



UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS
BLANDOS APLICANDO LA TÉCNICA DE
INCLUSIONES RÍGIDAS POR LOS MÉTODOS
NUMÉRICO Y ANALÍTICO**

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Nieto Flores Jersson Joel (0000-0002-8584-8750)

Tolentino Camarena Miguel Ángel (0000-0002-3859-441X)

ASESOR

Durán Ramírez, Gary Gary (0000-0002-2011-7463)

Lima, 12 de enero del 2021

DEDICATORIA

Dedicar esta tesis a nuestras familias, por hacer posible que podamos culminar nuestros estudios universitarios y por su total apoyo incondicional en cualquier decisión de nuestras vidas.

AGRADECIMIENTOS

Queremos expresar nuestro más profundo agradecimiento a nuestro Tesista el Ingeniero Gary Durán Ramírez por la confianza brindada, interés, tiempo y grandioso esfuerzo dedicado para orientarnos en la realización de esta tesis.

RESUMEN

Los suelos blandos originan diversos problemas en el momento de las construcciones, como en las cimentaciones de distintas edificaciones u otras obras civiles. Estos tipos de suelos necesariamente tienen que ser analizados y tratados correctamente, pues, estos originan problemas a corto y largo plazo.

En las décadas posteriores se han desarrollado métodos para mejorar el terreno, uno de estos métodos consiste en la construcción, sobre el suelo blando, de elementos verticales rígidos que se llaman inclusiones rígidas. Cuyo principal meta, es la mejora sobre el suelo blando, bajo bases o cimentaciones de estructuras y malos rellenos, permitiendo el desarrollo de las edificaciones con mayor velocidad y disminuyendo los asentamientos de forma sustancial. Al aplicarse esta técnica sobre el terreno blando, se disminuye el asentamiento vertical, ya que al colocarse una capa de reparto que distribuye toda la carga de la estructura se transfiere todo el peso a las inclusiones, minimizando la carga sobre el terreno blando y por consecuente el asentamiento.

Como parte de esta tesis presentaremos dos métodos para estudiar el asentamiento de edificaciones que descansan sobre un suelo blando mejorado con la técnica de inclusiones rígidas. El desarrollo de la solución es completamente analítico, pero los análisis de elementos finitos se utilizan para verificar la validez de algunas suposiciones, como un modelo geométrico simplificado, la distribución de la carga con la profundidad y las condiciones de contorno. El perfil del suelo se divide en secciones horizontales independientes, y el equilibrio de las tensiones y la compatibilidad de las deformaciones se presentan en las direcciones vertical y horizontal. La solución se presenta desarrollando un análisis numérico (Plaxis) comparándolo con el método analítico (Combarte) y se puede implementar fácilmente en una hoja de cálculo.

Palabras Claves:

Solución analítica; Diseño; Mejoramiento del terreno; Asentamiento; Inclusiones Rígidas; Solución numérica.

ABSTRACT

The soft soils cause various problems at the time of construction, as in the foundations of different buildings or other civil works. These types of soils necessarily have to be analyzed and treated correctly, as these cause short and long term problems.

In the last decades methods have been developed for the improvement of the land, one of these methods consists of the introduction or construction in the soft soil of rigid vertical elements that are called inclusions. Its main application is in soils under large landfills or foundations of structures, allowing the construction of buildings with greater speed and decreasing settlements considerably. By applying this technique on the soft ground, vertical settlement is reduced, since by placing a distribution layer that distributes the entire load of the structure, all the weight is transferred to the inclusions, minimizing the load on the soft ground and consequently settlement.

As part of this thesis we will present two methods to study the settlement of buildings that rest on a soft soil improved with the technique of rigid inclusions. The development of the solution is completely analytical, but the finite element analyzes are used to verify the validity of some assumptions, such as a simplified geometric model, the distribution of the load with the depth and the boundary conditions. The floor profile is divided into independent horizontal sections, and the balance of the stresses and the compatibility of the deformations are presented in the vertical and horizontal directions. The solution is presented by developing a numerical analysis (Plaxis) comparing it with the analytical method (Combarieu) and can be easily implemented in a spreadsheet.

Keywords:

Analytical solution; Design; Improvement of the land; Settlement; Rigid inclusions;
Numerical solution

ÍNDICE

Tabla de contenido	
DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTOS	3
RESUMEN	4
ABSTRACT	5
ÍNDICE	6
ÍNDICE DE TABLAS	9
ÍNDICE DE GRÁFICOS	10
ANTECEDENTES	12
REALIDAD PROBLEMÁTICA	13
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	14
HIPÓTESIS	14
OBJETIVO GENERAL	14
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
INDICADORES DE LOGRO	15
1. MARCO TEÓRICO	16
1.1 Suelos blandos	16
1.1.1 Definición.....	16
1.1.2 Problemáticas en infraestructuras.....	19
1.2 Métodos de mejora y refuerzo de terrenos.....	26
1.2.1 Compactación Dinámica	26
1.2.2 Precarga y Drenes verticales	31
1.2.3 Columnas de grava.....	33
1.2.4 Jet grouting.....	35
1.2.5 Inclusiones rígidas.....	37
1.3 Pruebas de campo	43
1.3.1 Ensayo de penetración estándar	43
1.3.2 CPT.....	47
1.3.3 Ensayo presiométrico	51
1.3.4 Dilatómetro De Marchetti	52
1.3.5 Ensayo de resistencia a la compresión	53
2. MATERIAL Y METODOS	53
2.1. Material.....	53
2.1.1. Población.....	53

2.1.2. Muestra.....	55
2.2. Método	56
2.2.1. Nivel de Investigación.....	56
2.2.2. Diseño de Investigación	56
2.2.3. Variables de estudio y operacionalización.....	57
2.2.4. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos.....	60
2.2.5. Técnicas de Procesamiento y Análisis de datos	60
3. RESULTADOS	62
3.1. OBJETIVO 1	62
3.1.1 Recolección de información de obras de aplicación	62
I. Obra 1.....	62
3.1.2 Análisis de los parámetros de suelos blandos	63
I. Peso específico.....	63
II. Angulo de rozamiento	65
III. Cohesión.....	65
IV. Módulo de Young	66
V. Coeficiente de Poisson	67
3.1.3 Análisis de los parámetros geométricos de la inclusión.....	68
I. Cabeza de inclusión	68
II. Separación entre inclusiones adyacentes	68
III. Radio celda unitaria malla cuadrada	69
IV. Altura del terraplén	69
V. Espesor capa blanda	69
3.2. OBJETIVO 2	70
3.2.1 Modelamiento de Inclusiones Rígidas	70
3.5. OBJETIVO 3	76
3.5.1. Análisis analítico por el método de Combarieu	76
3.5.2. Determinación de las tensiones en los suelos compresibles y la altura crítica.	79
3.5.3. Determinación de asientos	83
3.5.4. Esfuerzo total sobre la inclusión	84
3.6. OBJETIVO 4	84
3.6.1. Nivel de reducción de la tensión sobre el suelo blando	84
3.6.2. Asientos para diferentes módulos de deformación del suelo blando y para diferentes rigideces de inclusión.....	85
4. CONCLUSIONES.....	87

5. RECOMENDACIONES	87
6. REFERENCIAS BIBLOGRAFICAS	87
7. ANEXOS	92

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros y valores de diseño Torre # 2 Consultor B (Salcedo: 2013)	22
Tabla 2: Energía requerida de compactación. (Lukas 1995)	30
Tabla 3; Tipos de las inclusiones rígidas. (Pollan:2014).....	40
Tabla 4: Correlación entre SPT, compactidad y el ángulo de rozamiento interno en suelos granulares (Maldonado 2018).....	45
Tabla 5: Comparación de parámetros. Fuente Propia.....	57
Tabla 6: Parámetros Geométricos. (Fuente Propia).....	58
Tabla 7: Parámetros Geométricos terraplén. (Fuente Propia)	58
Tabla 8: Parámetros geotécnicos del suelo. (Fuente Propia).....	59
Tabla 9: Parámetros geotécnicos inclusión. (Fuente Propia)	59
Tabla 10: Características a estudiar	60
Tabla 11: Características del terraplén analizado (Ver Anexo 1).....	61
Tabla 12 : Pesos específicos (Fuente ingemecanica).....	64
Tabla 13: Tensión vertical entre inclusiones	77
Tabla 14: Cálculo del coeficiente " $m_r(\lambda=0, b/R)=$ "	78
Tabla 15: Coeficiente $m_r(\lambda, b/R)^*$	79
Tabla 16: Fuerza transmitida por rozamiento negativo	79
Tabla 17: Fuerza transmitida al suelo por rozamiento negativo.....	80
Tabla 18: Tensión vertical a lo largo de la inclusión en el suelo y la tension vertical media a una profundidad z	81
Tabla 19: Determinación de h_c	82
Tabla 20: Puntos críticos	85
Tabla 21: Comparación de desplazamientos	86

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura 1: Consolidation test results (Orjuela: 2009)	16
Figura 2: Representación de la envolvente de Mohr-Coulomb (Melentijevic: 2005)....	18
Figura 3: Perfil geológico en la zona de estribaciones (Salcedo: 2013).....	19
Figura 4: Project towers (Google earth: 2013)	20
Figura 5: Registros y ubicación (Salcedo: 2013)	21
Figura 6: Asentamientos Torre # 2 (Salcedo: 2013).....	23
Figura 7: Asentamientos Torre # 2 (Salcedo: 2013).....	24
Figura 8: Perfiles de estratigrafía (Salcedo: 2013)	25
Figura 9: Zona 2 Una interpretación geotécnica final (Salcedo: 2013).....	26
Figura 10: Compactación dinámica con equipos de elevación usada en el proyecto de aeropuerto de Niza. (Coronilla 2015)	27
Figura 11: Equipo de compactación dinámica (Zamora: 2013)	28
Figura 12: Ensayo de campo SPT (Erkom Peru 2009).....	29
Figura 13: Precarga con remoción total (Valcárcel 2014).....	31
Figura 14: Curva carga-asiento de un suelo precargado bajo un terraplén (Zamora, 2014).....	32
Figura 15: Curva carga-asiento tras la retirada del terraplén y con una carga equivalente a la anterior (Zamora 2014)	32
Figura 16: Círculos de Mohr y líneas de resistencia intrínseca para los casos de una arcilla precargada y de una arcilla sin precarga (Zamora 2014).....	33
Figura 17: Utilización de zanjas drenantes y columnas de grava (Zamora: 2015).....	34
Figura 18: Zonas de aplicación de los sistemas de vibro flotación o de columnas de grava según la curva granulométrica del terreno. (Sagasetta 2006)	35
Figura 19: Esquema de los tres métodos de inyección. (Pollan:2014).....	37
Figura 20: Principio de funcionamiento (Gómez: 2012).....	38
Figura 21: Principio de funcionamiento (Gómez: 2012).....	39
Figura 22: Diferentes disposiciones del refuerzo geo sintético en la capa de reparto (Gómez: 2012).....	40
Figura 23: Saca muestras del ensayo SPT (Maldonado 2018)	43
Figura 24: Equipo de ensayo SPT (Maldonado 2018)	44
Figura 25: Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad (Thombum 1963).....	46
Figura 26: Estimación del valor del ángulo de rozamiento a partir del valor N en arenas (De Mello. 1971)	46
Figura 27: Cono del ensayo CPT (Gonzales 2005)	47
Figura 28: Identificación de suelos con CPT (Alejo 2006).....	49
Figura 29: Ensayo del cono estático eléctrico (Alejo 2006).....	49
Figura 30: Cone resistance, qc vs Skin friction, fs (Gonzales 2005)	50
Figura 31: Ensayo Presiométrico PMT (Gonzales 2005).....	51
Figura 32: Ensayo Presiométrico PMT (ASTM D4 179).....	52
Figura 33: Mapa de clasificación de suelos. Oficina de acondicionamiento territorial (2011)	55
Figura 34: Mapa de Microzonificación de La Punta Callao (Alva: 2011)	55
Figura 35: Transformación para modelización.....	61
Figura 36 Estrato firme compatible (Fuente propia)	65
Figura 37 Ángulos de fricción (Fuente Hough: 1957)	65

Figura 38 Presión admisible (Fuente Hough: 1957).....	66
Figura 39 Módulos de fricción de rocas La Punta (Fuente ingemecanica: 2012).....	67
Figura 40 Coeficiente de Poisson (Fuente Gómez: 2012).....	68
Figura 41 Cabeza de inclusión (Fuente Gómez: 2012).....	68
Figura 42 Separación entre inclusiones (Fuente propia).....	69
Figura 43: Altura de terraplén (Fuente propia).....	69
Figura 44: Espesores (Fuente propia).....	70
Figura 45: Modelo 1 (Fuente Propia).....	70
Figura 46: Estratos (Fuente Propia).....	71
Figura 47: Mallado distribución media.....	71
Figura 48: Mallado de áreas centrales (mayor refinamiento).....	72
Figura 49: Nodos.....	72
Figura 50: Condiciones iniciales.....	73
Figura 51: Esfuerzos iniciales.....	73
Figura 52: Desplazamientos totales.....	74
Figura 53: Desplazamientos totales contorno.....	75
Figura 54: Esfuerzos totales.....	76
Figura 55: Esfuerzos totales contornos.....	76
Figura 56: Modelización del método de Camberieu (Gomez: 2012).....	77
Figura 57: Coeficiente " $mr(\lambda, b/R) =$ ".....	78
Figura 58: Profundidad h_c , a la que se encuentra el punto neutro.....	81
Figura 59: Determinación gráfica de h_c	82
Figura 60: Curvas de desplazamiento para diferentes puntos.....	85
Figura 61: Curva de desplazamiento crítico.....	86

INTRODUCCIÓN

Las diferentes formas para mejorar el terreno, presentan un avance muy importantísimo en las últimas décadas. Esto es por la necesidad de realizar cimentaciones profundas en las bases de las cimentaciones de edificaciones o rellenos sobre suelo blando e inestable. Encontrando soluciones que van considerados desde un panorama económico y en otras técnicas. A partir de esto, existen técnicas de mejoras numéricas y analíticas de estos suelos en estudio.

ANTECEDENTES

Los suelos blandos sufren grandes asentamientos y deformaciones, y no solamente asentamientos verticales sino deformaciones horizontales. Si nosotros queremos hacer una excavación en suelo blando representa un problema muy grande. Al sufrir grandes deformaciones generan grandes costos asociados para poder evitarlas, estos a su vez presenta efectos muy adversos a las estructuras adyacentes.

Los métodos para mejorar un terreno en estudio, han presentado un desarrollo creciente en los últimos años. Estos aparecen ante la necesidad de fundar diversas estructuras o rellenos sobre suelos blandos, poco resistentes e inestables en la búsqueda de procedimientos que sean adecuadas desde el punto de vista técnico y económico.

El suelo blando ocasiona problemas debido a estas dos principales características que lo representan:

- la resistencia baja del terreno, la cual está relacionada al exceso de poros y por ende, una baja capacidad portante.
- Su alta deformabilidad, la cual ocasiona grandes asentamientos. (Zamora: 2014)

De acuerdo a lo que mencionado Kashevarova, propone un método de mejora capaz de mejorar las propiedades y parámetros del suelo blando. El SCE (Suelo-Cemento) es un método utilizado para mejorar diversas propiedades de esfuerzo y deformación del suelo blando y su comportamiento de deformación.

“El refuerzo del suelo con elementos de suelo-cemento (SCE) es 'geomasa', y el método de "inyección de chorro" se basa en el uso de lechada de alta presión más energía de chorro de aire para la destrucción del suelo y la mezcla simultánea de tierra y lechada "mezcla simultanea". Después de la solidificación de la lechada, se forma

el nuevo material, suelo-cemento con propiedades de esfuerzo-deformación y otras características de deformación.” (Kashevarova: 2016)

Así mismo Gómez señala sobre inclusiones rígidas, la mejora de los suelos blandos mediante inclusiones rígidas es cada vez más utilizada en todo el mundo. Esta técnica permite la construcción en suelos no resistentes de grandes obras de ingeniería civil,

“En las últimas décadas se ha desarrollado un método de mejora del terreno que consiste en la introducción o construcción en el suelo blando de unos elementos verticales rígidos que se denominan inclusiones. Su principal aplicación es en suelos bajo rellenos o cimentaciones de estructuras, permitiendo la construcción de los terraplenes con mayor velocidad, asimismo disminuyendo los asentos de manera considerable. Para mejorar la transferencia de cargas, homogeneizar las condiciones de apoyo y aumentar la eficacia del método, esta técnica requiere una capa granular de reparto colocada sobre las inclusiones.” (Gómez: 2012)

Respecto a mejoras ya obtenidas sobre la aplicación del método se conoce que tiene un impacto positivo en los suelos, en distintos parámetros, tal como menciona Gómez respecto estos cambios.

“El ángulo de transferencia de esfuerzos disminuye al aumentar el módulo de deformación del suelo blando. Esto supone que el esfuerzo en el suelo blando es mayor cuando su módulo de deformación aumenta. La relación entre los módulos de deformación de las inclusiones y del suelo blando influye en el ángulo de tensión y por lo tanto en la transferencia de tensiones. Cuanto más cercano sea el módulo de deformación del suelo blando al módulo de la inclusión, mayor será su tensión.” (Gómez: 2012)

REALIDAD PROBLEMÁTICA

Los suelos blandos, originan diversos problemas en las construcciones, como ferrocarriles, carreteras, cimentaciones de distintas edificaciones y construcción de obras civiles. Estos tipos de suelos necesariamente tienen que ser analizados y tratados

correctamente, pues, estos originan problemas a corto y largo plazo. Las excavaciones en suelos blandos traen consigo diversas consecuencias que son detalladas a continuación.

Como menciona Zarate las estructuras resultan dañarse enormemente por los problemas en los suelos blandos. Un proceso de excavación en suelos blandos suele provocar movimientos del terreno circundante que provocan movimientos diferenciales y distorsiones en los edificios vecinos, lo cual es un riesgo en zonas pobladas como es el caso de distintos lugares, por lo que es importante reducir confiablemente la magnitud y distribución de los movimientos y así estimar los daños potenciales en las estructuras adyacentes. Los estudios sirven para el diseño, el control del proceso de excavación y la colocación del sistema de soporte. Además de los movimientos del suelo, una excavación requiere la revisión de su estabilidad como estructura temporal. (Zárate: 2017)

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿De qué manera se ven reflejadas las deformaciones, tensiones verticales y los esfuerzos transmitidos a los suelos blandos al ser sometidas a cargas superficiales?

