

# **MONOGRAFIA**

## **“Modelación en 3D cimentaciones aisladas bajo carga centrada en suelos friccionales. ABAQUS/CAE”**

**Autores:** Dr. Ana Virginia Gonzáles Cueto  
Dr. Cs. Gilberto Quevedo Sotolongo  
Ing. Ernesto Antonio Ríos De Armas

**Cuba, 2014**

## **RESUMEN**

En este trabajo se realiza la modelación numérica en 3D de cimentaciones superficiales en suelos friccionales, mediante el software de propósitos generales ABAQUS/CAE versión 6.12-1, que está sustentado sobre la base del Método de los Elementos Finitos (MEF). Los resultados obtenidos son verificados con pruebas de placa “in situ” permitiendo evidenciar la validez del modelo implementado.

Se plantean las bases metodológicas para la simulación de las cimentaciones superficiales, pudiéndose ejemplificar: la modelación de la geometría, las condiciones de apoyo, borde o frontera, la calibración y validación de los modelos numéricos. Además se realiza el diseño geotécnico de varias cimentaciones de un proyecto real, pudiéndose valorar con la precisión requerida el comportamiento tenso-deformacional en estos suelos.

Todo lo anterior permitió verificar la aplicación de métodos analíticos para el cálculo de asentamientos No Lineales, como los propuestos por Duncan-Chang (1970) y Malishev (1982), para las cimentaciones superficiales apoyadas sobre suelos “puramente” friccionales principalmente. Terrenos que generalmente presentan ángulos de fricción interna elevados y por tanto, altas capacidades de carga, siendo los valores admisibles de tensiones y deformaciones relativamente bajos para un comportamiento lineal. Razón por la cual aplicar métodos lineales implicaría desaprovechar la capacidad resistente de estos suelos conduciendo a diseños irracionales.

## **ABSTRACT**

In this paper is presented the numerical modelation in 3D of superficial foundations in frictional soil, using the general purpose software ABAQUS / CAE version 6.12-1 that is supported on the Finite Element Method (FEM). The obtained results are verified with testing of plate “in situ” allowing evidencing the validity of the implemented model.

The methodological basis for the simulation of shallow foundations is exposed, being exemplified: the modeling of the geometry, support conditions, edge or border, calibration and validation of numerical models. In addition, the geotechnical design of several foundations of a real project is developed, so that the accuracy required estimates the stress-strain behavior in these soils.

All the above allowed verifying the application of analytical methods for the calculation of nonlinear settlements, like the proposed for Duncan Chang (1970) and Malishev (1982). Soil that generally have-high angle of internal friction and therefore high load capacities, being the allowable values of tensions and deformations relatively low for a linear behavior. The reason for applying linear methods would miss the bearing capacity of these soils leading to irrational designs.

## INTRODUCCIÓN

Los cimientos son elementos estructurales que tienen la función de soportar las cargas de la superestructura y transmitir las al suelo, el cual se deforma produciéndose el asentamiento de la estructura, el asentamiento del suelo producido por las cargas es con frecuencia el factor predominante en el proyecto de las cimentaciones (Sowers 1979).

La mayor parte de los métodos disponibles para el cálculo de los asentamientos están basados en datos de pruebas “in situ”, para evaluar los parámetros del suelo, o sobre la Teoría de Elasticidad. De hecho, las cimentaciones inducen estados de tensión-esfuerzo en el suelo que no está en el rango elástico lineal ni en el rango usualmente asociado como plasticidad perfecta. Esto requiere la consideración de la relación no lineal de tensión-esfuerzo de los suelos para la estimación precisa de asentamientos bajo las cargas de servicio, en el caso de los suelos friccionales que permita la utilización al máximo de las propiedades físico-mecánicas de los mismos.

En el diseño de las cimentaciones superficiales usadas en edificios en arena, por lo general el criterio de deformación es más crítico que el de estabilidad. La generalidad de los suelos puramente friccionales, debido a sus elevados ángulos de fricción interna, presentan altas capacidades de carga, sin embargo esto va a contrastar con que los valores admisibles de tensiones en estos suelos para un comportamiento lineal del mismo son relativamente bajos, por lo que las deformaciones que pueden ser consideradas como elásticas o lineales, son muy pequeñas y limitan en muchas ocasiones el aprovechamiento de la capacidad resistente de estos suelos (González-Cueto 2001).

Estas razones han llevado a los investigadores 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 suelo. Los métodos analíticos de cálculo de asentamiento no lineal han sido una de las primeras vías para enfrentar esta problemática. Entre estos métodos analíticos de cálculo se destaca el de Malishev 1982 propuesto en la actual Norma Cubana de cimentaciones superficiales (Quevedo 1994; NC 1 : 2007), el cual parte del Módulo de Deformación General ( $E_o$ ) como parámetro deformacional del suelo.

En la actualidad el desarrollo alcanzado en la modelación numérica a través de valiosos programas de propósitos generales basados en el Método de los Elementos Finitos (MEF), ha permitido estudiar los problemas geotécnicos desde una perspectiva general, entre estos programas se pueden mencionar: ABAQUS, ANSYS, COSMOS, LUSAS y NASTRAN. De los softwares mencionados anteriormente ABAQUS es el que mayores posibilidades brinda en cuanto a la implementación de los modelos constitutivos, por lo que se define como la herramienta computacional a emplear en la simulación del comportamiento mecánico del suelo.

La modelación numérica mediante ABAQUS además de ser una alternativa económica, por la posibilidad de describir el comportamiento tenso-deformacional de sólidos, evaluar conceptos, estudiar fenómenos como la concentración y propagación de tensiones en el interior de la masa de suelo a un costo mínimo de recursos, permite establecer modelos en 3D para el cálculo de asentamientos no lineal en cimentaciones superficiales bajo cargas externas, verticales y centradas, en suelos friccionales. Estos modelos tienen la ventaja sobre los otros métodos de considerar la deformación tridimensional de suelos. Para verificar estos modelos, la respuesta de asentamiento podrá ser comparada con las obtenidas por métodos analíticos y con asentamiento medido con pruebas de placa “in situ” en ocasiones.

## **1. Caracterización del problema de estudio.**

### **1.1 Introducción.**

La mayoría de los ingenieros persisten en la aplicación de métodos para el cálculo de asentamientos basados en la teoría de la elasticidad, pero en la realidad, en los suelos se inducen estados tenso-deformacionales donde prima el comportamiento no lineal sobre el lineal. Esto requiere la consideración de la relación no lineal de los suelo para la estimación precisa de asentamientos bajo las cargas de servicio.

Entre estos tipos de suelos se encuentran los friccionales, los cuales generalmente presentan ángulos de fricción interna elevados y por tanto altas capacidades de carga, siendo los valores admisibles de tensiones en estos suelos para un comportamiento lineal relativamente bajos.

Este capítulo estará referido a los métodos de cálculo de asentamiento a partir de modelos no lineales, mencionándose los métodos que serán abordados en este trabajo fundamentalmente; así como todo lo referente a la modelación numérica en 3D a través de programas que implementan el método de elementos finitos (MEF), los cuales han permitido el estudio del comportamiento tenso deformacional de los materiales geotécnicos.

### **1.2 Diseño geotécnico de la cimentación**

El diseño geotécnico consiste en proyectar la cimentación de la forma más funcional y económica posible, teniendo en cuenta la naturaleza del terreno, de modo que se obtenga la seguridad suficiente y unas deformaciones o asientos permisibles según la estructura que se soporte, manteniendo siempre el criterio de diseño por estabilidad como premisa indispensable de diseño.

El diseño geotécnico es el encargado de definir las dimensiones del área en planta de la cimentación y la profundidad a la que se deberá cimentar.

#### **1.2.1 Métodos de diseño.**

Actualmente en el mundo varios métodos de diseño con respecto al campo de la geotecnia han sido utilizados (Becker 1996; Quevedo 1987; Ovesen, 1993; MacGregor 1989), enmarcándose de forma general en los siguientes:

- Método de la Esfuerzos Admisibles (MEA).
- Método del Factor de Seguridad Global (MSFG).
- Método de los Estados Limites (MEL)

En nuestro país el método propuesto por las normativas de diseño es el Método de los Estados Limites, por su fundamentación en la introducción de la seguridad en el diseño, y todas las condicionales de diseño que toma en cuenta en su formulación.

### **Método de los Estados Limites (MEL)**

Los Estados Límites se definen como las condiciones bajo las cuales una estructura o parte de ella no puede llegar a cumplir las funciones para las cuales fue proyectada. En ninguna circunstancia una estructura, o parte de ella, deberá llegar a la falla para satisfacer uno de los criterios de diseño, de ocurrir esto se dirá que la estructura ha llegado a su estado límite (González-Cueto 2001).

En el diseño de las cimentaciones se establecen dos Estados Límites.

1<sup>er</sup> Estado Límite o Estado Límite Último: definido como el estado donde se garantiza el no fallo parcial o total de la estructura. En este estado se diseña para lograr la resistencia y estabilidad de la estructura, con los valores de cálculo. En el mismo se introducen coeficientes parciales de seguridad para las cargas y las propiedades de los suelos.

2<sup>do</sup> Estado Límite o Estado Límite de Servicio: en él se garantizan todas las condiciones que puedan afectar la funcionalidad de la estructura. Se chequean factores como las deformaciones totales y diferenciales, así como la fisuración de la misma para los valores reales de servicio.

El método de los estados límites aplicado al cálculo de la base de las cimentaciones se 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 (Quevedo 1987, 1994; Becker 1996, González-Cueto 2001).

La ecuación que rige el diseño del 1<sup>er</sup> Estado Límite es:

$$Y_1^* \leq Y_2^* / \gamma_s \quad [1.1]$$

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

$Y_2^*$ -función de las cargas resistentes con su valor de cálculo para una probabilidad del 95 %.

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

Para este Estado Límite se realiza el diseño suponiendo un estado de inminente falla y se garantiza su no ocurrencia con la introducción de los coeficientes de seguridad.

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).

La ecuación del 2<sup>do</sup> Estado Límite es similar

$$Y_1 \leq Y_{2\text{permisible}} \quad [1.2]$$

Donde:  $Y_1$  - función de las deformaciones que se producen en la estructura.

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

En este 2<sup>do</sup> 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:  $P' \leq R$  [1.3]

donde:  $P'$  - Tensión bruta del suelo.

$R$  - Presión Límite de Linealidad del suelo.

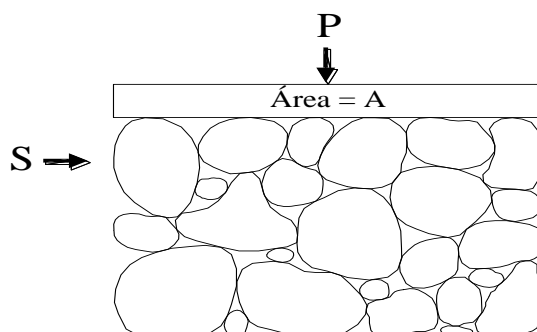
Garantizando que se satisfaga el cumplimiento de esta condición, se pueden calcular las deformaciones que sufre la estructura por métodos lineales, los cuales son los más empleados en la actualidad para este fin. Además según se establece en la Norma Cubana, (Quevedo 1994) siempre que el parámetro deformacional que caracteriza el suelo sea el Módulo General de Deformación de la base  $E_o$ , 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.

### 1.3 Caracterización general de los suelos friccionales.

Los suelos granulares están compuestos de partículas independiente que se mueven con relativa libertad, cuyas formas varían desde la angulosa a la muy redondeada, entre estas partículas existen unos huecos llamados poros. Una representación simplificada de un material como éste, sometido a una fuerza normal ( $P$ ) y cortante ( $S$ ), se muestra en la Fig. 1.1.



**Fig. 1.1. – Partículas en una masa granular.**

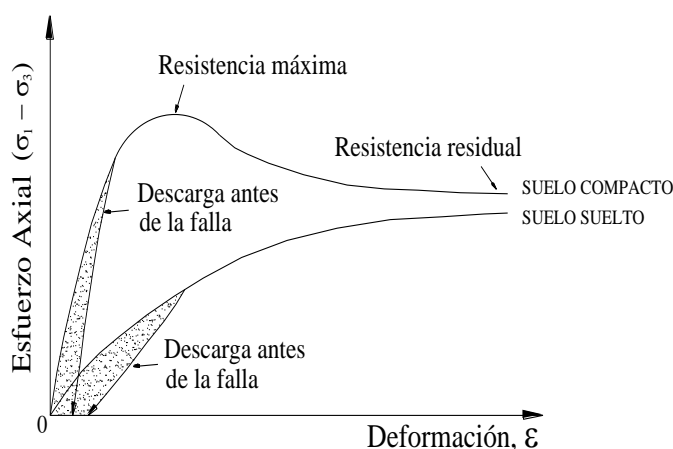
Dos aspectos principales que determinan la diferencia en el comportamiento de los suelos no cohesivos (arenas y gravas) de los cohesivos (arcillas) son la permeabilidad y la estructura (Maestre 1994).

Debido a la alta permeabilidad, para 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.

Su estructura provoca que la interacción entre sus partículas sea puramente mecánica, por lo que el comportamiento de la arena va a estar muy ligado a ésta y a su textura que coinciden prácticamente (Maestre 1994).

El parámetro de resistencia a cortante denominado ángulo de fricción interna ( $\Phi$ ), ha sido considerado convencionalmente en el caso de la arena una propiedad que depende primeramente de la densidad relativa ( $D_r$ ) del suelo (J. Salas 1981).

Un aspecto de marcada importancia en los suelos friccionales, son las deformaciones. Convencionalmente, se considera 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 partículas y la ruptura de estas. Estas deformaciones plásticas provocarán desplazamientos irreversibles, cambios en su micro-textura y en la disposición de los granos en el depósito de arena. Mientras que 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 que depende en gran medida de la compacidad del suelo (Maestre 1994 y 1997). En la Figura 1.2 se muestran las curvas típicas de tensión-deformación de los suelos granulares sometidos a una tensión cortante creciente, siendo la tensión de confinamiento ( $\sigma_3$ ) constante.



**Fig. 1.2. – Esfuerzo-deformación en un suelo granular.**

La mayoría de los suelos friccionales, muestran altas capacidades de carga, debido a que presentan ángulos de fricción interna muy elevados, esto va a contrastar con que los valores admisibles de tensiones en estos suelos para un comportamiento lineal del mismo son relativamente bajos, por lo que las deformaciones que pueden ser consideradas como elásticas o lineales, son muy pequeñas y limitan en muchas ocasiones el aprovechamiento de la capacidad resistente de estos suelos. Por estos motivos es de gran importancia el determinar los valores reales de deformación en una cimentación, y en el caso de los suelos friccionales se hace necesario buscar métodos de cálculo de asentamientos, que no limiten al suelo a un comportamiento lineal, y que permita el aprovechamiento de las propiedades mecánicas de los mismos (Gonzales-Cueto 2001).

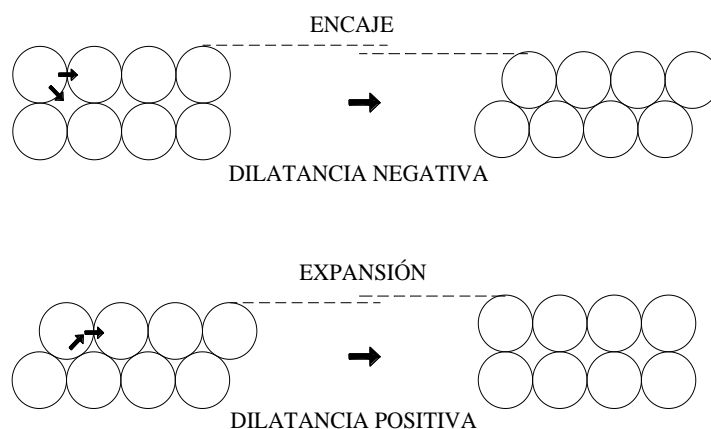
En general, los suelos granulares se diferencian de los suelos cohesivos en que tienden a cambiar de volumen cuando son sometidos a deformaciones tangenciales. Este fenómeno se conoce como dilatancia. En caso de los materiales granulares de baja densidad, dicha tendencia es a disminuir su volumen durante los procesos de carga y a incrementarlo durante las descargas. Si se trata de un suelo denso, la tendencia es la contraria (Simanca 1999).

### 1.3.1 La dilatancia en los suelos friccionales.

El movimiento de las partículas acompaña a la deformación y se hace mayor en el momento en que se produce la falla por tensión cortante. Aunque los poros individuales se expanden y se contraen a medida que aumenta la deformación, el efecto final depende de la compacidad inicial (Sowers 1979).

Un hecho notable al comprimir una arena compacta, en una dirección, es que aumenta realmente de volumen. Este hecho fue observado e investigado por primera vez por Reynolds el cual definió con el nombre de dilatancia a este efecto de variación de volumen. (Simanca 1999)

Este fenómeno de cambio de volumen puede ocurrir de dos formas diferentes (Fig. 1.3), ya sea un movimiento en que las partículas se encajen o un movimiento en que las partículas se expandan, siendo conocidos como dilatancia negativa y dilatancia positiva respectivamente.



**Fig. 1.3– Posibles tipos de movimiento de partículas en un suelo granular.**

### 1.3.2 Relación entre la dilatación y el ángulo de fricción

De los investigadores que han relacionado en sus trabajos el ángulo de fricción obtenido mediante ensayos de corte directo o triaxiales, con el ángulo de dilatación, se pueden mencionar (Bolton 1986; Bolton y Lau 1993; Shanz y Vermeer 1996).

La relación entre los diferentes ángulos mencionados viene dada mediante la siguiente expresión (Shanz y Vermeer 1996):

$$\text{sen } \psi = \frac{\text{sen } \phi_p - \text{sen } \phi_r}{1 - \text{sen } \phi_p \cdot \text{sen } \phi_r} \quad [1.4]$$

Siendo ( $\phi_p$ ) el ángulo de fricción pico o máximo y ( $\phi_r$ ) 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 dilatación de las muestras.

### 1.4 Deformaciones en suelos puramente friccionales.

Como consecuencia de la alta permeabilidad de las arenas, estas no tienen una resistencia no drenada a "corto plazo", por lo que ha sido prácticamente imposible en nuestro país, el muestreo y ensayo inalterado en el laboratorio. Además, el comportamiento de la arena es críticamente dependiente de su densidad y estructura, y puede ser muy difícil obtener muestras de arena reconstituídas en el laboratorio que sean realmente representativas de las condiciones de campo. Por lo anterior 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 de los depósitos de arena.

En estos suelos, suele ser el criterio de deformación el que define la carga admisible del suelo. Y 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 arenas arcillosas flojas se ha empleado en múltiples ocasiones, con resultados aceptables, el método del ensayo edométrico para el cálculo de asientos, en casos en que se han medido asientos máximos entre 9 y 14 cm (Sowers 1979; J Salas 1981).

Por el contrario, en arenas más limpias los asientos suelen ser menores, y 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.

Por este motivo los métodos de cálculo empleados en la práctica 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).

Según se ha podido observar en las arenas, la mayor parte del asiento se puede considerar de ocurrencia inmediata; y la forma del contorno de los asientos parece indicar que en arenas el módulo de deformación crece con la profundidad. (J Salas 1981).

Actualmente existen diferentes tendencias, bien definidas, sobre los métodos y la metodología más adecuada a seguir para el cálculo de los asentamientos en arenas. Unos toman como bases 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 garantizan la linealidad del suelo; y existe una tercera tendencia al cálculo de asentamientos por métodos no lineales.

#### **1.4.1 Cálculo de asentamientos por expresiones simplificadas. Ensayo de placa de carga (PLT).**

En el caso de las arenas los ensayos PLT representan una solución de gran importancia práctica para determinar los parámetros de resistencia y deformación necesarios para el diseño de las cimentaciones.

Su utilización se ve limitada por el costo, tiempo de ejecución y profundidad a la que es posible ejecutar estos ensayos, debido a la magnitud de la excavación y la necesidad de emplear grandes sobrecargas sobre todo cuando se emplean placas de grandes diámetros. Por estas razones es conveniente emplear placas de pequeño diámetro ( $\Phi 30$  cm), que tienen como principal inconveniente las imprecisiones para la estimación de la resistencia y los asientos en las cimentaciones a partir de los resultados de este ensayo. Esta limitante se ha tratado de

resolver, sobre todo en las arenas, vinculando el ensayo PLT  $\Phi 30$  cm con ensayos practicados a cimientos o placas de mayores diámetros, obteniéndose expresiones empíricas que permiten evaluar la resistencia y el asentamiento en cimientos de lado "B" a partir de los resultados de ensayos de cargas sobre placas de  $\Phi 30$  cm (Sowers 1979).

