientes

Como ya fue analizado con anterioridad, en el Capítulo 1, al realizar la comparación entre los coeficientes globales introducidos por el MEL y MFSG, resulta también el valor del coeficiente de seguridad global, medido de los valores característicos de las cargas actuantes a los valores medios de las cargas resistentes, determina según:

$$K_{km} = \frac{\gamma_s}{\gamma_g} \cdot \gamma_s \quad (2.20)$$

2.2 Definición de valores y datos característicos utilizados que intervienen en la determinación de Kdiseño.

Para el caso del diseño geotécnico de cimentación superficial los considerados son las cargas actuantes, muerta, viva y temporal especial de viento extremo, y las propiedades físico-mecánicas de los suelos, ángulo de fricción interna, peso

2.2.1 Coeficientes para suelos Cohesivos:

Coeficiente de variación del ángulo de fricción interna v_{ϕ}	$v_{\phi} = 0.07, 0.20, 0.26$
Coeficiente de variación de la cohesión	$v_c = 0.138, 0.26, 0.336$
Coeficiente de variación del peso específico	$v_{\gamma} =$
Coeficiente de variación de la carga muerta	$v_{cm} = 0.1$
Coeficiente de variación de la carga viva	
Coeficiente t de Student para $\alpha = 95\%$	$t_{\alpha} = 1.6$
Coeficiente de variación de la carga de viento extremo	

Cohesión c	35 kPa, 45kPa, 60kPa.
Ángulo de fricción interna ϕ	5°, 10°, 15°,
Peso específico γ	18
Excentricidad de la carga e	$0 \leq e \leq b/3 = 3.60/3 = 1,2$
Profundidad de cimentación d	1,5 m

2.2.2 Coeficientes para suelos Fricciónales:

Coeficiente de variación del peso específico	$v_{\gamma} =$
Coeficiente de variación de la carga muerta	$v_{cm} = 0.$
Coeficiente de variación de la carga viva	$v_{cv} =$
Coeficiente de variación de la carga de viento extremo	
Coeficiente t de Student para	$t_{\alpha} = 1.6$

Cohesión c	C=
Ángulo de fricción interna ϕ	25°, 30°, 35°
Peso específico γ	18 kN/m ³
Excentricidad de la carga e	0 \leq e \leq b/3=3.90/3=1.3
Profundidad de cimentación d	1,5

2.2.3. Evaluación de las cargas y obtención de sus combinaciones para aplicar en la determinación de $K_{diseño}$.

Los datos de las cargas utilizadas, de forma general son los que se siguientes tablas

N		
C	C	CW
40	40	0
	26	
	20	
80	80	0
	53	
	40	
120	120	0
	80	
	60	

N=CM+CV+CW
400+400+
400+267+
400+200+
800+800+
800+533+
800+400+
1200+1200+
1200+800+
1200+600+

M=CM+CV+C
0+0+10
0+0+20
0+0+40
H=CM+CV+CW
0+0+10
0+0+10
0+0+15

Se trabajan con las siguientes combinaciones de Cargas:

Combinaciones de cargas:

$$1,2CM+1.6C$$

$$0,9CM+1.4C$$

$$1,2CM+1.0CV+1,4C$$

$$1,2CM+1.6CV+0,8C$$

Teniendo en cuenta que los valores característicos de las cargas se probabilidad del 95 %, es decir se consideró que solo existirá un 5 % de probabilidad de que durante la vida útil de la estructura puedan ocurrir valores de cargas supuestos, actuando sobre la estructura que le puedan provocar el fallo a para un $t_{\square} = 1.64$.

El análisis solo se realizará para el primer Estado Límite por la condición de Capacidad de Carga. La NC sigue un enfoque donde los coeficientes parciales para la determinación de la capacidad resistente se aplican a las propiedades físico-mecánicas del suelo.

Las expresiones empleadas por la NC son las siguientes:

Norma Cubana (NC)

$$N^* \leq Q_{bt}^* = b' l' ((q_{br}^* - q^* / \gamma_s) + q^*)$$

$$(q_{br}^* = f(c^*, \varphi^*, \gamma^*))$$

$$c^* = c_m / \gamma_c$$

$$\varphi^* = \text{tg}^{-1}(\text{tg } \varphi_m / \gamma \text{tg } \varphi)$$

$$\gamma^* = \gamma_m / \gamma_\gamma$$

Dadas las combinaciones de carga se obtiene:

Cada una de estas combinaciones se le aplicó a las tres variantes de suelo seleccionados según la variación de ϕ (25°, 30°, y 35°) para suelos friccionales, y ϕ (5°C_60), (15°C_35) para suelos cohesivos, de esta forma comprobar la influencia de los coeficientes de variación y el valor del ángulo de fricción interna en el diseño.

El proceso de diseño se dividió en dos etapas, Diseño1 donde se obtienen las dimensiones de la base de la cimentación y el $K_{diseño}$, y un Diseño2 donde con aplicando la teoría de seguridad se obtiene el $K_{diseñoreal}$, o $K_{requerido}$. Figura resultados de las diferentes combinaciones de cargas normativas y mayoradas definieron

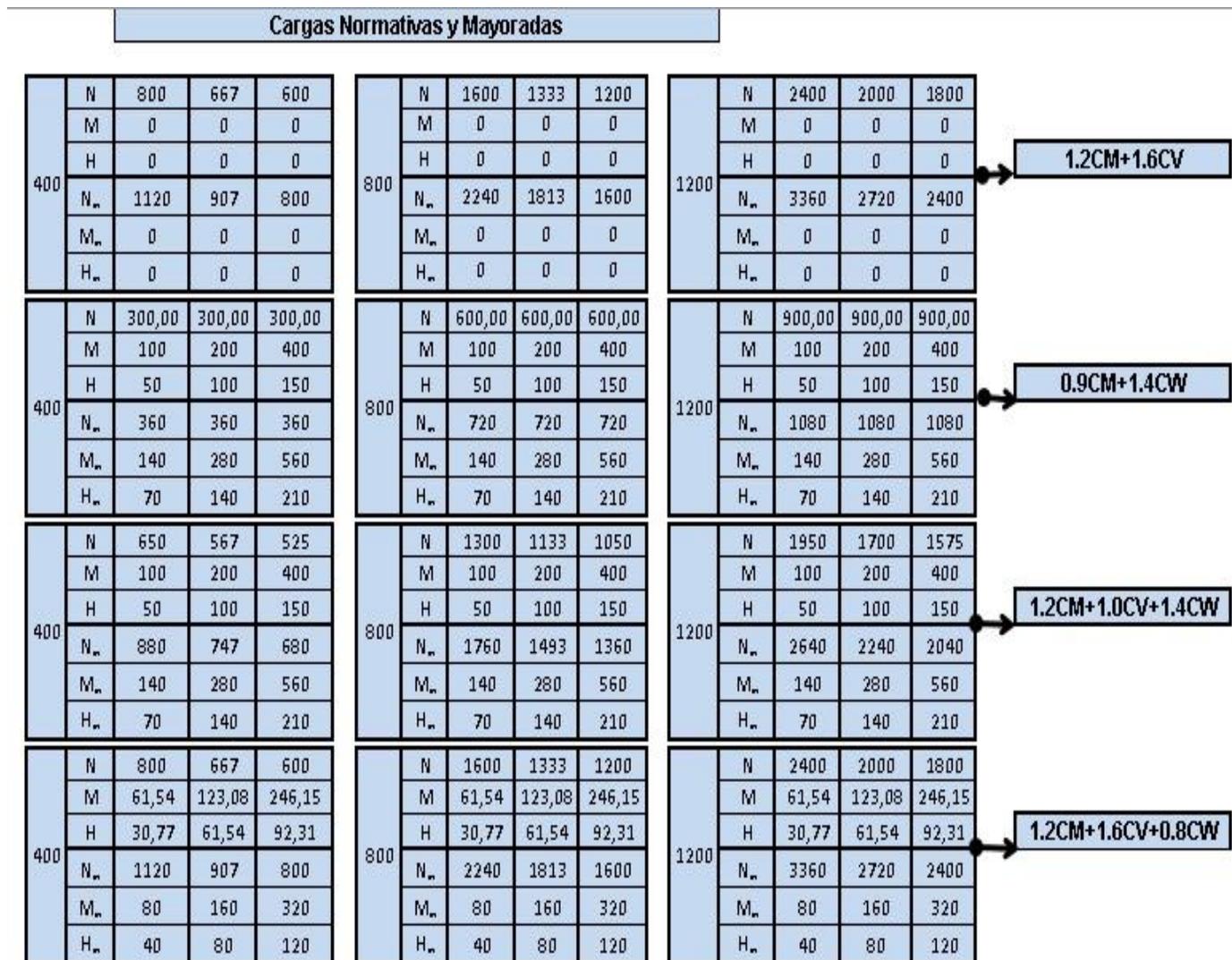


Figura 2.5 Cargas Normativas y Mayoradas

De esta forma comprobamos la influencia de los coeficientes de variación y $K_{diseño}$, como se expuso anteriormente, Considerándose $\gamma_s = 1$, en todos los casos, para condiciones de trabajo favorables y fallos de carácter leve.

$$K_{diseño} = \gamma_f \gamma_{\gamma} \gamma_{\sigma} \quad (\text{ενφοθυε \#1})$$

