**Geotecnia y Cimentaciones**

**Título**

**Análisis y propuesta de métodos para el cálculo de los asentamientos en los suelos de Cuba.**

***Title***

***Analysis and proposal of methods for the calculation of settlements in Cuban soils.***

**Dra. Ana Virginia Glez – Cueto Vila1**

**Dr. Cs. Gilberto Quevedo Sotolongo2**

**MSc Eric Gonzalez Fleites3**

**Ing. Yaslier Barcelo4**

1-UCLV, Cuba, ana@uclv.edu.cu

2-UCLV, Cuba, Quevedo@uclv.edu.cu

3- IPH, Cuba

4- Empresa Proyecto, Cienfuegos, Cuba

**Resumen:**.

El cálculo de los asentamientos en los suelos siempre representa un elemento importante y definitorio en el diseño de cualquier estructura. A nivel internacional la generalidad de las normativas sugieren el empleo de métodos lineales para la determinación de los mismos, pero está comprobado que el suelo está muy lejos de tener un comportamiento lineal realmente que pueda ser caracterizado por una relación matemática. Por tal motivo en el presente trabajo se realiza un análisis del empleo de métodos no lineales para el cálculo de las deformaciones, que permitirán aprovechar más realistamente la capacidad resistente de los suelos en países como el nuestro, donde las cargas extremas empleadas para el diseño por el primer estado límite provocan grandes estados tensionales en el suelo. Y que en suelos friccionales, como las zonas de playas, toma gran significación esta problemática. En el trabajo se proponen y evalúan dos métodos de cálculo analíticos, y se comprueban sus resultados con modelos analizados por métodos numéricos calculados con el ABAQUS CAE.

***Abstract:***

*The calculation of the settlements in the soils always represents an important and defining element in the design of any structure. At the international level, the generality of regulations suggests the use of linear methods for determining them, but it is proven that the soil is far from having a linear behavior that can be characterized by a mathematical relationship. For this reason in the present work is an analysis of the use of nonlinear methods for the calculation of deformations, which will make it possible to more realistically take advantage of the resistant capacity of soils in countries like ours, where the extreme loads used for design by The first limit state causes large stress states in the soil. And that in frictional soils, such as beach areas, this problem takes on great significance. In the work, two analytical calculation methods are proposed and evaluated, and their results are checked with models analyzed by numerical methods calculated with the ABAQUS CAE.*

**Palabras Clave:** Asentamientos, deformaciones no lineales, cimentaciones, Duncan, Malishev

***Keywords: Settlements, non-linear deformations, foundations, Duncan, Malishev***.

**1. Introducción**

 Mediante investigaciones realizadas por varios autores se ha demostrado, que las cimentaciones inducen estados de esfuerzo- deformación en el suelo que no están en el rango elástico lineal, ni en el rango usualmente asociado como plasticidad perfecta. Por lo que se requiere considerar una relación no lineal para la estimación precisa de los asentamientos bajo las cargas de servicio y el no desaprovechar la capacidad resistente de algunos suelos, fundamentalmente en las arenas y gravas.

 Estas razones han llevado a introducir y aplicar métodos No lineales para el cálculo de los asentamientos permitiendo obtener valores que se acerquen a los límites reales permisibles del terreno. Los Métodos Analíticos para la determinación de los asentamientos en la zona de comportamiento No Lineal, han sido una de las primeras vías para enfrentar esta problemática. Entre estos métodos se destaca el de Malishev (1982) propuesto en la actual Norma Cubana de cimentaciones superficiales (Quevedo 1994, NC XX: 2014), el cual parte del Módulo de Deformación General (Eo) como parámetro deformacional del suelo.

Actualmente se ha venido desarrollando en el campo de la geotecnia una nueva alternativa de solución, debido al desarrollo que ha tenido la computación en las últimas décadas. Los métodos numéricos a partir de la modelación en programas que tienen implementado el Método de Elementos Finitos (M.E.F.) y ecuaciones constitutivas adecuadas, se han convertido en una herramienta valiosa, que ha permitido estudiar los problemas geotécnicos desde una perspectiva general. Constatándose un desarrollo a nivel mundial, en la creación de modelos que traten de reflejar un comportamiento real de los suelos, no obstante una de las principales dificultades radica en la verificación de estos resultados, los cuales en su mayoría son validados a través de ensayos in situ.

**Desarrolo**

La introducción del cálculo de los asentamientos por Métodos No Lineales en las Normativas de diseño de las cimentaciones, y otras estructuras geotécnicas viene dada principalmente por el comportamiento real No Lineal del suelo, y que se acentúa más cuando se está en presencia de suelos predominantemente friccionales.

Como es conocida la última propuesta de Norma para el diseño de cimentaciones superficiales aisladas, se basa en el Método de Diseño de los Estados Límites, empleado mundialmente tanto en la geotecnia, como en el concreto y demás estructuras, según la formulación del mismo que implemente cada normativa.

En el caso del diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales en Cuba esta se plantea actualmente como.

Ecuación que rige el diseño del 1er Estado Límite es:

 Y1\* ≤ Y2\*/ γs implementado N\* ≤ Qbt\*

 N\* ≤

donde: Y1\* - función de las cargas actuantes con sus valores de cálculo

 Y2\* - función de las cargas resistentes con su valor de cálculo para una probabilidad del 95 %.

 γs - coeficiente de seguridad adicional, que depende de las condiciones de trabajo generales de la obra y el tipo de fallo.

En el diseño por estados límites se introducen varios coeficientes de seguridad parciales, con lo que se mide de forma más racional la precisión de cada estimación. En este caso se considerará como suficiente, para las condiciones de Cuba, tomar tres grupos de coeficientes de seguridad. Ellos se subdividen en coeficientes de seguridad de las cargas actuantes, de la resistencia del material y de las condiciones de trabajo general de la obra. (Quevedo 1987, 1988)

En este método se le da respaldo matemático y estadístico a los coeficientes de seguridad, pero esto se hace de forma independiente, sin tener en cuenta la interacción entre las cargas y los materiales resistentes. Es decir, ambos términos se analizan teniendo en cuenta la distribución normal que se muestra en la Fig. 1. analizada para muestras pequeñas según la t de Student.





Figura 1.- Distribución estadística de las funciones Y1  y Y2 respectivamente.

La ecuación del 2do Estado Limite es similar

 Y1 ≤ Y2permisible implementado como SCA ≤ SLimA

donde: Y1 - función de las deformaciones que se producen en la estructura.

 Y2permisible- función de las deformaciones límites permisibles en la obra.