Por lo tanto una de las correcciones es la propuesta por (González-Cueto 2001), mostrada a continuación:

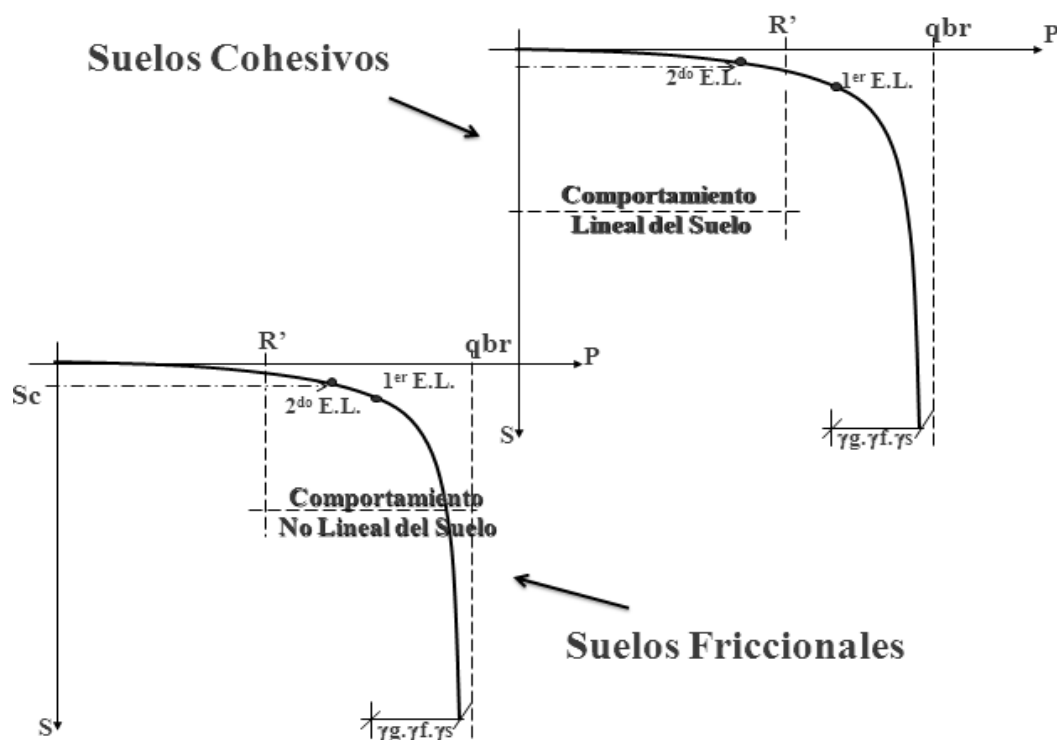
$$q_o(\text{cimentacion}) = q_o(\text{prueba\_de\_carga}) \times \left( \frac{B_{\text{de\_la\_cimentacion}}}{B_{\text{de\_la\_Placa\_de\_Ensayo}}} \right)$$

Una solución más reciente al empleo de este ensayo es la “placa de barrera”, que se introduce girando en el terreno y permite realizar ensayos de carga con facilidad a diversas profundidades y por debajo del nivel freático (J Salas 1981; González –Cueto 2001).

Para obtener los asientos de la cimentación hay que extrapolar los resultados de los ensayos de placa de carga realizados a nivel de cimentación. Se puede agregar al respecto, que existe una gran dispersión en los resultados y una gran incertidumbre en la interpretación de los ensayos.

#### **1.4.2 Cálculo de asentamientos a partir de modelos no lineales.**

Como se ha mencionado con anterioridad, y según se muestra en la Fig.1.5, 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 (Gonzales-Cueto 2001).



**Fig. 1.5.- Comportamiento tenso- deformacional de los suelos cohesivos y los suelos friccionales.**

A partir de lo explicado anteriormente, se evidencia la necesidad de buscar nuevos métodos para el cálculo de asentamientos que permitan un mejor aprovechamiento de las características tenso-deformacionales de los suelos friccionales. Y esto precisamente es lo que ha motivado a la realización de múltiples investigaciones, y ha promovido la búsqueda de métodos que no impliquen un comportamiento lineal del suelo.

Actualmente se han desarrollado procedimientos de cálculos de asentamientos basados en métodos No Lineales, con vistas de resolver 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 1972; Golsthein 1970).

#### **1.4.2.1 Método de cálculo de asentamiento No Lineal, Malishev (1982).**

Malishev en 1982 propone, partiendo de una serie de recomendaciones, determinar los asentamientos que se producirán en la base de la cimentación teniendo en cuenta un comportamiento no lineal del suelo; para lo cual plantea un método de cálculo de

asentamientos no lineales, el que propone la actual Norma Cubana de cimentaciones superficiales (Quevedo 1994; NC 1: 2007).

El método propone tomar un comportamiento lineal del suelo hasta que este alcance la Tensión Límite de Linealidad, y calcular para esta tensión, 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 [1.5]. 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 ( $E_o$ ), y teniendo en cuenta diferentes factores que influyen en el comportamiento del mismo.

$$S_{no\text{lineal}} = hm \frac{P - P_1}{3E} \left\{ \frac{2(1 + \mu)}{P_2 - P} [P_2 - P_1 - (q_2 - q_1)] + \right. \quad [1.5]$$

$$\left. \frac{1 - 2\mu}{P_2 - P_1} [P_2 - P_1 + 2(q_2 - q_1)] \right\} + S_{lineal}$$

En esta ecuación intervienen los siguientes factores:

- P<sub>1</sub> - valor de la presión crítica inferior, puede estar dada por R, o por otro valor predeterminado, que prefije un límite de comportamiento lineal del suelo.
- P<sub>2</sub> - valor de la presión crítica superior, y va a estar dada por la expresión de capacidad de carga ( $q_{br}$ ) evaluada para los valores medios de las características físicas mecánicas del suelo.
- q<sub>1</sub>, q<sub>2</sub> - componentes de la tensión de confinamiento lateral del suelo. q<sub>1</sub> que representa la tensión mínima y q<sub>2</sub> como la tensión máxima actuante lateralmente.
- H<sub>m</sub> - 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.
- E - Módulo General de Deformación del suelo.



$\mu$  - Coeficiente de Poisson del suelo.

Puede decirse de forma general que partiendo del Módulo General de Deformación ( $E_0$ ) del suelo, se pueden calcular los asentamientos no lineales, por la expresión [1.6] que se producen en una potencia de suelo ( $hm$ ) para cualquier  $P$  actuante, que se encuentre comprendida entre los límites establecidos por  $P_1$  y  $P_2$ , es decir mayor o igual 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.

Este método de cálculo, aunque parte del Módulo de Deformación General ( $E_0$ ) 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  $P_1$  y  $P_2$ , a través de la expresión matemática desarrollada.

#### **1.4.2.2 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 [1.6]. Esta expresión presentada fue obtenida con base en los trabajos Duncan-Chang (1970).

$$E_s = E_0 \times \left(1 - \frac{\sigma_{zp}}{q_{br}}\right) \quad [1.6]$$

Donde:

$E_0$  - módulo inicial del suelo.

$q_{br}$  - capacidad última de soporte del suelo.

$\sigma_{zp}$  - 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.

### 1.5 Concepción de la modelación.

La técnica que ha usado el hombre durante el paso de los años para lograr llevar a cabo el problema real que se le presenta, ha sido la modelación. Los modelos más sencillos han ido aumentando su complejidad, copiando cada vez más de la realidad, consiguiendo así un mejor resultado sin llegar a ser la estructura en sí, pero trayendo consigo más seguridad y confianza, incluyendo la importancia que ha desarrollado en el aspecto económico relacionado con el aumento de la efectividad de las investigaciones. De manera general, en los últimos años el desarrollo de la computación le ha dado una notable promoción a las técnicas de modelación, que unido al uso cada vez mayor de la estadística con los conceptos probabilísticas de diseño en la ingeniería, ha aumentado la eficiencia y la racionalidad de los resultados de los diseños (Recarey 2005).

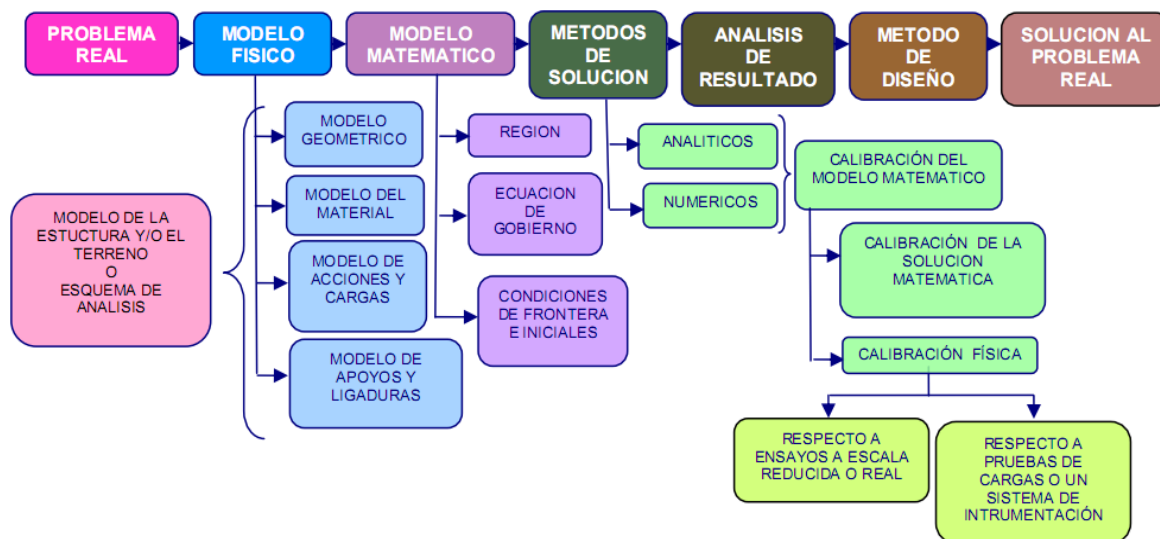
Debido al papel fundamental que juega la modelación como método de solución de los trabajos planteados en la práctica ingenieril, ésta se ha convertido en una de las tareas científicas de más importancia a acometer en la actualidad. Los modelos y los métodos de modelación pasan así a ser una herramienta importante de trabajo.

En el campo de la ingeniería, el hombre ha tenido que enfrentarse a un grupo de fenómenos donde por limitaciones del conocimiento o por la carencia de una infraestructura técnica adecuada, no ha podido encontrar la respuesta en el “*problema real*”. Esto ha propiciado que tenga que recurrir a su capacidad creativa y lograr una abstracción de este problema, obteniendo “*modelos*” sobre los cuales se trabajan buscando una respuesta analítica, que por muy precisa que ella sea, los resultados obtenidos serán indicativos del “*problema real*” en la medida que el “*modelo*” represente fielmente sus propiedades esenciales (Broche 2005).

Se puede definir el concepto de modelación como... "El método de manejo practico o teórico de un sistema por medio del cual se estudiara este, pero no como tal, sino por medio de un sistema auxiliar natural o artificial, el cual, desde el punto de vista de los intereses planteados, concuerda con el sistema real que se estudia. Es decir, es el método que opera de forma práctica o teórica con un “objeto”, no de forma directa, sino utilizando cierto sistema

intermedio auxiliar (natural o artificial), el cual se encuentra en una determinada correspondencia objetiva con el “objeto” modelado y está en condiciones de sustituir el “objeto” que se estudia, en determinadas etapas de la investigación, permitiendo obtener determinada información susceptible de comprobación experimental " (Recarey 1999; Ibáñez 2001; Bonilla 2008).

A continuación se muestra un diagrama que sirve de guía general para la modelación.



**Fig.1.6.- Diagrama General para la modelación. (BONILLA 2008)**

En la fig.1.6 se muestran las distintas etapas con sus diferentes particularidades por las cuales transita el proceso de modelación para dar solución a un problema real. Se especificará en los métodos de solución, por formar uno de los aspectos más controversiales a la hora de afrontar un problema, los cuales pueden ser analíticos o numéricos.

Los métodos numéricos son técnicas basadas en procedimientos numéricos de aproximación de funciones y define su campo de uso donde las soluciones analíticas son inabordables por la complejidad matemática que requieren, lo que se facilita en la actualidad con la ayuda del cálculo electrónico (Simanca 1999; Ibáñez 2001; Broche 2005).

Los métodos más empleados son Método de las partículas o elementos discretos (MED) (Recarey 2005; Monteiro 2005), el Método de las Diferencias Finitas (MDF) (Beltrán 1999; Simanca 1999), y el Método de Elementos Finitos (MEF) (Oñate 2005; Zienkiewicz 2004; Brebbia 1975).

En comparación con el resto de los métodos que se emplean para la investigación de problemas geotécnicos el Método de los Elementos Finitos (MEF), brinda varias facilidades, dentro de las que se señalan (Oñate 2005; Zienkiewicz 2004; Cobelo 2004; Brebbia 1975) :

- Incorpora a su solución herramientas de cálculos mejor elaboradas.
- Es muy versátil a la hora de modelar geometrías complejas.
- Su uso se ha extendido para obtener soluciones a problemas con comportamiento no lineal del material.
- La capacidad de adecuación a diferentes efectos locales.

Por otra parte, la integración del MEF con otras ramas ha propiciado el nacimiento de la Ingeniería Asistida por Computadora (Computer Aided Engineering - CAE). En la actualidad es normal la integración del cálculo por elementos finitos (Finite Element Analysis - FEA) y el dibujo asistido por computadora (Computer Aided Design- CAD), siempre con el objetivo de reducir los tiempos de proyectos o de puesta de producto en el mercado.

Varias son las bondades que brindan estos sistemas, las cuales inciden en que en la actualidad se abran nuevos horizontes al campo de la modelación estructural, su uso no solo se enmarca en la solución de problemas complejos donde los métodos analíticos son insuficientes.

### **1.6 Estado actual de la modelación numérica en 3D aplicada a las cimentaciones.**

En la actualidad existe un auge en la aplicación de procedimientos numéricos para estudiar el comportamiento tenso deformacional de materiales geotécnicos y la valoración de la influencia que ejerce los diferentes factores que intervienen en el diseño de cimentaciones superficiales; este es el principal uso que tendrá la modelación en este trabajo.

Estudiando la bibliografía se puede verificar la realización de varias investigaciones, en las que se aplican los conceptos de modelación para dar solución a problemas relacionados con el mundo de la geotecnia y específicamente las deformaciones en las bases de las cimentaciones.

Actualmente esta es un área en desarrollo y se han realizado modelos en donde se ha alcanzado resultados aceptables que contribuyen a ampliar el conocimiento en esta temática.

Por ejemplo, Vanapalli, S. K. and Zhan, Y.G. (2012) abordan varios aspectos de la modelación numérica para arenas saturadas y no saturadas, realizando modelos de cimentaciones en 2D y 3D, para estudiar la sensibilidad de factores como el tamaño de

dominio de cálculo, la densidad de malla, y propiedades de los materiales. Por otra parte, Cameron. D.A and Carter. J.P (2009) describen el desarrollo de un modelo constitutivo para una arena seca pobremente calificada y angular, estableciendo comparaciones entre los resultados por MEF y ensayos triaxiales realizados. Lee, J.H. and Salgado, R. (2002) proponen una modificación al modelo hiperbólico convencional del terreno para un estado general de esfuerzo, aplicando la misma a la ecuación propuesta por Schmertmann (1978) y validándola a través de la simulación numérica basada en resultados CPT. Existiendo muchos ejemplos más de modelos realizados. Broche (2005) propone una metodología general de diseño de cimentaciones superficiales que se sustenta en el enfoque por invariantes, que evalúa todos los posibles tipos de fallos que se pueden presentar en estos elementos estructurales, que está avalada por la aplicación de los principales resultados de la técnica de modelación numérica en 2D y 3D de fenómenos vinculados a las cimentaciones superficiales y que permite la obtención de diseños seguros y racionales.

Estos trabajos tienen en común el uso de la modelación numérica en 3D para resolver problemas vinculados a los fenómenos geotécnicos, por lo que en ellos se pueden encontrar las tendencias más actuales de modelos constitutivos aplicados al suelo. La presente investigación tomará como base las recomendaciones realizadas en estas investigaciones para el caso del material suelo.

#### **1.6.1 Análisis de los modelos constitutivos empleados en la modelación numérica de suelos.**

La modelación constitutiva de un material es uno de los elementos más importantes para la solución de problemas en el campo de la ingeniería (Recarey 1999). Al no comenzar con un modelo constitutivo adecuado, no tendrían validez los resultados finales, ya que los materiales no se comportan correctamente ante el efecto de las cargas.

El “Modelo constitutivo” se define como una formulación matemática capaz de describir el funcionamiento físico-macroscópico de un “sólido ideal”, que resulta luego de aplicar hipótesis simplificativas sobre un “sólido real”. De aquí que la formulación de los modelos constitutivos sólo presente una realidad condicionada por ciertas hipótesis simplificativas (Oller 2001).

Como principio general se parte de una caracterización del material. Para el caso particular de la modelación del suelo mediante el Método de Elementos Finitos se toma como punto de partida la caracterización mecánica del suelo, lo cual posibilita la definición de los modelos constitutivos a emplear y la determinación de las propiedades que se requieren como datos de entrada para la solución de dichos modelos.

### **1.6.2 Modelos constitutivos para la modelación de materiales friccionales.**

Para la modelación del comportamiento del suelo se han desarrollado varios modelos constitutivos que describen en mayor o menor medida la relación esfuerzo-deformación. Entre los que se puede mencionar:

- Modelos lineales y no lineales. Dependen de la linealidad o no de la ecuación;
- Modelos elásticos, plásticos o elastoplásticos. Dependen de si se considera elasticidad, la plasticidad o ambas en el modelo;
- Modelos dinámicos. Dependen de la consideración del tiempo o no en la ecuación.

De los criterios de fallo o fluencia plástica, los modelos constitutivos de Ducker Prager y Mohr-Coulomb son los más utilizados por ser los que mejor se adaptan para modelar los suelos friccionales. Los cuales presuponen un comportamiento no lineal elastoplástico.

Estos modelos tienen como ventaja la sencillez a la hora de la determinación de los parámetros que se requieren como datos de entrada para su solución. Los modelos de Drucker-Prager y Mohr-Coulomb tienen como ventaja adicional que se encuentran incluidos en la mayoría de los softwares comerciales disponibles a nuestro alcance.

### **1.6.3 Criterios de fallo o de fluencia plástica.**

Para el caso de los materiales friccionales del tipo suelo, estos criterios deben caracterizarse, fundamentalmente, por tener una resistencia menor a tracción que a compresión, la presión hidrostática influye mucho en la condición de fluencia plástica para tensiones bajas o moderadas; en cambio, comienza a perder importancia para tensiones hidrostáticas elevadas, el sólido sufre cambios de volúmenes irreversibles exhibiendo fenómenos de dilatación ( $\psi \neq 0$ ). Para estos materiales, el criterio de fallo o fluencia depende de tres variables fundamentalmente: la cohesión interna entre partículas ( $c$ ), el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), y

el ángulo de dilatancia interna ( $\psi$ ), (Chen 1980; Jiménez Salas 1981; Oller 1988, 1996; Recarey 1999, 2005).

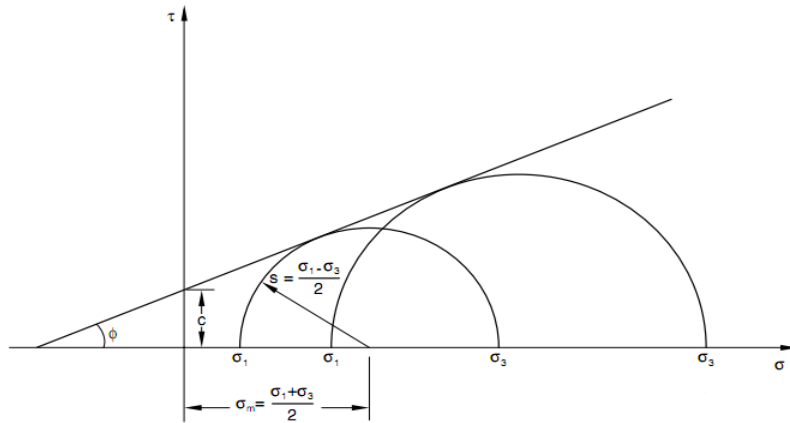
Entre los criterios de fallo o fluencia que incluyen los componentes friccionales, son el de falla de Mohr-Coulomb, 1776; el de fluencia de Drucker-Prager, 1952. Estos son ampliamente utilizados en la modelación del comportamiento mecánico de los suelos.