HIPÓTESIS

Efectivamente, los suelos blandos, mejoran respecto a sus variaciones de asentamiento al aplicar la técnica de Inclusiones Rígidas. Consecuentemente se podrá realizar cualquier tipo de construcciones, esto se podrá controlar realizando modelamientos en programas de elementos finitos, como el PLAXIS, para poder comparar los asentamientos diferenciales con el método analítico de Combarieu.

OBJETIVO GENERAL

- Analizar y comparar los asentamientos diferenciales y las tensiones verticales de los suelos blandos aplicada la técnica de inclusiones rígidas.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recolectar y analizar las características de los suelos blandos en obras donde se esté aplicando la técnica de inclusiones Rígidas.

-
- Diseñar la Inclusión Rígida en el programa de elementos finitos, Plaxis, con datos preliminares de suelos blandos.
 - Analizar y modelar la técnica analítica propuesta por el método de Combarieu.
 - Comparar el método analítico de cálculo de asientos con el método numérico de elementos finitos.

INDICADORES DE LOGRO

- Se obtendrán parámetros geométricos (altura de inclusión, separación de inclusiones, radio de inclusión, etc.), parámetros geotécnicos (Peso específico, Modulo de Poisson, Modulo de elasticidad, etc.) organizados en tablas.
- Se obtendrá un modelamiento de la técnica de Inclusiones Rígidas sobre un suelo blando sometido a cargas que simularan el peso de las edificaciones que actuaran sobre él.
- Se calculará la tensión vertical entre inclusiones a cierta profundidad, así como también el dimensionamiento de la malla, para obtener las fuerzas transmitidas a la inclusión, los asientos en el estrato inferior y el esfuerzo total en la inclusión.
- Presentar un cuadro comparativo sobre los asientos diferenciales, de los suelos blandos después de aplicar el método analítico y numérico.

1. MARCO TEÓRICO

Los suelos blandos sufren grandes asentamientos y deformaciones, y no solamente asentamientos verticales sino deformaciones horizontales. Si nosotros queremos hacer una excavación en suelo blando representa un problema muy grande. Al sufrir grandes deformaciones generan grandes costos asociados para poder evitarlas. Por lo que en este capítulo definiremos que es un suelo blando, su comportamiento y algunos problemas en infraestructura que han ocasionado.

1.1 Suelos blandos

1.1.1 Definición

Los suelos blandos técnicamente son suelos normal o ligeramente consolidados esto quiere decir que son suelos que en su historia de esfuerzo nunca han recibido más carga que la que tienen actualmente (ver Figura 1). Son suelos con excesos de presiones de poro, por ejemplo, si utilizamos la ley de Terzaghi de los esfuerzos efectivos, un material que le está quitando resistencia es el exceso de fluido que le resta a la ecuación. Son suelos que si los sometemos a corte cambia su estructura por lo que se consideran suelos inestables.

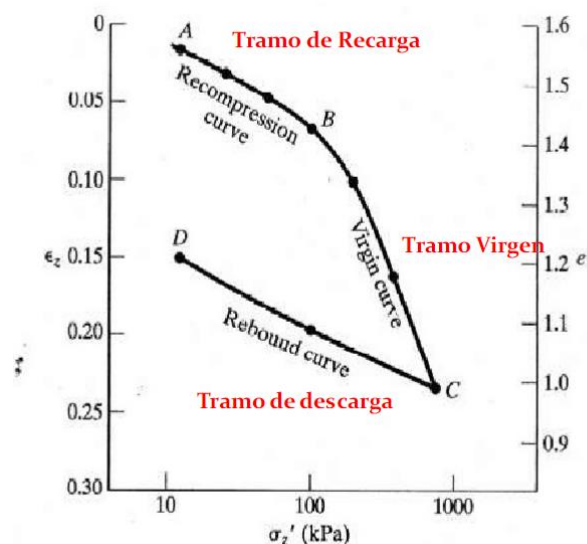


Figura 1: Consolidation test results (Orjuela: 2009)

Los suelos blandos están compuestos por minerales, aire agua y materia orgánica. Sus estratos del terreno se han formado poco a poco, con el pasar de los años. Con la evaporación de las vetas superficiales causadas por el accionar de las aguas presentes, asimismo, cambios en el viento y elevación de las temperaturas. Los animales y las plantas que nacen, crecen y mueren sobre los terrenos, son descompuestos por los microorganismos, transformados en materia orgánica y mezclados con el suelo.

Los suelos blandos también se pueden definir como suelos jóvenes, geológicamente hablando son materiales que pertenecen al cuaternario, normalmente son de naturaleza arcillosa o limosa, aunque también se pueden presentar en suelos que tengan características granulares, sin embargo, la mayor dificultad de suelos blandos se presenta en suelos arcillosos o limosos, distribuido a lo largo de las zonas costeras y muy cerca de los ríos y lagos.

➤ Consolidación de los suelos blandos

La consolidación es un proceso que se produce en los suelos y consiste en la reducción del volumen total del suelo provocado por la colocación de una carga o el drenaje del terreno. En suelos saturados, el proceso de saturación del suelo el agua no resiste a esfuerzos cortantes, lo que hace que incremente la presión de poros. El esfuerzo efectivo se va incrementando a medida que el agua fluye. Perpendicular a un plano cualquiera, que pase por el elemento A del terreno, existe un esfuerzo total (σ) y una presión intersticial o de poros (U), a una profundidad (Z). Ahora, el esfuerzo efectivo (σ') se define como el valor de la diferencia entre el esfuerzo total (σ) y la presión de poro (U). como se refleja en la ecuación 1:

$$\sigma' = \sigma - U \quad (\text{ecuación 1})$$

σ' : Esfuerzo efectivo

σ : Esfuerzo total

U : Presión de poros

Consecuencias de la consolidación:

- a) Incremento en el esfuerzo efectivo
- b) Reducción en el volumen de vacíos
- c) Reducción en el volumen total

- d) Asentamientos en el terreno
- e) Asentamientos en la estructura

➤ Gracias a la envolvente de Mohr Coulomb (Ver figura 2) podemos ver como el incremento del esfuerzo efectivo, debido a la etapa de consolidacion de suelos blandos, ayuda a aumentar el esfuerzo de corte para estos suelos.

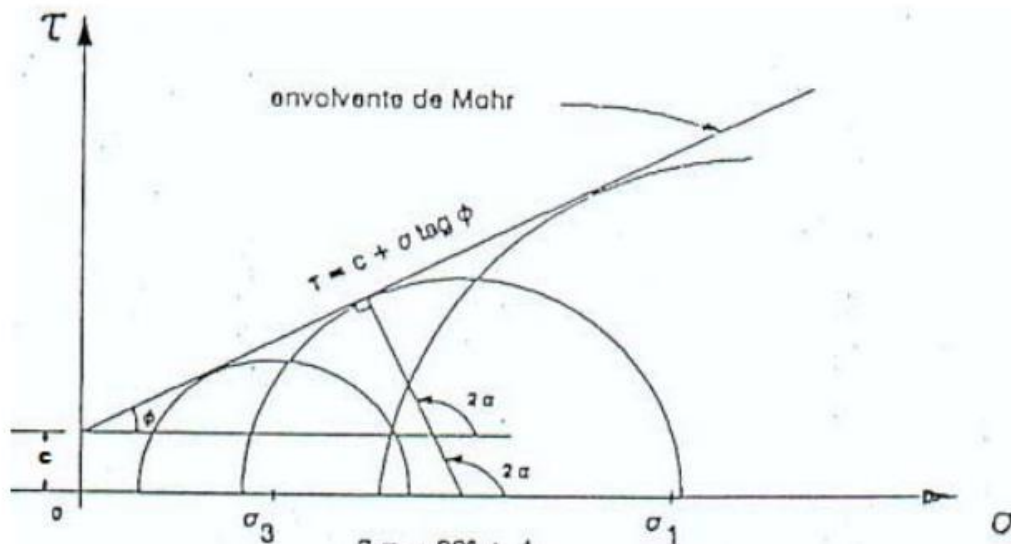


Figura 2: Representación de la envolvente de Mohr-Coulomb (Melentijevic: 2005)

- Permeabilidad y asentamientos de suelos blandos
 - Los suelos blandos tienen una permeabilidad baja, lo que significa que el asentamiento ocurre lentamente. Las estructuras siguen asentándose durante años después de la construcción.
- Velocidad de asentamiento
 - Asentamiento instantáneo: Se puede controlar en el tiempo de obra, ya que es el primer asentamiento a corto plazo.
 - Asentamiento diferido: Debe preverse en etapa de proyecto para evitar falla de obra.

$$\text{Arcillas} \begin{cases} \text{Seco: asentamiento instantáneo} \\ \text{No saturado} \\ \text{Saturado} \end{cases} K \text{ bajo: asentamiento diferido}$$

1.1.2 Problemáticas en infraestructuras

El análisis de la fundación para cualquier estructura se basa principalmente en los resultados de la exploración y pruebas del suelo, pero existen otras fuentes de información que deben estudiarse con detenimiento y en profundidad, según la zona donde se ubicará el proyecto, ya que estas pueden presentar suelos blandos. En este punto hablaremos sobre el desarrollo por Marcela Salcedo Q. y Luis Fernando Orozco quienes nos hablan sobre un condominio de tres grandes edificios de apartamentos que se construyeron en un sitio en las estribaciones de las montañas orientales de la ciudad de Bogotá (Ver figura 3 y 4). Las perforaciones del suelo mostraron la existencia de un estrato de grava uniforme a una profundidad de 29 m, pero la verdad era diferente y su análisis más complejo de lo que se pensaba en el momento del estudio de suelos. Este artículo incluye una revisión de la información en estudios preliminares de suelos para el desarrollo urbano mayor, que no eran conocidos por los ingenieros geotécnicos que diseñaron la base de pilotes. También incluye una descripción del asentamiento diferencial resultante, su causa y las características del proyecto de soporte que se tuvo que construir para estabilizar una de las tres torres en el condominio.

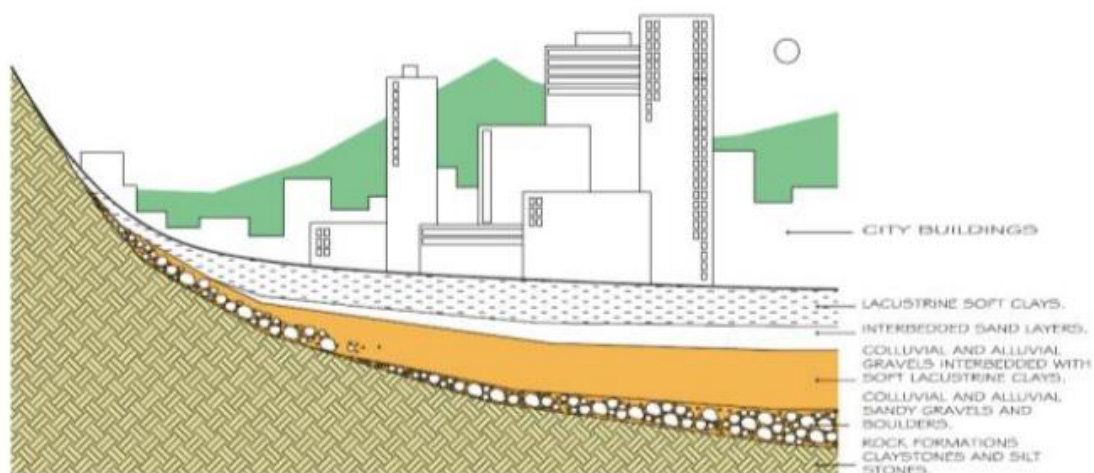


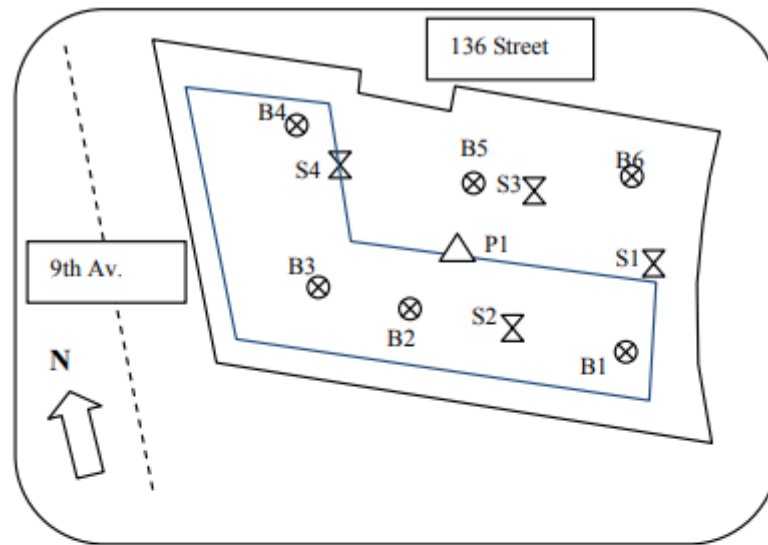
Figura 3: Perfil geológico en la zona de estribaciones (Salcedo: 2013)



Figura 4: Project towers (Google earth: 2013)

➤ SOIL STUDY

En 2003 se realizaron dos estudios de suelos definitivos para definir el sistema de cimentación de las tres torres. Estos fueron realizados por dos consultores de ingeniería geotécnica diferentes. También se debe mencionar que los estudios preliminares de suelos se entregaron a compradores potenciales en 1996, pero los consultores de suelos no los conocieron en 2003, el momento en que se realizaron los nuevos estudios de suelos definitivos. El primer estudio definitivo, realizado por el consultor A, se realizó sobre la base de 4 perforaciones de lavado (18 a 44 m de profundidad S-1 a S-4) y 6 orificios de perforación con barrena manual (8 m de profundidad B-1 a B-6) ubicados como se muestra en la figura 5. Incluía una descripción geológica del sitio, los troncos de perforación del suelo y una definición de los cimientos de los edificios con pilotes hasta las capas de arena y grava de 38 m de profundidad para las torres 2 y 3. La figura 5 incluye el Perfil del suelo obtenido a partir de las perforaciones más profundas y su ubicación. Como se puede deducir, no hay información suficiente para diseñar la base de pilotes a menos que el ingeniero geotécnico A tuviera otra información de propiedades adyacentes que los autores desconocen en la actualidad.



SPT Wash Borings \otimes - Hand auger boring holes \odot
 Consultant B Additional Boring hole \triangle

S-1	S-2	S-3	S-4	P1
0 - 10m	0 - 6 m	0 - 5 m	0 - 7 m	0 - 9 m
10 - 16m	6 - 8 m	5 - 6 m	7 - 9 m	9 - 14 m
16 - 18m	8 - 15 m	6 - 15 m	9 - 15 m	14 - 16.5 m
18 - 22m	15 - 17 m	15 - 22 m	15 - 25 m	16.5 - 17.5 m
22 - 26m				17.5 - 19.5 m
26 - 32m				19.5 - 27.5 m
32 - 37m				27.5 - 29.5 m
37 - 44m				29.5 - 40 m

Yellow: Sand and gravel - Beige: Silts and Clays

Figura 5: Registros y ubicación (Salcedo: 2013)

El proyecto fue propiedad y desarrollado por dos empresas de construcción. Estudiaron la cimentación diseñada de acuerdo con el informe de suelos, A, y decidieron que era una cimentación muy costosa e ineficiente; luego retuvieron a un segundo ingeniero geotécnico, B, para estudiar la primera solución y dar nuevas recomendaciones de cimientos. El ingeniero de suelos, consultor B, realizó una perforación adicional de suelo en el centro del área (Ver Figura 5 mencionada anteriormente), para la realización de una prueba de refracción sísmica en el fondo del pozo, y el análisis de la respuesta sísmica del sitio específico, y para corroborar los resultados obtenidos por el consultor geotécnico A. El Consultor B concluyó que los primeros resultados eran representativos de las condiciones del suelo en el sitio, pero los cálculos del Consultor A eran conservadores y podía dar una solución segura y eficiente. El consultor B diseñó una base de pilotes que

se fundaría en suelos de grava o arenosos a una profundidad de 29 m para la torre n. ° 2. Los parámetros y los valores de diseño se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros y valores de diseño Torre # 2 Consultor B (Salcedo: 2013)

Longitud de fricción	27 m
Skin friction	4.8 T/m ²
Bearing capacity base	579.40 T/m ²
Diámetro (m)	carga (ton)
0.5	189.00
0.6	269.63
0.7	352.48
0.8	446.38
0.9	551.32

El ingeniero estructural siguió las recomendaciones del consultor geotécnico B, pero introdujo una pequeña variación. Dado que el ingeniero de suelos le había dado la capacidad de carga puntual más los parámetros de fricción que había usado para obtener la capacidad total para cada pila, el diseñador estructural varió las longitudes, usó pilas con profundidades entre 29 y 32 m para obtener la más eficiente (menos Pilotes) Soporte para cada columna. Si bien el asesor geotécnico diseñó los pilotes como montones puntiagudos, los jóvenes residentes de ingeniería interpretaron esta variación en profundidad en el sentido de que eran pilotes de fricción y no tenían que alcanzar un estrato de rodamiento específico. (No leyeron el informe geotécnico o no lo entendieron y utilizaron solo el plano del ingeniero estructural para la fundación).

➤ TORRE # 2 Y ACUERDO

La torre # 1 se construyó primero, fundada en una capa de grava competente a la profundidad establecida por el consultor B. Luego, la torre # 2 se construyó sobre las pilas con longitudes específicas, pero las pilas occidentales del edificio no alcanzaron la capa de grava buena, Sólo algunas capas de arena fina. La torre # 3 se construyó sobre estas pilas más cortas (29 a 32 m de profundidad debajo de la superficie), pero su base está en un suelo más homogéneo, aunque bastante suave. La torre # 1 tenía valores de asentamientos menores a una pulgada. La Torre # 2 comenzó a experimentar un asentamiento más grande hacia su mitad occidental, notado por la construcción de la estructura y durante los primeros uno o dos años de uso (2005 y 2006). La Figura #6 muestran los valores de liquidación como función del tiempo.