Del proceso descrito anteriormente, como resultado del Diseño2 se obtuvieron reales de cada uno de los coeficientes, según se muestran en la Tabla (2.4)

Tabla 2.4 Resultados del Diseño2 con coeficiente 1,3CW teniendo en cuenta todas las combinaciones de carga

Condiciones del Suelo	Intervalo de Variación				
	$\gamma_{\phi\mu}$	$\gamma_{\phi\kappa}$	γ_{γ}	$K_{diseño}$	$K_{diseño}$
c= 35kPa $\phi = 15^\circ$		1,197-1,427	1,683-2,26	2,435-3,496	2,089-3,234
c= 45kPa $\phi = 10^\circ$		1,194-1,401	1,578-2,16	2,294-3,268	1,972-3,028
c= 60kPa $\phi = 5^\circ$		1,194-1,353	1,493-1,96	2,196-2,730	1,888-2,216
c= 0kPa $\phi = 25^\circ$		1,186-1,347	1,849-2,17	2,594-3,394	2,242-2,818
c= 0kPa $\phi = 30^\circ$		1,203-1,368	2,044-2,330	2,955-3,896	2,527-3,114
c= 0kPa $\phi = 35^\circ$		1,219-1,388	2,262-2,56	3,374-4,441	2,864-3,565

Tabla 2.5 Resultados del Diseño2 con coeficiente 1,4CW teniendo en cuenta todas las combinaciones de carga

Condiciones del Suelo	Intervalo de Variación				
	$\gamma_{\phi\mu}$	γ_{ϕ}	γ	$K_{diseño}$	$K_{diseño}$
c= 35kPa $\phi = 15^\circ$		1,217-1,537	1,683-2,41	2,483-3,999	2,155-3,713
c= 45kPa $\phi = 10^\circ$		1,212-1,537	1,578-2,33	2,364-3,858	2,032-3,582
c= 60kPa $\phi = 5^\circ$		1,212-1,537	1,493-2,06	2,264-2,730	1,946-2,388
c= 0kPa $\phi = 25^\circ$		1,199-1,381	1,849-2,34	2,661-3,471	2,302-3,245
c= 0kPa $\phi = 30^\circ$		1,225-1,439	2,091-2,515	3,061-3,985	2,618-3,618
c= 0kPa $\phi = 35^\circ$		1,250-1,512	2,332-2,791	3,533-4,776	2,999-4,219

Para observar mejor la variación que toman los intervalos debido al cambio de 1,3 a 1,4 se tomaron solo los datos que contienen las combinaciones de carga con el coeficiente 1,4CW, es decir, 18 combinaciones, 9 con 0.9CM+1.4CW, y 9 con 1.2CM+1.0CV+1.4CW.

Tabla 2.6 Resultados del Diseño2 con coeficiente 1,3CW teniendo en cuenta solo las combinaciones de carga que contienen 1,3CW.

Condiciones del	Intervalo de Variación				
	$\gamma\phi\mu$	$\gamma\phi$	γ	Kdiseño	Kdiseño
c= 35kPa $\phi=1,5$ 710		1,197-1,42	1,731-2,26	2,435-3,49	2,089-3,23
c= 45kPa $\phi=1,4$ 690		1,194-1,40	1,603-2,16	2,294-3,26	1,972-3,02
c= 60kPa $\phi=1,5$ 690		1,194-1,30	1,526-1,96	2,196-2,09	1,888-2,21
c= 0kPa $\phi=1,5$ 671		1,186-1,30	1,853-2,17	2,594-3,15	2,242-2,81
c= 0kPa $\phi=1,5$ 726		1,203-1,32	2,044-2,33	2,955-3,59	2,527-3,114
c= 0kPa $\phi=1,5$ 750		1,219-1,38	2,269-2,56	3,374-4,08	2,864-3,56

Tabla 2.7 Resultados del Diseño2 con coeficiente 1.4CW teniendo en cuenta solo las combinaciones de carga que contienen 1,4CW

Condiciones del	Intervalo de Variación				
	$\gamma\phi\mu$	$\gamma\phi$	γ	Kdiseño	Kdiseño
c= 35kPa $\phi=1,4$ 710		1,217-1,53	1,711-2,416	2,483-3,99	2,155-3,71
c= 45kPa $\phi=1,4$ 690		1,212-1,53	1,612-2,33	2,364-3,85	2,032-3,58
c= 60kPa $\phi=1,5$ 690		1,212-1,53	1,606-1,95	2,264-3,64	1,946-2,38
c= 0kPa $\phi=1,5$ 676		1,199-1,38	1,886-2,34	2,661-3,47	2,302-3,24
c= 0kPa $\phi=1,5$ 721		1,225-1,43	2,091-2,51	3,061-3,98	2,618-3,61
c= 0kPa $\phi=1,5$ 771		1,250-1,51	2,332-2,791	3,533-4,41	2,999-4,21

Tabla 2.8 Intervalos de $K_{diseño}$, γ_f, γ_g , para suelos friccionales con el coeficiente de general

ϕ	Intervalo de Variación				
	$\gamma\phi\mu$	$\gamma\phi$	γ	$K_{diseño}$	$K_{diseño}$
<30	1,371-1,793	1,186-1,347	1,849-2,17	2,594-3,394	2,242-2,818
≥ 30	1,406-1,897	1,203-1,388	2,044-2,568	2,955-4,441	2,527-3,565

Tabla 2.9: Intervalos de $K_{diseño}$, γ_f, γ_g , para suelos friccionales con el coeficiente de general

ϕ	Intervalo de Variación				
	$\gamma\phi\mu$	$\gamma\phi$	γ	$K_{diseño}$	$K_{diseño}$
<30°	1,386-1,793	1,199-1,381	1,849-2,34	2,661-3,471	2,302-3,245
≥ 30	1,456-1,897	1,225-1,512	2,091-2,791	3,061-4,776	2,618-4,219

Tabla 2.10 Intervalos de $K_{diseño}$, γ_f, γ_g , para suelos cohesivos con el coeficiente de general

c	Intervalo de Variación				
	$\gamma\phi\mu$	$\gamma\phi$	γ	$K_{diseño}$	$K_{diseño}$
<60kPa	1,389-1,830	1,194-1,427	1,578-2,26	2,294-3,496	1,972-3,234
$\geq 60kPa$		1,194-1,353	1,493-1,96	2,196-2,730	1,888-2,216

Tabla 2.11 Intervalos de $K_{diseño}$, γ_f, γ_g , para suelos cohesivos con el coeficiente de general

c	Intervalo de Variación				
	$\gamma\phi\mu$	$\gamma\phi$	γ	$K_{diseño}$	$K_{diseño}$
<60kPa	1,410-1,830	1,212-1,537	1,578-2,41	2,364-3,999	2,032-3,582
$\geq 60kPa$		1,212-1,537	1,493-2,06	2,264-3,643	1,946-2,388

2.4 Conclusiones parciales del capítulo.

1. La investigación solo se realizó para los valores mayores de cada variación en cada tipo de suelo, o sea considerando que no existe análisis estadístico disponible en el informe ingeniero geológico y por tanto se utilizaron los valores de los γ_g, γ_c y $\gamma_{tg\phi}$ mayores definidos en la NC de Diseño Geotécnico de

2. Los resultados demuestran que existe una visible diferencia entre los corresponden a los coeficientes de seguridad γ_f y γ_g con el 1,3CW y el 1,4CW
3. En los suelos cohesivos, se puede comprobar que los valores de intervalo de (1,389-1,830 con 1,3CW) a (1,410-1,830 a 1,4CW), lo cual representa un cambio de 1,5% en el primer intervalo, ya que el último se mantiene constante y los valores de γ_{km} variaron del intervalo de (1,194-1,427 con 1,3CW) a (1,212 -1,537 con 1,4CW) lo que representa una diferencia de (1,5%-7,2%) respectivamente combinaciones de cargas definidas considerándose que los valores 1,4CW deben ser objeto de calibración ya que esto provocaría que las definiciones de combinaciones de cargas fueran diferentes a las utilizadas para diseño de hormigón armado y estructuras metálicas.
4. En los suelos friccionales, se puede comprobar que los valores de $\gamma_{\phi\mu}$ variaron del intervalo de (1,371-1,897 con 1,3CW) a (1,386-1,897 con 1,4CW) lo que representa una diferencia de 1,1% y los valores de $\gamma_{\phi\kappa\mu}$ variaron del intervalo de (1,186-1,388 con 1,3CW) a (1,199-1,512 con 1,4CW) lo que representa una diferencia de (1,2%-8,2%) para las combinaciones de cargas considerándose que los obtenidos con 1,4CW deben ser objeto de calibración ya que esto provocaría que las definiciones de combinaciones de cargas fueran diferentes a las diseño de hormigón armado y estructuras
5. Con respecto al coeficiente γ_{γ} , θ ν ϵ χ \omicron μ σ ϵ ν λ α NX δ ϵ Δ ι σ ϵ \circ Γ ϵ σ ι χ ν χ \circ de Cimentaciones Superficiales se calcula de los valores medios a las de cálculos de las propiedades físico mecánicas de los suelos, el intervalo de variación para suelos cohesivos es de (1,493-2,267 con 1,3CW) a (1,493-2,416 con 1,4CW) representa una diferencia de 6,2% en el último intervalo. Para suelos friccionales el intervalo de variación de γ_{γ} es de (1,849-2,568 con 1,3CW) a 1,4CW) lo que representa una diferencia de 8% en el último intervalo. Los resultados anteriores demuestran que para el caso del tipo de suelo en los valores del
6. La variación en $K_{diseño}$ para suelos friccionales se comprende de los valores, de (2,594-4,441 con 1,3CW) a (2,661-4,776 con 1,4CW), lo que representa una diferencia de (2,5%-7%) respectivamente, para suelos cohesivos es de (2,196-3,496 con 1,3CW) a (2,264-3,582 con 1,4CW), lo que representa una diferencia de