El criterio de Mohr -Coulomb fue formulado por Coulomb en 1773 y desarrollado con más profundidad por Mohr en 1882. Este criterio depende de dos parámetros, la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de fricción interna entre partículas ( $\phi$ ). Este criterio asume que la falla ocurre cuando los esfuerzos cortantes en cualquier punto del material alcanzan un valor que depende linealmente de las tensiones normales en el mismo plano fig. 1.7.

El modelo de Mohr-Coulomb está definido por:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad [1.7]$$

Siendo  $\tau$  el esfuerzo cortante,  $c$  la cohesión,  $\sigma$  los esfuerzos normales, y  $\phi$  el ángulo de fricción interna.



**Fig. 1.7- Modelo de falla Mohr-Coulomb.**

A partir del círculo de falla de Mohr-Coulomb se pueden plantear las ecuaciones para determinar  $\tau$  y  $\sigma$ , siendo:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos(2\phi) \quad [1.8] \quad \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin(2\phi) \quad [1.9]$$

Sustituyendo por  $\tau$  y  $\sigma$ , multiplicando ambos lados por  $\cos(\phi)$ , y reduciendo, el modelo de Mohr-Coulomb puede escribirse como:

$$s + \sigma_m \sin(\phi) - c \cos(\phi) = 0 \quad [1.10]$$

$$\text{Donde: } s = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad [1.11]$$

Es la mitad de la diferencia entre la máxima tensión principal y la mínima tensión principal

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \quad [1.12]$$

Es el promedio de la máxima y la mínima tensión principal.

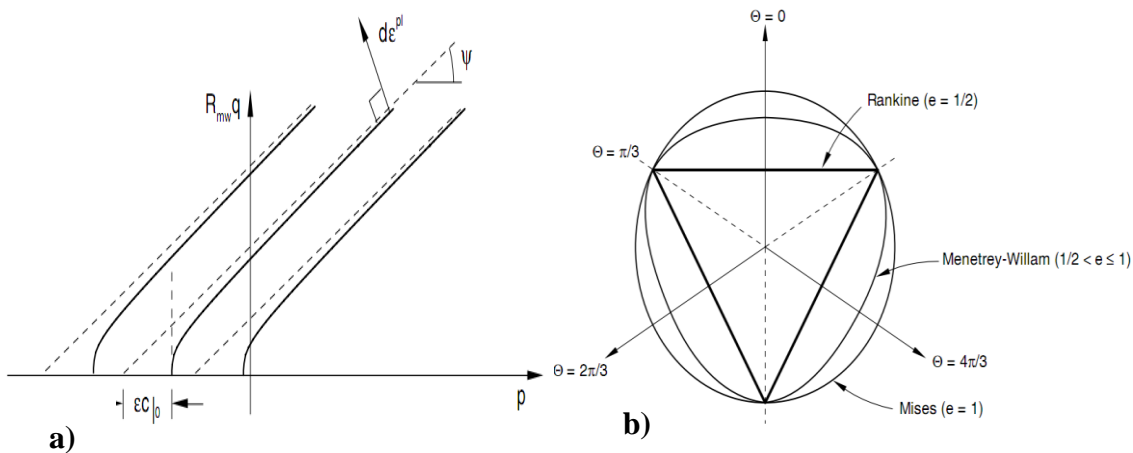
La función que define la superficie de fluencia del modelo de Mohr-Coulomb se formulada como:

$$F = R_{mc} q - p \cdot \tan(\phi) - c = 0 \quad [1.13]$$

El potencial de flujo del modelo de Mohr-Coulomb se formula como una función hiperbólica en el plano meridional de tensiones, y mediante la función elíptica propuesta por Menetrey y William (1995), en el plano de los esfuerzos desviadores (Fig. 1.8), siendo:

$$G = \sqrt{(\varepsilon|_0 \tan \psi)^2 + (R_{mw} q)^2} - p \cdot \tan(\psi) \quad [1.14]$$

Donde  $G$  es el potencial de flujo,  $\varepsilon$  la excentricidad desviadora,  $c|_0$  el esfuerzo de fluencia correspondiente a un valor de cohesión cero, y  $R_{mw}$  los esfuerzos de fluencia de la función elíptica de Menetrey-William.



**Fig. 1.8.- Potencial de flujo. a) Familia de potencial de flujo hiperbólico Mohr-Coulomb (plano meridional); b) Potencial de flujo Menetrey-William (plano de los esfuerzos desviadores).**



La excentricidad meridional toma valor  $\varepsilon=0.1$  como defecto, y la excentricidad desviadora se determina como:

$$e = \frac{3 - \operatorname{sen}\phi}{3 + \operatorname{sen}\phi} \quad [1.15]$$

Alternativamente el código ABAQUS permite considerar al usuario la excentricidad desviadora como un parámetro independiente. La convexidad de la función elíptica requiere de valores de excentricidad entre  $1/2 < e < 1$ , (Fig. 1.8).

De la comparación entre estos dos enfoques, se nota que el modelo de Drucker-Prager define su campo de aplicación para ángulo de fricción interna  $\phi < 22^\circ$ , en tal caso se está muy lejos de poder aproximar las propiedades de los suelo friccionales. Por tal razón, en este trabajo se centrará la atención en el criterio de fallo de Mohr-Coulomb.

La fundamentación teórica de estas formulaciones toma en cuenta la definición del software ABAQUS como la herramienta computacional a emplear, por lo que las formulaciones estarán en función del código de elementos finitos implementados en este software.

## **2. Aspectos generales para la elaboración de modelos numéricos en 3D para el cálculo de asentamientos de las cimentaciones superficiales.**

### **2.1 Definición de la herramienta computacional**

En la actualidad existe una gran diversidad de sistemas profesionales que facilitan la modelación numérica de una gran cantidad de problemas que están presentes en la vida real, por lo que cada uno de ellos cubre un determinado tipo de necesidad. Es importante analizar los requisitos necesarios y luego seleccionar el producto que más se apropie a sus necesidades. Para fines de este trabajo, los criterios que se valoraron fueron:

- Situación actual de este software en el mercado (ver si es muy utilizado o por el contrario se encuentra poco extendido)
- Tipos de módulos que posee y herramienta numérica implementada (MEF).

Tomando como base estas recomendaciones, se procedió a la selección de la herramienta computacional que facilitará el estudio de los fenómenos vinculados a las deformaciones en cimentaciones superficiales. Después de analizar los sistemas profesionales disponibles

vinculados con la temática, se concluyó que el más adecuado a las necesidades de esta investigación es ABAQUS/CAE versión 6.12-3. Este programa se encuentra dentro del grupo de los CAE y es un sistema de cálculo basado en el Método de los Elementos Finitos (MEF) de propósito general, realizado por la empresa Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.

Este sistema presenta una serie de bondades, las cuales propician su uso en la actualidad.

Algunas de ellas son:

- Permite modelar en 3D
- Permite resolver problemas relacionados con la mecánica de los cuerpos sólidos, lineales y no lineales, en los rangos cuasi - estático y dinámico.
- Incluye diversos modelos constitutivos para simular el comportamiento de materiales, que pasa por los elásticos, plásticos, viscoelásticos, viscoplásticos, etc.
- Asociado a la no linealidad producto de la geometría incluye formulaciones para grandes deformaciones y problemas de contacto.
- Facilita una correcta comunicación con otros programas pertenecientes a los grupos de Diseño Asistido por Computadora (CAD), como por ejemplo el AUTOCAD, lo que facilita la construcción del modelo.
- Es un programa de amplio uso en la actualidad en el mundo de la ingeniería.

### **2.3 Implementación de los modelos en el programa ABAQUS\CAE versión 6.12-3.**

Para lograr una organización correcta del proceso de modelación se emplea el enfoque de (Broche 2005), por lo que en lo adelante se sigue una estructura similar. La representación esquemática de este proceso, aplicado a la problemática que se aborda en este trabajo (modelación tridimensional), se puede apreciar en la fig. 2.1.

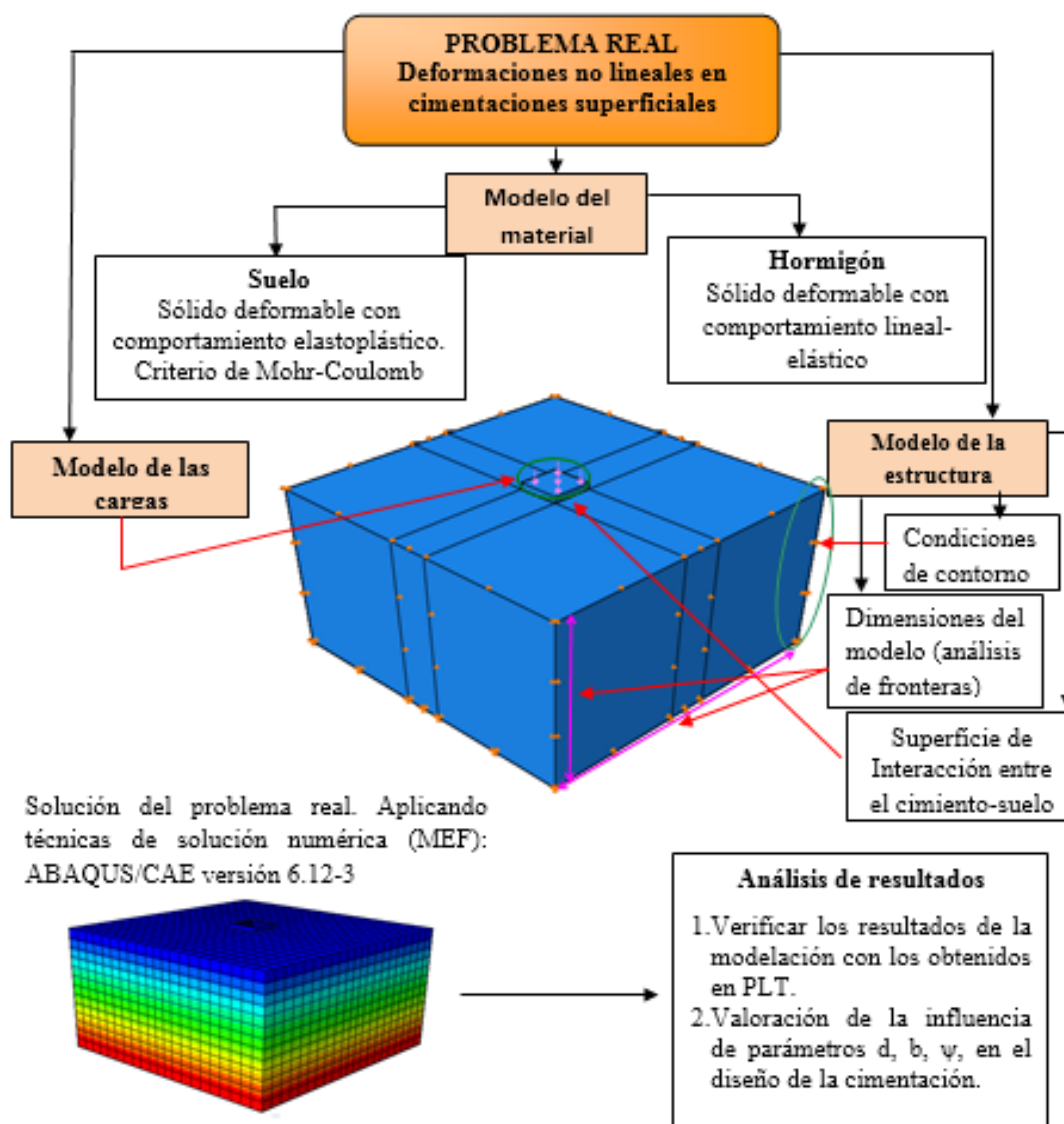


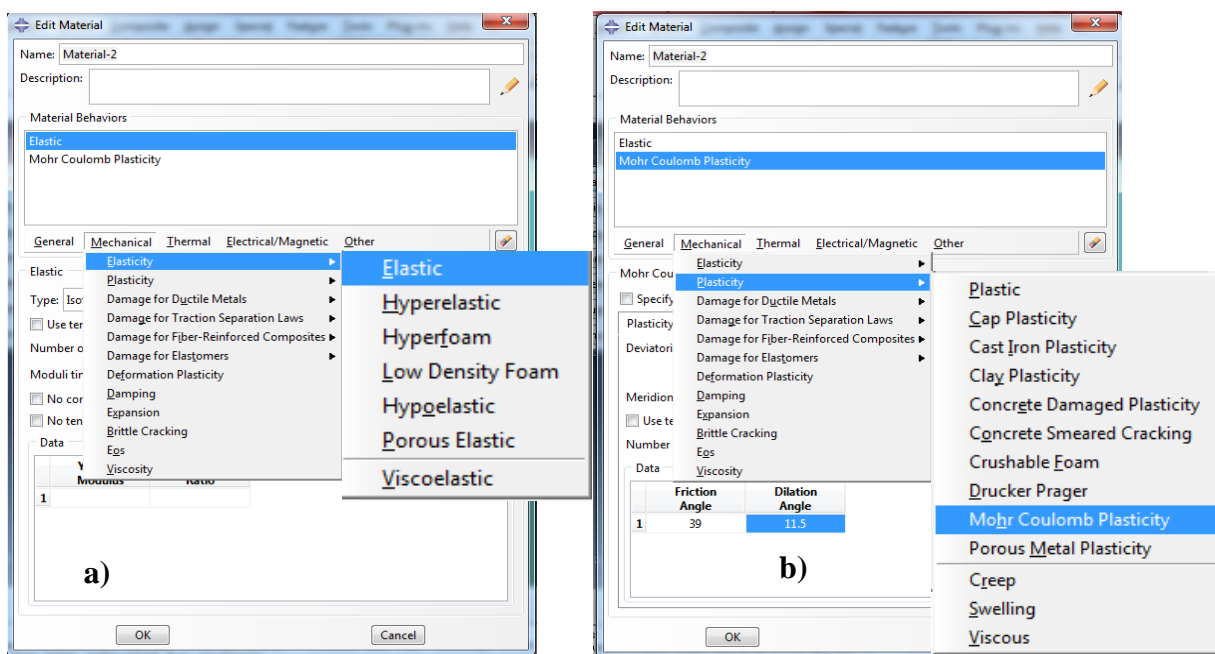
Fig. 2.1.- Esquema representativo del procedimiento utilizado en la modelación en 3D

### 2.3 Modelación de los materiales.

Las propiedades del material, es un aspecto esencial en la modelación, sobre todo cuando se trabaja con geomateriales (suelo y hormigón), los cuales tienen características propias; por ejemplo: se trata de materiales que presentan un dominio elástico muy reducido, que experimentan deformaciones volumétricas cuando se somete a una tensión de corte pura, las cuales varían a lo largo del proceso y es frecuente observar un primer dominio donde el material se contrae, seguido de otro, en el que se dilata (Broche 2005).

La librería de Abaqus para definir los diferentes tipos de materiales incluye varios modelos que permiten representar el comportamiento elástico y plástico (Ver Figura 2.2). Para el caso del suelo como lo que se desea conocer son las deformaciones no lineales, se considera para la simulación de las propiedades del material un modelo elasto-plástico. Para modelar la linealidad del material suelo se consideró un modelo lineal-elástico (que obedece a la ley de Hooke), y que es homogéneo e isotrópico, con módulo de Young (E) y coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) como parámetros de entrada. Para la no-linealidad del material se consideró el criterio de discontinuidad plástica de Mohr-Coulomb, con ángulo de fricción ( $\phi$ ) y cohesión (c) como parámetros de entrada. Los parámetros mecánicos del suelo serán determinados en el capítulo 3 a través de la combinación entre ensayos in-situ (pruebas de carga) y la modelación matemática.

Para el caso del material hormigón, para simplificar el análisis, se asume para su modelación un comportamiento lineal elástico con módulo de Young ( $E = 21.46 \times 10^6$  kPa) y coeficiente de Poisson ( $\nu = 0.2$ ).



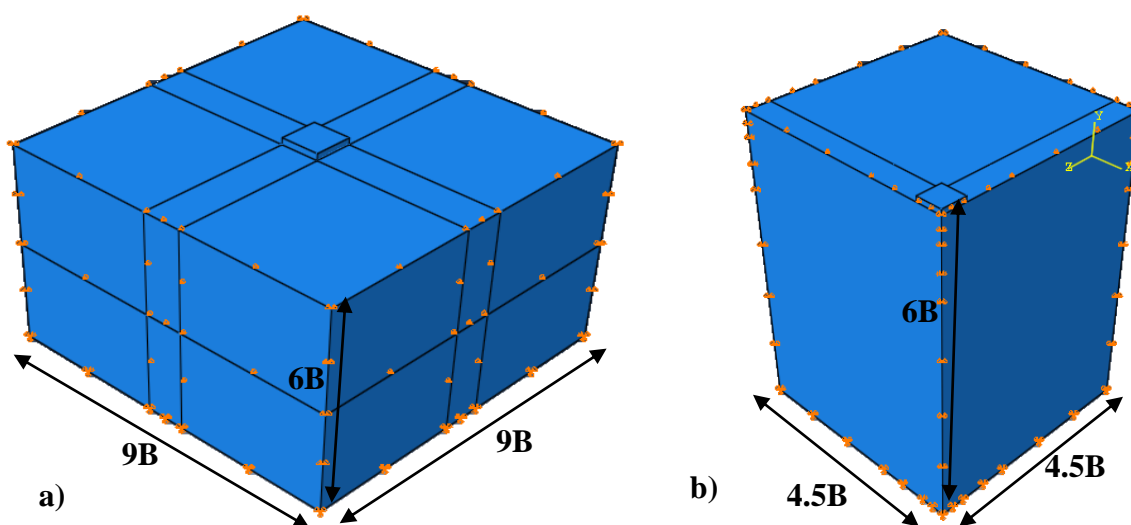
**Fig. 2.2.- Modelos del material disponibles en ABAQUS/CAE 6.12-3. a) Modelos basados en la teoría de la elasticidad; b) Modelos basados en la teoría de la plasticidad.**

## 2.4 Modelación de la geometría (3D)

El modelo geométrico es una representación limitada de las principales características geométricas del problema real (el cual presenta infinitos grados de libertad). El terreno se simplifica a un espacio acotado de dimensiones finitas colocando una serie de condiciones de borde en el perímetro exterior del modelo. Los asentamientos de la cimentaciones son sensible al tamaño del subdominio establecido para el modelo numérico, por lo que la profundidad y el ancho del subdominio deben ser lo suficientemente grande que los efectos de la condiciones de borde no tengan influencia en los resultados del problema de estudio.

Los problemas asociados a esta investigación, donde se trabaja directamente en la modelación usando el sistema ABAQUS/CAE versión 6.12-3, se dividen en dos grupos (Ver fig. 2.3).

- Cálculo de deformaciones bajo carga vertical centrada.
- Cálculo de deformaciones bajo carga excéntrica.



**Fig. 2.3- Modelo de la geometría. ABAQUS/CAE versión 6.12-3. a) Modelo 3D para carga excéntrica; b) Modelo 3D simplificado para carga vertical uniforme.**

Para calcular las deformaciones bajo carga vertical centrada, el modelo en 3D a utilizar (Fig 2.3 - b) solo considera una cuarta parte del dominio y de área cargada, tomando la posibilidad de simplificación del mismo debido a la simetría con respecto a los planos verticales ortogonales que pasan por el centro del cimiento. Esto reduce significativamente el tiempo de corrida, y alternativamente permite el uso de mallas mas refinadas. El efecto que produce el

suelo por encima del nivel de cimentación es sustituido por una carga uniformemente distribuida que produce una presión equivalente al efecto de este, e igual a  $q = D \times \gamma$  para simplificar el análisis.

Las condiciones de contorno vienen dadas de la forma siguiente:

- Fronteras laterales: Restringido el desplazamiento de los nodos en la dirección horizontal y libre en la vertical.
- Frontera inferior: Restringido el desplazamiento de los nodos en la dirección vertical y en la horizontal.