En este 2do Estado Límite, al analizar el comportamiento del suelo, se debe chequear la tensión límite de linealidad, de forma tal que se verifique el comportamiento lineal del mismo, según la siguiente ecuación: P’ ≤ R

donde: P’ - Tensión bruta del suelo.

R - Presión Límite de Linealidad del suelo.

**Presión Limite de Linealidad.(R)**

Cualquier cimentación sometida a un esfuerzo inferior al valor de R, provocará un comportamiento linealmente deformable, en el caso más pésimo, pero no existirá en ningún punto de la misma una zona de inminente falla, limitándose las zonas de posibles fallas locales a profundidades muy pequeñas. Basados en este razonamiento, los científicos de la escuela rusa de mecánica de suelos, es que obtuvieron el valor de una tensión de proporcionalidad que sirviera de punto de partida para el cálculo de R (Quevedo 1989)

Ellos parten de considerar una cimentación infinitamente larga, estado tensional plano, y comportamiento lineal de la base, así como una distribución de presiones uniformes dentro del área de cimentación. (Exc. = 0) Figura 2.

γ, Df

a

P

Zmáx

α

m

Figura 2.- Esquema de las consideraciones para la obtención de R

El método consiste en encontrar el valor máximo de la carga aplicada P, para que en el punto m, a una profundidad Zmáx, esté en inminente falla. Para lograr la condición definitiva deseada, de que nunca ocurra la falla, lo que se necesita es que la profundidad Z sea igual a cero. Sin embargo, el valor para el cual se obtiene la expresión de R definitiva, es para Z = b/4, ya que se comprobó que limitar el estado tensional al originado a Z = 0, resultaba antieconómico, por lo que se propuso permitir que ocurrieran zonas de inminente falla hasta una profundidad máxima de Zmáx = b/4.

Esto se pudo implementar en el ABAQUS CAE a través de un cimiento de 1.9x1.9m, en suelo con ϕ = 34o, y para un Análisis Lineal, se le aplicó al cimiento una Tensión Vertical de la misma magnitud que la tensión Limite de Linealidad R'. Mediante el Modelo se pudo determinar que la plastificación ocurre hasta una profundidad de 0.475 m (47.5cm), lo cual se corresponde con el valor teórico de B/4, 1.9m/4=0.475 m (47.5cm).

Además se pudo demostrar la teoría de que para esta profundidad de B/4; S3=S33xTangⱷ, partiendo de obtener en el ABAQUS que S33=211kPa. Y dado que S3=325kPa, con ⱷ=340, Tang(340)=0.67, empleando la expresión anterior: S33xTangⱷ=217.75kPa ≈ S33=211.5kPa

 

Figura 3. – Resultados de las Tensiones Principales (σ), y las Tensiones Cortantes (τ) obtenidas en el modelo del ABAQUS/CAE

Garantizando que se satisfaga el cumplimiento de esta condición, se pueden calcular las deformaciones que sufre la estructura por métodos lineales, los cuales son los más empleados en la actualidad para este fin. Además según se establece en la Norma Cubana, (Quevedo 1994) siempre que el parámetro deformacional que caracteriza el suelo sea el Módulo General de Deformación de la base Eo, es necesario chequear el comportamiento lineal del mismo, y esto ocurre en la práctica en la mayoría de los diseños que se realizan sobre arenas, por lo que esta condición debe ser verificada en la generalidad de los casos.

En caso de no poder satisfacer el comportamiento lineal del suelo, como se planteó anteriormente, entonces será necesario pasar a valorar métodos para el cálculo de asentamientos que toman en cuenta el posible comportamiento no lineal del suelo, que en general, son de carácter más complejo.

En este momento del diseño es necesario hacer el análisis del métodos de cálculo a emplear para determinar los asentamientos, si por Métodos Lineales o No Lineales. Para esto debe conocerse primeramente que entre los suelos predominantemente cohesivos y los predominantemente friccionales existen diferencias marcadas de comportamiento, en la generalidad de los casos, en cuanto a la respuesta de los suelos ante una relación Tensión Vs. Deformación, como puede apreciarse en las gráficas que se muestran en las Figuras 4 y 5.





Figura 4.- Comportamiento P Vs S, en suelos Predominantemente Cohesivos.

Figura 5.- Comportamiento P Vs S, en suelos Predominantemente Friccionales

Como se muestra en las Figuras anteriores, el garantizar un comportamiento lineal del suelo implica en las arenas, limitar el estado tensional actuante a valores muy bajos, ya que estos suelos son poco deformables linealmente, sin embargo tienen una capacidad de carga relativamente bastante alta. Esto motiva que la mayoría de los diseños se vean limitados por el cumplimiento de la condición de linealidad y producto de esto se obtengan diseños pocos racionales, donde se desaprovechan las capacidades resistentes de los suelos y los reales criterios de deformaciones permisibles.

En la SNIP (1972, 1975) se recomienda considerar un incremento del 20 % del valor de la Tensión Límite de Linealidad, cuando los Scal< 0.4 Slim., con vistas a recalcular el área de la base y disminuir sus dimensiones, para lograr diseños más racionales, y de esta forma corregir en cierta forma los diseños antieconómicos que se originan por esta razón en los suelos friccionales. Pero realmente se ha demostrado que esta no es la solución más efectiva.

En la actualidad se han desarrollado otros procedimientos de cálculos de asentamientos basados en métodos No Lineales, con vistas a superar esta problemática, pues de esta forma el área de la base no se encontrará limitada a tener que garantizar un comportamiento lineal del suelo, sino que puede tener dimensiones menores, siempre y cuando cumpla con las deformaciones límites permisibles. (Malishev 1982, Golsthein 1970, Duncan 1970). De estos procedimientos y métodos de cálculo, se estará hablando en el resto de la conferencia demostrando la factibilidad de su aplicabilidad a las condiciones de Cuba, a través del empleo de métodos teóricos, experimentales y modelación numérica, con una adecuada fundamentación científica y práctica.

**Caracterización de los suelos friccionales.**

Se puede comenzar la descripción del problema conceptual del comportamiento mecánico de los suelos friccionales con dos referencias históricas:

Reynolds observó que: “Una muestra de suelo friccional (colocado) dentro de una bolsa flexible invariablemente incrementa su volumen cuando la envoltura es deformada; si la envoltura es inextensible, pero no inflexible, no es posible ninguna deformación hasta que las fuerzas aplicadas rompen la bolsa o fracturan los granos.”