(3%-12,6%) respectivamente. Para el caso del $K_{diseño km}$, que es el comparar con los valores de K que normalmente se utilizan cuando realiza por el método del factor de seguridad global, para suelos comprende de los siguientes valores, (2,242-3,565 con 1,3CW) a con 1,4CW), lo que representa una diferencia de (2,6%-15,5%) y para cohesivos de (1,888-3,234 con 1.3CW) a (1,946-3,582 con 1,4CW), lo que representa una diferencia de (3%-9,7%) respectivamente. Los resultados anteriores demuestran que para el caso de los coeficientes $K_{diseño om}$ y $K_{diseño km}$ si tiene mucha influencia el tipo de suelo en los valores del mismo, y que los valores obtenidos con 1,4CW deben ser objeto de calibración ya que esto provocaría que las definiciones combinaciones de cargas fueran diferentes a las utilizadas para diseño de hormigón armado y estructuras metálicas.

Capítulo 3. Determinación de requerido. Propuesta de los nuevos coeficientes.

En este capítulo se abordarán los aspectos relacionados con la aplicación de seguridad en el diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales, que se requieren para el diseño por el 1er Estado Límite aplicando la teoría de seguridad. Se determinará el tratándose de estudiar los coeficientes de seguridad que se requieren en el diseño por Límites a través de la Teoría de e emplea como metodología calibración de los sistemas de coeficientes de seguridad que se utilizan en el

3.1 Metodología general de aplicación de la teoría de seguridad en el geotécnico en Cuba.

De los diferentes enfoques analizados en el capítulo anterior para la métodos probabilísticos, conocidos por algunos autores como teoría de partiremos del que define como ecuación de diseño la comparación entre seguridad obtenido en el diseño $H_{\text{diseño}}$ y el nivel de seguridad requerido $H_{\text{requerido}}$.

$$H_{\text{diseño}} \geq \dots \quad (3.1)$$

Es cierto que es mucho más utilizado internacionalmente el enfoque que parámetro para definir la seguridad el índice de relatividad β , pero ello mismo tiene un significado físico y su valor directamente no nos infiere ninguna medida de seguridad como ocurre con el nivel de seguridad H . Por otro lado, quedó totalmente demostrado que parámetros miden la seguridad de la misma forma y que pueden ser comparados con facilidad. En la figura 3.1 se muestra de forma esquemática el significado de cada uno de los parámetros anteriores, y de la misma se puede inferir su

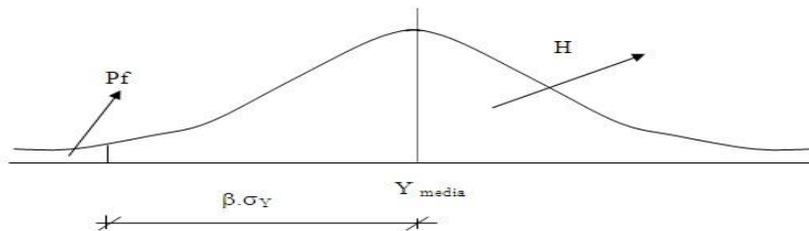


Figura 3.1: Relación

3.2 Formulación matemática general para la aplicación de la teoría de seguridad.

Definida la ecuación básica para la aplicación de la teoría de seguridad, resulta necesario desarrollar toda la fundamentación matemática que permita su empleo en la como procedimiento de diseño en el ámbito de proyectista, lo que resulta actual grado de desarrollo de esta teoría y su conocimiento general entre los especialistas, sino como metodología empleada en investigaciones para la calibración de los sistemas de coeficientes de seguridad que se utilizan en el MEL.

Esta teoría parte de analizar la ecuación Y, resultante de la resta de la función de las cargas resistentes, evaluada para los valores medios de las propiedades físico-mecánicas del suelo, Y2y la función de las cargas actuantes con sus valores medios Y1.Dicha necesaria caracterizarla estadísticamente, definiendo su valor medio Y su según

$$Y = \Psi - \Psi_1 \quad \text{y} \quad \sigma_Y^2 = \sigma_{\Psi}^2 + \sigma_{\Psi_1}^2$$

donde

σ_{Ψ} -Desviación de la función

σ_{Ψ_1} -Desviación de la función Y1

σ_{Ψ_2} -Desviación de la función Y2

Analizando la figura3.1 se puede establecer que el nivel de seguridad queda determinado a partir de evaluar la integral de la función de Laplace ϕ entre $-\infty$ y $+\infty$, tal y como mostramos:

$$H = \int_{-\infty}^{+\infty} \phi(x) dx$$

Considerando una distribución normal para función Y, tomando en cuenta las de propiedades de simetría de la misma y conociendo que dicha distribución evaluada entre 0 y $+\infty$ es igual a 0.5, puede definirse el nivel de seguridad como:

$$H = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx \quad (3.6)$$

Resulta de interés para la aplicación práctica del método definir el nivel de función de los parámetros que caracterizan la función Y, pudiéndose encontrar inicialmente una relación entre β y estos y a partir de la misma, igual relación con el nivel de seguridad H.

$$\beta = \frac{Y}{\sigma_y} = 0.5\phi \left[\frac{Y_n}{\sigma} \right]$$

Sustituyendo en (3.8) las ecuaciones (3.2) y (3.3) se obtiene el nivel de función de los valores medios y desviaciones que caracterizan a las funciones Y1 y

$$H = 0.5\phi \left| \frac{-\Psi}{\sqrt{\sigma_{\Psi 1}^2 + \sigma_{\Psi 2}^2}} \right| \quad (3.9)$$

donde:

Y1-Valor medio de la función de las cargas actuantes.

Y2-Valor medio de la función de las cargas resistentes.

$\sigma_{\Psi 1}$ —Desviación de la función

$\sigma_{\Psi 2}$ —Desviación de la función

Como ya ha quedado definido, la aplicación práctica que se le da en la métodos probabilísticos es para la evaluación, y posible ajuste, de los seguridad que son utilizados en los diseños por estados límites en las diferentes normativas. Tomando en cuenta lo anterior resulta necesario establecer una relación seguridad de diseño H y el coeficiente de seguridad global introducido K, medido este entre los valores medios de Y1 y Y2. Para ello debemos recordar la forma de coeficiente de variación v de una función.

$$K = \frac{Y}{\sigma} = \frac{Y_1}{\sigma_{Y1}} + \frac{Y_2}{\sigma_{Y2}} \quad (3.11)$$

donde : $v_{Y1,2}$ —Coeficiente de variación de las funciones Y1 y

$\sigma_{\Psi 1,2}$ —Desviación de las funciones Y1 y Y2 respectivamente.

Y1,2-Valor medio de las funciones Y1 y Y2 respectivamente.

A continuación, se realizará toda una serie de transformaciones matemáticas a la ecuación (3.9), con el objetivo de establecer la relación buscada entre H y K. Inicialmente se dividirá el numerador y el denominador del argumento de la función de Laplace por obteniéndose

$$H = 0.5 \phi \sqrt[2]{\frac{y^2}{y^2} \frac{-1}{\frac{\sigma Y}{y^2} + \frac{\sigma \Psi}{y^2}}} \quad (3.12)$$

$$H = 0.5 \phi \sqrt[2]{\frac{-1}{Y_K + \frac{\sigma}{v}}} \quad (3.13)$$

Por último, el segundo término del radical del argumento de la función de multiplicará por la relación Y_{22}/Y_{22} ,

$$H = 0.5 \phi \sqrt[2]{\frac{k-1}{\frac{\sigma \Psi}{v^2} + \frac{y_{22}}{y^2}}} \quad (3.14)$$

$$H = 0.5 \phi \sqrt[2]{\frac{k-1}{Y_{22} + \frac{\sigma \Psi}{k^2 v Y}}} \quad (3.15)$$

La ecuación (3.15) define la relación entre el coeficiente de seguridad global K y el nivel de seguridad obtenido en el diseño H, y será la ecuación básica para la aplicación de la teoría de seguridad con el fin establecido, permitiendo una vez definido el valor seguridad requerido $H_{requerido}$, encontrar con facilidad el coeficiente de $K_{requerido}$, que debe ser empleado en el diseño, ver

Resulta de interés realizar una valoración de la relación H vs. K y para ello mostraremos en la figura 3.2 una representación gráfica resultante de evaluar (3.15) para distintos valores de K

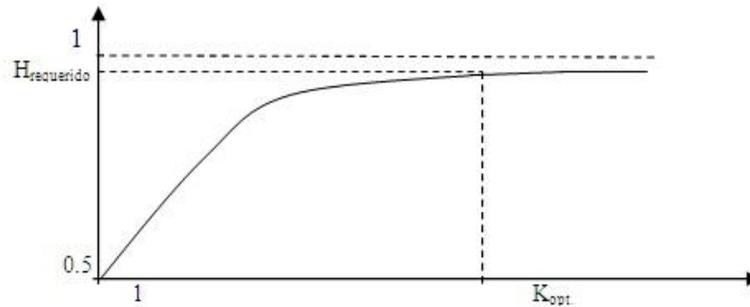


Figura 3.2 Relación entre el nivel de seguridad H y el coeficiente de seguridad global K.