Para definir las dimensiones del modelo desde el punto de vista geométrico, para que responda físicamente al problema real se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

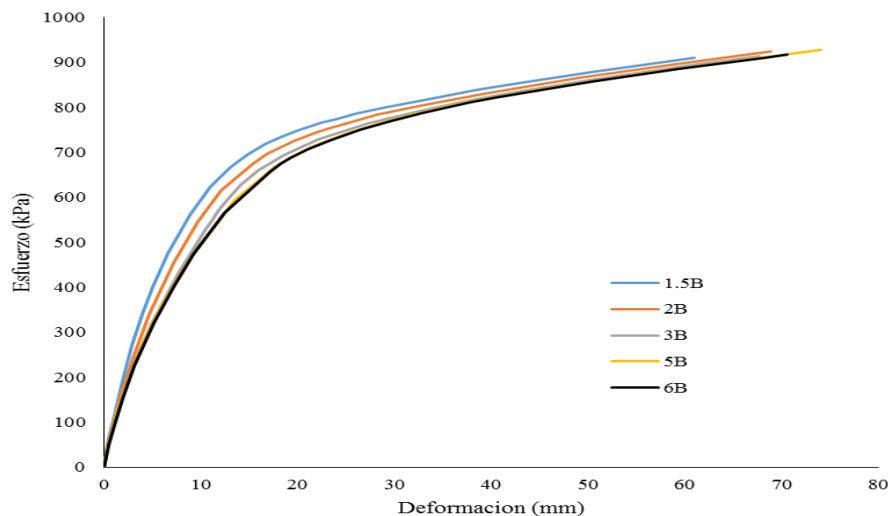
- A medida que se aleja del área cargada el desplazamiento horizontal tiende a cero, por lo que hay que buscar una dimensión tal que donde se coloque las condiciones de borde el desplazamiento horizontal realmente sea cero, sino la restricción altera el estado tensional.
- La dimensión vertical estará definida por la profundidad a la que se encuentra la potencia activa o mayor.

La sensibilidad del asentamiento de la cimentación para el tamaño de dominio de cálculo fue estudiada en términos de la profundidad y el ancho separadamente al igual que (Oh y Vanapalli 2011). Las características físicas y mecánicas del suelo utilizado para este estudio, así como el ancho de la cimentación se muestran en la tabla 2.1

<b>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>E<sub>s</sub> (MPa)</b>	<b>Coefficiente de Poisson (adm)</b>	<b>Cohesión (KPa)</b>	<b>Angulo Fricción ϕ (°)</b>	<b>Angulo dilatancia Ψ(°)</b>	<b>Ancho del cimiento (m)</b>
19	30	0.333	0	35	10.5	0.4

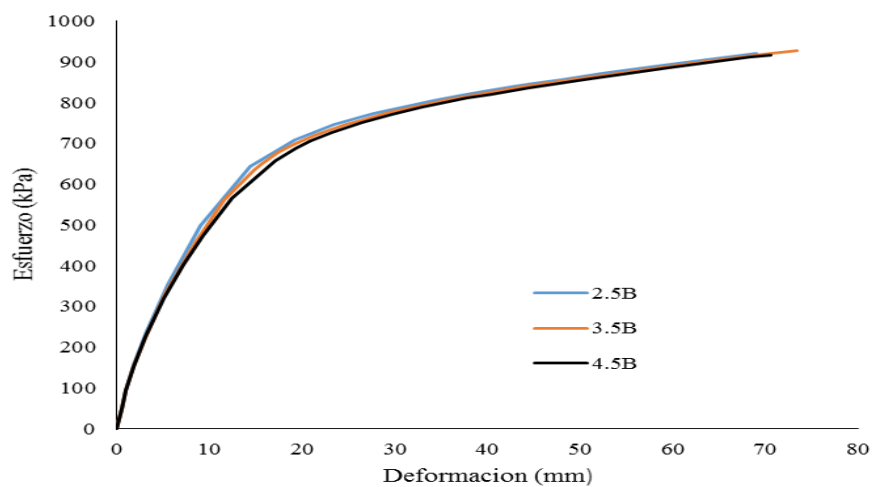
**Tabla 2.1.- Características generales del suelo usado en la modelación para la calibración del modelo.**

La fig. 2.4 muestra los resultados del análisis 3D con profundidades diferentes, la cual se extiende desde 1.5B a 6B, con un tamaño de malla (B/14) y el ancho se fija en 4.5 B, donde B es el ancho del cimiento.



**Fig. 2.4- Curva esfuerzo-deformación del modelo 3D con diferente profundidad.**

Un modelo tridimensional con profundidad de tamaño de 6B y de la malla de (B/14) fue utilizado para estudiar la sensibilidad de la deformación para la anchura de dominio de cálculo, la cual se extiende desde 1.5B a 4.5B. Los resultados numéricos se muestran en fig. 2.5. Es interesante notar que el ancho tiene menos efecto en curva de tensión-deformación que la profundidad.



**Fig. 2.5- Curva esfuerzo-deformación del modelo 3D con diferente ancho.**

Del análisis realizado, se muestra que para obtener un resultado numérico razonable, el dominio de cálculo debe tener un ancho mayor que 4.5B y una profundidad mayor que 6B. Para los siguientes análisis el tamaño del dominio adoptado es de 4.5B x 6B.

## 2.5 Discretización del modelo.

Para el mallado del modelo se siguieron una serie de recomendaciones de investigadores precedentes (Cobelo 2004; Ibáñez 2000; Simanca 1999; Broche 2005) que se deben tomar en cuenta a la hora de establecer este procedimiento, dentro de las cuales se destacan:

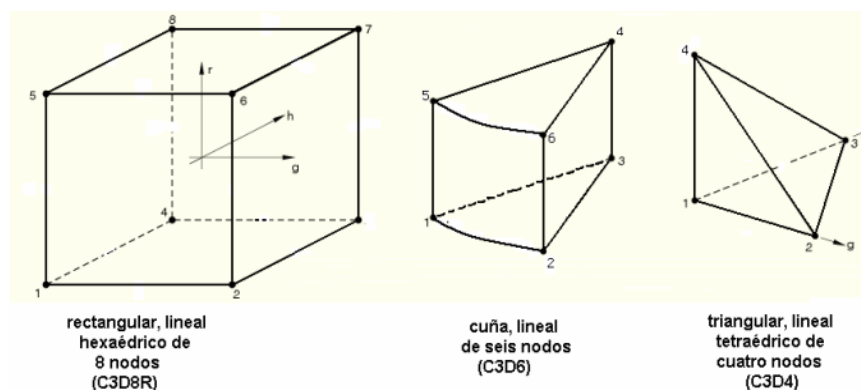
- Debe reducirse al máximo el tamaño del modelo, para ello son válidas el uso de simplificaciones por simetría, siempre y cuando sea compatible con el problema físico (geometría, condiciones límites, cargas).
- El mallado debe ser progresivo para optimizar el rendimiento, más denso en aquellos puntos donde interesa tomar resultados y menos denso donde se aleja de la zona de interés.
- La relación entre la mayor dimensión del elemento y la menor dimensión estará cercana a la unidad. Se recomienda, siempre que sea posible, relaciones 1:1 y nunca deben ser superiores a 4:1.
- Los elementos de mayor tamaño son generalmente colocados en las zonas menos solicitadas cerca de las fronteras exteriores.
- No hay reglas precisas para establecer el tamaño de los elementos, es suficiente recomendar un aumento progresivo y regular lejos de las zonas sensibles.
- Los Elementos individuales no deberán ser distorsionados.
- Los ángulos entre dos lados de elementos adyacentes, no deberán exceder por mucho a los  $90^\circ$  y nunca sobrepasar los  $180^\circ$  esto implica que los triángulos tendrán similitud, en lo posible, a los triángulos equiláteros, los cuadriláteros a los cuadrados y los hexaedros a los cubos, para no introducir perturbaciones en los cálculos numéricos.

Tomando en cuenta estas recomendaciones y con el objetivo de obtener un mallado correcto, acorde a las exigencias de problema real que se está enfrentando, se calibró la malla de los modelos propuestos, mediante el monitoreo de la variación de una variable de control. Por tal motivo se procedió inicialmente a determinar la forma geométrica que debe poseer el elemento finito a emplear. Como segundo aspecto se realizó un análisis de la densidad de la malla para definir el tamaño del elemento finito.



### 2.5.1 Forma geométrica del elemento finito propuesto

Abaqus cuenta con una amplia librería de elementos, lo cual brinda una poderosa herramienta para resolver diferentes problemas. Es importante seleccionar el tipo de elemento correcto para un análisis particular.



**Fig. 2.6.- Elementos analizados para la discretización de los modelos.**

La definición del tipo de elemento a emplear en la modelación tridimensional (3D) comprendió los prismáticos de seis caras C3D8R fig. 2.6, estos son mucho más precisos que los restantes para el mismo número de grados de libertad (Broche 2005).

Los elementos hexaédricos lagrangianos de 8 nodos (C3D8R) en sus esquinas utilizado para la discretización del dominio del medio continuo en este modelo, usa interpolación lineal en cada dirección. Se conoce que los mismos ofrecen un alto grado de precisión en problemas donde el comportamiento de la estructura sea esencialmente de compresión pura. En este modelo para suplir las deficiencias de los elementos de 8 nodos, se utilizará el método de integración reducida, este es un recurso matemático que consiste en utilizar menos puntos de integración numérica y evitar una rigidez excesiva del elemento de cara al estado tenso-deformacional (Oñate 2005; Rodríguez 2010), reduce el tiempo de corrida, especialmente en tres dimensiones. Todos estos aspectos han sido tratados en el manual de usuario de ABAQUS.

Para concluir con el procedimiento de ajuste de los modelos utilizados para el estudio de fenómenos asociados a las cimentaciones superficiales, faltaría el análisis de la influencia de la densidad de malla en los resultados del modelo. Este punto es muy importante porque al final conduce a propuestas de mallas, las cuales generan resultados confiables, además de

racionalizar los cálculos, aspecto que incide favorablemente en un rendimiento computacional adecuado. (Simanca 1999; Ibáñez 2001; Broche 2005).

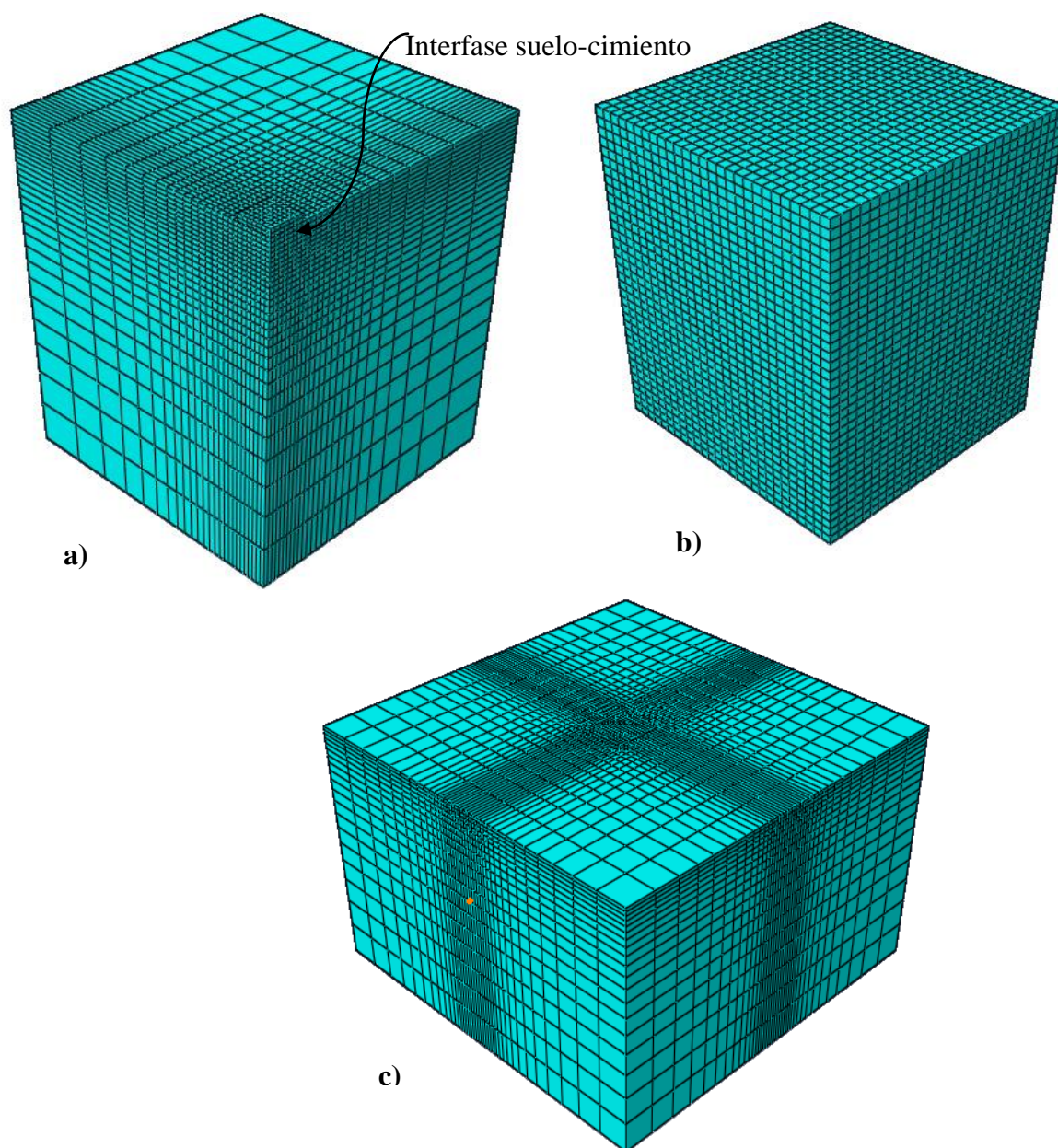
### **2.5.2 Estudio de la densidad de la malla óptima.**

Es importante el uso de una malla lo suficientemente refinada para que los resultados de la simulación sean adecuados. Los resultados numéricos de la modelación tienden a un único valor a medida que se incrementa la densidad de la malla.

A medida que disminuye el tamaño de los elementos finitos al discretizarse un volumen, se minimiza el error, pues aumenta la cantidad de nodos, disminuyendo la distancia entre estos, aspecto que provoca el incremento del costo computacional, donde muchas veces los procesos de cálculo son extremadamente prolongados o irrealizables (Bonilla, 2008; Rodríguez, 2010). Cuando las mallas son muy densas esto implica una mejor interpolación numérica, por una mayor cantidad de ecuaciones lineales a solucionar. Es válido reflexionar en que para este caso, donde la célula fundamental son elementos sólidos, en cada nodo existen tres grados de libertad, los desplazamientos en los ejes ortogonales que a su vez generan tres ecuaciones lineales por cada nodo. Por tanto, es preciso minimizar la cantidad de nodos en la malla sin incrementar el error en valores considerables.

El procedimiento para el estudio de convergencia de malla se realizó para el caso de carga vertical centrada para simplificar el problema. Consistió en definir 6 modelos (Modelo1 a Modelo6) con densidades de malla diferentes, en donde la malla se hace más fina en la vecindad del cimientto en la zona donde se concentran los esfuerzos más grandes fig. 2.7 a) y un modelo con densidad de malla uniforme (Modelo7) fig. 2.7 b). Estos modelos se diferencian exclusivamente en el tamaño del elemento finito utilizado en cada una de las mallas.

Las mallas de densidad uniforme desde el punto vista computacional son muy engorrosas, generando tiempos de ejecución muy altos, lo que dificulta el análisis de variantes. En cuanto a las mallas de densidad variables, con un menor número de elementos finitos, se logra alcanzar una mayor precisión en los resultados con un menor tiempo de ejecución.



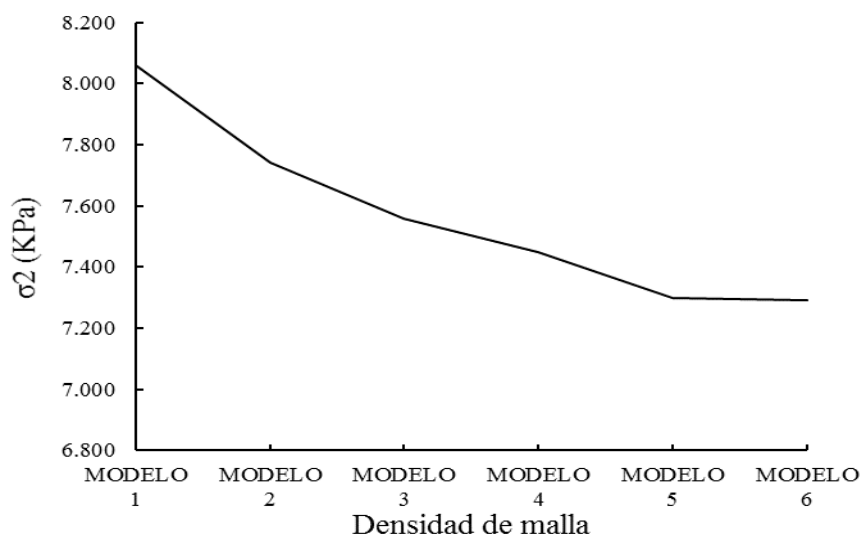
**Fig. 2.7.- Tipología de malla usada en el análisis de elementos finitos. a) Malla de densidad variable para el modelo con carga vertical centrada; b) Malla de densidad uniforme para el modelo con carga vertical centrada; c) Malla de densidad variable para el modelo con carga excéntrica.**

Las características de los modelos empleados se detallan en la tabla 2 con el tiempo requerido para cada simulación. El resto de las variables involucradas en el modelo permanecen constantes. Como variable de control en este caso se empleó la tensión vertical en un punto del suelo a una profundidad de 0.2m en el centro del cimiento para un mismo valor de carga.

Modelo	Tamaño del elemento	Cantidad de elementos	Tiempo
Modelo1	B/6	2873	0.1h
Modelo2	B/8	4275	0.18h
Modelo3	B/10	7128	0.9h
Modelo4	B/12	9600	1.2h
Modelo5	B/14	14000	1.6h
Modelo6	B/16	18125	1.9h
Modelo7	B/6	26244	3.9h

**Tabla 2.2.- Características de los modelos para diferentes densidades de malla.**

En los resultados de la fig. 2.8 se aprecia una evolución favorable que va teniendo el valor de tensión vertical en la medida que se densifica la malla en los modelos y como dicho valor se fue aproximando al valor obtenido por la solución de Boussinesq (Braja M. Das 2009), llegando a un punto en que se estabiliza y seguir aumentado la densidad no es viable ya que aumenta considerablemente los tiempos de cómputos.



**Fig. 2.8.- Variación de la variable de control en función de la densidad de la malla**

Finalmente, se define que la densidad de malla óptima para el caso de la cimentación con carga vertical centrada es la del MODELO5 con tamaño (B/14), el cual fue seleccionado teniendo en cuenta la precisión y el costo computacional.

Para el caso de la cimentación con carga excéntrica fig. 2.7 c), crear modelos con tamaños de malla muy pequeños generaría tiempo de cómputos muy grandes. El tamaño recomendado de la malla para el modelo en este estudio es de B/12 en área bajo el cimiento y se fue aumentando gradualmente a medida que se aleja del mismo. Éste es un compromiso entre la exactitud del resultado previsto y costo de cálculo, para incrementos de tiempo de cómputo notablemente con disminuciones de tamaño de la malla ligeramente.

El contacto entre la superficie del suelo y la cimentación se modeló según la teoría del contacto entre dos cuerpos deformables del software ABAQUS, la cual considera que al entrar en contacto dos superficies se define una como principal o maestra (master surface) y la otra como esclava (slave surface). En este modelo se designó la superficie de la cimentación como la superficie maestra, pues esta tiene mayor rigidez. La superficie de contacto del suelo se designó como la superficie esclava. Para este caso de estudio como no interesa el efecto de cargas horizontales, se asume que la cimentación tenga perfecto contacto con el suelo (comparten los mismos nodos) y no se permite el deslizamiento en la interfase del cimiento y el suelo, esto fue realizado en el módulo (**INTERACTION**) con el comando **\*TIE** del software.

## 2.6 Aplicación de la carga

Este procedimiento se ha fraccionado en dos partes según sea el tipo de problema a analizar: carga vertical centrada y carga excéntrica.

Para estimar el asentamiento de la cimentación como función de la carga vertical centrada es importante el estado inicial de tensiones en toda la masa de suelo, el cual fue analizado con la opción **\*GEOSTATIC** para garantizar el equilibrio de la fuerza de gravedad y la sobrecarga producto del peso de relleno ( $q = D \times \gamma$ ) en el suelo. La carga proveniente de la superestructura fue aplicada de forma lenta usando una condición de borde a una velocidad constante hacia abajo en la superficie de la parte superior del cimiento con  $v = 1\text{mm/s}$  durante un tiempo en el que se logre alcanzar la falla. El análisis usa pequeños incrementos de tiempo, los que son

elegidos automáticamente por el software basado en las condiciones de convergencia numérica. En este caso, la carga es aplicada utilizando el algoritmo **\*RIKS**, basado en el método de Newton modificado, el cual se encuentra disponible en el ABAQUS. Algo importante, la matriz de rigidez del sistema de ecuaciones debe ser asimétrica (**UNSYMM=YES**) para garantizar una aceptable convergencia.