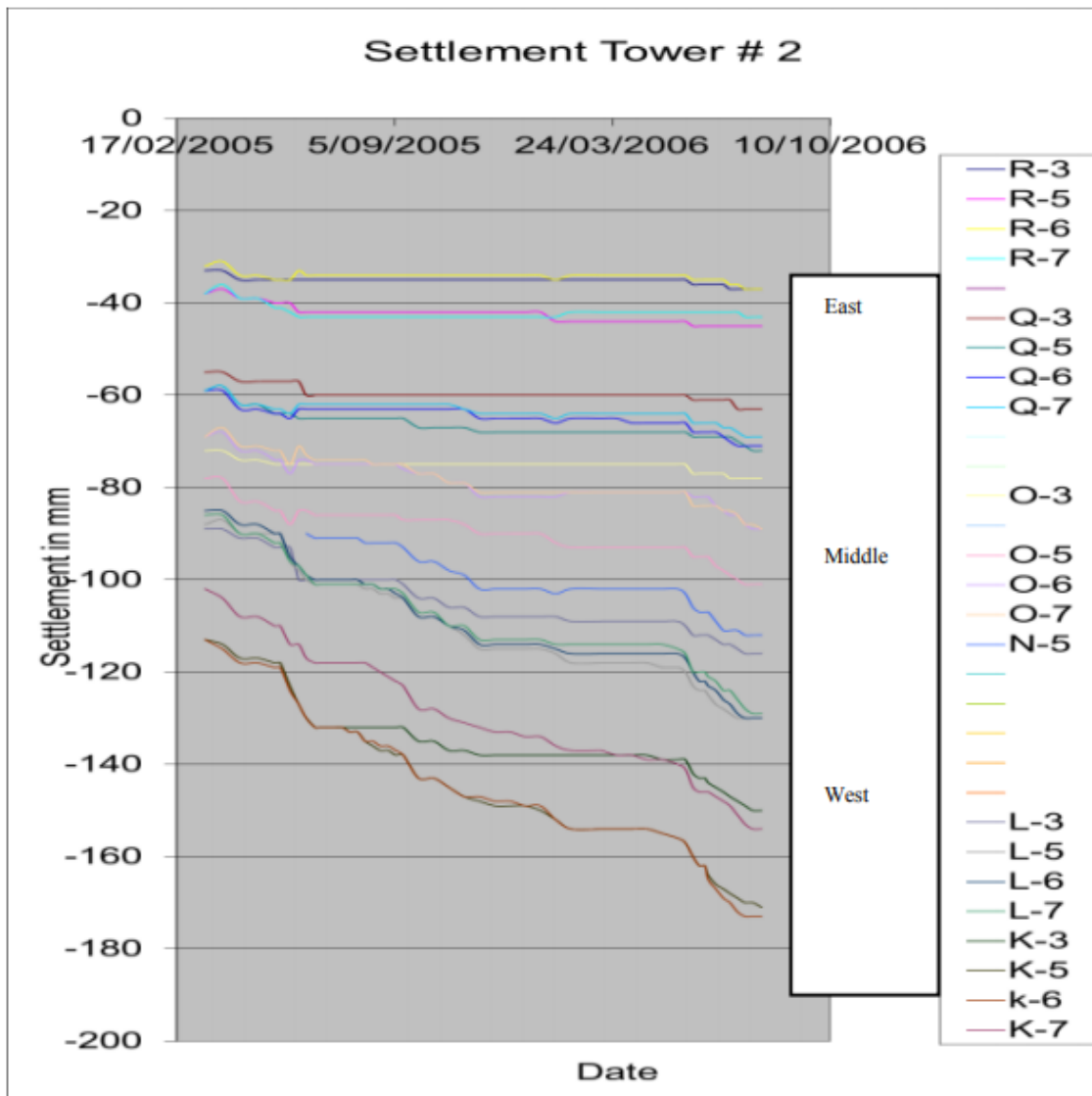


Figura 6: Asentamientos Torre # 2 (Salcedo: 2013)

➤ EL PROBLEMA

Dado que Bogotá se encuentra en un depósito de arcilla blanda lacustre y los valores de asentamiento, para este tipo de construcción a veces ascienden a 4 o 5 pulgadas, al principio, los ingenieros esperaban la estabilización del asentamiento. Además, el análisis de la capacidad de las pilas como pilas de fricción mostró que no habría una falla en la capacidad de carga, solo un gran asentamiento hacia el oeste. Pero cuando el asentamiento diferencial alcanzó aproximadamente 5" (12 cm) entre los lados este y oeste del edificio, en una longitud de 40 m, se decidió que los valores estaban por encima de los tolerables y empeorarían. En este punto, el edificio tenía una rotación angular de aproximadamente 1/333 y no había daños internos en las divisiones de la pared de ladrillos, se había asentado en su extremo occidental como un bloque rígido.

➤ LA CAUSA

La Figura 7 muestra la vista en planta del sitio más grande como se describe en 1990, tiene la zonificación geotécnica del consultor C, quien realizó el informe preliminar de suelo de 1990. El sitio se había dividido en tres zonas diferentes. En la zona 1 (verde), los suelos competentes de grava y arena, así como las rocas basales, están cerca de la superficie. Los buenos suelos se sumergen hacia el sudoeste y en la zona 3 (naranja) están por debajo de los 45 o 50 m de profundidad. La zona 2 (amarilla) es la zona de transición, donde el mejor suelo se profundiza a medida que uno avanza hacia el suroeste. El panorama general, y por lo tanto esta variación en la profundidad de los suelos competentes, no fue conocido por los consultores A y B; además, las capas de arcilla blanda se intercalan erráticamente con capas finas de arena y grava (figura 8 y 9) que hacen que las cosas sean más confusas, cuando la información del suelo es escasa y falta la imagen más grande.



Figura 7: Asentamientos Torre # 2 (Salcedo: 2013)

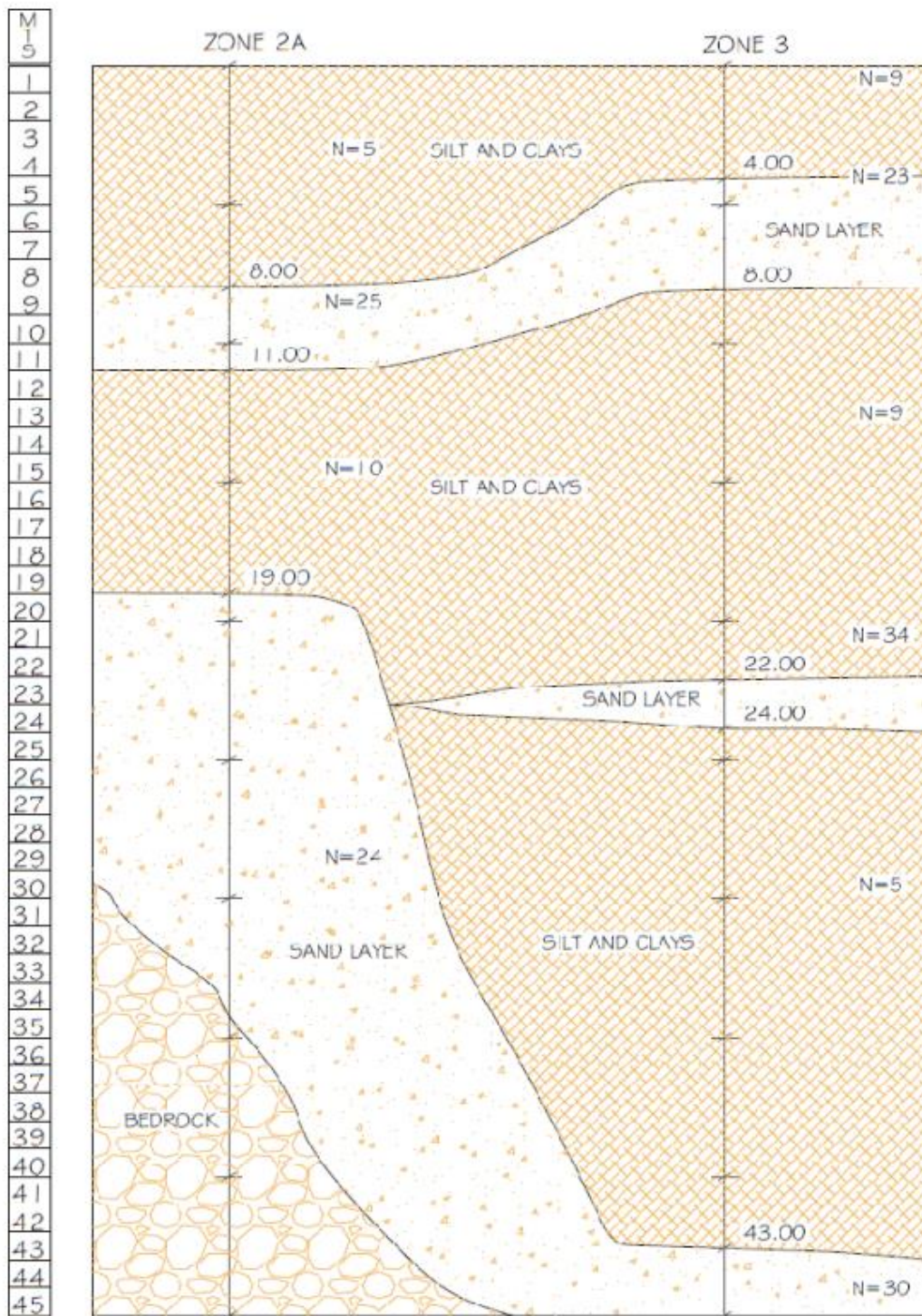


Figura 8: Perfiles de estratigrafía (Salcedo: 2013)

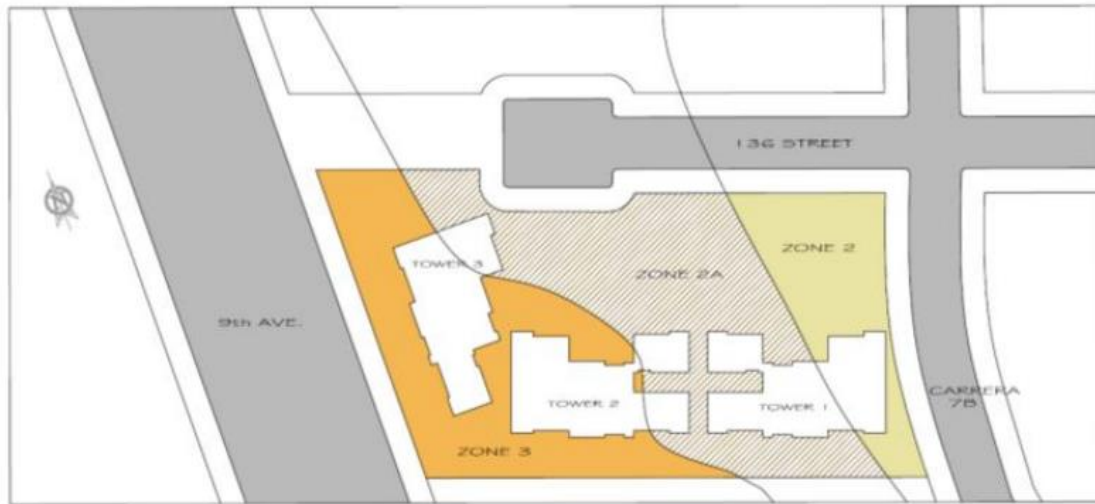


Figura 9: Zona 2 Una interpretación geotécnica final (Salcedo: 2013)

➤ CONCLUSIONES

Los propietarios, a veces con poco conocimiento de ingeniería, intentan obtener las mejores soluciones geotécnicas con el menor dinero posible para la exploración del suelo. También inducen la solución más barata al consultar con diferentes profesionales geotécnicos y, a veces, encuentran la solución más barata pero también insegura. En este caso, aparte del costo de reparación que fue de cerca de medio millón de dólares, podemos observar que, al no considerarse un buen estudio geotécnico del lugar, no se supo tanto las características de los diferentes estrados a los que se encontraba sometida las torres 1,2,3 y 4. También se puede observar los asentamientos de la torre #2 que va desde los 2 cm hasta los 19 cm en diferentes etapas de su construcción.

1.2 Métodos de mejora y refuerzo de terrenos

1.2.1 Compactación Dinámica

Esta metodología consiste en realizar golpeteos sobre el estrato con el apoyo de un cuerpo en caída libre con la gravedad. Estas cuerpos pueden llegar a pesar entre 35 Ton y ser arrojados sobre alturas de hasta 35m o superiores.

Los constantes golpes sobre el terreno blando, ocasionan reducciones en los índices de vacíos y por consiguiente la licuefacción del suelo blando. Asimismo, crean vías de drenaje. El peso del cuerpo y la altura de la caída están ligados a cuanto se quiere reducir o compactar la capa del suelo. Además, es importante mencionar que este utiliza

maquinaria y equipo especializado que previamente es sometido a pruebas de funcionamiento para su correcta ejecución.

“Este sistema es más eficaz cuanto más arenoso sea el terreno y menor sea su índice de densidad. Su empleo es apropiado en suelos poco saturados o suelos permeables bajo el nivel freático. En suelos poco permeables bajo el nivel freático, es factible pero menos eficaz. Cuanto menos permeable sea el suelo, mayor es el número de pasadas necesario.” (Coronilla: 2015)

Este método fue utilizado por varias décadas. Muchos investigadores han realizado una revisión a fondo sobre el diseño de este mismo, construcción y distintas aplicaciones.

Asimismo, la dimensión de mejora está relacionada con la historia del terreno a optimizar, siendo muy importante la profundidad un parámetro de diseño especial. Cabe mencionar que Menard (1975) y Mitchell (1981) aportaron una metodología eficaz para calcular la profundidad de efecto de la CD (Compactación Dinámica) como una función de la raíz cuadrada de la energía (Coronilla: 2015)

Para alzar y hacer caer la masa se utiliza unas grúas, aunque en ocasiones se emplea otro tipo de máquinas especializada para la compactación dinámica. Ver Figura 10

Finalmente, es recomendable que la aplicación de este método sea aplicada a más de 30 m de alguna estructura por las desventajas que traería su aplicación en zonas urbanas.



Figura 10: Compactación dinámica con equipos de elevación usada en el proyecto de aeropuerto de Niza.
(Coronilla 2015)



Figura 11: Equipo de compactación dinámica (Zamora: 2013)

Asimismo, existen tipos de suelos compactables en los cuales es más conveniente aplicar la técnica mencionada, tales como menciona (Lukas: 1995)

Es importante planificar y estimar el diseño para lograr un proyecto de compactación dinámica exitoso.

- a) Caracterizar el tipo de suelo o material.

Para lograr este paso es importante conocer las propiedades de los tipos de suelos, espesores y extensión de los mantos sueltos. Se pueden utilizar ensayos CPT, SPT, y PMT, asimismo es indispensable conocer la historia del sitio.

Es necesario realizar el ensayo correctamente para no tener problemas más adelante, tal como se muestra en la figura 12.



Figura 12: Ensayo de campo SPT (Erkom Peru 2009)

Dependiendo del tipo de material se puede fundar si sus características son favorables, ineficientes o intermedias para el uso de compactación dinámica.

Los materiales propicios a la compactación dinámica son, materiales filtrables y con buen drenaje, es preferible que los suelos no estén saturados, aunque en suelos con buen drenaje no causa problemas. Asimismo, los materiales ineficientes para la compactación son, suelos arcillosos normalmente saturados, estos no se pueden compactar utilizando la técnica, también los suelos limosos, estos si permiten la aplicación de la técnica, pero se necesitan fases múltiples con tiempo considerable entre cada fase, o se necesita la instalación de columnas tipo drenes verticales para disipar las presiones,

b) Determinar las limitaciones del sitio

Es importante determinar los posibles problemas que pueda causar la aplicación de la técnica, como si estos puedan afectar a construcciones vecinas por las vibraciones o desplazamientos generados.

Los posibles daños a edificaciones vecinas por acción de la onda mecánica como menciona (Lukas: 1995)

- La frecuencia de las ondas en la compactación dinámica varía de 6 a 8hz.

- De acuerdo con el U.S Bureau of Mines la rapidez de las partículas debe ser menor de: 13 mm/seg para edificaciones antiguas y 19mm/seg para edificaciones modernas.

Y se causa daño estructural cuando la velocidad de las partículas es superior a 50 mm/seg, esta velocidad se puede calcular con un sismógrafo de campo. En el Perú existen diversas estaciones con su respectivo sismógrafo.

Es posible mitigar los efectos construyendo una zanja de una profundidad tal entre el área de trabajo y la estructura, logrando el paso de la onda R.

Asimismo, es indispensable realizar distintas pruebas para calcular los desplazamientos laterales que se puedan ocasionar a distancias cortas y distancias muy extensas.

Finalmente, respecto a los niveles freáticos se sabe que este escala bruscamente al golpe de la compactación dinámica (hasta 1.2 metros), por eso es recomendable que el nivel freático se encuentre a más de 2 metros por debajo de la superficie de impacto.

c) Establecer los requerimientos del diseño

Respecto a los requerimientos se debe determinar cuál es la resistencia y compresibilidad que se requiere obtener de acuerdo con el uso que se le dará.

Así mismo, determinar el peso, altura, numero de golpes, y arreglos posteriores en planta, y determinar el tipo de depósito situado.

Tabla 2: Energía requerida de compactación. (Lukas 1995)

TIPO DE DEPÓSITO	ENERGÍA REQUERIDA KJ/M3	%ENERGÍA PROCTOR ESTÁNDAR
Natural Granular grueso filtrable	210 a 260	34 a 42
Natural Semipermeable	260 a 360	42 a 62
Botadero	610 a 1200	200 a 280

d) Diseño del proceso de compactación dinámica.

- Determinar el grosor que se requiere compactar
- Escoger el valor de n respecto al tipo de suelo ya previamente estudiado.
- Escoger W y H de acuerdo a los parámetros requeridos.
- Determinar la Energía solicitada de compactación.
- Distribuir la grilla de golpes y calcular la cantidad de golpes por sitio.

$$Energia = \frac{NWH}{Espac^2}$$

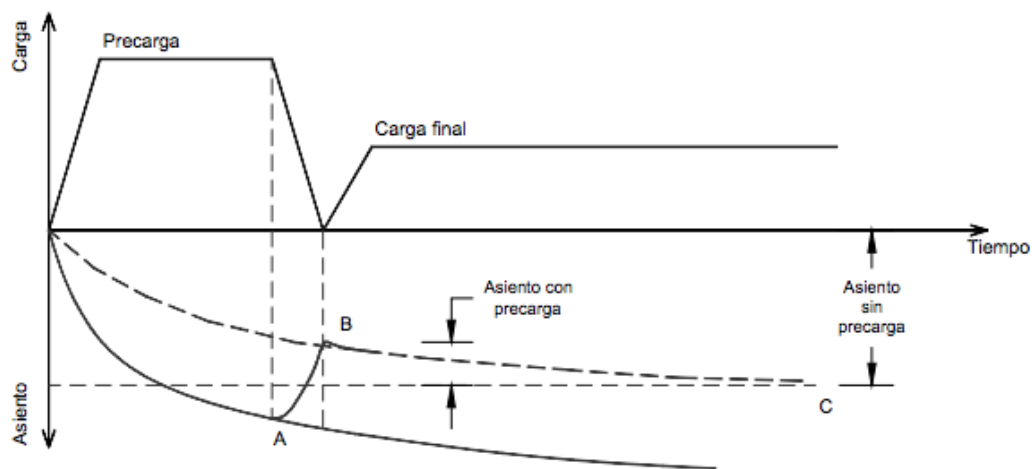
(ecuación 2)

1.2.2 Precarga y Drenes verticales

Este método es conocido como un método de compactación estático, se caracteriza por la aplicación de diversas cargas estáticas, es posible sobre consolidar el suelo ante futuras cargas. De este modo, se reducen los asentamientos y disminuyen los efectos de consolidación secundaria.