En la curva anterior existen varios puntos de interés que debemos enfatizar. Por ejemplo, si se utiliza un coeficiente de seguridad global $K=1$, el nivel de seguridad obtenido es 0.5, lo que significa que la estructura tiene la misma probabilidad de fallar o no fallar, siendo lógico pues en realidad no se ha introducido ningún coeficiente de seguridad. Si valor de K se observa, inicialmente, que crece con rapidez el valor del nivel de seguridad, pero posteriormente este crecimiento disminuye y a partir de un cierto valor es prácticamente insignificante desde el punto de vista práctico. Lo anterior confirma que no todo aumento del coeficiente de seguridad en un diseño se traduce en un verdadero aumento de su seguridad, concepto que no es manejado por los proyectistas y por ello obtienen con frecuencia diseños irracionales.

Por último, se debe hacer notar que por muy grande que sea el global K que se utilice, nunca se obtendrá una seguridad absoluta en el diseño, representada por $H=1$, ya que la función del nivel de seguridad se hace asintótica a dicho valor. Lo anterior puede ser analizado matemáticamente a partir de la (3.15), donde para obtener un valor de $H=1$ es necesario que la función de Laplace sea 0.5, lo que ocurre únicamente cuando su argumento es ∞ .

Para que el argumento de la función de Laplace, en la ecuación analizada, sea infinito debe valer el radical del denominador cero y esto solo es posible cuando los variación de las funciones Y_1 y Y_2 son cero. Lo anterior nunca ocurre en los ingenieriles, pues ya hemos establecido que tanto las cargas actuantes, parámetros del suelo que definen Y_2 , son funciones aleatorias.

Para poder emplear la ecuación (3.15) resulta necesario establecer el obtener los coeficientes de variación de las funciones Y_1 y Y_2 , que a su vez están compuestas por varias variables aleatorias. Dada la complejidad de las funciones

problemas ingenieriles, fundamentalmente Y2, se presentan casos a la hora de obtener Y1, que no están recogidos con frecuencia en la literatura especializada, por lo consideramos importante resumir las soluciones obtenidas.

Si tenemos una función y que es producto de la sumatoria de los valores representativos Ai de varias variables aleatorias, su desviación σ_y se define aplicando el teorema esta,

$$Y = \sum A_i \quad \sigma_y = \sqrt{\sum \sigma_{A_i}^2}$$

El caso anterior es válido para la función Y1 cuando la misma es definida combinación de cargas actuantes xi, obteniéndose σ_{Y1} a partir

$$Y1 = \sum \xi_i \quad \sigma_{Y1} = \sqrt{\sum \sigma_{\xi_i}^2}$$

donde: Y1 – Valor medio de la función de las cargas actuantes.

xi – Valor medio de la carga i.

σ_{Y1} – Desviación de la función de las cargas actuantes.

σ_{ξ_i} – Desviación de la carga

Resulta de interés práctico establecer la obtención de la σ_y está definida por la división de los valores representativos de dos variables

$$Y = \frac{A}{B} \quad \sigma_y = \sqrt{\frac{\sigma_A^2}{B^2} + \frac{A^2}{B^4} \sigma_B^2} \quad (3.21)$$

A partir de la ecuación (3.21) puede solucionarse el problema práctico de desviación de la excentricidad de la carga σ_e , σ_{γ} |v:

$$e = \frac{M}{N} \quad \sigma_e = \sqrt{\frac{\sigma_M^2}{N^2} + \frac{M^2}{N^4} \sigma_N^2} \quad (3.23)$$

donde: e – Valor medio de la excentricidad de la carga.

M – Valor medio del momento actuante.

N – Valor medio de la carga vertical actuante.

σ_ε —Desviación de la excentricidad de la carga.

σ_μ □Desviación del momento actuante.

σ_v -Desviación de la carga vertical actuante.

De forma similar puede utilizarse el procedimiento anterior para obtener la desviación de la inclinación de la carga

Cuando debemos evaluar la desviación σ_Y de una función Y dependiente de varias variables aleatorias x_i , no son válidas las soluciones anteriores, proponiéndose emplear el método de desarrollo en series de Taylor analizado en el capítulo 1, en el que se linealiza la función con la aplicación del teorema general de la obteniéndose la siguiente solución:

$$Y = f(\xi) \quad \sigma_Y^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial Y}{\partial \xi_i} \right)^2 \sigma_{\xi_i}^2 \quad (3.25)$$

La ecuación (3.25) es aplicable a cualquier función, siempre que todas las variables de que ella depende sean independientes. En el caso del diseño geotécnico ocurre con frecuencia que tenemos que enfrentarnos a funciones de las cargas resistentes que dependientes de varias variables aleatorias x_i y dos de ellas están correlacionadas entre sí, x_{n-1} y x_n , como son los parámetros ángulo de fricción interna ϕ y cohesión c que definen la resistencia a cortante del suelo. Si se conoce el coeficiente de correlación variables r_{x_{n-1}, x_n} se puede generalizar la ecuación (3.25) para dar solución a este complejo caso

$$Y = f(\xi, x_{n-1}, x_n \text{ correlacionadas}) \quad (3.26)$$

$$\sigma_Y^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial Y}{\partial \xi_i} \right)^2 \sigma_{\xi_i}^2 + 2 \left(\frac{\partial Y}{\partial x_{n-1}} \right) \left(\frac{\partial Y}{\partial x_n} \right) r_{x_{n-1}, x_n} \sigma_{x_{n-1}} \sigma_{x_n} \quad (3.27)$$

Definidos los procedimientos para la determinación σ_Y para cualquier de las pueda quedar definida la función y, la obtención de v_{Y1}, Y_2 se realiza ecuación (3.11).

3.3 Establecimiento del aparato matemático para la aplicación de la teoría seguridad al problema analizado.

Inicialmente se formula el procedimiento para la obtención del coeficiente de global introducido en el diseño $K_{diseño}$, debido al empleo de los coeficientes parciales en el MEL

La ecuación básica por capacidad de carga en el 1er Estado Límite es:

$$N^* \leq b' \left[\gamma \lambda \left(q_{br}^* - q'^* \right) + q'^* \right] \quad (3.28)$$

donde:

N^* -Carga actuante vertical resultante de cálculo.

b', l' -Anchos efectivos de la cimentación

q_{br}^* -Capacidad de carga de la base de la cimentación, determinada con las cargas y las propiedades de cálculo del suelo.

q'^* -Sobrecarga, determinada con el peso específico de cálculo del suelo.

γ -Coeficiente de seguridad adicional, determinado en función del tipo de fallo y las condiciones de trabajo de la base.

Para la aplicación de la teoría de seguridad se simplificará la ecuación anterior, considerando que solo existe excentricidad de la carga en un plano de simetría, y por tanto $l' = l$, y que el coeficiente de seguridad adicional γ afecta a la capacidad de carga bruta q_{br}^* (2002a). Sobre la base de lo anterior obtenemos como ecuación de diseño la siguiente:

$$N^* \leq b' \left[\left(q_{br}^* - q'^* \right) + q'^* \right]$$

La ecuación anterior puede ser expresada de forma más compacta introduciendo el término Q_{br}^* ,

$$Q^* \leq b' \left[\frac{Q_{br}^*}{\gamma} + q'^* \right] \quad (3.31)$$

Siendo la ecuación (3.31) la que será considerada para la aplicación de la seguridad en el diseño de cimentaciones superficiales por estabilidad en el 1er estado límite.

Introduciendo en (3.31) el concepto de ancho efectivo de la cimentación b' transformaciones para poder tener en el primer término toda la influencia parcial de las cargas actuantes y en el segundo el del coeficiente parcial resistentes,

$$b = \frac{N}{\gamma \cdot \sum_{i=1}^n q_i} \quad (3.32)$$

Generalizando las ecuaciones (2.12) y [(2.21), a partir de (3.33), se expresiones para la determinación de los coeficientes parciales de las cargas actuantes γ_{ϕ} y de las cargas resistentes γ_r introducidos en el diseño.

$$\gamma = \frac{N}{\sum_{i=1}^n q_i} \cdot \frac{1}{\beta} \quad (3.34)$$

Las cargas verticales medias N , características N_{ki} de cálculo N^* son determinadas a partir de

$$N^* = \sum_{i=1}^n N_{ki} \cdot \gamma$$

Mientras que el valor medio de la excentricidad de la carga e y su valor de cálculo e^* son determinados por:

$$e = \frac{M}{N} \quad (3.40)$$

Estableciéndose las cargas horizontales y los momentos medios H y M , característicos H_{ki} M_{ki} de cálculos H^* y M^* , según:

$$M^* = \sum_{i=1}^n M_{ki} \cdot \gamma \quad (3.44)$$

cargas y de las propiedades físico-mecánicas del suelo, c^* , ϕ^* , obtenidos estos últimos del análisis estadístico de los resultados de los ensayos de

$$q_u = \frac{B^2}{\gamma^2} + \gamma^* N \chi \sigma + \gamma^* 1 \delta N \theta \sigma \quad (3.49)$$