Mohr publicó: “Las deformaciones observadas en un cuerpo homogéneo luego de que se alcanza el límite de elasticidad no están confinadas a los más pequeños dominios del cuerpo. Consisten aproximadamente en el hecho de que partes del cuerpo de dimensiones finitas se desplazan respecto a otras en dos grupos de bandas de deslizamiento...”

La observación de Reynolds llevó al análisis por primera vez de la dilatancia, que implica que un cambio en las tensiones de corte produce un cambio de volumen. Como la muestra de suelo de Reynolds es densa, el volumen crece y la dilatancia es positiva. Las muestras de suelo suelto, por el contrario, presentan dilatancia negativa, lo que quiere decir que su volumen disminuye cuando se les aplica un esfuerzo de corte.



Figura 6. – Posibles tipos de movimiento de partículas en un suelo granular.

El cambio de volumen consume trabajo que debe ser aportado por la acción externa, por lo que la dilatancia inducida por la interferencia intergranular constituye una componente de la resistencia del material.

La deformación no uniforme descrita por Mohr se observa claramente en los materiales granulares densos, fundamentalmente debido a que algunas zonas incrementan su volumen más que otras, lo que conduce a inestabilidad y localización de deformaciones.

Las diferencias entre el comportamiento de los suelos friccionales (arenas y gravas) y los cohesivos (arcillas) están dadas principalmente por la permeabilidad y la estructura (Maestre 1994).

En relación a la permeabilidad: las diferencias radican en que por la alta permeabilidad de las arenas, los tiempos de drenaje son típicamente muy cortos y por tanto las deformaciones que se producen en los mismos, generalmente van a ocurrir mucho más rápido que en las arcillas, (Maugeri 1995). Por esta razón los problemas "no drenados" son muy raros, por lo que el énfasis de su estudio se hace en los cálculos drenados usando el ángulo de fricción interna.

De acuerdo a la estructura la resistencia al corte de los suelos friccionales proviene de la interacción de mecanismos físicos que se puede reducir de manera simplista a una contribución de la fricción mineral entre partículas y una contribución de la interferencia entre las trayectorias de las partículas que se desplazan.

Las deformaciones en los suelos friccionales poseen gran importancia, considerándose que están presentes dos etapas: una deformación elástica, debida a la deformación individual de las partículas y otra deformación plástica, debida al deslizamiento entre las mismas y la ruptura de estas. Las deformaciones plásticas provocarán desplazamientos irreversibles, cambios en la micro-textura y en la disposición de los granos en el depósito de arena. Por otra parte se puede producir una posible recuperación durante un proceso de descarga, que se debe a la energía elástica acumulada por las partículas y dependiendo en gran medida de la compacidad del suelo (Maestre 1994 y 1997). En la Figura 2 se muestran las curvas típicas de tensión-deformación de los suelos granulares sometidos a una tensión cortante creciente, siendo la tensión de confinamiento (σ3) constante.







Figura 7. – Esfuerzo-deformación en un suelo granular.

Relación entre la dilatancia y el ángulo de fricción.

La relación entre el ángulo de fricción obtenido mediante ensayos de corte directo o triaxiales y el ángulo de dilatancia ha sido estudiada por investigadores como (Bolton 1986; Bolton y Lau 1993; Shanz y Vermeer 1996).

Dicha relación entre los diferentes ángulos mencionados viene dada por la siguiente expresión (Shanz y Vermeer 1996):  Siendo (φp) el ángulo de fricción pico o máximo y (r) el ángulo de fricción residual determinados en el ensayo triaxial.

De donde se concluye que, una vez realizados los ensayos triaxiales a las muestras de suelo en estudio, pueden conocerse sus características mecánicas en cuanto a ángulos de fricción se refieren y a partir de estos cuantificar el ángulo de dilatancia de las muestras.

 **Deformaciones en suelos puramente friccionales.**

El muestreo y ensayo inalterado en el laboratorio de muestras de arenas, es prácticamente imposible, puesto que dada la alta permeabilidad de las mismas, no tienen una resistencia no drenada a "corto plazo". Como el comportamiento de la arena depende en gran medida de su densidad y estructura, es muy difícil obtener muestras reconstituidas en el laboratorio que sean realmente representativas de las condiciones de campo. Es por ello que se ha incrementado la importancia de los ensayos "in situ", y pueden ser en ocasiones la única vía para obtener los parámetros geomecánicos y tenso deformacionales reales de los suelos friccionales.

Para el diseño de estos suelos, suele ser el criterio de deformación el que define la carga admisible del suelo. Para las condiciones de Cuba, esto ocurre de forma similar, siempre y cuando las cargas actuantes que primen no presenten grandes excentricidades debido a las cargas de viento o temporales de corta duración; y los métodos para el cálculo de los asentamientos sean los tradicionalmente empleados, que se desarrollan en la zona de comportamiento lineal del suelo (González-Cueto 2001).

En el caso de arenas arcillosas flojas se ha empleado en múltiples ocasiones, con resultados aceptables, el método del ensayo edométrico para el cálculo de los asentamientos, en casos en que se han medido asientos máximos entre 9 y 14 cm (Sowers 1979; J Salas 1981).

Sin embargo, en arenas más limpias los asientos suelen ser menores, por lo que el método edométrico no es recomendable debido a la importancia que adquieren las deformaciones angulares, además de las dificultades que supone la toma de muestras.

Dado el grado de complejidad para la realización de los ensayos con arenas, los métodos de cálculo empleados en la práctica para la determinación de la deformación en suelos friccionales bajo cimientos sometidos a carga centrada suelen estar basados en ensayos “in situ”, esencialmente el ensayo de placa de carga (PLT), el ensayo de penetración normal (SPT) y el ensayo de penetración del cono (CPT).

Existen diferentes tendencias para el cálculo de los asentamientos en arenas. Algunos toman como base los resultados que se obtienen directamente de los ensayos de suelo y aplican correlaciones a estos parámetros; otros parten de expresiones empíricas totalmente, pero en ambos casos se basan en garantizar la linealidad del suelo; y una tercera tendencia al cálculo de asentamientos que tiene en cuenta un comportamiento no lineal del suelo, es través de los llamados métodos no lineales.

Esta tercera tendencia es la que lleva al desarrollo de este trabajo, ya que se ha demostrado que limitar el cálculo de las deformaciones en suelos friccionales a métodos lineales desaprovecha las capacidades resistentes de los mismos, puesto que por el estado de estabilidad son muy resistentes.