La propia acción de carga y descarga que se produce en un suelo blando provoca deformaciones plásticas mayores que las elásticas o recuperables, es decir, esta acción repetida prepara el suelo frente a distintos comportamientos de tensiones

En la figura 13 se muestra una gráfica de carga – asentamiento - tiempo para una precarga con remoción total y el proceso de la precarga.



Coefficiente de consolidación C_v

(Existen métodos empíricos para determinar C_v)

Duración precarga (punto A)

$$t_{sc} = \frac{T_v \cdot H_r^2}{C_v}$$

$$C_v = \frac{k \cdot E_m}{\gamma_L} \quad E_m = \text{módulo edométrico}$$

Limitación precarga

$$h \text{ (tierra)} \leq 2 \frac{q_u}{\gamma_t}$$

Figura 13: Precarga con remoción total (Valcárcel 2014)

La figura 14 representa la curva de un suelo cargado por un terraplén.

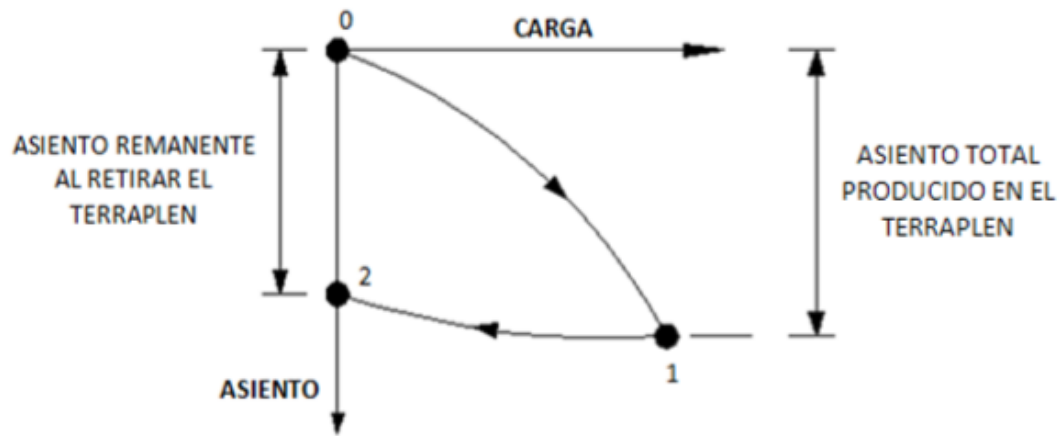


Figura 14: Curva carga-asiento de un suelo precargado bajo un terraplén (Zamora, 2014)

Sin embargo, si se vuelve a cargar el suelo con una cara igual a la del terraplén (punto 3 de la figura 15) el comportamiento descrito por el suelo será similar a la descarga con sentido contrario. En la figura 15 se describe dicho comportamiento y se nota que los asentamientos por la recarga son mínimos.

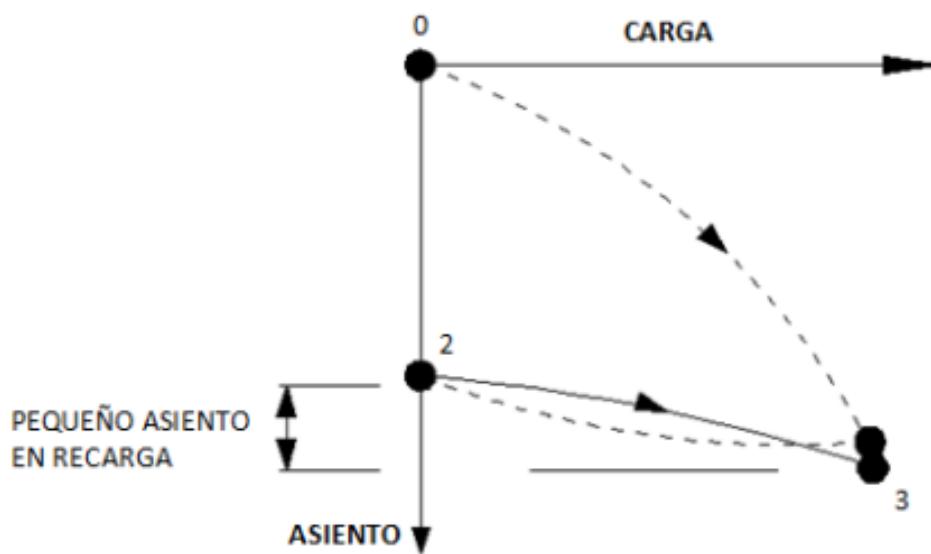


Figura 15: Curva carga-asiento tras la retirada del terraplén y con una carga equivalente a la anterior (Zamora 2014)

Por lo expuesto, el fin de la aplicación de este método es preconsolidar un suelo blando incrementando su firmeza y disminuyendo aquellas deformaciones cuando este sea cargado nuevamente. Ver figura 16

Asimismo, durante este proceso es posible que se baje el contenido de agua, la relación de vacíos y el coeficiente de permeabilidad, al mismo tiempo, será posible incrementar la resistencia al corte, el módulo de compresibilidad y la resistencia a la penetración.

Finalmente se conoce que este método puede ser aplicado a todo tipo de suelos.

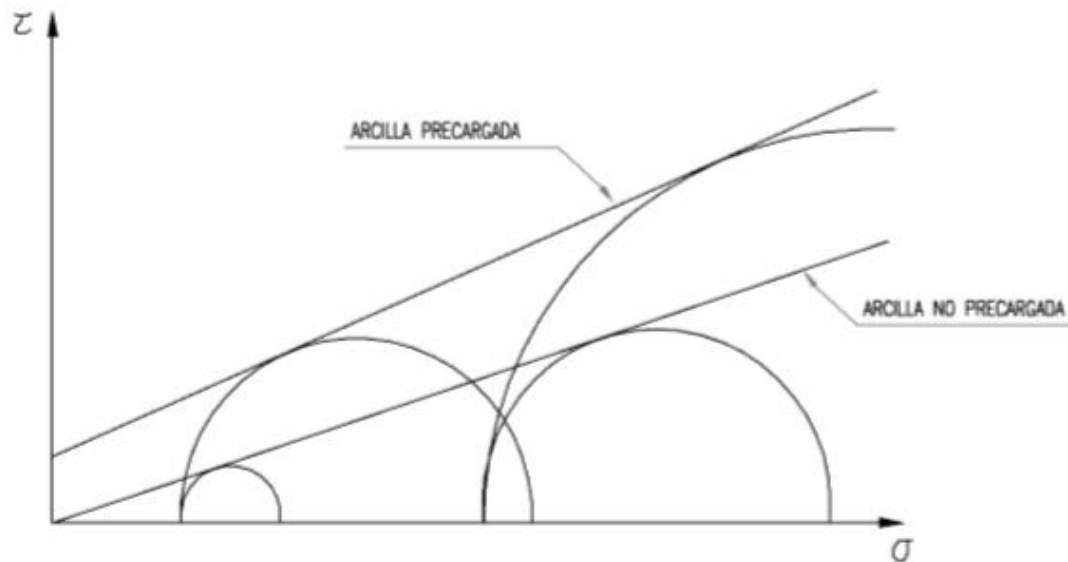


Figura 16: Círculos de Mohr y líneas de resistencia intrínseca para los casos de una arcilla precargada y de una arcilla sin precarga (Zamora 2014)

1.2.3 Columnas de grava

Método utilizado para precipitar la consolidación de distintos tipos de suelos blandos, también conocidos como inclusiones verticales de grava, pueden ser zanjas o columnas de grava. Asimismo, este método supone un refuerzo extra para el terreno Ver figura 17

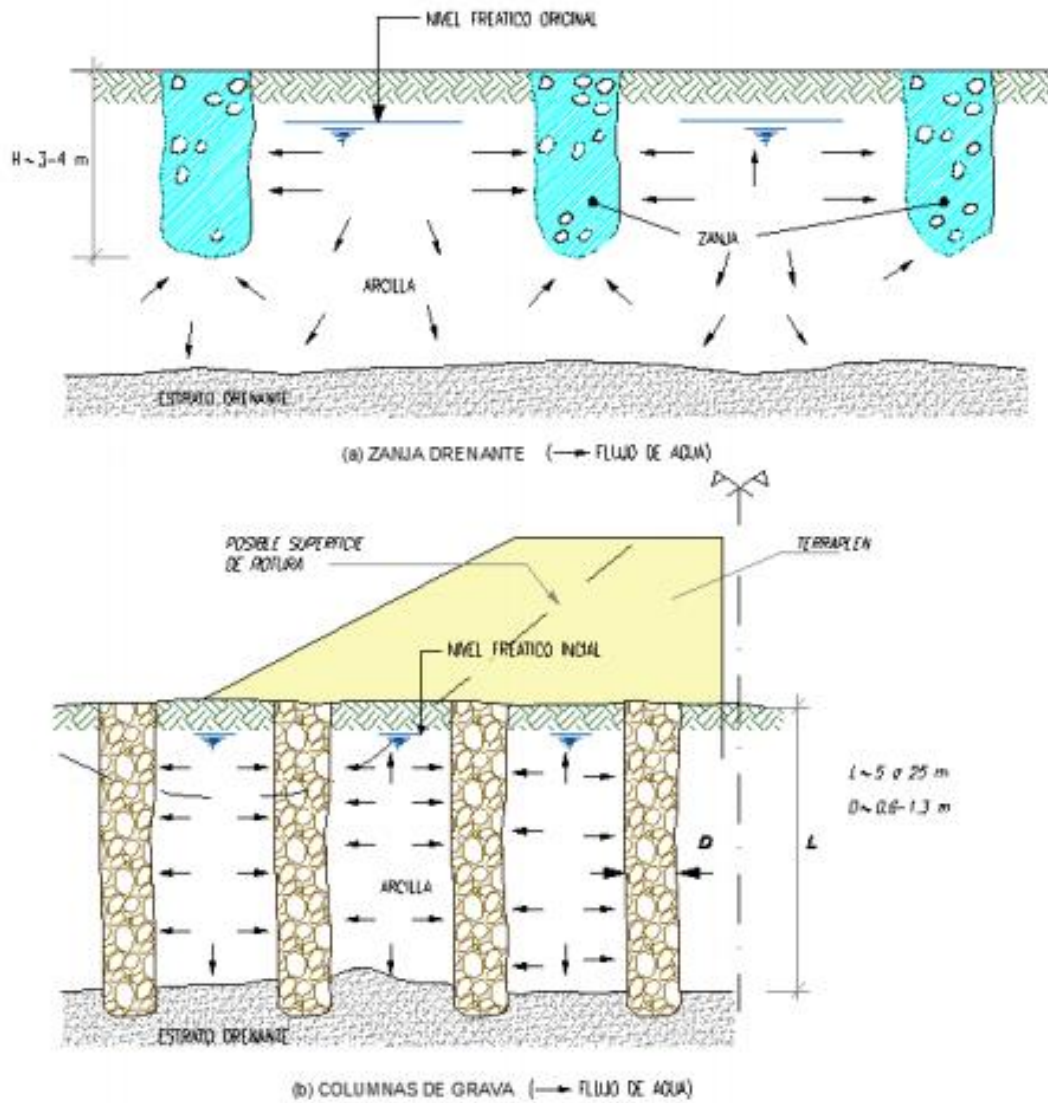
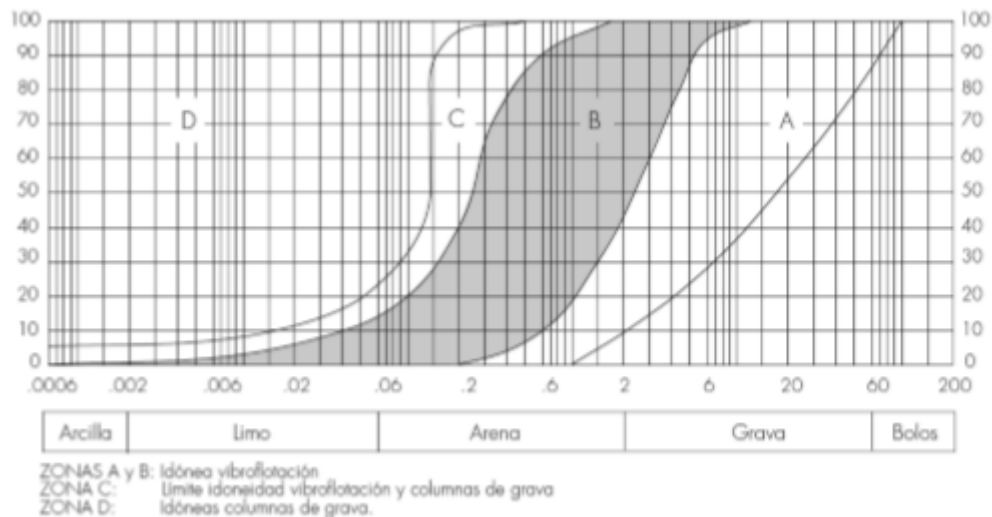


Figura 17: Utilización de zanjas drenantes y columnas de grava (Zamora: 2015)

En aquellos suelos de historia cohesiva se logra un incremento de su resistencia mediante la aplicación de vibradores como procedimiento parecido a la vibroflotación, pero perforando el vibrador en el terreno con un aporte simultaneo de grava que se mezcla con el suelo a tratar.



Zonas A y B: Idónea vibro flotación.

Zona C: Limite idoneidad vibro flotación y columnas de grava.

Zona D: Idóneas columnas de grava.

Figura 18: Zonas de aplicación de los sistemas de vibro flotación o de columnas de grava según la curva granulométrica del terreno. (Sagasetta 2006)

Los objetivos del tratamiento con columnas de grava según Zamora son:

- Incrementar la capacidad portante del suelo.
- Disminuir asentamientos.
- Crear un proceso más rápido de consolidación
- Incrementar la estabilidad al deslizamiento de terraplenes u otros suelos.

Estos nuevos resultados se expresan en función del factor de mejora, este define como el cociente entre el asiento del terreno antes y después del tratamiento (Coronilla 2015)

Una manera de comprobar la densidad relativa es mediante los ensayos penetrométricos, también presiométricos y S.P.T.

1.2.4 Jet grouting

El jet grouting significa una sustitución del terreno ya sea total o parcial con lechada a través de su inyección a rápida velocidad por medio de pequeñas toberas en los costados,

mientras sube y se rota, con velocidades controladas del diámetro de la varilla de perforación (Armijo 2008). De esta manera se crean columnas de suelo-cemento.

Los efectos sobre el terreno y las características del “jet-grouting” son los siguientes:

- Dicha técnica produce una mejora significativa en el suelo, gracias a la compactación que se genera por la expansión del terreno en los alrededores de la punta del taladro como consecuencia a la inyección de material a una presión muy alta. Este se comprobado por medio de ensayos en el sitio de estudio para mayor certeza de los resultados. Dicha mejor se hace notable a partir del uso de taladros en separaciones mayores a dos metros.
- Este método no afecta la presión generada en el fondo, también llamado presión intersticial.
- Dicho método no afecta las condiciones de estabilidad del suelo.
- Presenta una gran versatilidad, esto permite soluciones rápidas, muro-pantalla, esto permite no dañar estructuras adyacentes. Puede llevarse a cabo generalmente en todo tipo de terreno y a través de obstáculos artificiales.

El terreno debe presentar una capacidad portante tratada, esta debe considerarse como una suma de las columnas tratadas y del terreno natural mejorado ubicado entre ellas. La carga por columna suele tomarse de 200 a 1000 kN y la presión admisible bajo cimientos de 0,5 MPa a 1,5 MPa.

Aunque se llegaron a desarrollar numerosas variantes del método de jet-grouting (Celma 2004) en el ejercicio cotidiano en España se contemplan tres tipos de tratamientos mediante jet-grouting:

Tipo 1: El tratamiento más simple, mono jet o fluido única, en donde la propia inyección de lechada de cemento genera por una parte la disgregación o el desplazamiento del terreno y, por otro su mezcla con este.

Tipo 2: Tratamiento Jet-grouting de triple fluido o triple-jet, este tratamiento envuelve el aire comprimido a el chorro de agua a presiones muy altas del tipo 2, que se inyecta por las toberas superiores para romper e ingresar al terreno y, después rellenarlo con lechada de cemento inyectada por las toberas inferiores como se muestra en la figura 19.

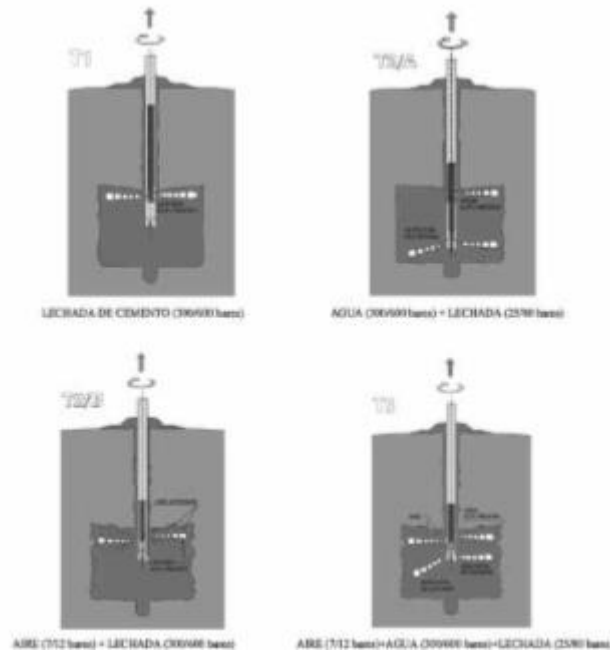


Figura 19: Esquema de los tres métodos de inyección. (Pollan:2014)

1.2.5 Inclusiones rígidas

Las inclusiones rígidas hacen referencia al uso de columnas semirrígidas o rígidas en terreno blando para mejorar el rendimiento global de suelo mediante la disminución del asiento y el incremento de la capacidad portante. En el sentido amplio, las columnas de grava o pilotes de arena son un tipo de inclusiones rígidas. Sin embargo, son tratados por separado porque los materiales usados para esas columnas (arena, granulares o piedras) carecen de cohesión y las columnas no son capaces de mantener su forma sin soporte lateral. El método de la inclusión rígida es similar al uso de pilotes. Sin embargo, la resistencia y la rigidez de las inclusiones rígidas son generalmente mucho más pequeñas que los pilotes.