Quedando definido de esta forma todas las expresiones para la $\gamma \phi \phi \phi g$, mientras que el coeficiente de seguridad global de diseño $K_{diseño}$ se obtiene a partir de:

$$K_{di} = \gamma_e \quad (3.50)$$

Para la determinación del coeficiente de seguridad óptimo que debe ser diseño $K_{requerido}$, resulta necesario aplicar la ecuación

$$H = 0.5 \phi v \left| \frac{k-1}{\sqrt{Y_1^2 + \frac{22}{0.07k}}} \right| \quad (3.51)$$

Porque ella define la relación entre el coeficiente de seguridad global K y seguridad obtenido en el diseño H , y será la ecuación básica para la aplicación de la teoría de seguridad con el fin establecido, permitiendo una vez definido el valor seguridad requerido $H_{requerido}$, encontrar con facilidad el coeficiente de $K_{requerido}$, que debe ser empleado en el diseño, al problema en estudio, inicialmente las funciones Y_1 y Y_2 , tomando en cuenta además que en los probabilísticos se trabaja con los valores medios de dichas funciones.

$$Y_1 = \quad Q_b = \beta \lambda [\theta]$$

Quedando la ecuación que relaciona el nivel de seguridad H con el coeficiente de seguridad global K , para el caso del diseño de las cimentaciones superficiales por capacidad de carga, definida

$$H = 0.5 \phi v \left| \frac{k-1}{\sqrt{2 + \frac{22}{0.07k}}} \right| \quad (3.54)$$

Los coeficientes de variación de la carga vertical actuante vN_y de la capacidad de carga vQ_{br} se determinan

$$v = \frac{\sigma_N}{N} \quad (3.56)$$

Donde: σ_N -Desviación de la carga vertical actuante.

$\sigma_{\beta\rho}$ -Desviación de la capacidad de carga de la base de la cimentación.

Para la determinación de Q_{br} se aplica a la expresión de Q_{br} el método de linealización de la función y el teorema general de la desviación (Quevedo, 1987), conocido por el método de desarrollo en series de Taylor (Blazquez, 1984),

$$\sigma^2 = \left(\frac{\partial Q_{br}}{\partial \sigma} \right)^2 \cdot \sigma^2 + \left(\frac{\partial Q_{br}}{\partial \phi} \right)^2 \cdot \sigma^2 + \left(\frac{\partial Q_{br}}{\partial \theta} \right)^2 \cdot \sigma^2 + \left(\frac{\partial Q_{br}}{\partial \gamma} \right)^2 \cdot \sigma^2 \quad (3.57)$$

$$\left(\frac{\partial Q_{br}}{\partial \tau \gamma} \right)^2 \cdot \sigma^2 = \left(\frac{\partial Q_{br}}{\partial \phi} \right)^2 \cdot \sigma^2 + \left(\frac{\partial Q_{br}}{\partial c} \right)^2 \cdot \sigma^2 + \left(\frac{\partial Q_{br}}{\partial \gamma} \right)^2 \cdot \sigma^2$$

Como los términos N_x , N_y y N_q solo dependen de la tangente del ángulo de fricción interna, la derivada de Q_{br} con respecto a la $tg \phi$ será:

$$\frac{\partial Q_{br}}{\partial \tau \gamma} = \left(\frac{\partial N_x}{\partial \tau \gamma} + \frac{\partial N_y}{\partial \tau \gamma} + \frac{\partial N_q}{\partial \tau \gamma} \right) \cdot \gamma \cdot d \quad (3.58)$$

Las derivadas totales de N_x , N_y y N_q con respecto a la $tg \phi$ se obtienen con ajustando las funciones de N_x , N_y y N_q a polinomios en función de $tg \phi$, mientras que las derivadas de Q_{br} con respecto a la cohesión c , el peso excentricidad de la carga e se enuncian como:

$$\frac{\partial Q_{br}}{\partial c} = \left(\beta \cdot e + \frac{sc}{c} \right) \quad (3.59)$$

$$\frac{\partial Q_{br}}{\partial \gamma} = \left(\frac{\partial N_x}{\partial \gamma} + \frac{\partial N_y}{\partial \gamma} + \frac{\partial N_q}{\partial \gamma} \right) \cdot \gamma \cdot d \quad (3.60)$$

$$\frac{\partial Q_{br}}{\partial e} = \left(\frac{\partial N_x}{\partial e} + \frac{\partial N_y}{\partial e} + \frac{\partial N_q}{\partial e} \right) \cdot \gamma \cdot d \quad (3.61)$$

Los términos i_{ϕ} , i_{γ} i_{δ} de la expresión de la capacidad de carga de la base de la cimentación Q_{br} son función de la tangente del ángulo de inclinación de la carga $tg\delta$, por lo que derivada con respecto a este parámetro se define como:

$$\frac{\partial Q_{br}}{\partial tg\delta} = \left[\frac{\gamma^2 N_{\phi}}{B} + \frac{cN}{s} + \frac{1}{2} N_s \right] \frac{di_{\phi}}{dtg\delta} \quad (3.62)$$

Mientras que las derivadas totales dei_{ϕ} , i_{γ} i_{δ} con respecto a la $tg\delta$ se puede obtener con facilidad a partir de las expresiones de dichos términos (Quevedo, 1988a).

Definidas todas las derivadas que intervienen en la expresión establecer las desviaciones de cada uno de los parámetros aleatorios considerados. Para el caso de las propiedades físico-mecánicas del suelo, estas se obtienen según:

$$\sigma_{\tau\gamma\phi} = \sigma_{\tau\gamma\phi} \quad \sigma_c = \omega\chi \cdot \chi$$

$$\sigma = \quad (3.65)$$

Las desviaciones de la excentricidad e y de la tangente del ángulo de inclinación de la carga $tg\delta$ se establecen como una generalización de (3.20) y (3.21),

$$\sigma_e^2 = \frac{\sigma_e^2}{N} + \frac{\sigma_e^2}{N} \quad (3.66) \quad \sigma_{tg\delta}^2 = \frac{\sigma_{tg\delta}^2}{N} + \frac{\sigma_{tg\delta}^2}{N} \quad (3.67)$$

Por último, las desviaciones de las cargas verticales, horizontales y el momento actuante se determinan a partir de:

$$\sigma_{N_i}^2 = \quad N_i = \quad \sigma^M = \sum \sigma^2 M_i \quad M = \quad \sigma^2 = \quad H =$$

Quedando definido de esta forma el aparato matemático completo para la aplicación de la teoría de seguridad, con el objetivo de determinar el sistema de coeficientes de seguridad a utilizar en el diseño por MEL de cimentaciones superficiales por capacidad suelos

3.4 Valoración de los resultados.

Se pasó a determinar los σ_g y σ_f de diseño y el valor de $K_{diseño}$ real de cada diseño que se obtendrá para un nivel de seguridad de 0.98. Según el Anexo _Diseño_2. determiné los $K_{requerido}$ de cada diseño también para el nivel de seguridad, formulación matemática anterior programada sobre MathCad 14.0.

La Tabla 3.1 muestra los valores para $K_{diseño}$ mm, $K_{diseño}$ km, $K_{requerido}$ para la realizada

Tabla 3.1 Intervalos de variación para K requerido con

Condiciones del Suelo	Intervalo de Variación		
	$K_{diseño}$	$K_{diseño}$	K
c= 35kPa $\phi=13^\circ$		2,089-3,23	1,500-2,80
c= 45kPa $\phi=10^\circ$		1,972-3,02	1,600-2,90
c= 60kPa $\phi=5^\circ$		1,888-2,21	1,800-2,30
c= 0kPa $\phi=25^\circ$		2,242-2,81	2,100-3,40
c= 0kPa $\phi=30^\circ$		2,527-3,114	2,500-2,80
c= 0kPa $\phi=35^\circ$		2,864-3,56	2,300-3,20

Tabla 3.2 Intervalos de variación para K requerido con

Condiciones del Suelo	Intervalo de Variación		
	$K_{diseño}$	$K_{diseño}$	K
c= 35kPa $\phi=13^\circ$		2,155-3,71	1,500-2,40
c= 45kPa $\phi=10^\circ$		2,032-3,58	1,600-2,60
c= 60kPa $\phi=5^\circ$		1,946-2,38	1,800-2,30
c= 0kPa $\phi=25^\circ$		2,302-3,24	2,100-3,30
c= 0kPa $\phi=30^\circ$		2,618-3,61	2,500-2,80
c= 0kPa $\phi=35^\circ$		2,999-4,21	2,300-3,20

Debido a la gran diferencia entre los valores de los coeficientes obtenidos por el cambio del coeficiente de carga de 1,3CW a 1,4CW, y la necesidad de llegar a un mejor ajuste de estos, ya que los de la Norma son los ya probados, se introduce un factor de ajuste el cual después de un extenso proceso de tanteo resulto tener un valor de 1,1. Primero se corrieron todos los ficheros multiplicandoeste valor a la carga vertical (N),y dividiéndolo ala carga horizontal (H) y también al momento (M), peronose obtuvieronni aproximadosvalores positivos, por tanto hubo que probar otra alternativa.