*Ejemplo.*

Tomando una cimentación de 1.5 x 1.5 m de dimensiones, donde no se considerará existan excentricidades de las cargas, a una profundidad de cimentación de 2 m. y colocando la misma en diferentes tipos de suelos obtendremos los siguientes resultados

***Para suelos ϕ***

Tomando un γ = 18 kN/m3, γc1 = 1.3, γc2=1.2, Kz = 1, y K = 1.1. Y una variación de ϕ = 25° ~ 40°.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ϕ(°)  | ϕ\* (°) (1er E.L.) | qbr\* | ϕ\*(2do E.L.) | R | qbr\*/R |
| 25 | 21.74 | 394.4 | 22.73 | 185.9 | 2.1 |
| 30 | 26.09 | 670.3 | 27.27 | 246.1 | 2.7 |
| 35 | 30.44 | 1172.7 | 31.85 | 329.8 | 3.6 |
| 40 | 34.78 | 2123.8 | 36.36 | 447.2 | 4.8 |
|  |  |

*Para suelos C - ϕ*

Considerando un γ = 18 kn/m3, γc1 = .251, γc2 = 1, Kz = 1, K = 1.1. Para una C = 30 kPa, y una variación de ϕ = 5° ~ 20°

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ϕ(°)  | ϕ\* (°) (1er E.L.) | qbr\* | ϕ\* (2do E.L.) | R | qbr\*/R |
| 5 | 4 | 209.78 | 4.35 | 162.51 | 1.29 |
| 10 | 8 | 278.88 | 8.7 | 194.73 | 1.43 |
| 15 | 12 | 378.82 | 13.04 | 233.04 | 1.63 |
| 20 | 16 | 530.59 | 17.39 | 283.46 | 1.83 |
|  |  |

Como se puede apreciar la diferencia de la relación qbr\*/R, que existe entre ambos tipos de suelos es notable. Para los suelos puramente friccionales los valores de qbr\* son más del doble de los valores que toma R, y mientras mayores son los valores de ϕ, superior es la diferencia entre ambos valores. Sin embargo en suelos C- ϕ esta diferencia no es tan marcada, y por tanto al limitar el suelo a un comportamiento lineal, no disminuye tanto las capacidades resistentes de los mismos

**Métodos de cálculo de asentamientos No Lineales.**

Es en este punto del trabajo es que nos enfrentamos a la perspectiva de soluciones No Lineales para el cálculo de los asentamientos en arenas, y como se verá, a nivel internacional esta ha sido una posibilidad valorada e investigada desde hace años.

Es en la SNIP (1975) donde se planteó por primera vez la posibilidad de calcular asentamientos superiores al límite de la tensión de linealidad, para lo cual se recomienda comprobar si el asentamiento lineal calculado es menor que el 40 % del límite permisible, es decir Slineal ≤ 0.4 Slímite. De cumplirse esta condición, propone una disminución del área de la base, considerando que la Tensión Límite de Linealidad, debido a las hipótesis sobre las cuales se obtiene su ecuación, permite incrementar su valor aun hasta un 20 % más y asume que todavía se estará en una zona de comportamiento lineal. Por lo que se podría calcular el área de la base para este nuevo valor de R, obteniéndose un valor más racional de las dimensiones de la base. Pero a pesar de estas consideraciones, se ha podido comprobar, que esto no da una respuesta efectiva a la problemática de las deformaciones en las arenas.

Pero todas estas posibles soluciones, fueron una primera aproximación empírica para resolver la problemática ya planteada, pues en la práctica se demostró que en muchos casos estas soluciones eran insuficiente, y fue necesario entonces ir al cálculo de los asentamientos en la zona no lineal.

Partiendo de estas recomendaciones, Malyshev en 1982 propone, además de la posibilidad de recalcular las dimensiones de la base para un 1.2 R, determinar los asentamientos que se producirán en la base teniendo en cuenta un comportamiento no lineal del suelo; para lo cual propone el método de cálculo de asentamientos no lineales, que se expone a continuación.

* Método de cálculo de asentamientos No Lineales. Malishev, 1982.

 En el método se propone tomar un comportamiento lineal del suelo hasta que este se encuentre trabajando a la Tensión Límite de Linealidad, y para esta tensión, calcular los asentamientos lineales que se producen en la base; considerando entonces que a partir de ese punto el suelo se va a comportar como un medio no lineal (como sucede en la realidad), A partir de este punto, los asentamientos se determinarán por la expresión [1]. Para cualquier valor de P actuante, superior a la tensión de linealidad establecida y a los cuales se les sumarán los asentamientos lineales que se producen en la zona de linealidad. Esta expresión lo que pretende es simular el comportamiento no lineal del suelo, a través de una ecuación que representa una trayectoria hiperbólica, partiendo del propio Módulo General de Deformación del Suelo (Eo), y teniendo en cuenta diferentes factores que influyen en el comportamiento del mismo, como se explica a continuación.

 [1]

En esta ecuación intervienen los siguientes factores:

P1 - valor de la presión crítica inferior, puede estar dada por R, 1.2 R o por otro valor predeterminado, que prefije un límite de comportamiento lineal del suelo.

P2 - valor de la presión crítica superior, y va a estar dada por la expresión de capacidad de carga (qbr) evaluada para los valores medios de las características físicas mecánicas del suelo.

q1, q2 - componentes de la tensión de confinamiento lateral del suelo. q1 que representa la tensión mínima y q2 como la tensión máxima actuante lateralmente.

Hm - profundidad media en la que se considera se desarrollarán los asentamientos.

P - presión media real actuante en el suelo, para la cual se van a determinar los asentamientos No Lineales por la expresión

E - Módulo General de Deformación del suelo.

μ - Coeficiente de Poisson del suelo.

De forma resumida puede decirse que partiendo del Módulo General de Deformación (Eo) del suelo, se pueden a calcular los asentamientos No Lineales, que se producen en una potencia de suelo (hm) para cualquier P actuante, que se encuentre comprendida entre los límites establecidos por P1 y P2, es decir mayor a la Tensión Límite de Linealidad e inferior a la resistencia de rotura del suelo. Debe señalarse que en el cálculo de los asentamientos no lineales, se encuentran incluidos los asentamientos lineales que se producen en el suelo para el estado tensional actuante, y los cuales deben ser determinados por el método de Sumatoria de Capas o por cualquier otro, que se estime tenga la precisión requerida.