Para el caso de carga excéntrica se sigue el mismo procedimiento con la diferencia que se le agrega un momento a la carga de cimentación.

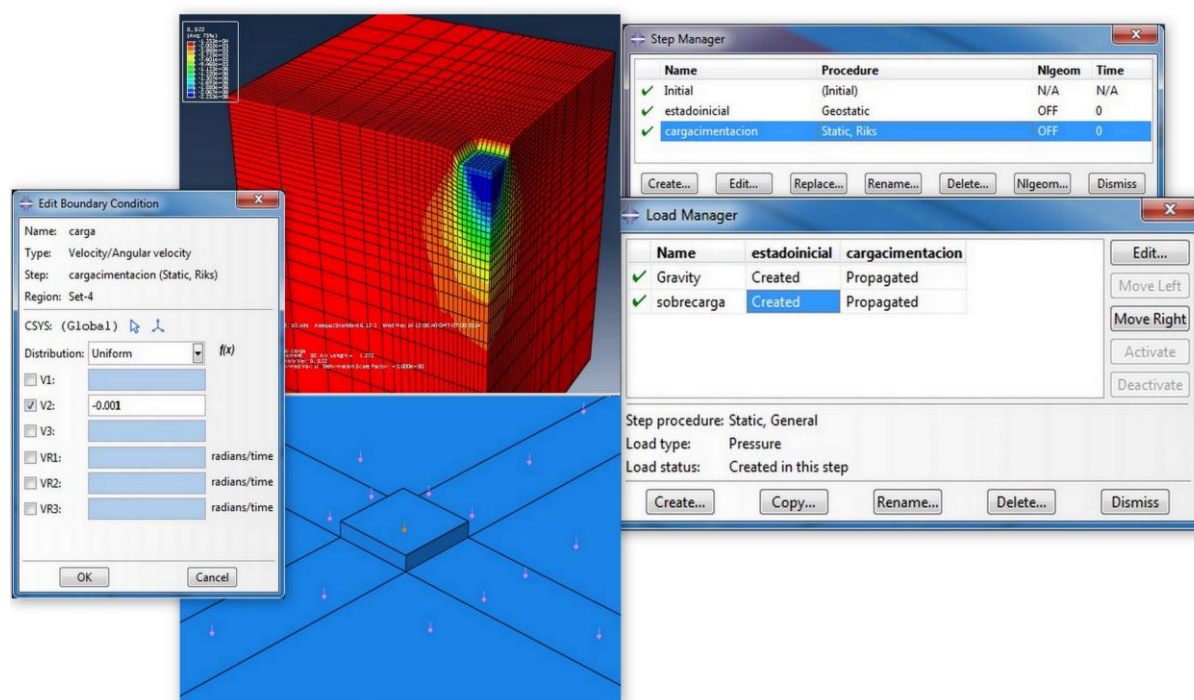


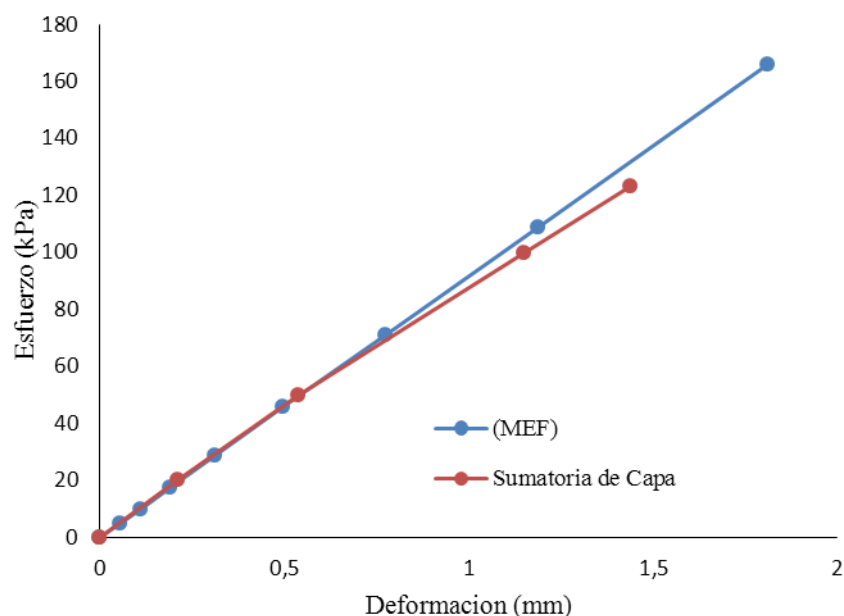
Fig. 2.9.- Modelación de las cargas actuantes.

## 2.7. Comprobación del modelo propuesto.

Durante la simulación del problema real se han hecho diferentes consideraciones y simplificaciones con el objetivo de disminuir la complejidad del modelo numérico. Todas estas respaldadas por los principios básicos de la modelación y del Software en específico empleado, que permiten ser válido el modelo propuesto para el estudio tenso-deformacional de los suelos en el trabajo.

Para corroborar la precisión del modelo propuesto se realiza un ejemplo para el caso de un cimiento de 0.4 x 0.4 metros apoyado en un suelo friccional. Donde a continuación se

muestran en la fig. 2.10 la curva tensión-deformación, obtenida por el método de cálculo de asentamientos lineales de Sumatoria de Capas. En esta gráfica, se muestran además, la curva resultante de los cálculos de los asentamientos con la aplicación de la modelación numérica en el programa ABAQUS/CAE 6.12-3. Donde se podrá evaluar el nivel de aproximación entre los resultados obtenidos.



**Fig. 2.10.- Comparación entre los resultados obtenidos en el análisis lineal por el programa ABAQUS/CAE y el método de Sumatoria de Capas.**

Se observa una buena correspondencia entre los resultados obtenidos en el modelo numérico 3D y el método analítico de sumatoria de capas. Esta correspondencia hace válido todas las simplificaciones y consideraciones tomadas para el proceso de modelación numérica de las deformaciones en suelos friccionales.

Con el proceso de modelación mediante el programa Abaqus/cae 6.12-3 con bases matemáticas en el MEF se puede llegar a una serie de conclusiones que ayudaran a la mejor comprensión del trabajo

- Se ha comprobado en esta investigación que el modelo de Mohr Coulomb es capaz de simular adecuadamente el comportamiento del suelo en régimen no lineal, para el caso que se estudia.
- Se pudo constatar las ventajas de la utilización de una malla variable para la discretización de la geometría; la cual permite reducir los tiempos de cálculo al densificar la misma solamente en aquellas regiones donde existe mayor influencia de las cargas actuantes, obteniéndose resultados aceptables.
- La consideración de un contacto rígido en la interface suelo-cimiento es adecuada para simular el contacto físico real entre ambos materiales, como se evidencia en investigaciones precedentes.
- Teniendo en cuenta la adecuada correspondencia entre la teoría y simulación virtual, se puede plantear la validez de la utilización de la modelación numérica con base en el Método de Elementos Finitos, con fines de estudiar el comportamiento de las deformaciones en las bases de las cimentaciones superficiales.

### **3. Determinación de los asentamientos a través de la modelación en 3D, y los métodos analíticos.**

#### **3.1 Introducción.**

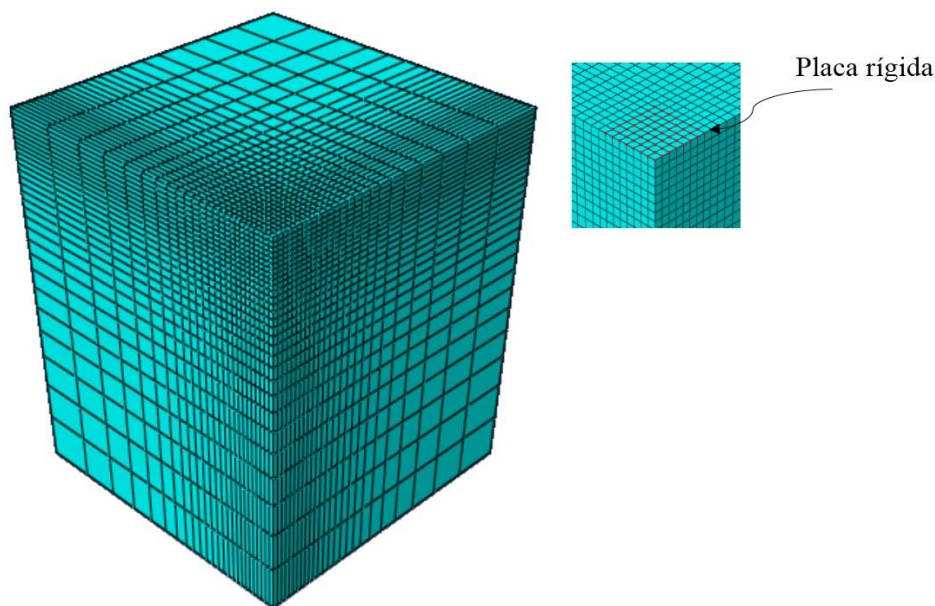
En este punto se procede a realizar la modelación numérica (3D) de seis ensayos “in situ” con placas cuadradas, con el objetivo de comparar los resultados obtenidos entre los métodos analíticos de cálculo de asentamientos no lineal de Malishev (1982), Duncan-Chang (1970) y los que se obtienen a partir de la modelación numérica.

El análisis se realizará variando la profundidad de cimentación, y el área de las placas, lo que permitirá llegar a algunas conclusiones sobre la influencia de estos parámetros en el problema de estudio. También se valorará la variación del Módulo General de deformación en estos suelos, y la posible influencia de la dilatancia en el comportamiento de la curva tensión-deformación del mismo.



### 3.2 Descripción de los modelos para simular los ensayos de placa.

En este apartado se describen los aspectos más importantes de los modelos utilizados. En la Figura 3.1 se aprecia la geometría utilizada que, como se analizó en el capítulo anterior, horizontalmente presenta una longitud igual a 4.5 veces el ancho del cimiento y verticalmente poseen una altura de 6 veces el ancho mencionado del centro de la base de la cimentación.



**Fig. 3.1.- Modelo para la simulación del ensayo in-situ.**

- **Modelo del material:** El modelo o criterio de comportamiento del suelo fue definido en el capítulo anterior, un modelo elasto-plástico el cual considera el criterio de discontinuidad plástica de Mohr-Coulomb.
- **Las condiciones de borde del dominio:**  
 En las fronteras laterales se limitó el desplazamiento horizontal  
 En la frontera inferior se limitó el desplazamiento horizontal y el vertical.
- **Malla utilizada:** La malla que se utilizó fue la obtenida del estudio realizado en el capítulo anterior.
- **Tipo de elemento finito:** Los elementos lineales (C3D8R) fueron utilizados para discretizar el dominio de cálculo.

Para modelar el ensayo de placa in-situ se definió de forma conveniente una cimentación rígida porque el modulo elástico de la placa del ensayo real es muy superior al de la arena.

Para ello fue usada la opción **\*EQUATION** para que todos los nodos bajo el cimientto tengan el mismo desplazamiento. Un desplazamiento vertical es aplicado en el nodo central. La carga total del cimiento es obtenido como la fuerza de reacción en el nodo central. La presión promedio del cimiento es la fuerza vertical dividida por el área del cimiento.

### 3.3 Calibración de los modelos a partir de las pruebas de cargas.

En los suelos friccionales como se explica en el capítulo1 es prácticamente imposible el muestreo y ensayo inalterado en el laboratorio, por lo que se ha incrementado incuestionablemente la importancia de los ensayos “in situ”.

En realidad, las características mecánicas del suelo no se conocen en su totalidad, por lo que para fines de esta investigación es necesaria la obtención de algunos parámetros mecánicos del suelo a través de la combinación entre ensayos “in situ” (pruebas de carga) y la modelación numérica. De forma resumida podemos señalar que la calibración consiste en establecer para qué propiedades de los materiales el modelo teórico se ajusta mejor a los resultados experimentales obtenidos en las pruebas de carga.

Con vistas a comprobar los resultados que se obtienen con la aplicación de la modelación numérica, se utilizaron varios ensayos “in situ” de carga sobre placas en arenas, que se realizaron en Cayo Santa María, al Norte de la Provincia de Villa Clara.

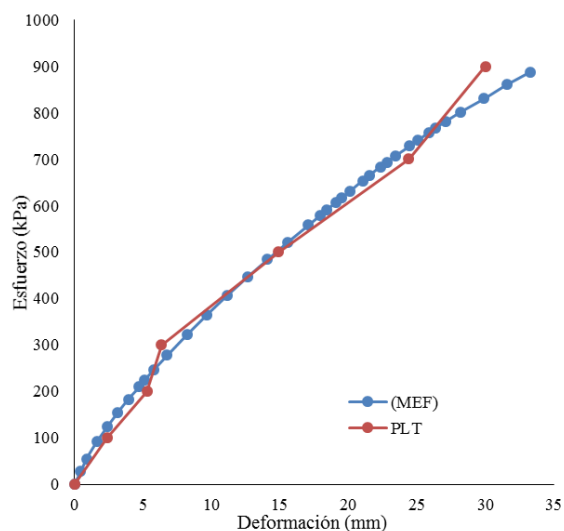
No Ensayo	Peso Específico ( $\gamma$ , kN/m <sup>3</sup> )	Angulo de Fricción Interna, ( $\phi$ )	Prof. Cim. (d, m)	Ancho de la Placa (Do, m)	Dilatancia relativa ( $\psi_r$ )	Angulo de dilatación ( $\psi$ )	Módulo de Deformación (Eo, kPa)
1	19	39	0.5	0.3	0.3	11.7	13 000
2	19	39	1.0	0.3	0.3	11.7	67 000
3	19.5	39	0.5	0.4	0.3	11.7	48 000
4	19.5	39	0.5	0.4	0.2	7.8	13 000
5	19.5	39	1.0	0.4	0.3	11.7	48 000
6	19.5	39	0.5	0.68	0.4	15.6	21 000

**Tabla 3.1.- Valores de calibración para placas cuadradas con los ensayos de placa “in situ”**

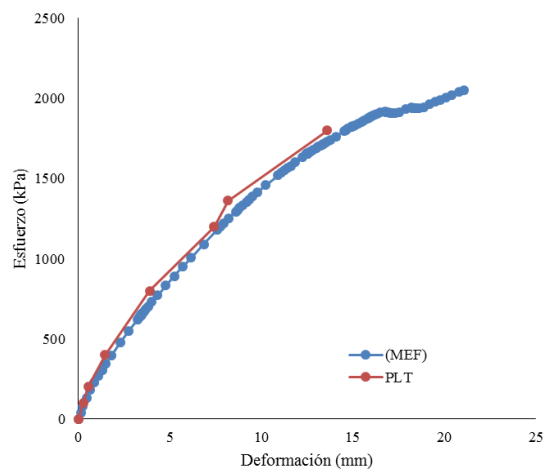
Considerando lo expuesto anteriormente, se analizaron en total 6 ensayos cuyas características se muestran en la tabla 3.1.

Para cada uno de los modelos desarrollados se muestran en la tabla 3.1 de forma resumida los valores correspondientes a las propiedades mecánicas de los materiales y la dilatación para las cuales las curvas de las pruebas de carga realizadas, se ajustan a las curvas obtenidas de la modelación. Para el coeficiente de Poisson según (Sowers 1979), recomienda que los valores típicos se encuentran entre 0.25 y 0.4. En el análisis numérico se definió un valor de 0.333 de forma conveniente para el coeficiente de Poisson.

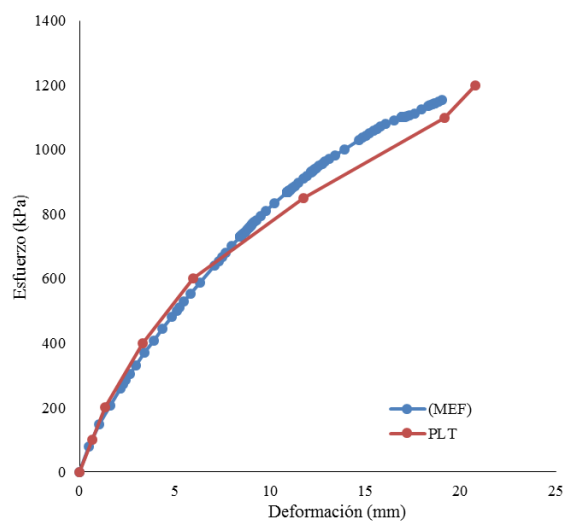
Implementando cada uno de estos ensayos en el ABAQUS/CAE, con la modelación en 3D, se obtuvieron los resultados que se muestran en la fig. 3.2. Donde se realiza una comparación entre las curvas tensión-deformación obtenida de los 6 ensayos de placas y las resultantes de la modelación numérica.



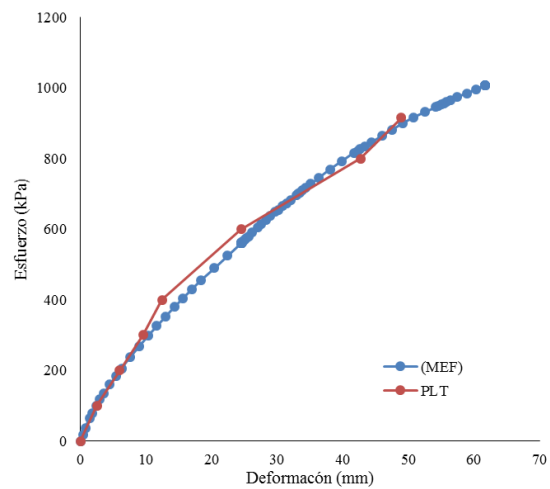
**a) Curvas tensión-deformación ensayo #1.**



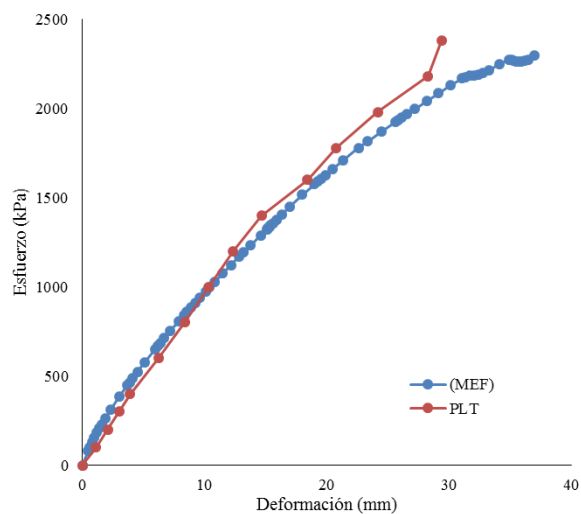
**b) Curvas tensión-deformación ensayo #2.**



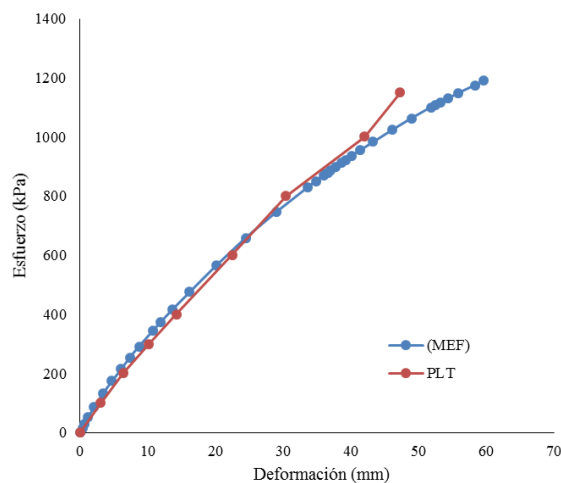
**c) Curvas tensión-deformación ensayo #3.**



**d) Curvas tensión-deformación ensayo #4.**



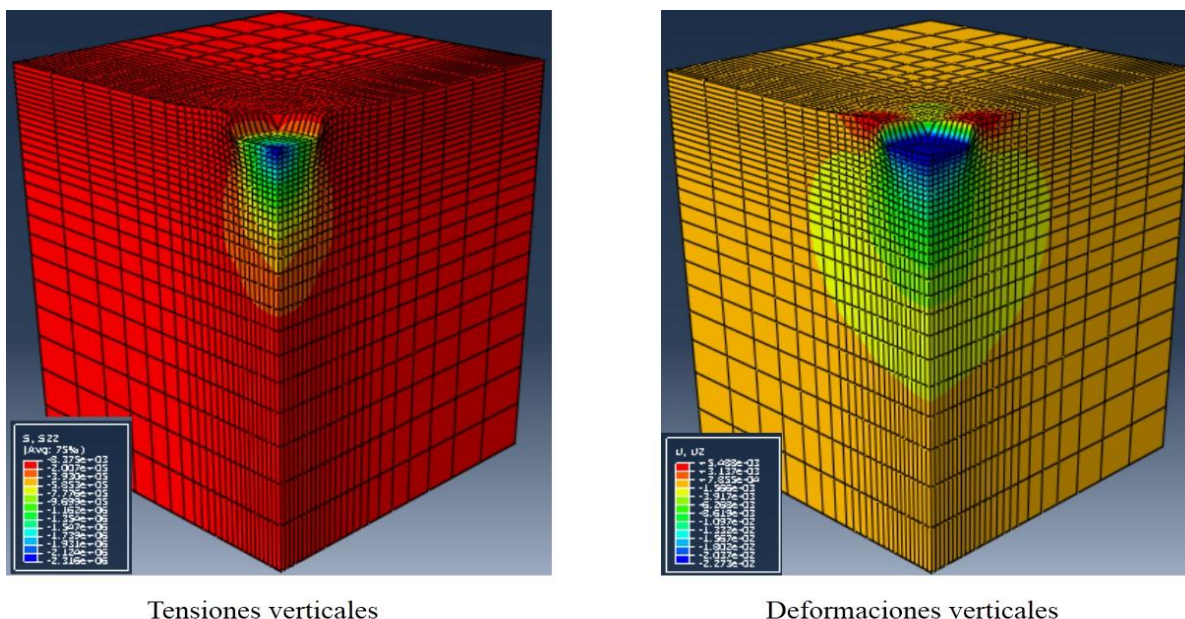
**e) Curvas tensión-deformación ensayo #5.**



**f) Curvas tensión-deformación ensayo #6.**

**Fig. 3.2.- Comparación entre los resultados obtenidos por la modelación numérica en el programa ABAQUS/CAE y los ensayos “in situ”.**

En la fig. 3.3 se puede observar de forma cuantitativa los resultados obtenidos de la modelación del ensayo de placa “in situ” #3, donde se muestran los contornos de las tensiones y las deformaciones verticales en el suelo bajo las cargas que producen el fallo.