Se decidióprobar con el mismo número, pero esta vezsolo aplicándoselo a horizontal (H) y al momento (M),

Cargas mayoradas

$$N_{m} := [(N_{cp}) \cdot 0.9 + N_v \cdot 1.4]$$

$$H_{m} := \frac{1}{1.1}(H_{cp} \cdot 0.9 + H_v \cdot 1.4)$$

$$M_{m} := \frac{1}{1.1}(M_{cp} \cdot 0.9 + M_v \cdot 1.4)$$

y en este caso si se obtuvieron valores un tanto menores a los de la norma alcanzando así un mejor ajuste y por tanto un mejor resultado, los cuales podemos apreciar en la siguiente tabla

Tabla 3.3Intervalos de variación para K requerido con 1,4CWcalibrado por el factor

Condiciones del	Intervalo de variación		
	Kdiseño	Kdiseñok	K
c= 35kPa ψ=1.2-1.5		2,074-3,011	1,500-2,80
c= 45kPa ψ=1.0-1.6		1,960-2,92	1,600-3,10
c= 60kPa ψ=1.5-2.0		1,872-2,14	1,800-2,30
c= 0kPa ψ=1.5-2.5		2,225-2,71	2,100-3,40
c= 0kPa ψ=1.3-2.0		2,503-2,99	2,500-2,90
c= 0kPa ψ=1.5-2.5		2,830-3,18	2,300-3,20

Con la introducción de este factor de ajuste, el cual llamaremos $\lambda = 1,1$, observar en la tabla 3.3 disminuyen los intervalos de variación para el $K_{diseño}$, para el $K_{requerido}$, por tanto, los nuevos coeficientes de seguridad quedarían de la siguiente forma, teniendo en cuenta de que se trabajó con $\gamma = 1,1$

Tabla 3.4 Intervalos de γ_f y γ_g , para suelos friccionales con el factor de ajuste 1,1

ϕ	Intervalo de Variación		
	$\gamma_{\phi\mu}$	$\gamma_{\phi\kappa}$	$\gamma\gamma$
<30	1,362-1,85	1,182-1,36	1,849-2,27
≥ 30	1,406-1,89	1,203-1,38	2,044-2,56

Tabla 3.5 Intervalos de γ_f y γ_g , para suelos cohesivos con el factor de ajuste 1,1

c	Intervalo de Variación		
	$\gamma_{\phi\mu}$	$\gamma_{\phi\kappa}$	$\gamma\gamma$
<60kPa	1,386-1,830	1,191-1,372	1,578-2,195
≥ 60 kPa	1,383-1,813	1,189-1,353	1,493-1,733

Algunos extremos de los intervalos de variación no varían con respecto a los de la Norma de Cimentaciones, esto se debe a que entre las cuatro combinaciones de carga utilizaron en esta investigación, existían algunos casos donde las contenían la carga de viento con sus respectivos factores de ponderación o (1,4CW, y el 1,3CW), no se definieron como combinaciones críticas, es decir que no fueron las que determinaron los extremos de los intervalos, sino las demás combinaciones que a lo largo de esta investigación no variaron.

3.5 Conclusiones parciales del capítulo

1. La investigación solo se realizó para los valores mayores de cada variación en cada tipo de suelo, o sea considerando que no existe análisis estadístico disponible en el informe ingeniero geológico y por tanto se utilizaron los valores de los $\gamma_{\phi\mu}$, $\gamma_{\phi\kappa}$ y $\gamma\gamma$ mayores definidos en la NC de Diseño Geotécnico de
2. Con la utilización de los coeficientes de seguridad de la norma cubana Geotécnico de Cimentaciones Superficiales los $K_{diseño}$ obtenidos son superiores a los $K_{requerido}$ solo para algunos casos específicos pudieran ser iguales,

lo anterior da la posibilidad de realizar una nueva calibración tratando de lograr que los $K_{diseño}$ se acerquen más a los

3. Para la nueva calibración se siguió el mismo algoritmo utilizado en las investigaciones anteriores consistente en lograr para cada uno de los intervalos $K_{diseño} \geq K_{requerido}$ y que en los casos más críticos se logre que el $K_{diseño} = K_{requerido}$ para ello se introduce un factor de corrección que toma el valor de 1,1, el cual se le aplicó directamente a la carga horizontal (H) y al momento flector (M) ($H/1,1$ y $M/1,1$) respectivamente, con lo que se logró un mejor ajuste en los coeficientes y resultados similares a los coeficientes ya existentes y probados presentes en la Norma Cubana para el diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales.
4. La variación en $K_{diseño}$ luego de la calibración según la tabla friccional se comprende de los siguientes valores 2,575-4,441, cuyo intervalo es inferior a los obtenidos con los coeficientes parciales de la actual Norma Cubana de Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales que eran 4,441 y que en este intervalo la combinación de carga con 1,4CW, mientras que el segundo se mantuvo constante debido a que no intervino ninguna de las combinaciones de carga que contenían a 1,4CW, y para suelos cohesivos de 2,178-3,255, que ambos límites son inferiores a los obtenidos con los coeficientes parciales de la actual Norma Cubana de Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales que eran de 2,196-3,496.
5. La variación en $K_{diseño}$ luego de la calibración según la tabla friccional se comprende de los siguientes valores 2,225-3,184, ambos límites son inferiores a los obtenidos con los coeficientes parciales de la actual Norma Cubana de Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales que eran para suelos cohesivos de 1,872-3,011, que ambos límites son inferiores a los obtenidos con los coeficientes parciales de la actual Norma Cubana de Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales que eran de 1,888-3,234.
6. La variación en $K_{requerido}$ para suelos friccionales se comprende de los valores 2,100-3,400, mientras que el $K_{diseño}$ tiene un intervalo de 2,575-4,441 lo que garantiza que el $K_{diseño}$ esté contenido parcialmente dentro del $K_{requerido}$, lo que indica que existirán varios casos donde el $K_{diseño} = K_{requerido}$, todo lo anterior indica una mayor racionalidad en el diseño asegurando siempre la seguridad requerida.

7. La variación en $K_{requerido}$ para suelos cohesivos se comprende de los valores 1,500-3,100, mientras que el $K_{diseño}$ tiene un intervalo de 2,178-3,255 lo garantiza que siempre el $K_{diseño}$ esté contenido parcialmente dentro del $K_{requerido}$ lo que indican que existirán varios casos donde el $K_{diseño}$ traerá mayor racionalidad en el diseño asegurando siempre la seguridad requerida.
8. Los resultados parciales de este capítulo, demuestran que resultó propuesta de un solo coeficiente correctivo para tomar en cuenta las incertidumbres en la obtención de las propiedades físico-mecánicas del suelo, y que utilización de dicho coeficiente fue posible una mejor calibración de los coeficientes de seguridad obtenidos con la consiguiente racionalidad en el diseño, y así buscar un enfoque único de diseño para las estructuras de Hormigón, Estructuras Metálicas y para el diseño Geotécnico.

CAPÍTULO 4. Aplicaciones.

Con los resultados obtenidos en el Capítulo 3, o sea la propuesta de los seguridad γ_f , γ_g y γ_s según el tipo de suelo, pasaremos en el presente capítulo a realizar tres diseños con los coeficientes de la Norma Cubana, el primero, con los coeficientes referidos a la combinación de carga con el 1,3CW, el segundo con la combinación de carga con 1,4CW, y el tercero con el factor que se utilizó para calibrar los coeficientes de combinación $\lambda=1,1$; con el fin de comparar los resultados entre ambas.

Los datos para realizar los diseños se tomaron del Informe del Diseño de correspondiente al Hotel Donaire proyectado por la EMPI 8 en Varadero –Matanzas.

Para esto se realizó un análisis completo de las combinaciones de cargas llegan a las cimentaciones, a partir de las cargas normativas dadas en el caso del suelo se tomó el definido en el informe ingeniero geológico y para poder analizar todos los casos para los cuales se definen los valores de los coeficientes de seguridad se propusieron otros 3 suelos con sus respectivas propiedades físico-mecánicas. Se realizó el diseño geotécnico por el Método de los Estados Límites solo para el primer Estado Límite, tanto para los coeficientes de seguridad definidos en la actual Norma Geotécnico de Cimentaciones Superficiales y los demás coeficientes explicados anteriormente propuestos en el presente trabajo.

4.1 Combinaciones de cargas y propiedades físico-mecánicas de los suelos.

Para el trabajo se consideraron dos de los tipos de las cimentaciones, con cargas actuantes

No. Cimiento	$N_{cp}(Kn)$	$N_{cv}(Kn)$	$M_{cp}(Kn-m)$	$H_{cp}(Kn)$	$N_{vi}(Kn)$	$M_{vi}(Kn-m)$	$H_{vi}(Kn)$
C-	84	36	0	0	0	5	2
C-	44	19	0	0	0	5	2

Partiendo de estos datos se obtuvieron las siguientes combinaciones de cargas diseño por Estabilidad del área de las cimentaciones, primero las combinaciones de la norma

cubana con el coeficiente de seguridad 1,3CW, luego las combinaciones con 1,4CW, y por último las combinaciones de 1,4CW afectadas por un factor parcial igual a $\lambda=1,1$

Combinación: 1.2CM+1.6CV.

No. Cimiento	De Cálculo			Normativas		
	N* (Kn)	M* (Kn-m)	H* (Kn)	N (Kn)	M (Kn-m)	H (Kn)
C-	158	0	0	120	0	0
C-	844.	0	0	64	0	0

Combinación: 0.9CM+1.3CW.