Este método de cálculo de deformaciones no lineales, aunque parte del Módulo de Deformación General (Eo) como parámetro deformacional del suelo, no se compromete en ningún aspecto con modelos lineales; ya que el mismo no trabaja con el gráfico de tensiones por carga impuesta del suelo, y no necesita por tanto de una discretización del mismo; ya que el enfoque de este método va dirigido a reproducir el comportamiento tenso - deformacional real del suelo entre los puntos de tensiones P1 y P2, a través de la expresión matemática desarrollada

- Pasos para el cálculo de los asentamientos No Lineales, aplicando Malishev.

Para la aplicación e implementación de este método debe seguirse la metodología de cálculo que se plantea a continuación.

1. Cálculo del valor límite inferior que se denomina P1, determinado por R, la Tensión Límite de Linealidad.
2. Determinar P1’, que va a estar dado por: P1’ = P1 - γ . d
3. Calcular el asentamiento lineal que se produce cuando está actuando una presión P1.
4. Determinar el valor de la hmedia.



1. Obtener el valor de q1, que representa el estado de reposo del suelo, por la siguiente expresión:



1. alcular el valor del límite superior de tensiones P2, que va a estar determinado por el valor de qbr en función de las características físicas mecánicas medias del suelo. P2 = qbr(ϕ, γ)
2. Determinar el valor de q2, según la siguiente expresión:



*Que parte de la ecuación de empujes pasivos del suelo, (Sowers 1976, J Salas 1981), donde se despeja q2, que equivale a la tensión horizontal actuante, y queda en función de los parámetros que definen la resistencia a cortante del suelo.*

1. Calcular el valor de K que está expresada como 
2. Verificar la siguiente condición P1 ≤ Pact.media ≤ P2, la cual garantiza que el valor actuante de P esté en la zona de no linealidad, pero no sobre pase la tensión de rotura del suelo.
3. Cálculo del asentamiento no lineal para la tensión actuante Pact.media, que puede ser la expresión propuesta anteriormente o por la siguiente ecuación simplificada.

  [2]

Estos son los pasos a seguir para el cálculo de los asentamientos no lineales en un suelo, según Malishev 1982. Cuyos resultados, como se podrá comprobar más adelante, dan resultados realmente acertados, al compararse con varios ensayos de carga sobre placa que se ejecutaron con este fin.

**Método de cálculo de asentamiento No Lineal. Original en Duncan & Chang (1970):**

Se propone un modelo para el cálculo de asentamientos y esfuerzos verticales en suelos sometidos a cargas verticales de distribución arbitraria. Permitiendo determinar los asentamientos tanto en zonas lineales como en zonas de marcada no linealidad, en cualquier punto debajo del área cargada mediante la integración de las fórmulas de Boussinesq. Lo más relevante de este método es presentado a la hora de determinar el módulo elástico del suelo, considerando que este varía con el esfuerzo vertical, según lo indica la expresión [3]. Esta expresión presentada fue obtenida con base en los trabajos de Kondner (1963) y Duncan-Chang (1970).

$E\_{s}=E\_{0}×\left(1-\frac{σ\_{zp}}{qbr}\right)$ [3]

Dónde: Eo - módulo inicial del suelo.

 qbr - capacidad última de soporte del suelo.

 σzp - incremento de la presión efectiva vertical en el punto de la masa de suelo donde se determinará, el cuales producido por las cargas impuestas a esta.

Con los valores de *Es* son obtenidos a cada profundidad de interés, bajo el punto deseado se puede aplicar el Método de Sumatoria de Capas y obtener las deformaciones bajo el cimiento, para cualquier valor de P actuante, según ya se estudió su implementación en la Norma Cubana (Figura 8, Ec 4), para el cálculo de los asentamientos Lineales.

Aplicando la ecuación ** [4]

 Z

Grafico de ε Vs Z en la Vertical

que pasa por el Punto Característico

 ε

 ε1S

 ε1C

 ε1I

 εiS

 εiC

 εiI

 εnS

 εnC

 εnZ

 Punto Característico

 Nivel de Cimentación

Estrato 1

Estrato 2

Estrato n

 S (Asiento Absoluto)

 d

 HA

 h1

 hi

 hn

*Figura 8.- Método de Sumatoria de Capas para el cálculo de Asientos Absolutos*

**Metodología para la implementación del cálculo de los asentamientos No Lineales.**

 Se recomienda el cálculo de los asentamientos por métodos No Lineales para los siguientes casos.

* Bases constituidas por suelos predominantemente friccionales, cuando en la combinación de carga para el diseño por el 1er Estado Límite existan valores de excentricidad no considerables.
* Cuando el estado tensional actuante en el 2do Estado Límite sobrepase la Tensión Limite de Linealidad del Suelo.

En una y otra situación, siguiendo el proceso algorítmico definido en el diagrama de flujo de la figura 9, se encontrará la metodología de diseño correcta, ya que en este esquema se consideran las variantes que pueden presentarse en el diseño del área de la base de una cimentación superficial. Es válido aclarar que el asentamiento no lineal solo se calcula cuando la Carga Actuante (P*actuante*) es mayor que la tensión de linealidad (R´ = P1 ) y menor que la capacidad de carga del suelo (qbr = P2), es decir P1 < P*actuante* < P2 , según Malishev. En el caso de aplicar la ecuación de Duncan no existe ninguna limitante al respecto, puede aplicarse la expresión tanto para el estado de comportamiento Lineal del suelo que para la etapa de comportamiento plástico.



Figura 9.- Esquema algorítmico para la implementación del cálculo de los asentamientos No Lineales, aplicando Malishev.

Adviértase que este método se basa:

1. Teniendo los datos requeridos, se procede a establecer las combinaciones de cargas para cada estado límite de trabajo, con los valores de cálculo y normativos según correspondan; de forma similar se minoran las características físico - mecánicas de los materiales, según la probabilidad de diseño de cada estado límite.
2. Cálculo del área de la base según el criterio de estabilidad. Obteniéndose una área A1.
3. Cálculo de la Tensión Límite de Linealidad para A1.
4. Si con A1 se satisface el criterio de Linealidad (Sc), para el estado tensional actuante en el 2do Estado Límite, se puede proceder a calcular directamente los asentamientos por *métodos lineales*.
5. Si con A1 no se satisface el criterio de Linealidad, se pasa al cálculo de los asentamientos por *métodos No Lineales* (Sc). En este punto de la metodología debe quedar establecida el área (A2) a partir de la cual el suelo comienza a comportarse linealmente. En este caso el valor de R se define como una frontera a partir de la cual se calculan los asentamientos no lineales, y no como un criterio de diseño, como sucede en las arcillas.
6. Determinados los asentamientos, por un método u otro, se pasan a comparar con los asentamientos permisibles (Slim). Si no se cumple esta condición (Sc ≤ Slim) se aumenta el área de la base (A1), y se comienza un proceso iterativo hasta que se cumpla la condición anterior.