**Fig. 3.3 Resultados de la modelación 3D, del ensayo de placa “in situ”# 3. ABAQUS/CAE versión 6.12-1.**

En el proceso de corrida de los ensayos en el programa ABAQUS/CAE se pudo verificar que el modelo geométrico, el modelo de las cargas y los materiales, implementado, ofrece resultados confiables para el análisis del comportamiento tenso-deformacional de los suelos friccionales, bajo las condiciones establecidas. Que permitieron comprobar la validez del modelo propuesto en el capítulo 2.

A partir de este punto se pasó a analizar:

- El efecto de la profundidad de cimentación en la variación de los esfuerzos en el suelo, y la variación del módulo de deformación del suelo con la profundidad. Aunque en los ensayos analizados, por ser placas pequeñas al aumentar la profundidad de cimentación, algunos resultados de estas tienden a dar un poco distorsionados.
- La relación asentamientos y áreas de la base en los suelos friccionales para una misma presión unitaria, que una vez más se observó que se comportan de manera muy características para estos suelos.

Una vez realizado, comprobado y finalizado el proceso anterior se procede a la validación de los métodos analíticos de cálculo de asentamientos no lineal con la modelación numérica en ABAQUS/CAE y los ensayos de placa in-situ.

### 3.4 Análisis de los métodos analíticos de cálculo de asentamiento no lineal.

A continuación se explica detalladamente el procedimiento y las consideraciones tomadas, para la obtención de las deformaciones en las bases de las cimentaciones, a través de cada uno de los métodos analíticos.

#### 3.4.1 Método de cálculo de asentamiento no Lineal, Malishev (1982).

Este método propone una expresión que pretende 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 ( $E_o$ ), y teniendo en cuenta diferentes factores que influyen en el comportamiento del mismo.

Primero se determinan los asentamientos lineales que se producen en la base para un valor de tensión igual a la Tensión Límite de Linealidad; considerando entonces que a partir de ese punto el suelo se va a comportar como un medio no lineal. Este primer paso puede llevarse a cabo por cualquiera de los métodos existentes, entre los que se encuentran el Método de la Capa Equivalente (Abalos 1978), el de la Potencia Limitada, el de Skempton-Bjerrum (De Armas 1986; Lima 1986) o el que establece la Norma Cubana de cimentaciones superficiales, el Método de Sumatoria de Capas (Quevedo 1994).

A partir de este punto, los asentamientos se determinan por la expresión.

$$S_{nolineal} = hm \frac{P-P1}{3E} \left\{ \frac{2(1+\mu)}{P2-P} [P2-P1-(q2-q1)] + \frac{1-2\mu}{P2-P1} [P2-P1+2(q2-q1)] \right\} + S_{lineal} \quad [3.1]$$

#### Atendiendo a la siguiente metodología de cálculo:

- 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:
 
$$P1' = P1 - \gamma \cdot d \quad [3.2]$$
- 3) Calcular el asentamiento lineal que se produce para una presión  $P1$ .
- 4) Determinar el valor de la  $h_{media}$ .

$$h_{media} = \frac{S_{lineal} E (1 - \mu)}{P1 (1 + \mu) (1 - 2\mu)} \quad [3.3]$$

- 5) Obtener el valor de q1, que representa el estado de reposo del suelo, por la siguiente expresión:

$$q_1 = \frac{\mu}{1 - \mu} \cdot P1 \quad [3.4]$$

- 6) Calcular 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.

$$P2 = q_{br} (\varphi, \gamma) \quad [3.5]$$

- 7) Determinar el valor de q2, según la siguiente expresión:

$$q2 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \cdot P2 - \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad [3.6]$$

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.

- 8) Calcular el valor de K que está expresada como:

$$K = \frac{E}{1 - 2\mu} \quad [3.7]$$

- 9) Verificar la siguiente condición  $P1 \leq P_{act.media} \leq P2$ , 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.
- 10) Cálculo del asentamiento No Lineal para la tensión actuante  $P_{act.media}$  utilizando la expresión [3.1].

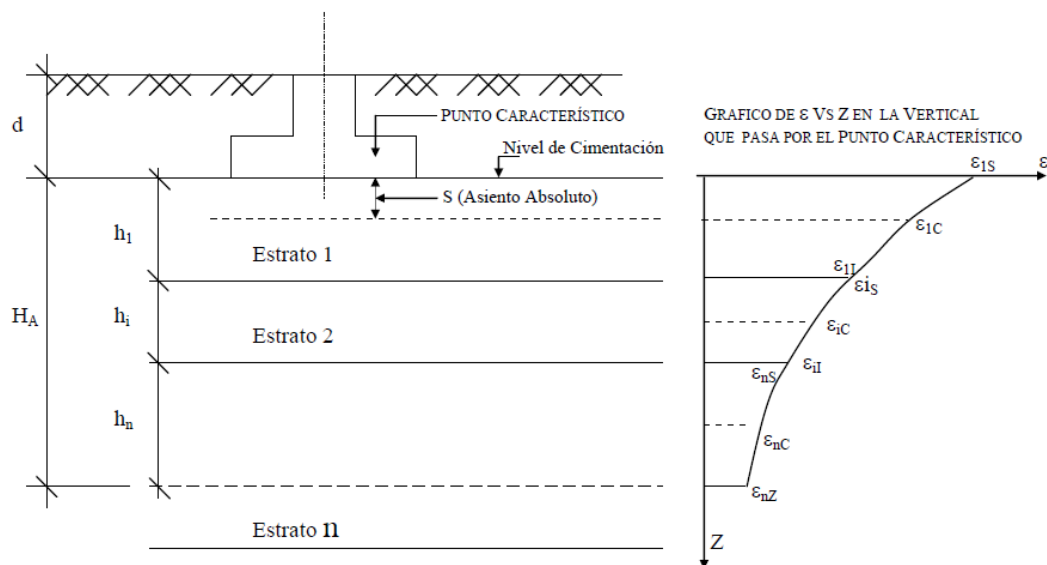
### 3.4.2 Método de cálculo de asentamiento no Lineal. Propuesta de Duncan-Chang (1970).

Los autores proponen determinar los asentamientos en la zona de comportamiento no lineal introduciendo una ecuación para la obtención del módulo de deformación general (Es) que simula la degradación del módulo inicial del terreno (Eo) para cada punto, según la cantidad de estratos que muestre el perfil del suelo, hasta una profundidad igual a la potencia activa.



Es válido aclarar que si se desea obtener una curva de comportamiento tenso-deformacional del suelo, la degradación del módulo inicial del terreno debe aplicarse desde la zona de comportamiento elástico o lineal, según los valores de presiones para los cuales se quiera determinar.

Este cálculo de asentamientos no lineales se puede implementar a través de la utilización del Método de Sumatoria de Capas, que se expone a continuación:



**Fig. 3.3.- Método de Sumatoria de Capas para el cálculo de asentamientos absolutos.**

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{6} (\epsilon_{iS} + 4\epsilon_{iC} + \epsilon_{iI}) \quad [3.8]$$

Donde:

- $S_c$  - asiento absoluto de la base.
- $n$ : - cantidad de estratos por debajo del nivel de solera hasta una profundidad igual a la potencia activa ( $H_a$ ).
- $H_i$ : - espesor del estrato (i) existente por debajo del nivel de solera hasta una profundidad igual a la potencia activa.
- $\epsilon_{iS}$ : - variación de la deformación unitaria vertical en un punto de la frontera superior del estrato (i) calculada en una vertical que pasa por el punto característico.

$\varepsilon_{ic}$ : - igual, pero en el centro del estrato (i).

$\varepsilon_{il}$ : - igual, pero en la frontera inferior del estrato (i).

La variación de la deformación unitaria vertical en un punto se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_{zp}}{E_s} \quad [3.9]$$

Donde:

$\sigma_{zp}$  - incremento de la presión efectiva vertical en el punto de la masa de suelo donde se determinará, el cual es producido por las cargas impuestas a esta.

$E_s$  - degradación del módulo inicial del terreno en el punto de la masa de suelo donde se determinará.

Determinándose el valor de  $E_s$  mediante la siguiente ecuación:

$$E_s = E_0 \times \left( 1 - \frac{\sigma_{zp}}{q_{br}} \right)$$

Donde:

$E_0$  - módulo inicial del suelo.

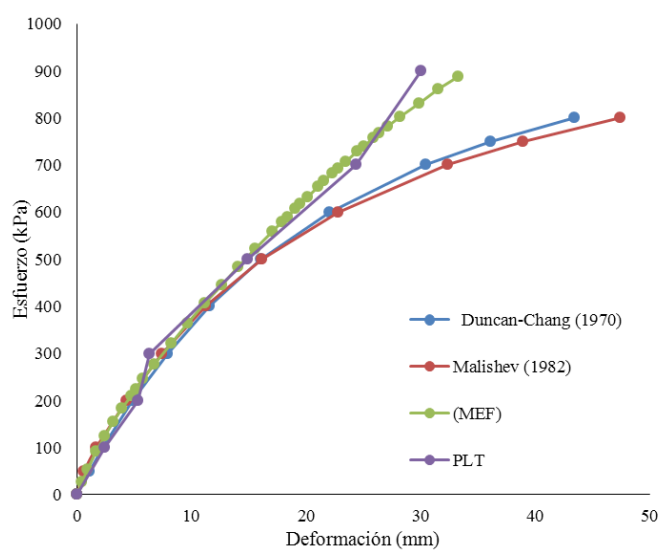
$q_{br}$  - capacidad última de soporte del suelo.

### 3.4.3 Comprobación de los métodos analíticos de cálculo de asentamiento no lineal con los resultados de la modelación en 3D y los ensayos de placa “in situ”.

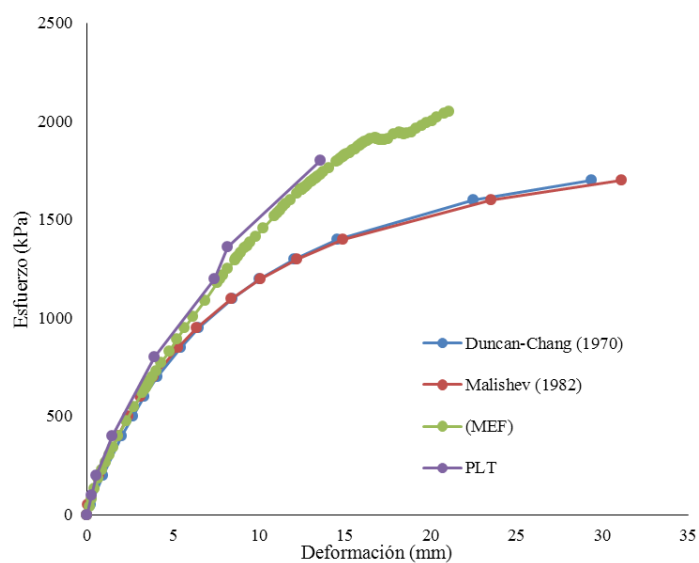
En este epígrafe se solucionaron los casos de las pruebas de placa “in situ” analizados anteriormente por los dos métodos analíticos expuestos (véase Anexos) y se obtuvieron los resultados que se discutirán en el mismo.

En las fig. 3.4 se expondrán las curvas tensión-deformación, obtenidas de los diferentes ensayos de cargas realizados en el Cayo Santa María, donde se podrá comprobar qué nivel de aproximación brindan estos métodos de cálculo, respecto al comportamiento real del suelo.

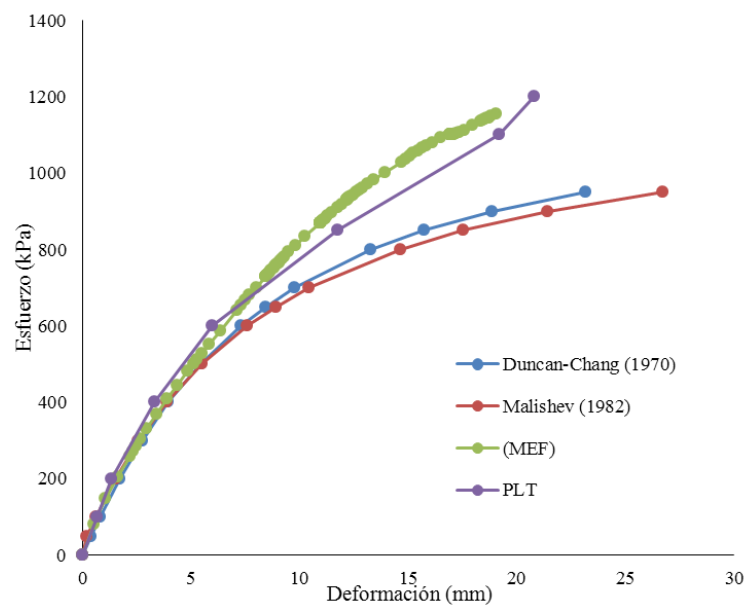
Las deformaciones se calcularan bajo el centro pues las placas utilizadas en los ensayos se consideran rígidas, y por tanto el desplazamiento será similar bajo cualquier punto de la base de la misma.



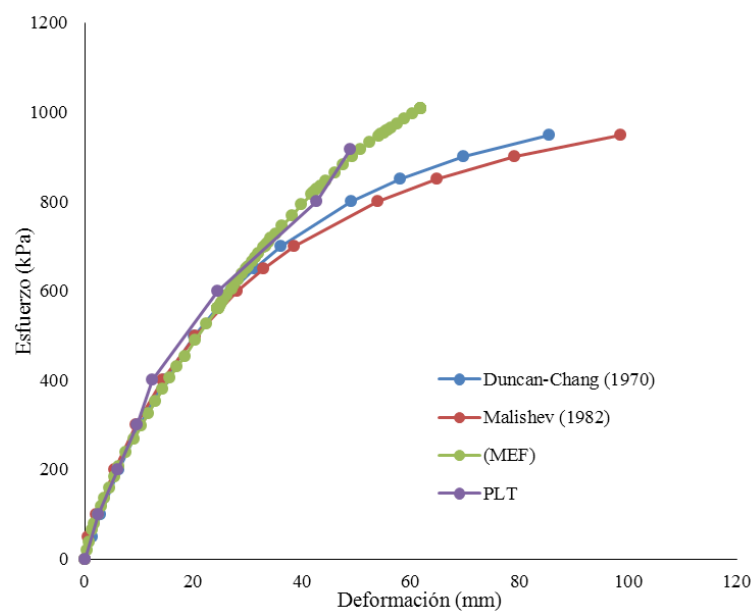
**a) Curvas tensión-deformación ensayo #1.**



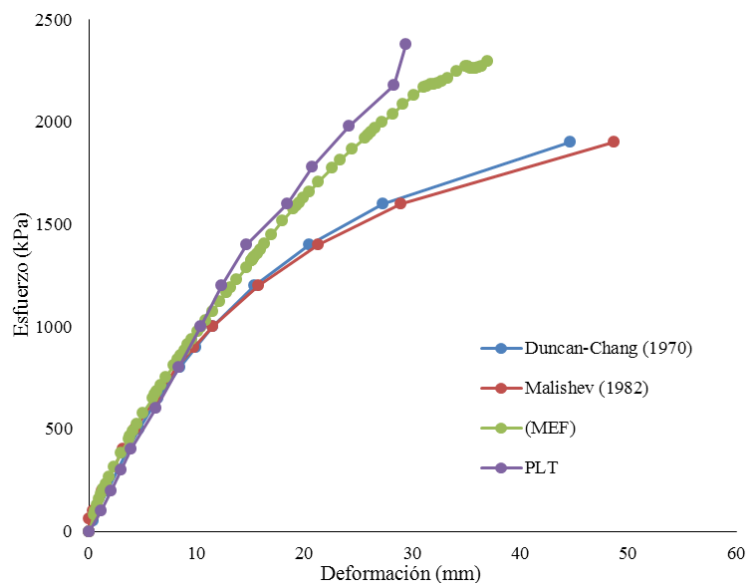
**b) Curvas tensión-deformación ensayo #2.**



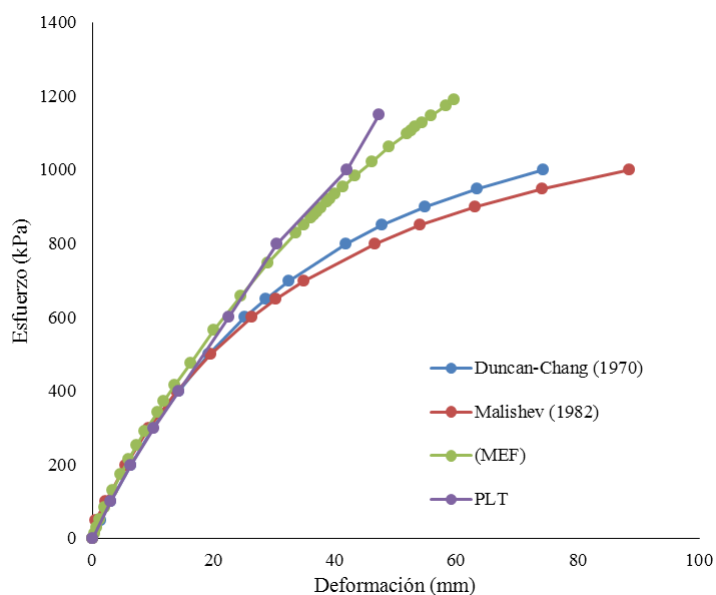
**c) Curvas tensión-deformación ensayo #3.**



**d) Curvas tensión-deformación ensayo #4.**



**e) Curvas tensión-deformación ensayo #5.**



**f) Curvas tensión-deformación ensayo #6.**

**Fig. 3.4.- Curvas tensión-deformación según los métodos analíticos, resultados de ensayo “in situ” y la modelación numérica.**

Si se analizan detenidamente los resultados que se muestran en las gráficas anteriores, se puede concluir que los métodos no lineales de Malishev (1982) y Duncan-Chang (1970) para el cálculo de asentamientos propuestos, brindan resultados acertados. Observándose las mayores diferencias para valores próximos a la capacidad de carga de rotura del terreno. Se comprueba una vez mas que el mejor ajuste de los resultados, entre los metodos analiticos y

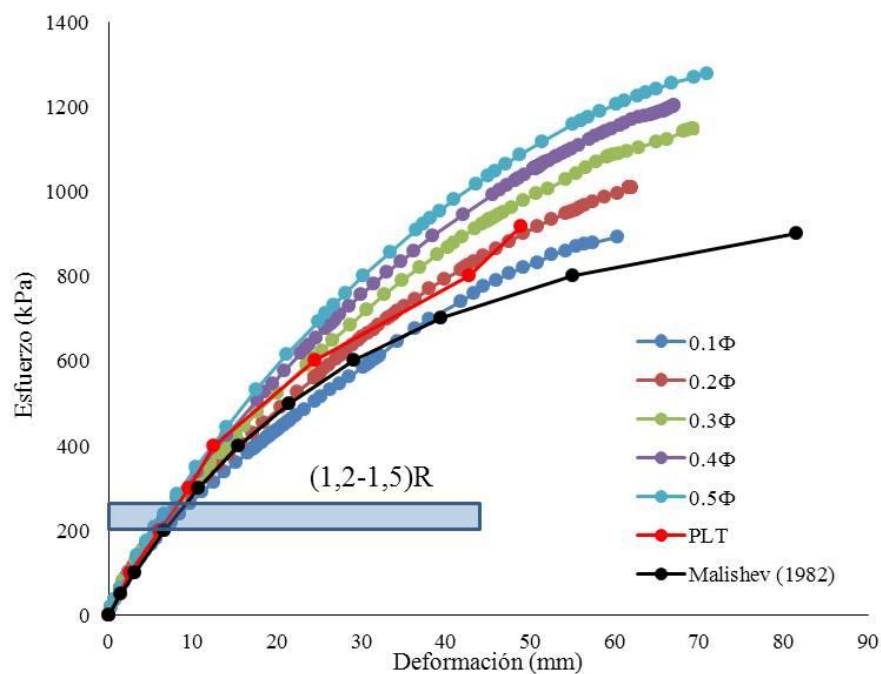
las pruebas de placa, se encuentra en un intervalo entre  $R$  y hasta  $1,8 R$ . Aunque en la realidad el intervalo usable en el diseño en la generalidad de los casos estará entre  $R$  y  $(1.2 - 1.5) R$ , ya que los asientos límites admisibles van a determinar el diseño, y a su vez el esfuerzo actuante en el suelo va a estar en correspondencia con los medios admisibles para la mente tradicional ingenieril en el país.