No. Cimiento	De Cálculo			Normativas		
	N* (Kn)	M* (Kn-m)	H* (Kn)	N (Kn)	M (Kn-m)	H (Kn)
C-	75	6	2	63	5	2
C-	403.	6	2	33	5	2

Combinación: 1.2CM+1.0CV+1.3CW.

No. Cimiento	De Cálculo			Normativas		
	N* (Kn)	M* (Kn-m)	H* (Kn)	N (Kn)	M (Kn-m)	H (Kn)
C-	136	6	2	106	5	2
C-	729.	6	2	56	5	2

Combinación: 1.2CM+1.6CV+0.8CW.

No. Cimiento	De Cálculo			Normativas		
	N* (Kn)	M* (Kn-m)	H* (Kn)	N (Kn)	M (Kn-m)	H (Kn)
C-	158	4	1	120	30.76	12.30
C-	844.	4	1	64	30.76	12.30

Para el caso de 1,4CW solo existe variación para la segunda y tercera combinación ya que en la primera y en la última no existen cambios, quedando entonces de la siguiente manera:
Combinación: 0.9CM+1.4CW.

No. Cimiento	De Cálculo			Normativas		
	N* (Kn)	M* (Kn-m)	H* (Kn)	N (Kn)	M (Kn-m)	H (Kn)
C-	75	7	2	63	5	2
C-	403.	7	2	33	5	2

Combinación: 1.2CM+1.0CV+1.4CW.

No. Cimiento	De Cálculo			Normativas		
	N* (Kn)	M* (Kn-m)	H* (Kn)	N (Kn)	M (Kn-m)	H (Kn)
C-	136	7	2	106	5	2
C-	729.	7	2	56	5	2

Este es el último caso, donde se utilizó un factor de ajuste $\lambda=1,1$ para calibrar los coeficientes de seguridad que dieron como resultado del cambio de coeficiente de 1,3 a 1,4CW, para ello, la carga horizontal (H) y el momento (M) fueron divididos por este, como se Capítulo 3, por ejemplo, directamente desde el Mathcad:

Cargas mayoradas

$$N_m := [(N_{cp}) \cdot 0.9 + N_v \cdot 1.4]$$

$$H_m := \frac{1}{1.1} (H_{cp} \cdot 0.9 + H_v \cdot 1.4)$$

$$M_m := \frac{1}{1.1} (M_{cp} \cdot 0.9 + M_v \cdot 1.4)$$

Cargas mayoradas

$$N_m := (N_{cp}) \cdot 1.2 + N_{ld} \cdot 1.0 + N_v \cdot 1.4$$

$$H_m := \frac{1}{1.1} (H_{cp} \cdot 1.2 + H_{ld} \cdot 1.0 + H_v \cdot 1.4)$$

$$M_m := \frac{1}{1.1} (M_{cp} \cdot 1.2 + M_{ld} \cdot 1.0 + M_v \cdot 1.4)$$

Combinación: 0.9CM+1.4CW.

No. Cimiento	De Cálculo			Normativas		
	N* (Kn)	M* (Kn-m)	H* (Kn)	N (Kn)	M (Kn-m)	H (Kn)
C-	75	63.63	25.45	63	5	2
C-	403,	63.63	25.45	33	5	2

Combinación: 1.2CM+1.0CV+1.4CW.

No. Cimiento	De Cálculo			Normativas		
	N* (Kn)	M* (Kn-m)	H* (Kn)	N (Kn)	M (Kn-m)	H (Kn)
C-	136	63.63	25.45	106	5	2
C-	729,	63.63	25.45	56	5	2

Para cada uno de los tipos de cimentaciones, con sus respectivas combinaciones de cargas, se valoraron 4 posibles tipos de suelos en el diseño, según se había anteriormente, de forma que se pudiera valorar todos los posibles casos para la definición de los coeficientes de seguridad.

Suel	Angulo de Fricción Interna	Cohesión(Mpa)	Módulo de General
1	3	0	1500
2	2	0	1350
3	5	6	1600
4	1	4	1400

En todos los casos se consideró:

Profundidad de cimentación 1.50 m

Rectangularidad de

Sobrecarga circundante cero

Profundidad de cálculo

Pesos específico húmedo del suelo

18

4.2 Resultados de los diseños.

Suelo C (42 kPa)

Suelo C (42 kPa) Norma Cubana 1,3CW								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu$	$\gamma\phi$ $\kappa\mu$	$\gamma\gamma$	Kdiseño mm	Kdiseño		Combinación de carg
C-	2,0	1,64	1,29	1,69	2,79	2,19	1,50	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,5	1,56	1,26	1,71	2,68	2,16	1,50	1,2CM+1,0CV+1,3C

Suelo C (42 kPa) Norma Cubana 1,4CW								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu$	$\gamma\phi$ $\kappa\mu$	$\gamma\gamma$	Kdiseño mm	Kdiseño		Combinación de carg
C-	2,0	1,64	1,29	1,69	2,79	2,19	1,50	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,6	1,57	1,27	1,73	2,74	2,2	1,50	1,2CM+1,0CV+1,4C

Suelo C (42 kPa) Norma Cubana 1,4CW. Factor $\lambda=1,1$								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu$	$\gamma\phi$ $\kappa\mu$	$\gamma\gamma$	Kdiseño mm	Kdiseño		Combinación de carg
C-	2,0	1,64	1,29	1,69	2,79	2,19	1,50	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,5	1,55	1,25	1,71	2,66	2,15	1,50	1,2CM+1,0CV+1,4C

Suelo C (60 kPa)

Suelo C(60 kPa) Norma Cubana 1,3CW								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu$	$\gamma\phi$ $\kappa\mu$	$\gamma\gamma$	Kdiseño mm	Kdiseño		Combinación de carg
C-	2,3	1,62	1,28	1,50	2,44	1,93	1,70	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,7	1,5	1,25	1,54	2,37	1,93	1,80	1,2CM+1,0CV+1,3C

Suelo C(60 kPa) Norma Cubana 1,4CW								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu$	$\gamma\phi$ $\kappa\mu$	$\gamma\gamma$	Kdiseño mm	Kdiseño		Combinación de carg
C-	2,3	1,62	1,28	1,50	2,44	1,93	1,70	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,8	1,62	1,26	1,55	2,41	1,9	1,80	1,2CM+1,0CV+1,4C

Suelo C(60 kPa) Norma Cubana 1,4CW. Factor $\lambda=1,1$								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu\gamma\phi$ $\kappa\mu$		$\nu\nu$	Kdiseño mmKdiseño		Combinación de carg	
C-	2,3	1,62	1,28	1,50	2,44	1,93	1,70	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,7	1,53	1,24	1,53	2,3	1,92	1,80	1,2CM+1,0CV+1,4C

Suelo □(26o)

Suelo □□□(26) Norma Cubana								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu\gamma\phi$ $\kappa\mu$		$\nu\nu$	Kdiseño mmKdiseño		Combinación de carg	
C-	2,4	1,61	1,27	1,90	3,07	2,43	2,10	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,9	1,52	1,24	1,89	2,88	2,36	2,10	1,2CM+1,0CV+1,3C

Suelo □□(26) Norma Cubana								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu\gamma\phi$ $\kappa\mu$		$\nu\nu$	Kdiseño mmKdiseño		Combinación de carg	
C-	2,4	1,61	1,27	1,90	3,07	2,43	2,10	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,9	1,54	1,26	1,911	2,94	2,41	2,10	1,2CM+1,0CV+1,4C

Suelo □□(26) Norma Cubana 1,4CW. Factor								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu\gamma\phi$ $\kappa\mu$		$\nu\nu$	Kdiseño mmKdiseño		Combinación de carg	
C-	2,4	1,61	1,27	1,90	3,07	2,43	2,10	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,9	1,51	1,24	1,88	2,86	2,34	2,10	1,2CM+1,0CV+1,4C

Suelo □(34o)

Suelo □□(34) Norma Cubana								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu\gamma\phi$ $\kappa\mu$		$\nu\nu$	Kdiseño mmKdiseño		Combinación de carg	
C-	1,6	1,67	1,30	2,26	3,79	2,94	2,20	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,3	1,58	1,27	2,24	3,55	2,85	2,20	1,2CM+1,0CV+1,3C

Suelo (34) Norma Cubana								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu$	$\gamma\phi$ $\kappa\mu$	γ_{vr}	Kdiseño mm	Kdiseño		Combinación de carg
C-	1,6	1,67	1,30	2,26	3,79	2,94	2,20	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,3	1,611	1,29	2,27	3,6	2,94	2,20	1,2CM+1,0CV+1,4C

Suelo (34) Norma Cubana 1,4CW. Factor								
	b	$\gamma\phi$ $\mu\mu$	$\gamma\phi$ $\kappa\mu$	γ_{vr}	Kdiseño mm	Kdiseño		Combinación de carg
C-	1,6	1,67	1,30	2,26	3,79	2,94	2,20	1,2CM+1,6CV+0,8C
C-	1,3	1,57	1,26	2,23	3,52	2,82	2,20	1,2CM+1,0CV+1,4C

4.3 Conclusiones parciales del capítulo.

1. Como se puede apreciar con la propuesta del coeficiente de ajuste 1,1 se diseñaron más racionales que los obtenidos por la actual Norma Cubana Geotécnica de Cimentaciones Superficiales
2. En todos los casos se mantuvo constante que la combinación de carga de cimiento fuera 1,2CM+1,6CV+0,8CW, por lo que con esas cargas no se pudo observar la variación de los coeficientes de seguridad, ya que para los tres casos (1,3CW, 1,4CW y $\lambda=1,1(1,4CW)$) se mantuvo con los mismos
3. En el suelo cohesivo con $c=42\text{kPa}$ para el cimiento 2 se mantuvo constante el K requerido, el ancho de la cimentación para el cálculo con el 1,3CW fue de 1,55, 1,4CW aumentó a 1,60, y luego del ajuste quedó nuevamente en 1,55; los $\gamma\phi$ $\mu\mu$ fueron de 1,561 a 1,579 y por último a 1,554, con el mismo valores de $\gamma\phi$ $\kappa\mu$ fueron de 1,262 a 1,279 y por último a 1,256, así ocurrió con todos los demás valores en todos los demás suelos, por lo que se demostró que aplicando este factor de ajuste es mucho más racional.