La inclusión rígida se usa principalmente para reducir los asientos globales y diferenciales reduciendo la carga soportada por el terreno blando (generalmente entre 60 y 90 %), a la vez que transmiten la carga entera a la capa de tierra más profunda, al igual que los pilotes. Hay muchas clases de inclusiones rígidas que pueden ser usadas para reforzar el terreno blando. Un resumen aparece en la tabla 1.5. Muy a menudo se utiliza una plataforma de distribución de carga sobre las inclusiones rígidas y bajo estructuras uniformemente cargadas como terraplenes y losas.

El rol principal que tiene la técnica es transmitir la carga que se recibe de la capa de reparto y del mismo terreno natural a un estrato más firme con la finalidad de disminuir los posibles asentamientos o deformaciones y así asegurar la estabilidad global de la planta cimentada. Es decir, es la razón por la cual las inclusiones están apoyadas en una capa dura o también empotradas.

- Principio de funcionamiento: El principio de funcionamiento de la técnica se muestra ilustrado en la Figura 20. Estas inclusiones están instaladas en el suelo blando formando una malla y apoyadas sobre el estrato rígido. Sobre estas se encuentra apoyada la capa de reparto de transferencia de cargas. Las características geotécnicas o geométricas de esta capa influyen en su funcionalidad respecto a la transmisión de cargas. (Gómez 2012)

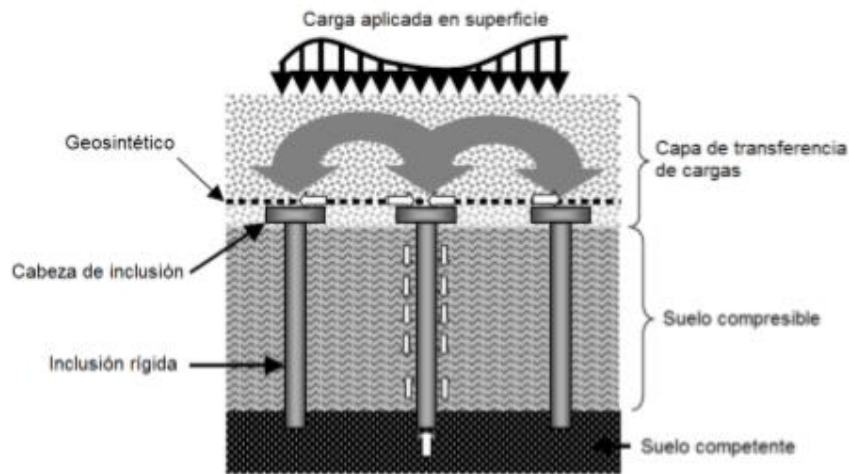


Figura 20: Principio de funcionamiento (Gómez: 2012)

Utilizar las geomallas en la capa superior denominada de reparto optimiza las tensiones en las columnas y las disminuye sobre el suelo blando debido a este efecto conocido como membrana que se genera al aparecer desplazamientos verticales mínimos diferenciales entre la parte superior de las columnas y el suelo blando.

Justo por la parte inferior de la capa superior se genera un nuevo mecanismo de transmisión de cargas, que se produce a lo largo de la columna por el rozamiento negativo y el asentamiento relativo entre el estrato blando y la inclusión rígida. En cambio, en la parte superior se genera un roce contrario porque el estrato blando asienta en mayor número que la inclusión. Es conocida la hondura, nombrada punto neutro, este punto es donde la columna de suelo cemento y el suelo blando se asientan en misma cantidad y

esta separa la zona de roce negativo de la zona positiva. Para este proceso es importante estimar la profundidad del punto para así encontrar el empotramiento y la longitud total de la inclusión rígida. El mecanismo de transmisión de carga a lo largo de la columna rígida se muestra en la Figura 21.

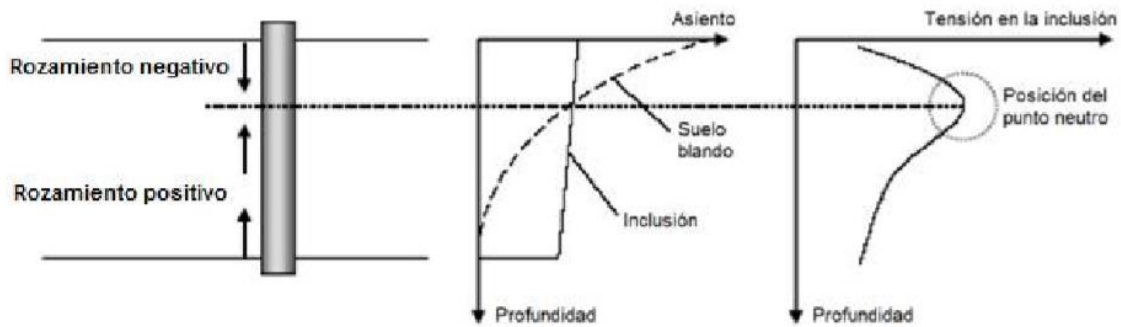


Figura 21: Principio de funcionamiento (Gómez: 2012)

- La capa de transferencia de cargas.

Es la cual asegura la transferencia entre las cargas que se aplican en la parte superficial y las columnas. La reunión de las cargas sobre estas columnas ayuda a disminuir e igualar los desplazamientos verticales en la parte superficial.

El parámetro más significativo que participa en el diseño de esta capa es el conocido factor de reducción de tensiones en el suelo blando. Dicho factor correlaciona la tensión la cual podría soportar el suelo blando con o sin la técnica de mejora. Es importante precisar que mientras más baja sea la tensión en el suelo, mejor será la capa de transferencia de cargas. Asimismo, las variables más importantes que aportan de forma directa en este parámetro son la distancia entre cada inclusión, son el ángulo de rozamiento de la capa de transferencias, el tamaño de la posición superior de las columnas y el espesor de la capa de reparto.

Dicha capa esta formada por distintos materiales, materiales a base de cemento o cal, o materiales de tipo granular. También este puede acomodarse en diferentes niveles de material geo sintético que mejore la transmisión de las cargas.

Estas diferentes disposiciones se presentan en la Figura 22.

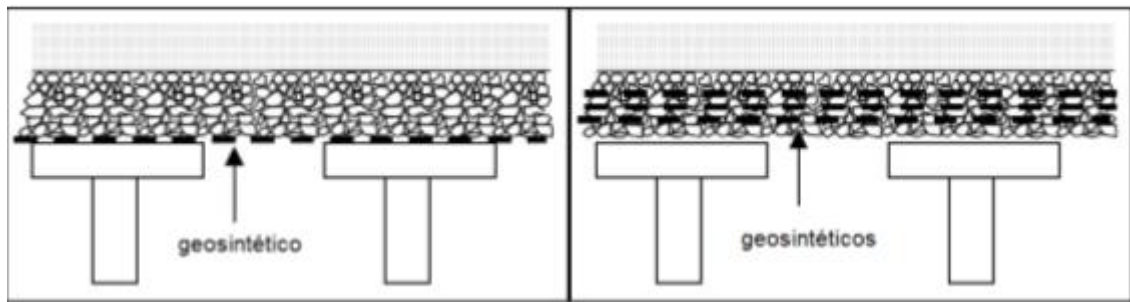


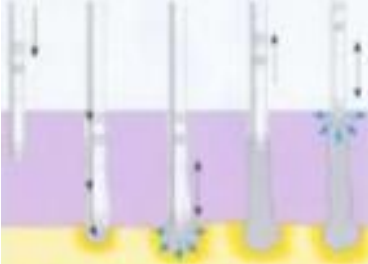




Figura 22: Diferentes disposiciones del refuerzo geo sintético en la capa de reparto (Gómez: 2012)

Tabla 3; Tipos de las inclusiones rígidas. (Pollan:2014)

METODO	DETALLES	DESCRIPCIÓN
Columnas de modulo controlado (CMC)	Observar los detalles en la figura.	
Columnas de suelo-cal (DSM)	Observar los detalles en la figura.	
Columnas de grava por inyecciones	Observar los detalles en la figura.)	
Columnas de hormigón vibrado (VCC)	Observar los detalles en la figura.	

Pilotes de hormigón “in situ” huevos (FCC)	Observar los detalles en la figura.	
Pilotes en forma de Y o X	Observar los detalles en la figura.	

➤ Principales técnicas de inclusiones rígidas del tipo de pilotes de desplazamiento

Anteriormente ya se enlistaron distintas técnicas de inclusiones rígidas, sin embargo, existen muchas más. Los pilotes de desplazamiento son las técnicas con mayor número de uso y se describen como una técnica ya patentada por distintas empresas especializadas para conseguir controlar la calidad de la inclusión.

Asimismo, estos resultan ser muy ventajosos en algunos puntos como:

- Su aplicación en cualquier terreno compresible , así mismo en terrenos de alto contenido orgánico.
- El procedimiento de esta técnica no emite vibraciones ni daños en las capas superiores, lo que permite trabajar a zonas adyacentes a cualquier estructura sensible.
- Promueve el uso de zonas abandonadas por la pésima calidad de los suelos.
- Con la técnica se puede evitar excavaciones y sustituciones de suelos, así se reducen los residuos.
- Es posible ajustar las longitudes de las columnas in-situ en función de las características reales del terreno en cuestión sin empalmes o cortes.
- La reducción de costos es considerable, ya que su uso es menor en cuanto a hormigón y acero de los elementos de cimentación como vigas y losas estructurares.
- Es posible controlar la ejecución del pilote utilizando un sistema de monitorización especialmente diseñado. Esto facilita a cualquier operario de la

maquina el controlar en mediciones de tiempo actual mediante el registro de parámetros, los cuales aseguran la correcta instalación del cmc.

➤ Pilotes tipo SCREWSOL

Este sistema SCREWSOL se caracteriza por ser un método de construcción de pilotes por desplazamiento gracias a rotación de su eje. El principal objetivo de este sistema se basa en la reducción de costos generales de cimentación a causa de la reducción de distancias y diámetros de los pilotes. Asimismo, se aplica dicha técnica ya que la firmeza del suelo es mejorada, además facilita una trasmisión de cargas optimizada para el terreno a estudiar.

➤ Columnas de Modulo controlado (CMC)

Es una técnica desarrollada en Francia aproximadamente en los años 1990, esta técnica está caracterizada por su alto grado de competencia que tiene frente a los pilotes, ya que es muy económica y su surgimiento fue principalmente por esta razón.

Las Columnas de Modulo Controlado se ejecutan por medio del uso de una barrena de desplazamiento o movimiento y comprensión lateralmente el estrato de suelo sin extraer material.

La ventaja más significativa es que dicha técnica se ejecuta sin producir residuos ni vibraciones. La lechada es colocada con la presión necesaria para que la estructura no colapse durante la retirada de la barrena. Es así como es posible crear una columna de igual o menor diámetro que la barrena.

➤ Pilotes tipo OMEGA

Esta técnica está caracterizada por ser una inclusión instala in-situ, esta se coloca en el terreno sin vibraciones causando un desplazamiento lateral del terreno.

Su instalación se basa en el sistema de aplicación de par y empuje y extracción por par y tiro. (Gómez: 2012)

La cabeza OMEGA tiene un diámetro que va incrementándose gradualmente, al final esta tiene una hélice que proporciona el diámetro nominal de la inclusión y asegura el desplazamiento efectivo. Es importante realizar ensayos de campo para tener una interacción correcta de inclusión-terreno.

Los diámetros suelen variar entre 36 y 56 cm con escalones de 5 cm. La longitud máxima depende del equipo utilizado, siendo el mínimo 32 cm. El rendimiento esperado oscila entre 150m/tubo.

1.3 Pruebas de campo

1.3.1 Ensayo de penetración estándar

El ensayo de penetración standard (SPT) es un ensayo de campo que mide la resistencia a la penetración del terreno mediante la hincada dinámica de una muestra que tiene una forma normalizada como se muestra la figura 23

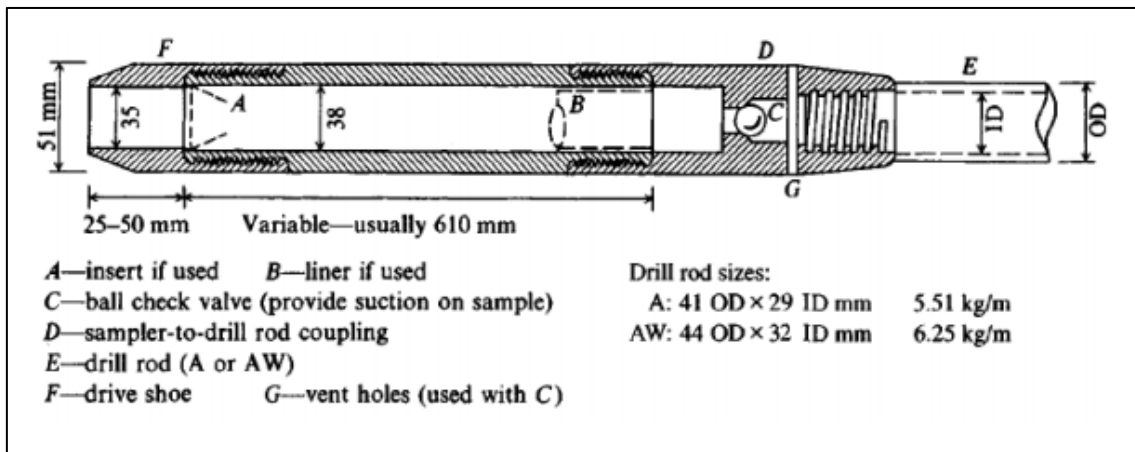


Figura 23: Saca muestras del ensayo SPT (Maldonado 2018)

Este ensayo es importante porque se define como un ensayo que cuenta el número de golpes necesarios para introducir un tomamuestras tubular de acero hueco o con punta ciega. Es importante esta medida debido a que estas sirven para desigular de otros ensayos de penetración. Tanto el tomamuestras tubular como la puntaza ciega y el varillaje están dispuestos según la norma. Los mismo puedes consultarlos en la norma SPT UNE-EN ISO 22476-3: 2006o ASTM D1586.

➤ Objetivos del ensayo SPT:

- Hallar la resistencia a la penetración con un muestreador del suelo
- Hallar la correlación ente el número de golpes y la compacidad del terreno
- Hallar la resistencia a la compresión simple por medio de ábacos ya existentes

➤ Procedimiento del ensayo SPT

Cuando se realiza la perforación de sondeo, se logra superar la distancia donde se ejecutara la prueba, evitando el avance de la entubación y observando limpio el fondo del sondeo, se baja el sacamuestras SPT que se encuentra unido al varillaje hasta tocar el fondo pero con precaución (ver figura24). Después se sube este durante varios movimientos el objeto frecuentemente, aplicando una caída libre sobre una sufridera unida en la zona superior del varillaje.

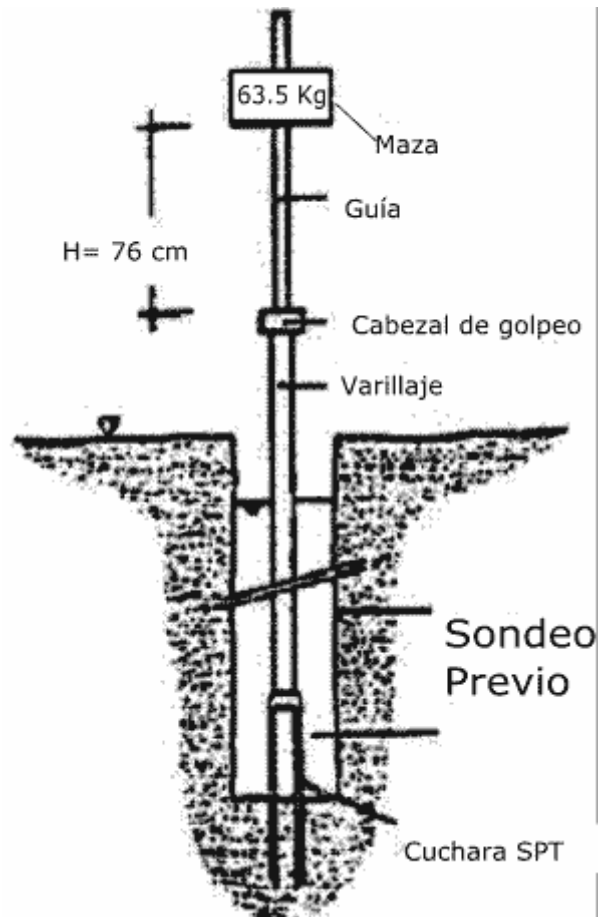


Figura 24: Equipo de ensayo SPT (Maldonado 2018)

El tomamuestras debe introducirse en el terreno 45 cm y se contabilizan los golpes cada 15 cm, sin tomar en cuenta los golpes del 1er segmento puesto que es el de penetración inicial del terreno. Se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara en los primeros 15 centímetros ($N_0 - 15$).

El resultado del ensayo es el golpeo SPT o Resistencia a la Penetración Estándar se puede ver en la ecuación 2:

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45} \text{ (ecuación 3)}$$

-
- Cálculo y correlaciones de acuerdo al N

Con dicho valor N es posible determinar, el módulo de elasticidad, la resistencia a la compresión, el coeficiente denominado balasto, el coeficiente de la variación volumétrica y la capacidad portante del suelo o desplazamientos.