Con la modelación numérica en 3D, implementando el modelo expuesto en el capítulo anterior, se ha podido corroborar el comportamiento de las bases de cimentaciones en suelos friccionales, para cimientos cuadrados con carga vertical central, y sobre carga circundante uniforme.

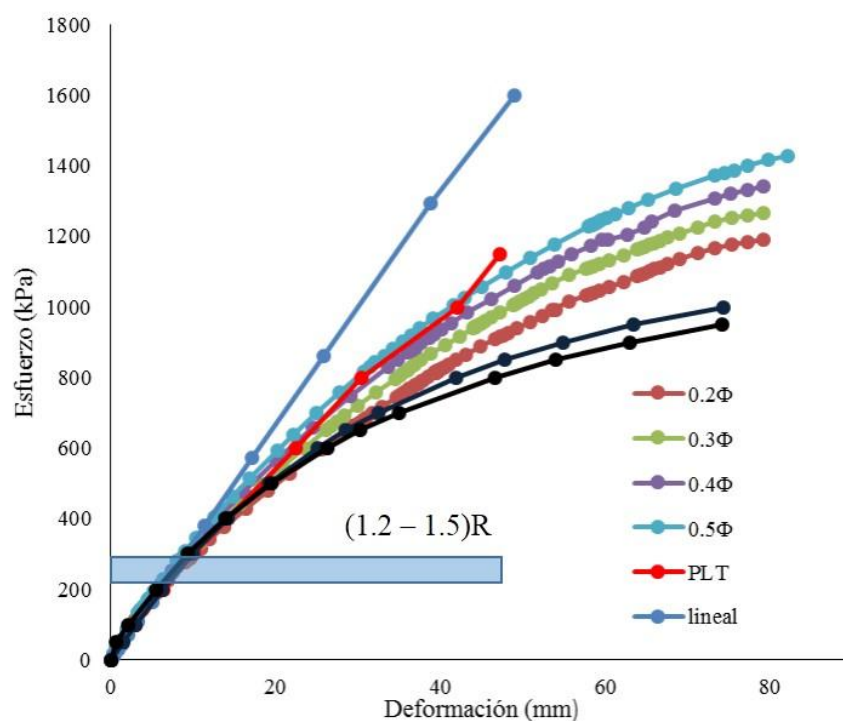
Las diferencias obtenidas del análisis de los modelos corridos por métodos numéricos respecto a los métodos analíticos, pueden estar influenciados por la consideración o no, en el análisis, del término dilatación.

#### **3.4.3.1 Análisis del efecto de la dilatación.**

El ángulo de dilatación puede influir en los resultados obtenidos del análisis de elementos finitos para determinar el comportamiento tenso-deformacional de los suelos friccionales, al usar el modelo elástico-plástico con criterio de Mohr-Coulomb, como se muestra en fig. 3.5. El análisis con un ángulo más alto de dilatación predice una presión vertical superior durante el curso de la deformación de la cimentación, y la de capacidad de carga aumenta considerablemente.



**Fig. 3.5** Curvas tensión-deformación con diferente dilatancia comparada con el método de Malishev, y los resultados reales del ensayo # 4.



**Fig. 3.6** Curvas tensión-deformación con diferente dilatancia comprada con el método de Malishev, y los resultados reales del ensayo # 6.

Este análisis se centró en valores entre 0,1 y 0,5 del cociente entre el ángulo de dilatación y el ángulo de fricción, denominándose a esta relación *dilatancia relativa* (Simanca, 1999).

De los resultados mostrados se puede concluir que para una dilatancia relativa de 0.2 para el ensayo 4 y una de 0.4 para el ensayo 6, se obtienen valores muy similares a los obtenidos de las pruebas de placa “in situ”, lo que evidencia la certeza del modelo implementado usando Métodos Numéricos y el modelo constitutivo del material seleccionado, que sí toma en cuenta la influencia de la dilatancia en el comportamiento real del suelo; y verifica los planteamientos teóricos expuestos por varios autores en trabajos precedentes (Simanca, 1999).

A diferencia, el método analítico de Malishev no toma en cuenta este parámetro, y es uno de los aspectos que puede definir las diferencias que se observan entre los resultados obtenidos entre este y la modelación numérica, que sí se aproxima a los resultados reales de la pruebas de placa. Sobre todo en la zona donde más nos acercamos a la falla es donde existen las mayores divergencias.

Por otra parte el Método de Duncan, es un método empírico aproximado, que tampoco toma en cuenta la dilatancia, y se comporta de igual forma.

Como en la realidad el intervalo usable es entre (1.2-1.5) R para el cálculo de los asentamientos, la dilatancia no tiene un efecto muy significativo en los resultados para este rango por encontrarse muy próximo al valor de la tensión límite de linealidad. La dilatancia se va a manifestar como un parámetro característico e influyente en la zona de comportamiento plástico del suelo más cercana a la falla del mismo.

Si se tomara un modelo de comportamiento lineal del suelo, los resultados de asentamientos obtenidos estarían muy por debajo de los valores reales estimados (Fig. 3.6), y se incurrirían en errores importantes de cálculo que influirían en seguridad del diseño, y por otra parte en llegar a soluciones irracionales de los mismos.

Una vez obtenidos los resultados de la modelación de las placas cuadradas mediante el programa ABAQUS/CAE con base matemática en el método de los Elementos Finitos, se evidencio :



- El análisis realizado ha demostrado, que la aplicación de métodos analíticos para el cálculo de asentamientos no Lineales, ofrecen resultados satisfactorios y muy aproximados a los reales que se obtienen de las pruebas de placa.
- Las diferencias más notables entre los métodos de Duncan-Chang (1970) y Malishev (1982) con los de la modelación numérica, están alrededor de los esfuerzos de rotura del suelo.
- La dilatancia tiene una influencia realmente notable, a partir de la zona de comportamiento tenso-deformacional No Lineal del suelo, hasta la falla del mismo.

#### **4. Diseño Geotécnico de varias cimentaciones de dimensiones reales.**

Se realizará el análisis de varias cimentaciones superficiales de dimensiones reales aplicando la metodología propuesta para el diseño geotécnico en suelos friccionales por (González-Cueto 2001), con el objetivo de confirmar que aplicando métodos no lineales para el cálculo de asentamientos en los suelos friccionales, se logra un mejor aprovechamiento de las propiedades de los mismos, los asentamientos son obtenidos a partir de los métodos teóricos analizados en el capítulo anterior y la modelación numérica 3D.

##### **4.1 Metodología de diseño para las cimentaciones superficiales en arenas.**

La metodología actual para el cálculo de los asentamientos, propuesta por (González-Cueto 2001) en la Norma de Diseño geotécnico (NC 1: 2007), no limita al suelo a un comportamiento lineal, al existir la posibilidad del cálculo de asentamientos no lineales. Esta metodología plantea la posibilidad de no tener que calcular obligatoriamente la Tensión Límite de Linealidad, pero debe tenerse gran cuidado en saber determinar cuándo se puede obviar este paso y cuando no.

- Si se está seguro que el área por el Criterio de Estabilidad (1<sup>er</sup> Estado Límite) da menores dimensiones que al chequear la condición Límite de Linealidad, se puede pasar directamente al cálculo de los asentamientos No Lineales.

- Si existe alguna incertidumbre, sobre cuál de los dos criterios primará en el diseño debe calcularse el área de la base por las dos vías, y en caso de que el área de Estabilidad resulte mayor que la de Linealidad, solamente se calcularán los asentamientos lineales y no habrá necesidad de calcular asentamientos no lineales.

En una y otra situación, siguiendo el proceso algorítmico definido en el diagrama de flujo de la fig. 4.1, se encontrará la metodología de diseño correcta, ya que en este esquema se consideran todas 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 ( $P1$ ) y menor que la capacidad de carga del suelo ( $P2$ ), es decir  $P1 < P_{actuante} < P2$ .

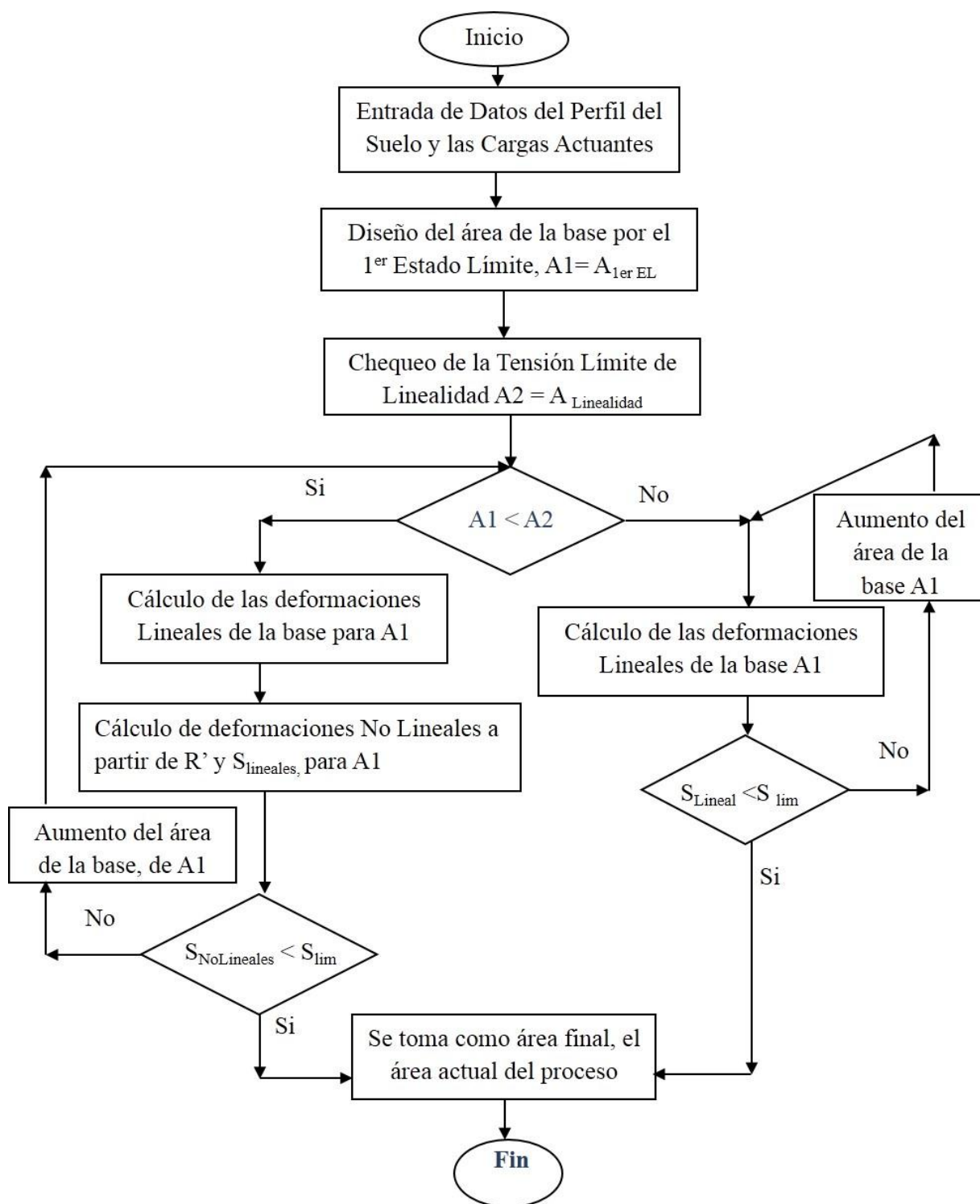


Fig.4.1.- Algoritmo para el Diseño de Cimentaciones en Arenas.

## 4.2 Diseño geotécnico de las cimentaciones

Haciendo uso de la metodología de diseño mostrada anteriormente se procede al diseño geotécnico por el Método de los Estados Límites de tres cimentaciones del proyecto del hotel Donaire en Varadero, también se incluye el cálculo de las deformaciones No Lineales en las mismas.

Primeramente se realizó todo un análisis completo de las combinaciones de cargas actuantes que llegan a las cimentaciones, obteniéndose las combinaciones de cargas para el diseño por Estabilidad y por Deformación del área de las cimentaciones. En la tabla 4.1 se muestran las cargas actuantes para cada tipo de cimentación, los valores de Momento y carga Horizontal que se tomarán en cuenta para el 1er Estado Limite, son producto de la carga especial de viento.

Tipo	N (kN)	M (kN-m)	H (kN)	Ncp	Nct <sub>ld</sub>	Nct <sub>cd</sub>
I	1200	50	20	840	180	180
II	640	50	20	448	96	96
III	3750	0	0	2625	562.5	562.5

**Tabla 4.1.- Cargas actuantes en cada tipo de cimentación.**

Como es conocido, en cada Estado Límite, las combinaciones de cargas para el diseño son diferentes, por lo que el estado tensional con que se trabajará en cada uno será diferente.

En la tabla 4.2 se resumen las combinaciones de cargas críticas que se emplearán en los diseños del 1<sup>er</sup> E.L, el cual se diseña para condiciones de trabajo últimas, y por tanto se trabaja con valores de cálculo.

Tipo	De Cálculo			Normativas			Combinaciones para el 1 <sup>er</sup> EL
	N* (kN)	M* (kN-m)	H* (kN)	N (kN)	M (kN-m)	H (kN)	
I	1368	65	26	1200	50	20	(1.2) CP + CT + (1.3) CE <sub>viento</sub>
II	403.2	65	26	448	50	20	(0.9) CP + (1.3) CE <sub>viento</sub>
III	4331.25	0	0	3750	0	0	(1.2) CP + (1.6) CT

**Tabla 4.2- Combinación de Carga crítica para el diseño por Estabilidad.**

En la tabla 4.3 se muestran los resultados para el 2<sup>do</sup> E.L. Se consideran condiciones de servicio, y se trabaja con valores normativos para la combinación de carga: CP+CT<sub>ld</sub>

Tipo	Normativas		
	N (kN)	M (kN-m)	H (kN)
I	1020	0	0
II	544	0	0
III	3187.5	0	0

**Tabla 4.3.- Combinación de Carga para el diseño por Deformación.**

Para la realización del análisis se tomaron las características físico mecánicas del suelo para las cimentaciones del proyecto de construcción del Hotel "Don Aire" en Varadero.

Las propiedades del suelo son:

- Módulo de Deformación General: 17 500 Mpa
- Angulo de Fricción Interna: 34 °
- Pesos específico húmedo de 17 kN/m<sup>3</sup>
- Profundidad de cimentación de 1.75 m,
- Rectangularidad de l/b=1,
- Sobrecarga circundante cero (0)
- Profundidad de cálculo de 1.75 m
- Nivel Freático a una profundidad de 1.95m
- Peso específico sumergido de 10 kN/m<sup>3</sup>

Con todos estos datos se procedió al diseño geotécnico de las cimentaciones, tomando como Método de diseño los Estados Límites. Los resultados obtenidos en el diseño de las áreas de la base, se muestran en la tabla 4.4.

Tipo	Dimensiones de B y L (m)		Asentamientos Lineales (cm)
	Estabilidad	Deformación	
I	1.4 x 1.4	1.9 x 1.9	3.5
II	1.2 x 1.2	1.45 x 1.45	2.32
III	2.15 x 2.15	3.15 x 3.15	6.9

**Tabla. 4.4.- Resultados de las áreas de la base del diseño por estabilidad y deformación.**

Como se puede observar en la tabla 4.4 para los tres diseños realizados el criterio que predominó fue el de linealidad. También es válido destacar que en todos los casos analizados los asentamientos absolutos que se originan en la base de la cimentación son mucho menores que los valores permisibles, el cual fue tomado como de 12 cm.

Por lo que es necesario ir al cálculo de los asentamientos no lineales para lograr una disminución del área de la base y un mejor aprovechamiento de la capacidad portante del suelo, debido a que con el área que se obtuvo por el criterio de linealidad se alcanzan valores considerablemente mayores de la capacidad de carga, respecto a la carga actuante, llevando a un diseño irracional de dicha cimentación, y los asentamientos.

#### 4.2.1 Cálculo de asentamientos No lineales mediante los Métodos Analíticos.

Empleando la metodología presentada anteriormente se pasó al cálculo de los asentamientos no lineales. Primeramente se tomó como dimensiones iniciales, las que se obtuvieron del criterio de estabilidad y comprobar que los asentamientos, no supere el valor límite establecido 12 cm. Los asentamientos fueron calculados para el punto característico del cimienta por el método de Malishev (1982) y Duncan-Chang (1970). Los resultados se muestran a continuación, en la tabla 4.5.

Realizando este análisis se comprueba que el asentamiento absoluto producto de las cargas actuantes para las dimensiones iniciales no sobrepasa el límite permisible.

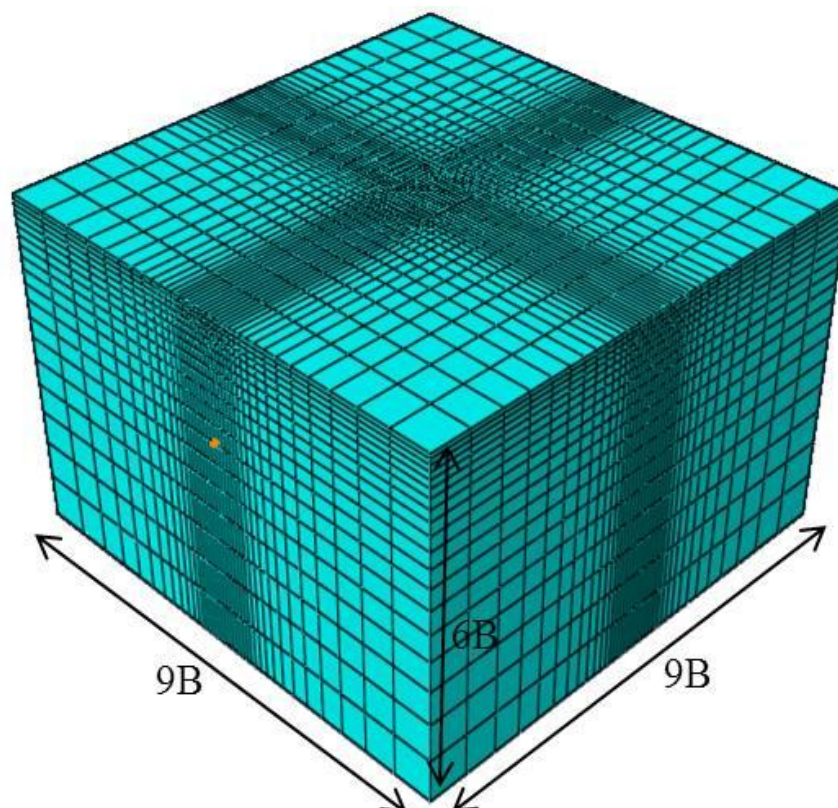
Tipo	Dimensiones de B y L (m)	Asentamientos Lineales (cm)	
		Malishev	Duncan-Chang
I	1.4 x 1.4	4.27	4.7
II	1.2 x 1.2	2.47	2.84
III	2.15 x 2.15	9.23	10.06

**Tabla 4.5.- Resultados del área de la base por los métodos no lineales.**

#### 4.2.2 Descripción del modelo propuesto.

En este apartado se describen los aspectos más importantes de los modelos utilizados para el estudio del comportamiento tenso-deformacional de las cimentaciones de dimensiones reales.