Determinación de los asientos absolutos No LINEALES para M = 0 y suelos con Eo como parámetro deformacional.

Como es conocido un parámetro que interviene directamente en el cálculo de las deformaciones en el suelo, es la Tensión actuante en el mismo, tanto para el cálculo de los asentamientos lineales, como los no lineales.

Si la distribución de presiones es uniforme, es decir la e = 0 en el 2do Estado Límite, la presión bruta y neta actuante se calcularán sin mayor dificultad por las expresiones respectivas [5, 6]:

 p =  [5] y p´= p – q´ [6]

 PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE MALISHEV, será necesario definir 2 presiones actuantes en 2 momentos diferentes,

* una P = R´ para el cálculo de los Asentamientos Lineales, que se determinaran por el método tradicional de Sumatoria de Capas. (SLineal), hasta una profundidad igual a la Potencia Activa (Ha), estudiada en el tema de Asentamientos Lineales.
* Otra $P=\frac{N\_{total del 2do EL}}{b×l}$ con la que se determinarán los asentamientos No Lineales por la expresión de Malishev, (P1 < P*actuante* < P2) (SNo Lineal), y posteriormente se le sumaran a los Lineales, debe conocerse que estas deformaciones no lineales, se desarrollan en una profundidad de suelo, diferente a lo que se considera la potencia activa, y que Malishev define esta potencia de suelo, como Hm, término definido anteriormente, y que siempre va a ser menor que la Ha de la zona de comportamiento lineal del suelo.
	+ - SC No Lineal TOTAL = SLineal + SNo Lineal , esta equivale a laEcuación 1

**PARA LA APLICACIÓN DE LA EXPRESION DE DUNCAN, se definirá solamente un valor** presiones actuantes, igual en este caso a: $P=\frac{N\_{total del 2do EL}}{b×l}$ .

Partiendo de ello se aplica el Método de Sumatoria de Capas propuesto en la norma, considerando los valores de Modulo de deformación del suelo según Duncan & Chang, para cada punto del suelo que se tiene en cuenta en el proceso de cálculo.

Para la aplicación de este Método hay que tener bien esclarecido *el significado de Potencia Activa, y que es solo aplicable para cuando el suelo se encuentra en comportamiento Lineal*. Es por esta razón que para la aplicación del Método de Sumatoria de Capas, *bajo las condiciones de un comportamiento no Lineal del suelo, tomando en cuenta lo propuesto por Duncan, se precisa determinar primeramente la Potencia Activa para un régimen de Tensiones en el suelo Lineal. Es decir Ha → f (σzp), en el momento en que P = R*´.

Y hasta esa profundidad es que se considerará y aplicará el Método propuesto en la norma cubana, Ecuación 4, para un módulo de deformación variable con la profundidad, según Duncan [3], pero ahora bajo el régimen de cargas reales del 2do Estado Limite, y que pone al suelo a trabajar en un estado tenso deformacional de no linealidad.

Determinación de los asientos absolutos No LINEALES para M ≠ 0 y suelos con Eo como parámetro deformacional.

Si la distribución de presiones es NO uniforme, es decir la e ≠ 0 en el 2do Estado Límite, la presión bruta y neta actuante se calcularán según las expresiones [5 y 6], pero en esta ocasión teniendo en cuenta la presencia del Momento.

 **PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE MALISHEV, será necesario definir 2 presiones** actuantes en 2 momentos diferentes también en este caso, donde:

* Un primer momento donde el valor de P será  Para el cálculo del asentamiento Lineal bajo el Punto Característico (PCmáx), y que tendrá en cuenta la presencia del Momento.

SLineal en PCmáx

M

N

pMax

PMim

 pZ

 p

Un segundo valor de P igual a $P=\frac{N\_{total del 2do EL}}{b×l}$ y que producirá un estado tensional superior a la Tensión Limite de Linealidad, y para el cual se determinaran los Asentamientos No Lineales (SNo Lineal), y posteriormente se le sumaran a los Lineales. SC No Lineal TOTAL = SLineal + SNo Lineal

Tras el análisis del significado e interpretación física del concepto de Tensión Limite de Linealidad, como lo propone y asume la escuela de Mecánica de Suelos Rusa, se pudo concluir que el efecto de la excentricidad debía ser tomada por los asentamientos que se calculan en la zona de comportamiento Lineal del Suelo bajo el Punto Característico.

Tomando en consideración que la Tensión Limite de Linealidad está obtenida bajo el centro del cimiento por tanto los efectos que se producen debido a tensiones superiores a estas y según la teoría desarrollada por Malishev para el cálculo de asentamientos no lineales, estas son consideradas en su expresión solamente para un efecto de distribución de tensiones uniforme, por lo que la expresión de PNoLineal debe tomarse sin tener en cuenta el termino del momento, es decir calcular el Asentamiento No Lineal para el centro del cimiento, (*por ser en el centro l=0*) y superponer su efecto al Asentamiento Lineal calculado por la Ecuación 4.

Se llegó a estas expresiones de la Pactuante con la presencia de momento, después de demostrar que la distribución de presiones debajo del cimiento tendrá una distribución trapezoidal hasta un valor de P=R', es decir la acción del momento solo tendrá influencia en la distribución de presiones dentro del intervalo lineal, ya que R' se determina para el centro del cimiento, por lo que el incremento de presiones en el intervalo no lineal será uniforme, como se muestra en la Figura 10, y pudiéndose demostrar analítica y matemáticamente anteriormente.

M

N

R'

Pz no lineal en el centro.

Figura 10.- Distribución de presiones bajo un cimiento sometido a carga excéntrica.

Lo anteriormente planteado se pudo corroborar desde el punto matemáticamente e ingenierilmente como se muestra a continuación.



**PARA LA APLICACIÓN DE LA EXPRESION DE DUNCAN, se definirá solamente un valor** de presiones actuantes, igual en este caso a: $Pz=\frac{N\_{Total 2do EL}}{b×l}+\frac{12M}{bl^{3}}0.37∙l$

Partiendo de ello se aplica el Método de Sumatoria de Capas propuesto en la norma, considerando los valores de Modulo de deformación del suelo según Duncan & Chang, para cada punto del suelo que se tiene en cuenta en el proceso de cálculo, y considerando lo planteado anteriormente para la determinación de la Potencia Activa en la etapa de comportamiento lineal del suelo.