Es necesario realizar las correcciones, pero que hacen cambiar en valores mínimos el valor de (Nf) (final) de campo. A dicho nuevo valor se le llama N corregido, estándar (Ns) o N60, es así que: Según Bowles (1988) para todas las variaciones hay factores de corrección a la energía teórica de referencia E_r y también para el valor de N de campo es necesario realizarle una corrección según la siguiente ecuación

$$N_{corr} = N \times C_n \times h_1 \times h_2 \times h_3 \times h_4 \text{ (Ecuación 4)}$$

- Correlaciones ensayo SPT

A continuación, mostraremos la correlación del ensayo SPT con algunos parámetros del suelo Ver tabla 4

1. Correlación con la compacidad para suelos granulares

N (SPT)	Compacidad	ϕ (*)
0 a 4	Muy floja	28.00
4 a 10	Floja	28 a 30
10 a 30	Medianamente densa	30 a 36
30 a 50	Densa	36 a 41
>50	Muy densa	> 41

Tabla 4: Correlación entre SPT, compacidad y el ángulo de rozamiento interno en suelos granulares (Maldonado 2018)

2. Con la densidad relativa, teniendo en cuenta la influencia de la profundidad.

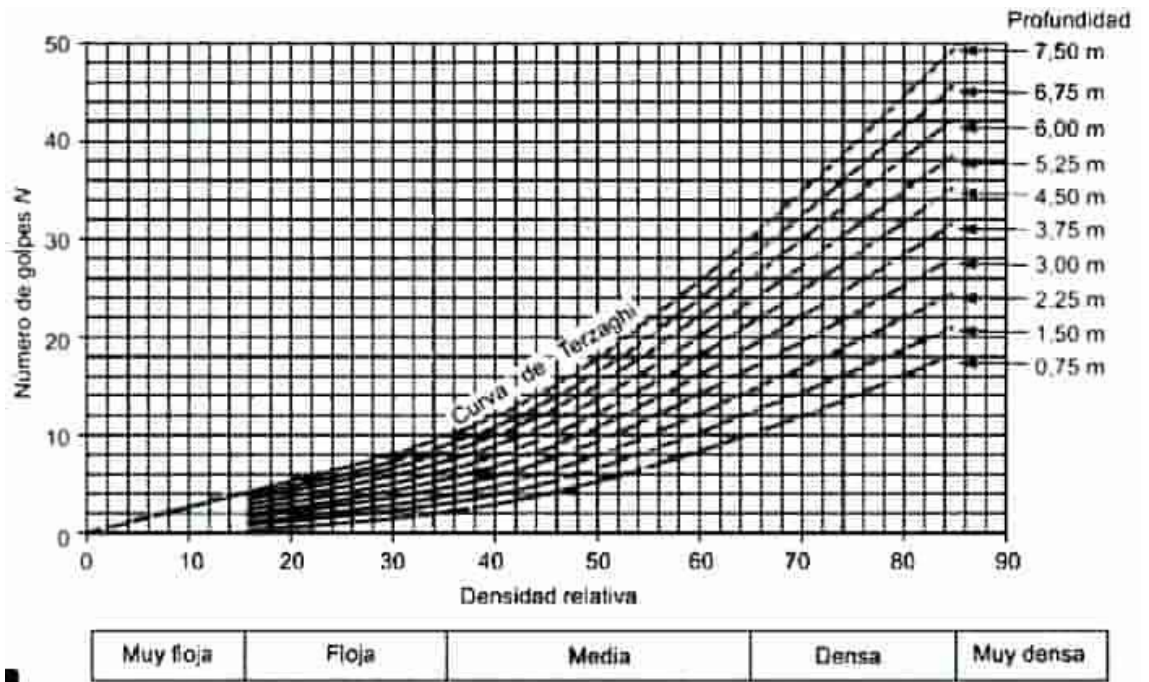


Figura 25: Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad (Thombum 1963)

3. Con un Angulo necesario denominado rozamiento de los suelos granulares, entre 2m de profundidad aproximadamente.

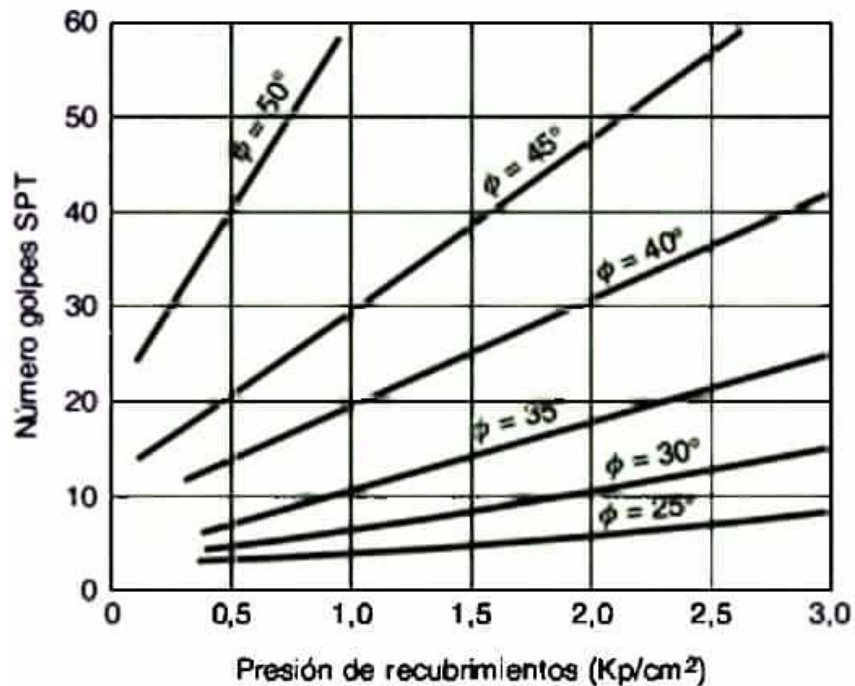


Figura 26: Estimación del valor del ángulo de rozamiento a partir del valor N en arenas (De Mello, 1971)

1.3.2 CPT

Según la empresa SGS Perú (2018) el método de ensayo CPT se basa usando una plataforma de tipo hidráulica para lograr introducir a cierta presión una punta de forma conica apoyada en el suelo usando varias barras. Este método mide de manera seguida la resistencia que se necesitada para introducir al suelo de estudio con una velocidad que varía de manera constante de dos a tres centímetros por segundo. Asimismo, la fuerza que se aplicara totalmente la cual actuara sobre el cono se denomina la resistencia del cono y según el criterio utilizado este calificara la fuerza de su suelo. La fuerza que actúa sobre las barras de sondeo (Figura 27) brinda la fricción necesaria.



Figura 27: Cono del ensayo CPT (Gonzales 2005)

La información recolectada será usada para calcular los siguientes parámetros geotécnicos:

- ángulo de fricción efectivo en el suelo
- coeficiente de consolidación en el suelo
- comportamiento del asentamiento de una cimentación en el suelo
- capacidad de carga en el suelo

Gracias a los cálculos detallados se permitirá ofrecer un informe minucioso con los datos adecuados para garantizar en el suelo la facilidad de sus planes de cimentación.

➤ Procedimiento

Este método se realiza penetrando una punta conica sobre el terreno de estudio a una velocidad constante de 2 a 3 centrimetros por segundo. Esta misma herramienta tiene, una coraza de fricción que se encuentra conetada a las células de carga que ayudaran a medir la resistencia de la punta q_c , y la resistencia friccional del cilindro, f_s . A partir de estos parámetros se obtiene el radio de fricción, R_f de la ecuación 3:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c}$$

(ecuación 5)

f_s : Resistencia friccional del cilindro

q_c : Resistencia de punta

El radio utilizado para la fricción tiene una utilidad para estratificar el suelo en estudio y saber cuál suelo es en mayor proporción cohesivo y cuales en menor proporción no cohesivos. La dureza de la punta y la fricción ubicada lateralmente se relacionan con el tipo de suelo y las propiedades, es decir, como se produce la sobre consolidación, el grado de cementación, la edad y la sensibilidad, de esta manera obteniendo una ultima clasificación. Este método discretiza entre suelos duros y suelos blandos, entre arenas muy sueltas o también muy densas, entre arenas y arcillas limosas, arcillas arenosas, arcillas inorgánicas insensitivas, arcillas orgánicas y turba Alta inversión.

Es posible identificar los suelos de acuerdo a los ensayos CPT ver figura 28

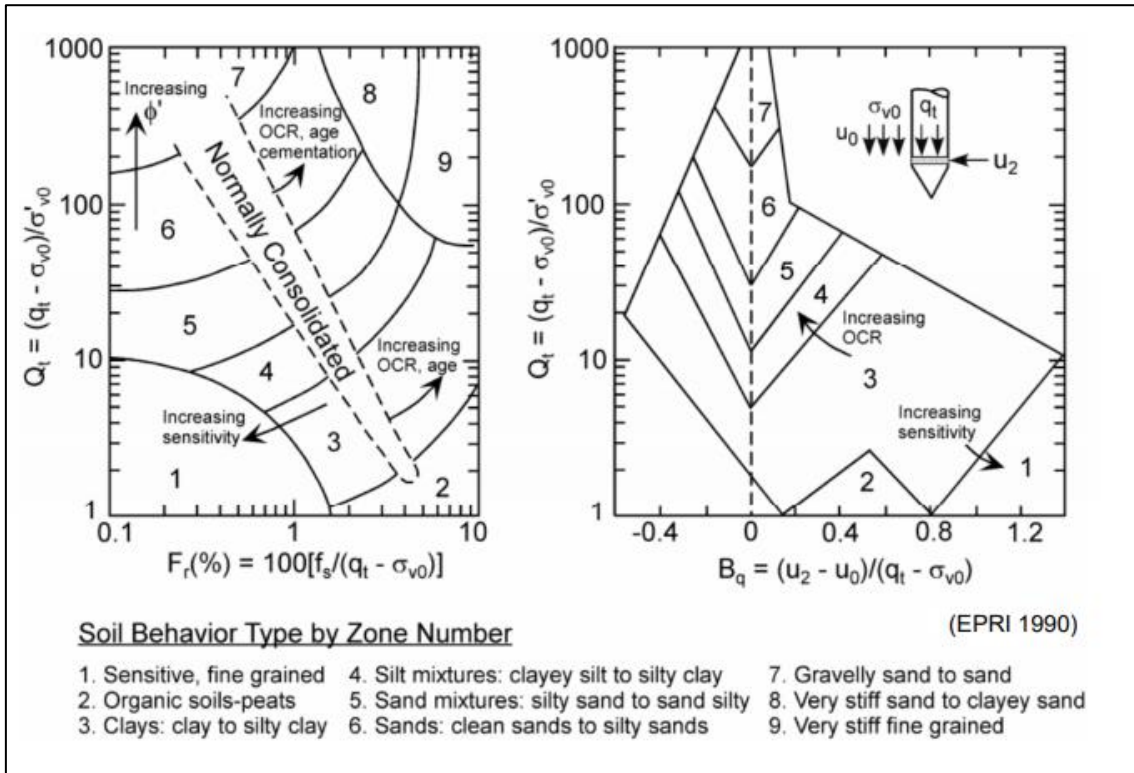


Figura 28: Identificación de suelos con CPT (Alejo 2006)

➤ Descripción del ensayo CPT: En la Figura 29 se ilustra un ensayo de cono estático eléctrico.

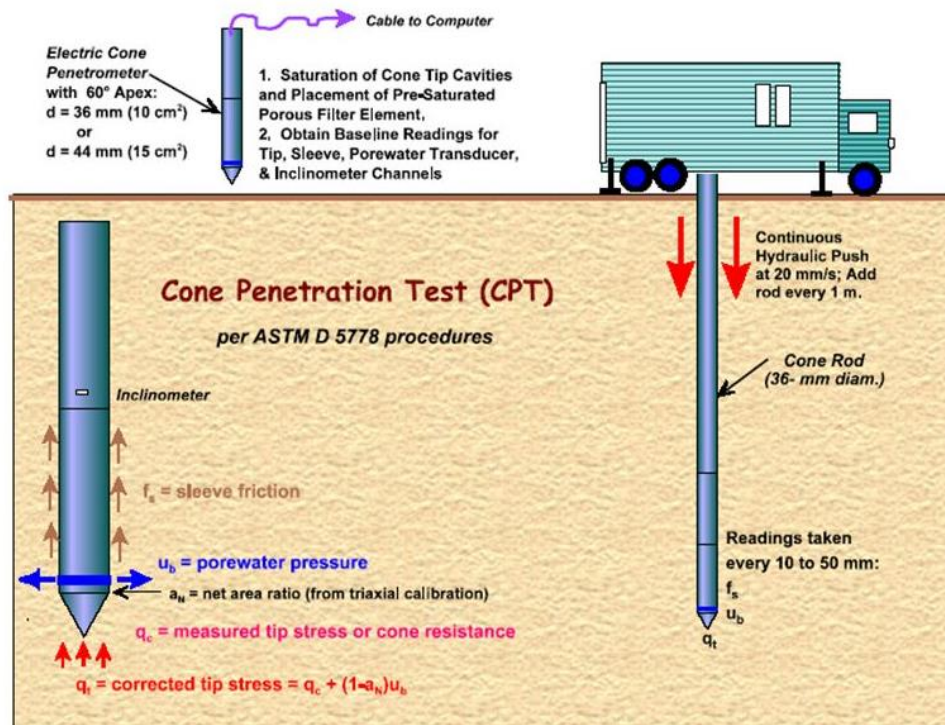


Figura 29: Ensayo del cono estático eléctrico (Alejo 2006)

Determinación del tipo de suelo según su resistencia q_c (ver figura 30)

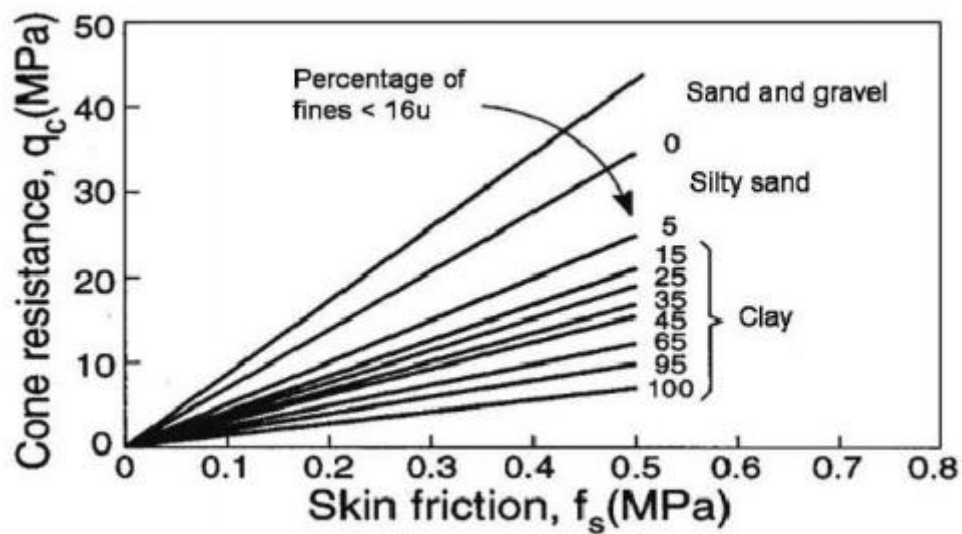


Figura 30: Cone resistance, q_c vs Skin friction, f_s (Gonzales 2005)

➤ Ventajas y desventajas

• VENTAJAS

- Perfiles de continuidad rápida.
- Variedad de perfiles diarios
- El operador proporciona los resultados
- Gran base teórica
- Correcto para los suelos blandos

• DESVENTAJAS

- Mucha inversión (costo)
- Es necesario contar con operadores de primera línea
- Los elementos empleados son muy frágiles y muy costosos
- No se logran tomar buenas muestras de suelo
- No es correcto para los suelos de grava o con bloques

1.3.3 Ensayo presiométrico

EL ensayo presiométrico (PMT) según lo desarrollado por el Ingeniero Jaime Suarez Diaz, es un ensayo que consiste en introducir en el interior de una perforación una sonda con el fin de tomar los datos de variación o deformación de volúmenes, así como también las presiones que se aplican para lograr dichas deformaciones volumétricas, el equipo también mide los esfuerzos y deformación inducida. (Ver figura 31).

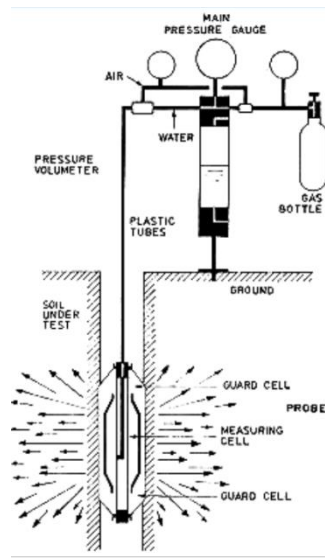


Figura 31: Ensayo Presiométrico PMT (Gonzales 2005)

El procedimiento del presiometrico es relativamente simple.

➤ VENTAJAS:

- Según se menciona, este esta soportado de manera correcta para los cálculos de parámetros de suelos.
- Es posible utilizarlo en cualquier tipo de suelo.
- Es posible determinar la curva de esfuerzo – deformación.
- Es posible determinar ensayos cíclicos.

ENSAYO PRESIOMÉTRICO (PMT) ASTM D4 179

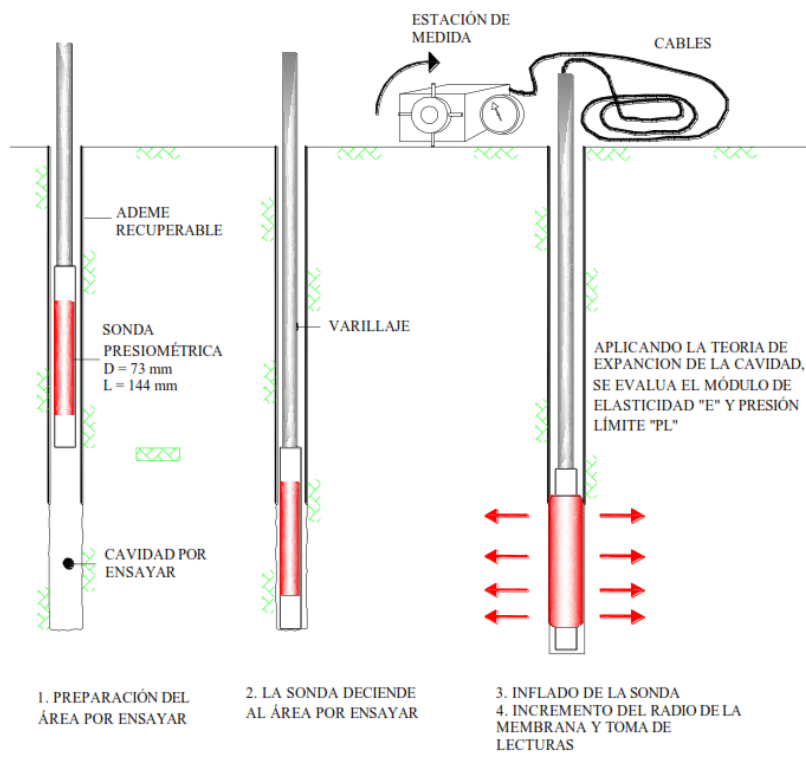


Figura 32: Ensayo Presiométrico PMT (ASTM D4 179)

➤ DESVENTAJAS:

- Se necesitan operadores calificados.
- El equipo cuenta con piezas muy delicadas.
- Este comparado a otros ensayos es el más complejo de realizar.
- Tiene un tiempo de ejecución máximo de 6 por cada día en los tipos de suelos.
- Es posible que se presenten fallas alrededor de la membrana del suelo, ocasionando demoras de hasta 12 horas.