Conclusiones Generales

- 1-Independiente al método de diseño que se utilice, siempre es necesario seguridad en el mismo, puesto que nunca las consideraciones que se tomen durante el proceso de diseño van a responder con exactitud a las
Actualmente en Cuba se emplea el MEL, el cual hace uso de una coeficientes que son los encargados de aportar la seguridad, los mismos se aplican a las cargas actuantes, a las cargas resistentes y un coeficiente de seguridad adicional.
- 2-Los resultados demuestran que existe una visible diferencia entre los coeficientes de la Norma establecidos con el 1,3CW y los calculados con el cambio en la NC 450: 2006 de cargade 1,4CW, por lo que estos nuevos coeficientes fueron introduciendo un factor de corrección que toma el valor de $\lambda=1,1$, el cual se le aplicó directamente a la carga horizontal (H) y al momento flector (M) respectivamente, con lo que se logró unmejor ajustey resultados coeficientes ya existentes y probados presentes en la Norma Cubanapara el diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales.
- 3-Los intervalos que correspondían al $K_{diseño}$ my al $K_{diseño}$ km disminuyeron su rango, en algunos casos como en los suelos friccionales se mantuvo extremo ya que,la combinación de carga crítica quelodefinió fueron alguna de las dos combinaciones de carga en las que no intervino la carga de vientoo el cambio de su factor de ponderación de 1,3 a 1,4.
- 4-Los resultados que se obtuvieron para el $K_{requerido}$ luego del ajuste tanto para suelos friccionalesy suelos cohesivos garantizanque el $K_{diseño}$ esté contenido parcialmente dentro del $K_{requerido}$ lo cual indicaque existirán varios casos $K_{diseño} = K_{requerido}$, todo lo cual traerá mayor racionalidad en el siempre la seguridad requerida.
- 5-Los resultados de este trabajo, demuestran que resultó posible la solo coeficiente correctivo para tomar en cuenta las incertidumbres en la obtención de la propiedades físico-mecánicas del suelo, y que incluso con la utilización de dicho coeficiente fue posible una mejor calibración de los coeficientes de obtenidos con la consiguiente racionalidad en el diseño.

Recomendaciones

1. Proponer valorar la posible inclusión de los resultados obtenidos en una corregida de la Norma Cubana de Diseño Geotécnico de Superficiales, definiéndose si será como variante alternativa o definitiva.
2. Valorar en la posible variante corregida la factibilidad o no de mantener el coeficiente de seguridad adicional γ el cual está en función de las condiciones de trabajo y tipo de falla, ya que esta investigación solo se realizó para $\gamma_s=1$.

BIBLIOGRAFÍA

- Ayala, F. J. (1987). Manual de taludes. Madrid.
- Becker, D. E. (1996). Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit States Design for Foundations. Part I. An overview of the foundation design process. Canadian Geotechnical Journal 33: 956 –983. .
- Blazquez, M. (1984). Geoestadística aplicada a la mecánica de suelos /R. Martínez Blazquez –CEDEX (pp. 1949).
- Brasil. (2010). Norma Brasileira (pp. 91): Asociación Brasileña de Normas
- Brinch Hansen, J. I., S. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. The Danish Geotechnical Institute, Bulletin No 28, Copenhagen.
- Caso, K. (1998). Diseño Geotécnico de Cimentaciones por Estados Límites; MSc Ing. Ana Virginia Glez –Cueto; Dr. Ing. Gilberto Quevedo Sotolongo, tutor. –TD.UCLV.
- Costa Rica. (2012). Asociación Costarricense de Geotecnia Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica (Editorial tecnológica de Costa Rica
- Cherubini, C. G., C. I. ; Rethati, L. . (1993). The coefficients of variation of some geotechnical parameters. Probabilistic methods in geotechnical engineering. (Editado por K. S. Li y S. –C. R. Lo. A.A. Balkema ed.).
- Day, R. (1997). Structural limit states design procedures in geomechanics: Department of Civil Engineering, The University of
- Day, R. (1998). Limit state design for structures and geomechanics-What does it really mean? Department of Civil Engineering, The University of Queensland
- Ermolaev, N. I. M., V.V. (1976). Seguridad de las bases de las construcciones.
- Eurocódigo. (1997). Bases de Proyecto y Acciones en Estructuras. Parte 1: Bases de proyecto. AENOR, Madrid.
- Eurocódigo. (1999). Proyecto Geotécnico. Parte 1: Reglas generales. ARNOR. Madrid, España; 119 pág. 1999.
- González, A. V. (1997). Diseño de cimentaciones superficiales en arenas. Aplicación de la Teoría de Seguridad. .UCLV.
- González, A. V. (2000). Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales en Arenas. UCLV.

- Hospitaler, A. C., J. J.; Cantó, J. . (1997). Hipótesis de carga. Coeficientes de seguridad de los materiales Departamento de Ingeniería de la Construcción, Politécnica de Valencia, pp.27.
- Ignatova, O. I. G., M. F. (1980). Sobre coeficientes de seguridad en el cálculo de la capacidad de carga en el cálculo de las cimentaciones por la SNIP II -15 –74. Revista Trabajos N.I. Bases y Construcciones Subterráneas.
- Ignatova, O. I. S., I. V. (1984). Valoración del nivel de seguridad de proyecto en el cálculo de las bases de las cimentaciones por capacidad de carga N. 82. Revista Trabajos de la N.I. Bases y Construcciones Subterráneas.
- Jiménez Salas, J. A., J. L.; Serrano, A. A. . (1981). Geotecnia y cimientos II : Mecánica del suelo y de las rocas. 2da Edición. Madrid : Editorial Rueda, 1188 pág.
- Manoliu, I. M., A. (1993). 25 years of utilization of the limit state concept in the Romanian Code for geotechnical design. Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering. Copenhagen, may 26 –28. Sponsored by the Danish Geotechnical Society. Vol 2: 533 –542.
- Mestre, M. A. F., O. . (1997). Caracterización geotécnica de las arenas calcáreas. Modelaje. Diseño geotécnico de cimentaciones ENIA Matanzas. México. (2004). Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Meyerhof, G. G. (1982). Limit states design in geotechnical engineering. Structural Safety.
- Meyerhof, G. G. (1993). Development of geotechnical limit state design. Proceedings of the international Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Copenhagen, May 26 –28, Sponsored by the Danish Geotechnical Society, Vol. 1. 1-12.
- Mixeev, V. V., & Shitova, I. V. (1983). Sobre la utilización de la teoría de seguridad en las normas de proyecto de bases y cimentaciones.
- Orr, T. L., Paul, T., Gavin, K. (2000). National report on Limit State Design in Geotechnical Engineering: Ireland LSD 2000: International Workshop on Limit State design in Geotechnical Engineering. Melbourne, Australia.
- Quevedo, G. (1987). Aplicación del Método de los Estados Límites en el diseño de las cimentaciones superficiales. Revista Ingeniería Estructural. 2(III): 95 -106.
- Quevedo, G. (1988a). Aplicación de la Teoría de la Seguridad al diseño de las cimentaciones por deformación. Revista Ingeniería Estructural, pág 77-78.
- Quevedo, G. (1988b). Aplicación de la Teoría de la Seguridad al diseño de las cimentaciones por estabilidad. Revista Ingeniería Estructural, I, pág 121-134.

- Quevedo, G. (1994). Diseño de cimentaciones superficiales : Manual del proyectista. UCLV.
- Quevedo, G. (2002a). Aplicación del Método de los Estados Límites en el diseño de las cimentaciones superficiales. Revista Ingeniería Estructural, pág 95-106.
- Quevedo, G. (2002b). Propuesta de Norma Cubana para el Diseño Geotécnico de Cimentaciones superficiales. UCLV.
- Quevedo, G. (2013). Métodos de diseño y análisis de la seguridad empleados en la Ingeniería Civil.(Monografía).
- Rashchantsin, A. R. (1949). Bases estadísticas del cálculo de los coeficientes. Material para la teoría del cálculo por estados límites.
- Sánchez, S. (2002). Diseño Geotécnico de Cimentaciones por Estados Límites en el Perú; Dr. Ing. Gilberto Quevedo Sotolongo, tutor. –TD; UPC.
- Schultzer, E. (1985). Frequenci distributions and correlation of soil properties. Proc. Ist. ICASP. (Hong Kong).
- Simanca, O. (1999). Capacidad de carga en cimentaciones superficiales TGC; España.
- SNIP. (2004). Bases de edificios y construcciones. Gostroi. Moscú.