En la fig. 4.2 se aprecia la geometría utilizada que, como se analizó en el capítulo 2, horizontalmente presenta una longitud igual a 9 veces el ancho del cimiento y verticalmente poseen una altura de 6 veces el ancho mencionado del centro de la base de la cimentación. Los modelos o criterios de comportamiento de los materiales también fueron definidos en el capítulo 2.



**Fig. 4.2.- Modelo para la simulación de las cimentaciones con dimensiones reales.**

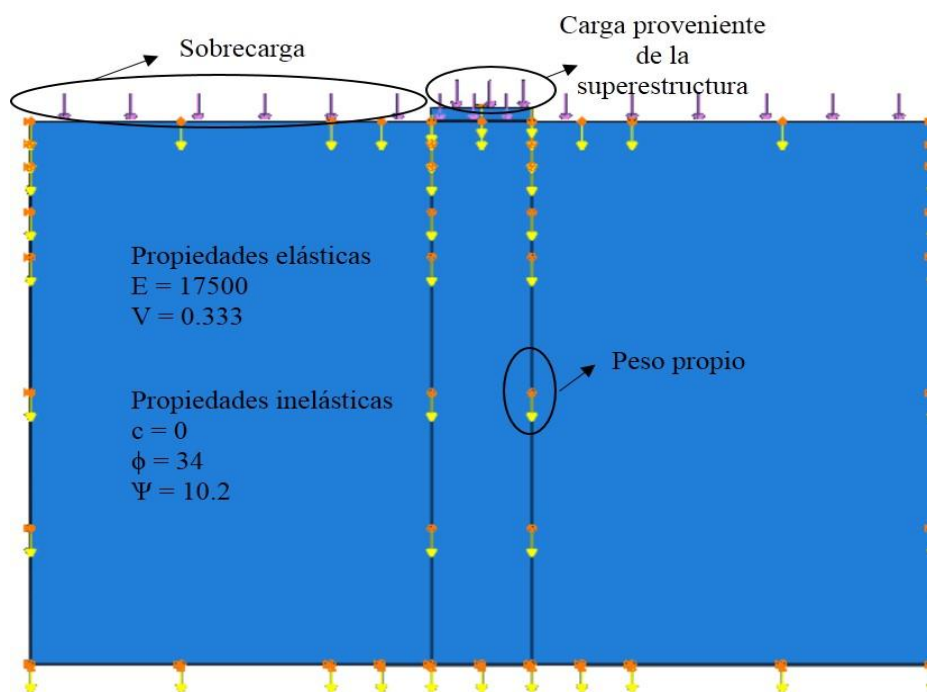
- Para el suelo se definió, un modelo elasto-plástico el cual considera el criterio de discontinuidad plástica de Mohr-Coulomb y para el caso del cimiento un modelo lineal elástico con módulo de Young ( $E = 21.46e6$  kPa) y coeficiente de Poisson ( $\nu = 0.2$ ), para simplificar el análisis.
- Las condiciones de borde del dominio:

En las fronteras laterales se limitó el desplazamiento horizontal

En la frontera inferior se limitó el desplazamiento horizontal y el vertical.

- Malla utilizada: La malla que se utilizó fue la obtenida del estudio realizado en el segundo capítulo.

- Tipo de elemento finito: Los elementos lineales (C3D8R) fueron utilizados para discretizar el dominio de cálculo.
- Carga aplicada: La carga concentrada se distribuye sobre el cimiento de forma tal que la resultante tenga las características que se desea. En la fig. 4.3 se muestran las cargas consideradas en el modelo y las propiedades elásticas e inelástica del material.
- Procedimiento para el análisis: El análisis consiste en tres pasos fundamentales, el primer paso simula la distribución de presiones en el suelo, en este paso la fuerza de gravedad es aplicada a los elementos que modelan el suelo acorde a la densidad definida para el suelo. En el segundo paso el cimiento es colocado en la superficie del suelo y la interacción entre el suelo y el cimiento es activada, el peso propio del cimiento es aplicado en el centro de gravedad del cimiento. En el tercer paso la carga proveniente de la superestructura es aplicada en el cimiento.



**Fig. 4.3-Cargas y propiedades consideradas en el modelo.**

Para la modelación se definió una cimentación flexible donde los asentamientos fueron calculados en el punto característico de la cimentación. Para definir la frontera entre el comportamiento rígido y flexible de la cimentación se evalúa la rigidez relativa suelo-



cimiento a partir del criterio analítico propuesto por (Meli Piralla 1986) para cimentaciones rectangulares, expresión [4.1].

$$K = \frac{E}{E_s} \cdot \left( \frac{h}{L} \right)^3 \geq 6 \quad [4.1]$$

Donde:

L – Longitud de la cimentación.

$E_s$  – Modulo de deformación del suelo.

E – Modulo de deformación del hormigón.

h – Peralto de la cimentación.

Si sucede que  $K \geq 6$ , según la expresión usada, la cimentación será rígida y si  $K < 6$ , la cimentación será flexible.

Para nuestro caso de estudio se tienen tres cimentaciones rectangulares con dimensiones diferentes, en la tabla 4.6 se muestran los resultados del estudio para definir el comportamiento flexible de las cimentaciones superficiales.

Tipo	E (MPa)	$E_s$ (kPa)	L (m)	h (m)	K adm	Observaciones
I	21 460	17 5000	1.4	0.2	3.57	$K < 6$
II	21 460	17 5000	1.2	0.18	4.1	$K < 6$
III	21 460	17 5000	2.15	0.3	3.33	$K < 6$

**Tabla 4.6- Características de los cimientos para garantizar el comportamiento flexible.**

#### **4.2.3 Comparación de los resultados de la modelación numérica 3D con los obtenidos por los Métodos Analíticos.**

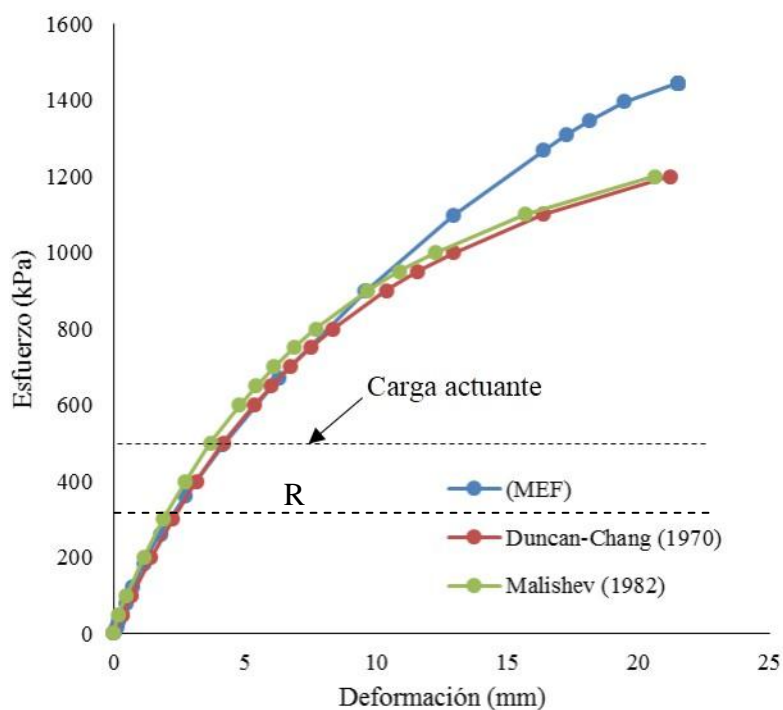
Una vez calculados los asentamientos por los métodos analíticos de Malishev y Duncan-Chang en la zona de comportamiento no lineal, tomando en cuenta las cargas normativas para el Segundo Estado Límite, se pasa al cálculo de los asentamiento a través de la modelación numérica 3D en ABAQUS/CAE, un resumen de estos resultados se muestran en la tabla 4.7.

Ninguno de estos valores supera el valor de deformación límite establecido para este caso 12 cm.

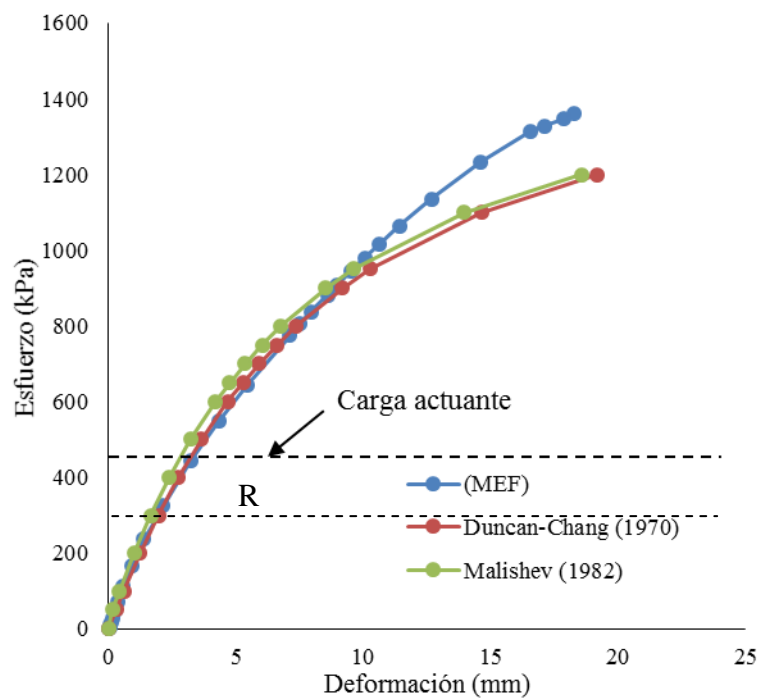
Valores de asentamiento no lineal en (cm)			
Tipo	Malishev (1982)	Duncan y Chang (1970)	ABAQUS/CAE
I	4.27	4.7	4.71
II	2.47	2.84	2.85
III	9.23	10.06	9.95

**Tabla 4.7.- Resultados de asentamiento no lineal.**

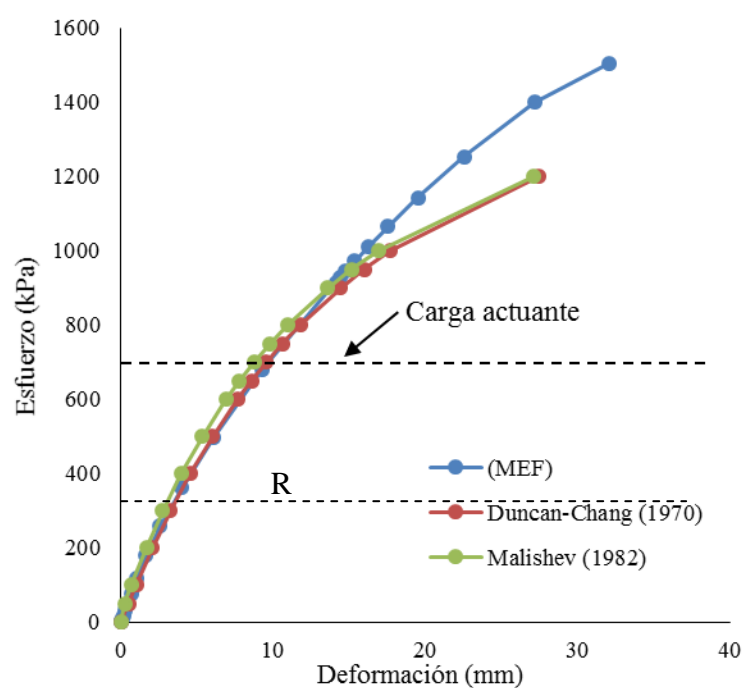
En la siguiente fig. 4.4 se observan los resultados que se obtuvieron de realizar una comparación entre las curvas tensión-deformación obtenida por los métodos analíticos y las resultantes de la modelación numérica en 3D.



**a) Curvas tensión-deformación para el cemento tipo I**



#### b) Curvas tensión-deformación para el cemento tipo II



#### c) Curvas tensión-deformación para el cemento tipo III

Fig.4.4.- Comportamiento tenso-deformacional del suelo, obtenido por los métodos analíticos y la modelación numérica.

A partir del análisis realizado se logra una gran reducción del área de la base para los tres tipos de cimentaciones, tabla 4.8. A medida que aumente el número de cimentaciones pertenecientes a un mismo objeto de obra en este tipo de suelo, a las cuales se le aplique la metodología de diseño utilizada para el cálculo de las deformaciones, se logrará una mayor reducción de los costos en la etapa de cimentación por concepto de empleo de materiales, uso de equipos y mano de obra.

Tipo	Área por el 1 <sup>er</sup> EL (Capacidad de Carga)	Área por el 2 <sup>do</sup> EL.(Linealidad)	Diferencia entre áreas
I	1.96	3.61	1.65
II	1.44	2.1	0.66
III	4.62	9.9	5.28

**Tabla 4.8.- Áreas determinadas en cada análisis.**

Pudiendo evidenciarse los siguientes elementos en el análisis del comportamiento de las cimentaciones sobre suelos friccionales.

- En los suelos friccionales el Estado Límite que predomina es el de deformación, por lo que aplicar métodos lineales implica desaprovechar la capacidad portante de estos terrenos, mientras que los métodos no lineales para el cálculo de los asentamientos en las bases de las cimentaciones superficiales permite una reducción del área de la misma conduciendo a diseños más acertados y económicos.
- Se obtiene como resultado una reducción del área de la base para los ejemplos analizados con respecto a la obtenida por el Segundo Estado Límite (Linealidad), corroborando que la aplicación de métodos no lineales para el cálculo de las deformaciones permite un diseño geotécnico más económico, lográndose una reducción de los costos por concepto de empleo de materiales, uso de equipos y mano de obra.
- Se ha podido comprobar con la modelación numérica el comportamiento tenso deformacional del suelo, en la etapa no lineal, y como los asentamientos en esta

etapa pueden ser estimados de forma bastante aproximada utilizando los métodos analíticos propuestos.

## CONCLUSIONES

A partir del análisis de los resultados obtenidos en el presente trabajo se arriba a las siguientes conclusiones:

- El procedimiento seguido durante la implementación de los modelos en el software profesional ABAQUS, definió en gran medida la correcta simulación del problema real, objeto de simulación.
- Las principales diferencias entre los resultados obtenidos por la modelación numérica y los métodos analíticos, se encuentran en el entorno de los esfuerzos de rotura del suelo. Lo cual puede estar influenciado por el efecto de la dilatancia en el suelo.
- Se comprobó una vez más la necesidad del cálculo de Asentamientos No Lineales en los suelos friccionales, para la obtención de diseños más racionales, y acordes a las capacidades resistentes de estos suelos.
- Los ejemplos prácticos implementados , permitieron constatar, el predominio del Segundo Estado Límite en el diseño de las bases de cimentaciones en suelos friccionales, y los métodos analíticos de Malishev y Duncan-Chang, en el intervalo de presiones de  $R$  a  $(1.2 - 1.5) R$ , arrojan resultados muy similares entre sí, y con la modelación numérica implementada.
- Existirán problemáticas de la realidad, que para el cálculo de los asentamientos en zonas no lineal, no podrán ser resueltos por métodos analíticos o simplificados, sino que se tendrá que ir de forma obligatoria a la modelación numérica para obtener los resultados reales requeridos.

## BIBLIOGRAFIA

- Abalos Macias, M. A. (1975) “Recomendaciones para el cálculo de una zapata circular.”  
Revista de Ingeniería Civil. Ciudad de la Habana, Cuba. No. 2. 74 pág.
- ABAQUS Theory Manual. ABAQUS /CAE. (2003.) Versión 6.4. Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.
- 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.
- Becker D. E. (1996) “Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit States Design for Foundations. Part II. Development for the National Building Code of Canada”. Canadian Geotechnical Journal 33: 984 – 1007.
- Beltrán, F. (1999) “Teoría general del método de los elementos finitos.” Curso doctorado 1998-1999. Departamento de mecánica estructural y construcciones industriales, ETS Ingenieros Industriales. Madrid. 145 pág..
- 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 (1975.). “Método de los elementos finitos en ingeniería civil.” Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

- 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.
- Cameron. D. A and Carter. J.P, (2009). “A constitutive model for sand based on non-linear elasticity and the state parameter”. (en línea). Disponible en: <http://www.elsevier.com/locate/compgeo/>, (Consultado: 15 de enero 2013), Computers and Geotechnics 36, 1219–1228.
- Chen W. F.; Ting E. (1980) “Constitutive models for concrete structures”. The Engineering Mechanics Division Journal. ASCE. Vol. 106, No EM1, 1 - 18 pág,
- Cobelo Cristiá, W. D. (2004) “Contribución al análisis estructural y al diseño geotécnico de cimentaciones tronco cónica bajo carga axial simétrica en estructura tipo torre.” Dr C. Ing. Angel Emilio Castañeda Hevia, tutor --TGC; ISPJAE--(Const). 158 pág.
- Cristóbal Oller, S. H. (1988) “Un modelo de daño continuo para materiales friccionales”. Dr. Ing. Eugenio Oñate Ibáñez de Navarra, tutor--TGC; Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona. 113 pág.
- 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.
- Golsthein, M.N. (1970) Método ingenieril de cálculo de asentamientos para tensiones que sobrepasen la normativa (R) / M.N. Golsthein, C.G. Kushner. -- Rev. Bases de Cimentaciones y Mecánica de Suelo. (Moscú) N. 5: 13 - 17;
- 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. (1981) “Geotecnia y cimientos II: Mecánica del suelo y de las rocas.” 2<sup>da</sup> Edición. Editorial Rueda. Madrid. 1188 pág.

- Jiménez Salas, J.A.; Justo Alpañes. (1981) “Geotecnia y cimientos I: Propiedades de los suelos y las rocas”. 2<sup>da</sup> 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.
- MacGregor, J. G., (1989) “Problem from Viewpoint of Structural Engineer”, Symposium on Limit States Design in Foundation Engineering, Canadian Geotechnical Society, Toronto, , 1 - 16.
- Maestre, M. A.; Fernández, O. (1994) “Evaluación de las características geotécnicas de las arenas mediante ensayos “in situ” y su utilización en el diseño de las cimentaciones” ENIA Nacional.
- Malishev, M. V; Nikitina, N.S. (1982) 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;
- Maugeri, M.; Catelli, F.; Massimino, M.; Verona, G. (1995) “Observed and computed settlements of two shallow foundations on sand”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 595 – 605
- Monteiro, Azevedo N.; Vieira de Lemos, J. (2005) “Análise da influência da rugosidades de e deformabilidades do agregado na fractura do betão com um modelo de partícula”. Métodos Numéricos en Ingeniería. SEMNI, 16pág.
- NC 1: 2007. (2007) Geotecnia. “Norma para el Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales”. Ciudad de la Habana, Cuba: Oficina Nacional de Normalización.
- Oh, W.T. and Vanapalli, S. K. (2011) “Modeling the applied vertical stress and settlement relationship of shallow foundations in saturated and unsaturated sands”. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 48, 425-438.
- Oñate I. de Navarra, E. (2005) “Cálculo de Estructuras por el Método de los Elementos Finitos. Análisis estático lineal”. CIMNE. Cuarta Edición. Barcelona. 838 pág.



- Ovesen, N. K., "Eurocode 7: (1993) A European Code of Practice for Geotechnical Design", International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering (3), Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 691 - 710.
- 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. (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.
- Schanz, T. and Vermeer, P. A. (1996). "Angles of friction and dilatancy of sand". *Geotechnique* 1, 145–151.
- Simanca, O. (1999) "Capacidad de carga en cimentaciones superficiales". – TGC; Oviedo. España.- 166 pág.
- 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.
- Vanapalli, S. K. and Zhan, Y.G. (2012) "Some Aspects on Numerical Modeling of Model Footing Test on Saturated and Unsaturated Sands". (en línea). Disponible en: <http://www.ejge.com/>, (Consultado: 21 de febrero 2013), Volumen 17, 2833–2848.
- Zienkiewicz, O. C y R. L. Taylor. (2004) "El método de los elementos finitos". Volumen I y II. CIMNE, Barcelona.