1.3.4 Dilatómetro De Marchetti

El dilatómetro plano DMT, el cual es un equipo para realizar ensayos in-situ. Su uso ha ido aumentando con el pasar de los años y se emplea en practicante todos los países industrializados. Este ensayo esta estandarizado por la norma ASTM D6635 (2001,2007) y el eurocode 7 (1997,2007).

A continuación, le mostraremos algunas características definitivas del DMT:

- El DMT , este ensayo es conocido como penetración en el suelo.
- El DMT, con este ensayo es posible calcular la rigidez de los suelos, lo cual es una ventaja frente a otros ensayos de este tipo. Con este se obtiene a grandes rasgos los datos típicos de ruptura del suelo, para obtener la resistencia del suelo.

1.3.5 Ensayo de resistencia a la compresión

Este ensayo consiste en aplicar una carga de compresión axial a los ensayos en forma de cilindros o extracciones diamantinas a una velocidad normalizada en un rango ya prescrito mientras ocurre la falla. La resistencia a la compresión de la muestra es calculada por división de la carga máxima alcanzada durante el ensayo, entre el área de la sección recta de la probeta como se muestra en la ecuación 6.

$$f'c = \frac{F}{A}$$

(ecuación 6)

F: Fuerza

A: Área

El parámetro obtenido es una propiedad física y normalmente es usado en el diseño de estructuras, se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm²) o en megapascuales (MPa).

Estas pruebas se utilizan principalmente para verificar que la mezcla de concreto a utilizar cumpla con los requerimientos de la resistencia específica *f'c* en el proyecto. Asimismo, es utilizado para fines de control de calidad, aceptación de la muestra de concreto o estimar la resistencia de diversos elementos estructurales que hagan posible la programación de los siguientes procesos constructivos en la ejecución de una obra.

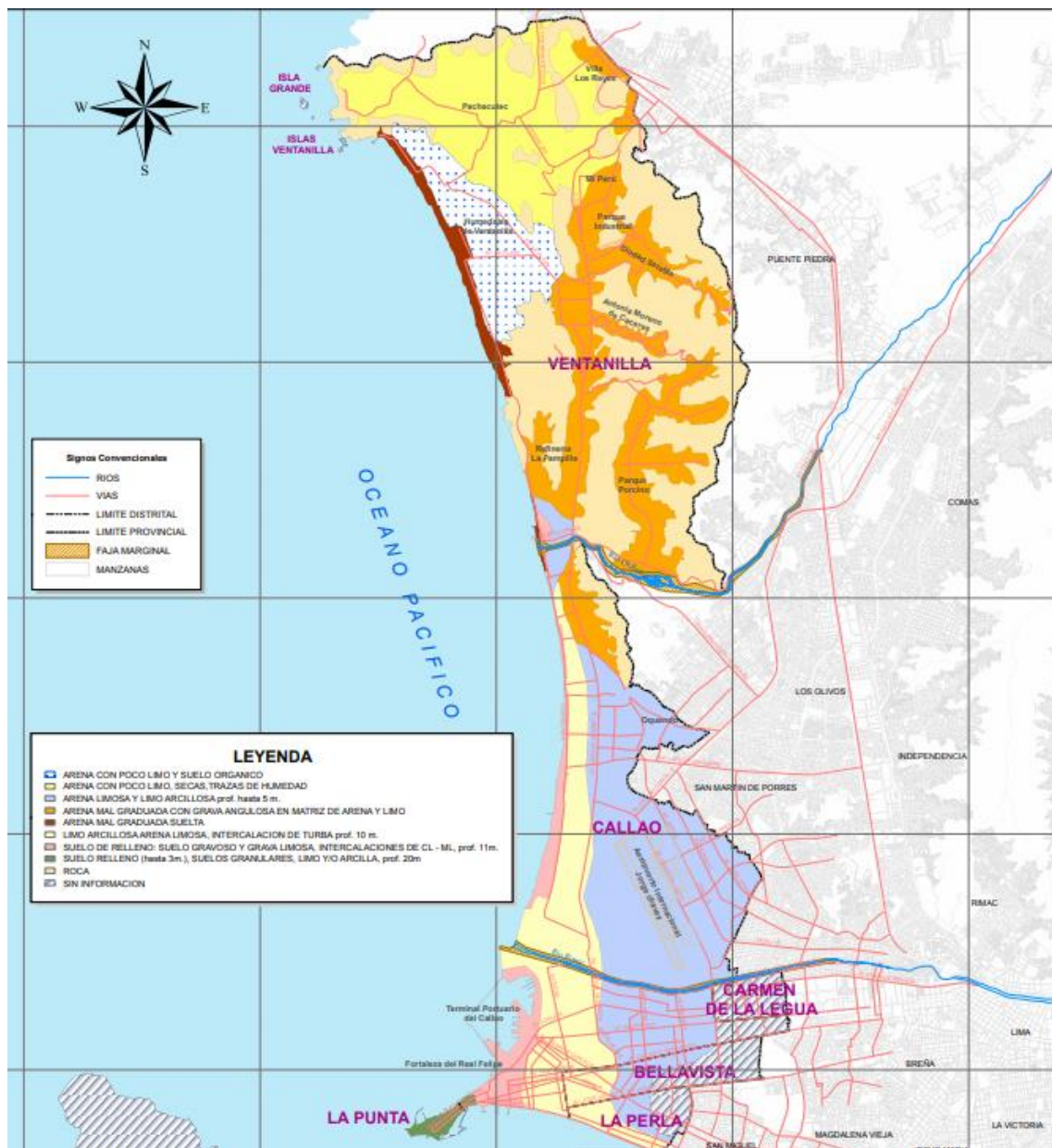
2. MATERIAL Y METODOS

2.1. Material

2.1.1. Población

El conjunto de suelos ubicados en la ciudad del Callao (Ver figura33), ya sean del tipo arena con poco limo y suelo orgánico, arena con poco limo, secas, trazas de humedad, arena limosa y limo arcillosa con profundidades de hasta 5 m, arena mal graduada con

grava angulosa en matriz de arena y limo, arena mal graduada suelta, limo arcilloso, arenas limosas, suelos de relleno como suelo gravoso y grava limosa, suelo relleno (hasta 3m), suelos granulares, limo y/o arcilla. Siendo el suelo limo arcilloso y la arena limosa las que se encuentran en mayor cantidad, para la investigación se utilizaran estos tipos de suelos ya que se prestan conjuntamente para la aplicación de las técnicas de mejoramiento.



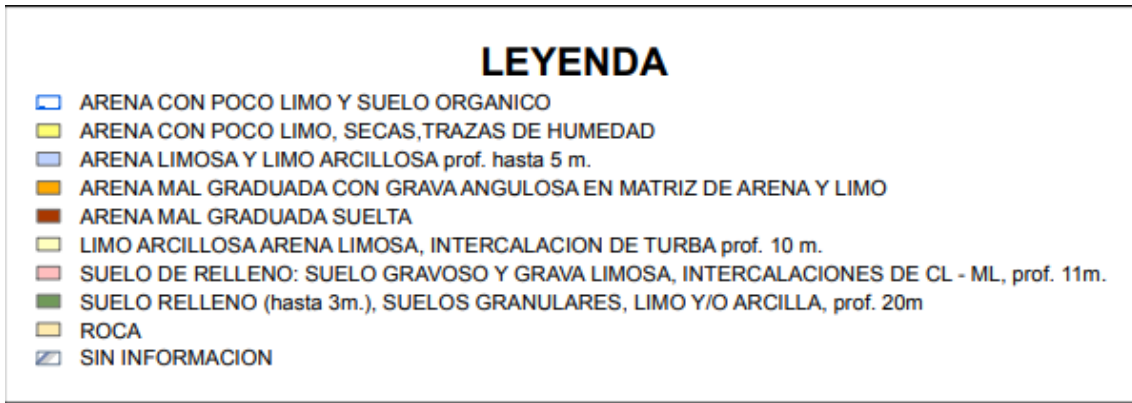


Figura 33: Mapa de clasificación de suelos. Oficina de acondicionamiento territorial (2011)

2.1.2. Muestra

En base a la data recopilada de estudios geotécnicos que ya existieron, se ha realizado una zonificación geotécnica para La Punta-Callao. Esta zonificación se presenta en la Figura 34. (Alva 2011)

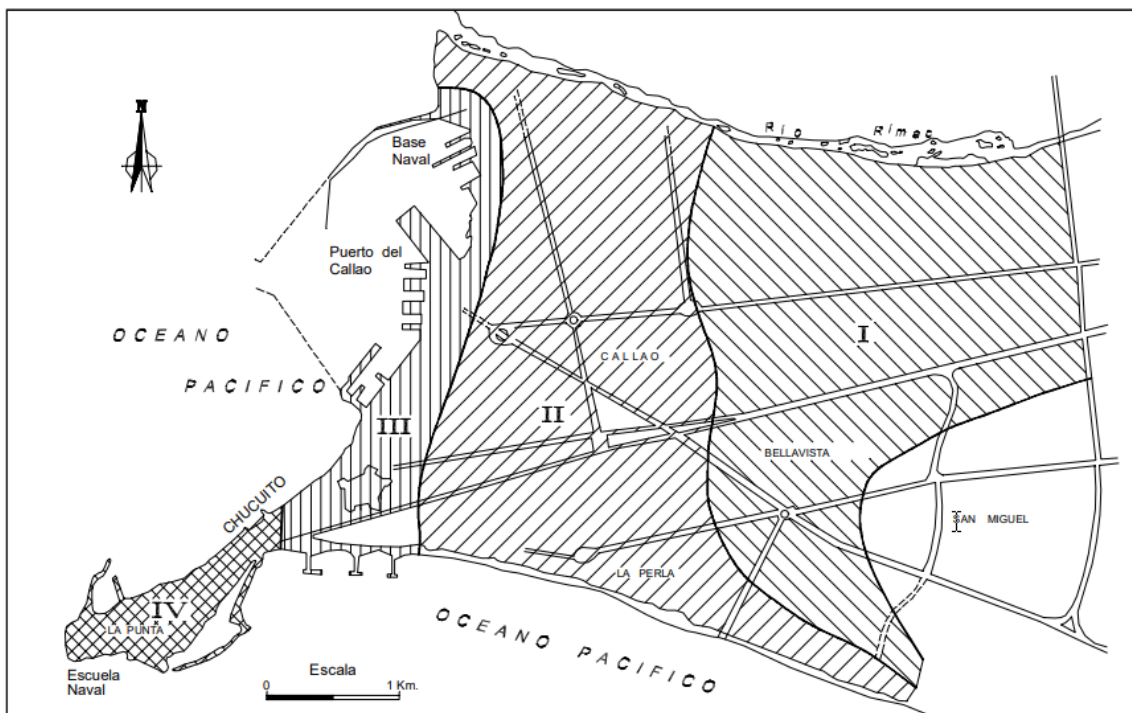


Figura 34: Mapa de Microzonificación de La Punta Callao (Alva: 2011)

ZONA I: El perfil del suelo existente se divide en arenas limosas y limos arcillosos interestratificados, los espesores encontrados son de 5m, supra yaciendo al conglomerado de ya presentado en Lima (mezcla de bolas, arena y grava). Las capacidades portantes suelen variar entre 1.0 a 2.0 kg/cm² para todo tipo de cimentaciones que sean del tipo superficial, y superior a los 4 kg/cm² si la cimentación alcanza la grava de Lima. El nivel freático se encuentra profundo.

ZONA II: El perfil del suelo existente se divide en suelos de baja capacidad portante con grosores entre 10 y 15 metros. Los suelos son arenas limosas con turba, limos arcillosos y arcillas de alta plasticidad. Los suelos orgánicos suelen producir deformaciones verticales en todas las construcciones y asentamientos en las pistas. Las capacidades portantes suelen ser menores y varían por debajo de 1 kg/cm² para cimentaciones superficiales. En este tipo de suelos es recomendable utilizar vigas de cimentación conectadas.

ZONA III: Es una área adyacente a la línea de la costa. El perfil de suelo existente se divide en conglomeraciones de tipo superficial que están cubiertas por una capa de material fino. “El puerto de El Callao” esta ubicado en la zona mencionada. El tipo terreno es errático por los trabajos que se realizaron con anterioridad.. Para estructuras pesadas en esta área se emplea pilotes del tipo de capacidad por punta o alguna técnica de mejora. El nivel freático está dispuesto entre 1 metro y 3 metros.

ZONA IV: En esta zona se encuentra la Punta y Chucuto. El perfil de suelo existente consiste en un tipo de relleno de 3 metros de espesor que es gravoso artiicial, que en ocasiones esta mezclado con limo. Este relleno yace por encima de algunos suelos que tienen espesores mayores a 12 metros. Debajo de estos yacen materiales muy finos con profundidades de hasta 20 metros y 28 metros, en La punta y la Escuela Naval respectivamente. Finalmente, el compuesto se ubica en el perfil estratigráfico. El nivel freático tiene profundidades entre 1.5 metros hasta 3.5 metros. Asimismo, es recomendable utilizar datos de capacidad portante de 1.5 a 2.0 kg/cm² para las cimentaciones de tipo superficial y en ocasiones aisladas. El uso de pilotes no es el más adecuado, debido a su alta deformabilidad. Asimismo, se recomienda la aplicación de alguna técnica de mejora dependiendo del tipo de estructura que se desee construir.

2.2. Método

2.2.1. Nivel de Investigación

El nivel de investigación a emplear será exploratorio porque es indispensable conocer el comportamiento de los suelos a estudiar, es decir no todos los suelos se comportan de la misma forma.

Correlacional, porque se explicarán el porqué de la mejora del suelo, y que efectos tiene sobre futuros problemas después de la aplicación de las técnicas de mejora.

Descriptiva, porque se describirá cada uno de los parámetros respecto al comportamiento del suelo.

2.2.2. Diseño de Investigación

El diseño de la investigación se verá reflejado en la comparación de los parámetros obtenidos de ambas técnicas de mejora de suelos. Específicamente se realizará la mejora de suelos en la zona del Callao ya previamente explicada en la población.

RG	X	0
Inclusiones rígidas	Parámetros	Documental De campo Experimental
Compactación Dinámica	Parámetros	Documental De campo Experimental

Respecto a las 4 zonas de estudio se tomara como referencia los estudios ya realizados previamente, además se realizaran mediciones de tipo documental respectivamente tesis de apoyo y artículos de investigación, asimismo ensayos de campo que serán realizados in-situ y experimentalmente realizaremos pruebas de laboratorio sobre las muestras y un prediseño en base a los datos obtenidos en el programa Plaxis para tener una simulación de la posible mejora y posterior a esto una comparación exhaustiva de los parámetros que serán estudiados como la permeabilidad, resistencia y deformabilidad.

Tabla 5: Comparación de parámetros. Fuente Propia

TECNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	Granular	Cohesivo	Resistencia	Deformabilidad	Permeabilidad	
Compactación Dinámica	Cualquier tipo		SI	SI	NO	Profundidades menores
Inclusiones rígidas	Cualquier suelo blando		SI	SI	SI	Mas de 20m

2.2.3. Variables de estudio y operacionalización

Los objetos utilizados como variables de estudio dentro de la investigación son aquellos que definen el diseño y procedimiento de comparación de ambas técnicas de mejoramiento de suelos.

La técnica de inclusiones rígidas cuenta con distintas variables a estudiar, tales se mencionan como características del caso a estudiar. Para tal se realiza un modelo ya sea Axisimetrica o modelo plano para encontrar un punto de comparación en cuanto a los asentamientos generados en el suelo estudiado.

➤ INCLUSIONES RIGIDAS

- Parámetros Geométricos, a continuación en la siguiente tabla se mostraran los parámetros geométricos utilizados.

Tabla 6: Parámetros Geométricos. (Fuente Propia)

Variable	Dimensión*	Indicador	Unidad de medida	Instrumento de Investigación
Cabeza de inclusión	D	Diámetro requerido	m	-
Separación entre inclusiones adyacentes	s	Separación requerida	m	-
Radio celda unitaria malla cuadrada	R	Radio requerido	m	-
Altura del terraplén	HR	Altura requerida	m	-
Espesor capa blanda	H	Espesor requerido	m	-

- Parámetros geotécnicos terraplén, a continuación, en la siguiente tabla se mostrarán los parámetros geotécnicos del terraplén utilizados.

Tabla 7: Parámetros Geométricos terraplén. (Fuente Propia)

Variable	Dimensión*	Indicador	Unidad de medida	Instrumento de Investigación
Peso específico	YR	Peso específico terraplén	kN/m ³	-
Angulo de rozamiento	ϕR	Angulo de rozamiento según	°	-
Dilatancia	Ψ	Dilatancia requerida	°	-
Cohesión	c	Cohesión requerida	kN/m ²	-

Módulo de Young	de E	Módulo de Young requerido	kN/m ²	-
Coefficiente de Poisson	de V	Coefficiente de Poisson requerido	-	-

- Parámetros geotécnicos del suelo blando, a continuación en la siguiente tabla se mostrarán los parámetros geotécnicos del suelo blanco utilizados.

Tabla 8: Parámetros geotécnicos del suelo. (Fuente Propia)

Variable	Dimensión*	Indicador		Unidad de medida	Instrumento de Investigación
Peso específico	Y	Peso específico terraplén		kN/m ³	-
Angulo de rozamiento	ϕ	Angulo de rozamiento según		°	-
Cohesión	c	Cohesión requerida		kN/m ²	-
Módulo de Young	de E	Módulo de Young requerido		kN/m ²	-
Coefficiente de Poisson	de V	Coefficiente de Poisson requerido		-	-

- Parámetros geotécnicos Inclusión, a continuación, en la siguiente tabla se mostrarán los parámetros geotécnicos Inclusión utilizados.