Valoración de los resultados del cálculo de los asentamientos para diferentes valores de excentricidad.

A continuación muestra cómo puede influir la excentricidad en el cálculo de las deformaciones y los métodos para el cálculo de los asentamientos no lineales.

Cálculo de asentamientos No lineales, para carga vertical centrada, mediante los Métodos Analíticos y la modelación numérica en ABAQUS, con *e=0.*

Partiendo de la caracterización de las cargas y las propiedades del suelo establecidas previamente se realizaron los cálculos con el empleo de las hojas de cálculo del MathCAD,

Una vez realizado el diseño de las dimensiones de los cimientos por el criterio de estabilidad se pasó al cálculo de los asentamientos no lineales para el punto característico del cimiento por el método de Malishev (1982) y Duncan-Chang (1970). Los resultados se muestran a continuación, en la tabla

|  |  |
| --- | --- |
| Valores de asentamiento no lineal sin momento en (cm). |  |
| Tipo | Dimensiones de B y L (m) | Malishev (1982) | Duncan y Chang (1970) | ABAQUS/CAE |
| I | 1.4 x 1.4 | 4.30 | 4.9 | 4.71 |
| II | 1.2 x 1.2 | 2.39 | 2.92 | 2.80 |
| III | 2.15 x 2.15 | 9.20 | 9.80 | 9.97 |

En la figura 3 se observan graficados los resultados obtenidos para los métodos analíticos y las resultantes de la modelación numérica en 3D, a través de las curvas tensión-deformación en el suelo.

Donde se puede observar que las diferencias son insignificantes desde el punto de vista ingenieril, y que en el intervalo de R a 1.4 R aproximadamente los valores de asentamientos son suficientemente aproximados, y siempre están bastante alejados de los asentamientos límites.



Figura 11. Curvas tensión-deformación para el cimiento tipo I, con e = 0

**Cálculo de asentamientos No lineales, para carga vertical centrada, mediante los Métodos Analíticos y la modelación numérica en ABAQUS, con *e≠0.***

En un cimiento I, las excentricidades no son considerables respecto a las dimensiones reales de la base, obteniéndose resultados acertados, y viendo que con el aumento de la excentricidad la aproximación entre ellos disminuye al aumentar el estado tensional final.

1. Curva Esfuerzo vs Deformación, para e=9.2cm, cimiento I.
2. Curva Esfuerzo vs Deformación, para e=14cm, cimiento I.

En un cimiento II, las excentricidades son las más considerables respecto a las dimensiones reales, de las consideradas en los análisis realizados, y se puede ver un mayor grado de dispersión de los resultados con el aumento de las tensiones, sin embargo para al intervalo de utilidad práctico propuesto, de R' a 1.4 – 1.5 R', los resultados son consecuentes entre los métodos analíticos y con la modelación numérica.

1. Curva Esfuerzo vs Deformación, para e=8.4cm, cimiento II.
2. Curva Esfuerzo vs Deformación, para e=20cm, cimiento II.

Como resultado del análisis tenso-deformacional realizado, se obtiene de modo general que las mayores dispersiones en las curvas se observan para los mayores valores de excentricidad cuando las tensiones están cerca de los valores máximos, apreciándose diferencias prácticamente despreciables dentro del intervalo de trabajo practico (R' – 1.4R').

**Método Simplificado para el cálculo de Asentamientos No Lineales, propuesto en la Norma para el diseño geotécnico.**

Por último se propone un método simplificado, basado en las ecuaciones de Malishev, que está también en la NC 1: 2007.

El procedimiento para determinar los asentamientos por dicho método es citado en la NC de la siguiente manera:

El asiento total no lineal bajo el punto característico se determinará por la siguiente expresión:

 SC No Lineal = SLineal x Jnl [7]

Dónde:

 Jnl - Coeficiente para el Cálculo de Asentamientos No Lineales, a partir de las relaciones qbr/R´ y p/R´; (Ver Tabla 1).

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  p/R´ | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2.0 | 2.5 | 3.0 |
| qbr/R´ |  |
| 1.5 | 1.125 | 1.333 | 1.75 | 3 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 2 | 1.111 | 1.25 | 1.429 | 1.667 | 2 | 2.5 | 3.333 | 5 | 10 | - | - | - |
| 2.5 | 1.1071 | 1.231 | 1.375 | 1.545 | 1.75 | 2 | 2.312 | 2.714 | 3.25 | 4 | - | - |
| 3 | 1.1053 | 1.222 | 1.353 | 1.5 | 1.667 | 1.857 | 2.077 | 2.333 | 2.636 | 3 | 7 | - |
| 3.5 | 1.1042 | 1.217 | 1.341 | 1.476 | 1.625 | 1.789 | 1.972 | 2.176 | 2.406 | 2.667 | 4.75 | 11 |
| 4 | 1.1034 | 1.214 | 1.333 | 1.462 | 1.6 | 1.75 | 1.913 | 2.091 | 2.286 | 2.5 | 4 | 7 |
| 4.5 | 1.1029 | 1.212 | 1.328 | 1.452 | 1.583 | 1.724 | 1.875 | 2.037 | 2.212 | 2.4 | 3.625 | 5.667 |
| 5 | 1.1026 | 1.211 | 1.324 | 1.444 | 1.571 | 1.706 | 1.848 | 2 | 2.161 | 2.333 | 3.4 | 5 |
| 5.5 | 1.1023 | 1.209 | 1.321 | 1.439 | 1.562 | 1.692 | 1.829 | 1.973 | 2.125 | 2.286 | 3.25 | 4.6 |
| 6 | 1.102 | 1.208 | 1.319 | 1.435 | 1.556 | 1.682 | 1.814 | 1.952 | 2.098 | 2.25 | 3.143 | 4.333 |
| 6.5 | 1.1019 | 1.208 | 1.317 | 1.431 | 1.55 | 1.673 | 1.802 | 1.936 | 2.076 | 2.222 | 3.062 | 4.143 |
| 7 | 1.1017 | 1.207 | 1.316 | 1.429 | 1.545 | 1.667 | 1.792 | 1.923 | 2.059 | 2.2 | 3.0 | 4.0 |
| 7.5 | 1.1016 | 1.206 | 1.315 | 1.426 | 1.542 | 1.661 | 1.784 | 1.912 | 2.045 | 2.182 | 2.95 | 3.889 |

Tabla 1.- Coeficiente para el cálculo del asentamiento No Lineal por la expresión simplificada.

Con este procedimiento se obtienen resultados bastante acertados, por lo que para un análisis o estimación rápida puede ser de gran utilidad.

**Conclusiones**

Después de los Aspectos analizados en este capítulo se puede concluir:

* Se comprobó la validez del modelo numérico implementado a través de los ejemplos prácticos resueltos, y su comparación inicial con los asentamientos lineales calculados.
* En una segunda etapa se validó el modelo con los métodos de cálculo no lineal para Carga Centrada, obteniéndose resultados satisfactorios, y verificando también la correspondencia del modelo con el comportamiento no lineal del suelo.
* Con la introducción de Cargas excéntricas en el modelo se pudo verificar la necesidad de proponer algunos cambios en la aplicación del cálculo de asentamientos No Lineales por el Método de Malishev. Consistente en determinar una distribución de presiones uniforme en el centro del cimiento, para el cálculo de la componente no lineal del método, y considerar el asentamiento lineal es el que tomará en cuenta la excentricidad que introducen las cargas.
* Para poder aplicar la expresión de Duncan & Chang, en el cálculo de asentamientos no lineales, es necesario considerar el concepto de potencia activa como está definido en la mecánica de suelos, que es para el comportamiento Lineal del suelo, aunque se calculen los asentamientos no lineales para la carga final real actuante, mayor que la tensión límite de linealidad.
* Se comprobó la validez del método simplificado, dando resultados bastante aceptables para el caso de la presencia de cargas no centradas, por lo que es posible su uso aun cuando estemos en presencias de e ≠0.
* Los resultados del cálculo de los asentamientos no lineales por los métodos analíticos comprobados, respecto al modelo numérico implementado en ABAQUS, dieron todos resultados satisfactorios.
* Se puede observar alguna tendencia a una mayor variabilidad en los resultados cuando las excentricidades tienden a aumentar, pero no son de gran significación numérica, desde el punto de vista ingenieril, y que no se encuentran en el intervalo de diseño más frecuente (1.2R’ – 1.4 a 1.5R’), debido a la limitante de los asentamientos permisibles en el suelo.

**Referencias bibliográficas**

Bolton, M. D. (1986). “The strength and dilatancy of sands”. *Geotechnique* 1, 65–78.

Bolton, M. D. and Lau, C. K. (1993). “Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil”. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 1024-1033.

Bonilla, J. (2006) Estudio preliminar del comportamiento de conectores en estructuras compuestas mediante simulación numérica. Tesis de Maestría. Cuba, Santa Clara: UCLV.

Bonilla, J. (2008) Estudio del comportamiento de conectores tipo perno en estructuras compuestas de hormigón y acero mediante modelación numérica. Tesis de Doctorado. Cuba, Villa Clara: UCLV.

Braja M. Das. (2009) “*Principios de Ingeniería de Cimentaciones*”. Primera Parte, La Habana, Editorial Félix Varela.

Braja M. Das. (2009) “*Principios de Ingeniería de Cimentaciones*”. Primera Parte, La Habana, Editorial Félix Varela.

Brebbia, C. A.; Connor, J. J. “Método de los elementos finitos en ingeniería civil.” Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. 1975.

Broche, J. (2005) “Conceptualización del comportamiento estructural de las cimentaciones superficiales aisladas aplicando técnicas de modelación”. TD, Santa Clara, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcciones, UCLV.

Duncan, J.M. y Chang, C.Y. (1970) “Nonlinear analysis of stress and strain in soils”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.96, No.5, 1629-1653.

González - Cueto, A. V. (2001) “*Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales en Arenas*”. TD, Santa Clara, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcciones, UCLV.

Ibáñez, Mora, L. O. (2001) “Análisis del comportamiento geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes sometidas a carga axial mediante la modelación numérica”. TD, Santa Clara, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcciones, UCLV.

Jiménez Salas, J. A.; Justo Alpañes, J. L.; Serrano, A. A. “Geotecnia y cimientos II: Mecánica del suelo y de las rocas.” 2da Edición. Editorial Rueda. Madrid. 1188 pág. 1981.

Jiménez Salas, J.A.; Justo Alpañes. (1981) “Geotecnia y cimientos I: Propiedades de los suelos y las rocas”. 2da Edición, Madrid, Editorial Rueda.

Lee, J.H. and Salgado, R. (2002) “Estimation of Footing Settlement in Sand”, The International Journal of Geomechanics Vol. 2, Number 1, 1–28.

Malishev, M. V; Nikitina, N.S. Cálculo de asentamientos de cimentaciones para condiciones no lineales entre las tensiones y las deformaciones del suelo. Revista Trabajos N.I. Bases y Construcciones Subterráneas. (Moscú) N (2): 21-25; 1982.

Meli Piralla, R. “Diseño Estructural”. Edición Revolucionaria. Ciudad de la Habana. 582 pág. 1986.

NC 1: 2007. (Enero del 2007) Geotecnia. “Norma para el Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales”. Ciudad de la Habana, Cuba: Oficina Nacional de Normalización.

Oñate I. de Navarra, E. “Cálculo de Estructuras por el Método de los Elementos Finitos. Análisis estático lineal”. CIMNE. Cuarta Edición. Barcelona. 838 pág. 2005.

Quevedo, Sotolongo, G. (1987) “Aplicación del Método de los Estados Límites en el diseño de las cimentaciones superficiales.” Revista Ingeniería Estructural. 2(III): 95 -106.

Quevedo, Sotolongo, G. (1994) “Diseño de Cimentaciones Superficiales”: Manual del Proyectista, Santa Clara, UCLV.

Recarey, C. A.; Oñate Ibáñez de Navarra, E. “Modelación del ensayo brasileño empleando modelación discreta”. Revista Ingeniería Civil. CEDEX, Madrid, España. No 139, 112 - 124 pág. Julio, 2005.

Sowers, G. B. (1979) “Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones”. / George B. Sowers, George F. Sowers. Segunda Reimpresión, Ciudad de la Habana, Editorial Pueblo y Educación.

Zienkiewicz, O. C y R. L. Taylor. “El método de los elementos finitos”. Volumen I. CIMNE, Barcelona. 2004.

Blanco Mata, Erwis. (1996) “*Diseño de Cimentaciones superficiales en arenas. Aplicación de la teoría de seguridad*”. TD, Santa Clara, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de

Construcciones, UCLV.

Juárez Badillo, E.; Rico Rodríguez, A. (1970) “*Mecánica de Suelos: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*”. Tomo II, Edición Revolucionaria, Instituto del Libro – La Habana.