Tabla 9: Parámetros geotécnicos inclusión. (Fuente Propia)

Variable	Dimensión*	Indicador	Unidad de medida	Instrumento de Investigación
Peso específico	Y	Peso específico terraplén	kN/m ³	-

Módulo de Young	de E	Módulo de Young requerido	kN/m ²	-
Coefficiente de Poisson	de V	Coefficiente de Poisson requerido	-	-

2.2.4. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos

Para la recolección de datos se utilizó la técnica de la observación, en base a investigaciones pertinentes según nuestro objetivo. Es decir, se utilizó un registro anecdótico de todo lo investigado. La data por utilizar para los Parámetros Geométricos se utilizó la data de la investigación de inclusiones rígidas propuesta por Gómez.

Tabla 10: Características a estudiar

Parámetros Geométricos			
	Índice		Unidad
Radio de inclusiones		0.3 a 0,5	m
Separación de inclusiones continuas	s	1.5 – 2,5 - 4	m
Cohesión terraplén			0
Altura del terraplén	HR	3 a 15	m
Peso específico terraplén		20	kN/m ³

Asimismo, para la modelización utilizamos datos reales de un terraplén previamente diseñado (Mohr-Coulomb) y parámetros de suelo blando (Mohr-Coulomb) estudiados según el mismo tipo de suelo que tiene como objetivo nuestra investigación. Es importante recalcar que no se consideró nivel freático por facilidad de diseño, este parámetro si existe en nuestro punto objetivo, pero se obviara para el primer diseño porque no es relevante en cuanto a deformaciones totales obtenidas.

Los parámetros geotécnicos de la inclusión utilizados son parámetros generales, ya que estos son utilizados de manera general al momento de diseñar una inclusión rígida.

Es importante recordar que estos parámetros no están considerados en los métodos analíticos por lo que habrá que analizar el tipo de inclusiones rígidas serían más acertadas para ese caso de estudio.

2.2.5. Técnicas de Procesamiento y Análisis de datos

➤ Aplicación de método numérico

En este capítulo se ejecutará el análisis de un terraplén sobre el suelo blando tratado con la técnica de inclusiones rígidas que permitirá comparar las modelaciones Axisimétrica y

modelación plana. Los análisis mediante elementos finitos se realizaron en el programa PLAXIS, versión 8.2.

Tabla 11: Características del terraplén analizado (Ver Anexo 1)

Esta transformación, representada en la figura 35.; existen dos formas distintas, según se haga la pantalla equivalente en su comportamiento a axil o a flexión.

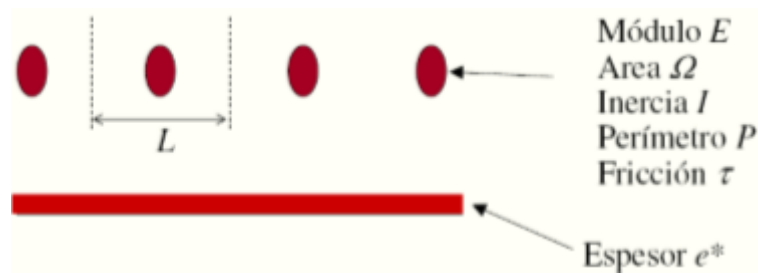


Figura 35: Transformación para modelización

En base a las siguientes ecuaciones se pueden obtener los espesores.

$$\text{AXIL} \rightarrow E \cdot \Omega = E \cdot e^* \cdot L \quad (\text{Ecuación 7})$$

E: Modulo

Ω : Area

e^* : Espesor

L: Distancia media

$$\text{FLEXIÓN} \rightarrow E \cdot I = E \cdot \frac{1}{12} e^{*3} \cdot L \quad (\text{Ecuación 8})$$

E: Modulo

Ω : Area

e^* : Espesor

L: Distancia media

Los espesores equivalentes obtenidos previamente son 0.05 m y 0.15 m.

3. RESULTADOS

3.1. OBJETIVO 1

3.1.1 Recolección de información de obras de aplicación

I. Obra 1

Ubicación del proyecto:

El proyecto en el que se describe esta ubicado en La arenilla, distrito que pertenece a La Punta, Provincia del Callao. La edificaciones esta asignada para construir con un área de 2 435.47 m². Este fue proyectado para se construido en dos bloques, los cuales constaran con áreas de salud, administrativa, comedores y recreaciones, constara de dos niveles y un semisótano. Además, contara con un tercer bloque que será de uso múltiple, también, un cuarto bloque que constara de un depósito y casillas de uso personal y un quinto bloque para vestuarios.

DESCRIPCIÓN DEL TERRENO EN ESTUDIO

Después de un minucioso estudio de suelos realizado por M y M Consultores, fue posible determinar que este cuenta con cierto potencial de licuefacción, estratificado por capas de distintos suelos arenosos, que se encuentran en riesgo durante 21 movimientos telúricos medianos y de mayor severidad que varían entre estas profundidades.

Entre profundidades de 3.6 metros y 3.9 metros por debajo del nivel freático existente alrededor del terreno en estudio, asimismo, en profundidades al sureste del terreno suelen variar entre 7.7 metros y 9.0 metros, también, entre 11.0 y 14.0 metros de profundidad. Como también en profundidades entre 15.5 y 17.0 y hasta 18.0 metros de profundidad, Es importante recalcar que por medio del estudio fue posible indicar la presencia de arenas susceptibles a licuefactarse por debajo de los 15.m metros de profundidad, sin embargo, este tiene baja probabilidad de suceder.

SOLUCIÓN A LA PROBLEMÁTICA

Después de haber realizado un análisis minucioso sobre el informe presentado, se llego a la conclusión. Debido a las características del suelo y su perfil, en análisis a sus deformaciones verticales y horizontales, asimismo, las cargas transmitidas sobre estas, se analizó trabajar sobre las siguientes opciones.

Alternativa N°1.- Sobre el suelo mejorado una cimentación superficial.

- Se trabaja sobre una profundidad de suelo estratigráfico de 5.0 m con columnas de modulo controlado de hasta 40 cm de diámetro, asimismo, sobre una profundidad de cimentación, 1.50 m.

El tipo de cimentación empleado en el diseño, esta conformado por zapatas aisladas (B=[1.5-3.6]m, mediante un cimiento corrido de base 2.4 m, todas conectadas con vigas

de cimentación. Capacidad admisible bajo la cimentación será de: $Q_{adm} = 150 \text{ KPa}$ (1.5 Kg/cm^2)

Alternativa N°2.- Cimentación Superficial reforzada con micropilotes

Mediante la alternativa de solución N° 2 propuesta es posible obtener desplazamientos verticales máximos de 0.89 cm en un modelo individual y hasta 0.93 cm grupalmente ya que es más cargado. Se obtiene un asentamiento máximo de 0.89 cm en un micropilote individual y 0.93cm en el grupo de micropilotes más cargado.

PROPUESTAS DE MEJORAMIENTO DE TERRENO EVALUADAS

EL postor N° 01 determina: Ambas propuestas presentadas, difieren netamente de los montos contractuales, mas no de la solución propuesta, SOLETANCHE BACHY cuenta con un menor índice de costos frente a la otra propuesta.

Frente a la licitación, SOLETANCHE BACHY resulta se la ganadora de las propuestas, debido a contar con un costo menor frente a la otra, el cual consta de Columnas de modulo controlado de hasta 6m de longitud según EMS.

Las inclusiones rígidas serán construidas desde la superficie, hacia el estrato de suelo firme. Según el estudio realizado, es necesario perforar un estrato de suelo compuesto por distintos rellenos y este será apoyado sobre un estrato firme compuesto por grava, ubicado entre 3.0 metros y 6.0 metros de profundidad respecto al nivel 0. El proyecto contara con un total de 340 inclusiones rígidas de 0.40 m de diámetro, con una sección de 2.2x2.2m bajo el cimientto profundo.

3.1.2 Análisis de los parámetros de suelos blandos

I. Peso específico

Las características de los materiales modelizados se resumen en la Tabla 13. Se han analizado los casos con dos suelos blandos de diferente rigidez para estudiar cómo influye en la transferencia de cargas.

Deformación plana

Peso específico suelo blando(γ): 17 kN/m^3

Deformación Axisimetrica

Peso específico suelo blando(γ): 18 kN/m^3

También se efectúa un el análisis del terraplén en como de deformación plana. Los análisis mediante elementos finitos se han realizado con el programa PLAXIS, versión 8.5.

Peso específico terraplén (γ_R): 20 kN/m^3

Es importante mencionar que el caso de los estratos firmes se tomó en cuenta 3 tipos de estratos, pero solo uno cumplía bajo los requisitos de la inclusión.

Tabla 12 : Pesos específicos (Fuente ingemecanica)

Material	Peso Específico	Ángulo de Rozamiento Interno
	(kg/m³)	
Arena	1100	32°
Arena de pómez	710	33°
Cal en polvo	1020	23°
Cal en terrón	1020	45°
Cascote o polvo de ladrillo	1200	31°
Cemento en sacos	1400	-
Cemento en polvo	1100	21°
Cenizas de coque	800	21°
Clinker de cemento	1800	38°
Escorias de Altos Hornos (granulada)	1600	27°
Escorias de Altos Hornos (troceada)	1400	42°
Grava	1600	45°
Yeso y escayola	1300	30°

En la figura 36 se muestra el estrato firme, compuesto por grava en el cual se apoyarán las inclusiones rígidas, sobre esta figura se observa los esfuerzos máximos admitidos

por las inclusiones rígidas.

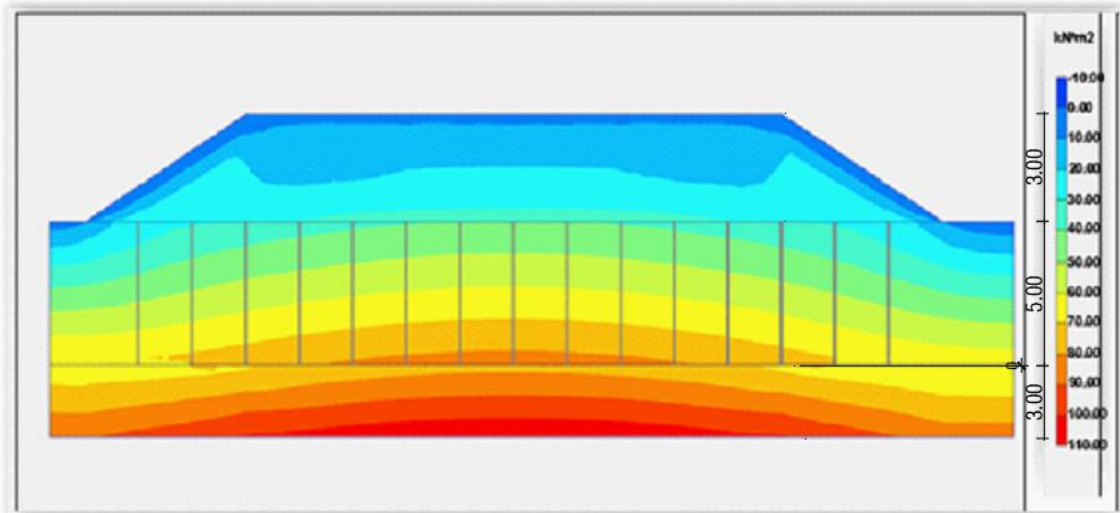


Figura 36 Estrato firme compatible (Fuente propia)

II. Angulo de rozamiento

Ángulo de rozamiento suelo blando 1 (ϕ): 25°

Ángulo de rozamiento suelo blando 2 (ϕ): 25°

Clasificación	Ángulos de fricción							
	Ángulo de talud natural		Para la resistencia residual		Para la resistencia máxima			
	i°	Talud (vert. a hor.)	ϕ_{er}°	$\text{tg } \phi_{er}$	Compacidad media		Compacta	
				ϕ°	$\text{tg } \phi$	ϕ°	$\text{tg } \phi$	
Limo (no plástico)	26	1: 2	26	0.488	28	0.532	30	0.577
	a		a		a		a	
Arena uniforme fina a media	30	1: 1.75	30	0.577	32	0.625	34	0.675
	26	1: 2	26	0.488	30	0.577	32	0.675
Arena bien graduada	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	36	0.726
	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	38	0.839
Arena y grava	34	1: 1.50	34	0.675	40	0.839	46	1.030
	32	1: 1.60	32	0.625	36	0.726	40	0.900
	a		a		a		a	
	36	1: 1.40	36	0.726	42	0.900	48	1.110

Figura 37 Ángulos de fricción (Fuente Hough: 1957)

Ángulo de rozamiento terraplén (ϕ_R): 35°

En el caso de las rocas se optó también por 40° teniendo una trabajabilidad más óptima en el diseño.

III. Cohesión

Al igual como se muestra en la figura 50 se optó por diversas cohesiones de suelos blandos, específicamente los estudiados en la Punta fueron 2.

Cohesión suelo blando 1 (c): 15 kN/m

Cohesión suelo blando 2 (c): 20 kN/m²

En el caso del terraplén la cohesión es 0 debido al tipo de material en este caso la de una arena.

IV. Módulo de Young

El módulo de Young calculado para el suelo blando 2 es (E) 5000 kN/m²

El módulo de Young calculado para el terraplén (E) 30000 kN/m²


Naturaleza del terreno	Presión admisible en kg/cm ² , para profundidad de cimentación en metros de: 				
	0	0.5	1	2	>3
1. <i>Rocas (1)</i>					
No estratificadas	30	40	50	60	60
Estratificadas	10	12	16	20	20
2. <i>Terrenos sin cohesión (2)</i>					
Graveras	-	4	5	6.3	8
Arenosos gruesos	-	2.5	3.2	4	5
Arenosos finos	-	1.6	2	2.5	3.2
3. <i>Terrenos coherentes</i>					
Arcillosos duros	-	-	4	4	4
Arcillosos semiduros	-	-	2	2	2
Arcillosos blandos	-	-	1	1	1
Arcillosos fluidos	-	-	0.5	0.5	0.5
4. <i>Terrenos deficientes</i>	En general resistencia nula, salvo que se determine experimentalmente el valor admisible.				
Fangos					
Terrenos orgánicos					
Rellenos sin consolidar					

Figura 38 Presión admisible (Fuente Hough: 1957)

Roca	E (kg/cm ²)	v
Granito	2 – 6 x 10 ⁵	0,25
Microgranito	3 – 8 x 10 ⁵	0,25
Sienita	6 – 8 x 10 ⁵	0,25
Diorita	7 – 10 x 10 ⁵	0,25
Dolerita	8 – 11 x 10 ⁵	0,25
Gabro	7 – 11 x 10 ⁵	0,25
Basalto	6 – 10 x 10 ⁵	0,25
Arenisca	0,5 – 8 x 10 ⁵	
Lutita	1 – 3,5 x 10 ⁵	
Arcilla consolidada (Argilita)	2 – 5 x 10 ⁵	
Caliza	1 – 8 x 10 ⁵	
Dolomita	4 – 8,4 x 10 ⁵	
Carbón	1 – 2 x 10 ⁵	

Figura 39 Módulos de fricción de rocas La Punta (Fuente ingemecanica: 2012)

El módulo de Young calculado para la roca es (E) 400000 kN/m²

V. Coeficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson se obtuvo junto a los valores de Peso específico de los suelos blando tanto como el del terraplén.

Coeficiente de Poisson Suelo blando 1 (v) 0,35

Coeficiente de Poisson Suelo blando 2 (v) 0,35

Coeficiente de Poisson Terraplén (v) 0,3

Los valores obtenidos se muestran en la figura 53 y todos están dentro del rango permisible.

Tipo de suelo	Coefficiente de Poisson
Arena Suelta	0,1 a 0,3
Arena Densa	0,3 a 0,4
Limo	0,2 a 0,4
Arcilla saturada	0,5
Arcilla parcialmente saturada	0,3 a 0,4
Arcilla con arena	0,2 a 0,4

Figura 40 Coeficiente de Poisson (Fuente Gómez: 2012)

3.1.3 Análisis de los parámetros geométricos de la inclusión

I. Cabeza de inclusión

Este diámetro se obtuvo de pruebas previas hechas en base a otras inclusiones ya existentes.

Diámetro cabeza inclusión (D) 0,3 m

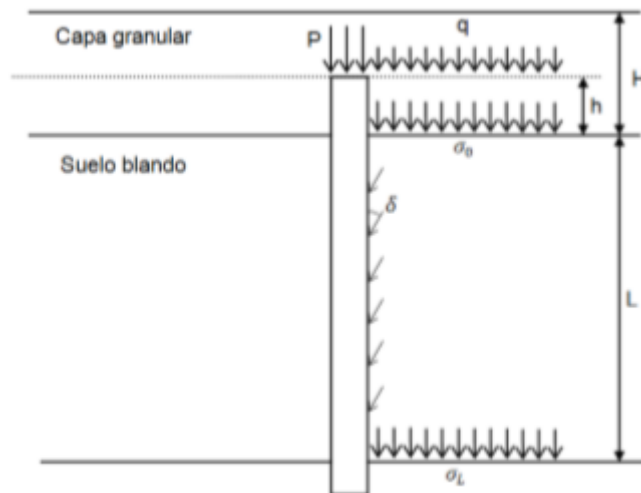


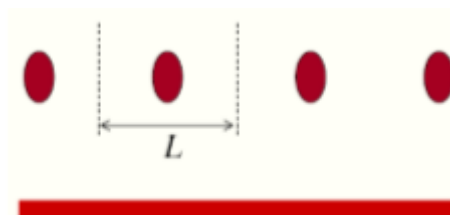
Figura 41 Cabeza de inclusión (Fuente Gómez: 2012)

Tamaño cabeza inclusión (a) 0,35 m

II. Separación entre inclusiones adyacentes

Según Combarieu esta separación puede estar dada entre 1.5 – 2.5 – 4m, por lo expuesto en este caso se utilizaron 2m de separación por la altura del terraplén y el espesor de la capa blanda.

Separación entre inclusiones (s) 1.5 m



III. Radio celda unitaria malla cuadrada

El radio celda unitaria es un dato

Radio celda unitaria malla cuadrada (R) 0,846 m

IV. Altura del terraplén

La altura del terraplén es un valor asumido para facilidades de cálculo. Se muestra en la figura 56 el terraplén diseñado-

Altura del terraplén HR 3 m

Se muestra la zona pintada como el terraplén de 3m

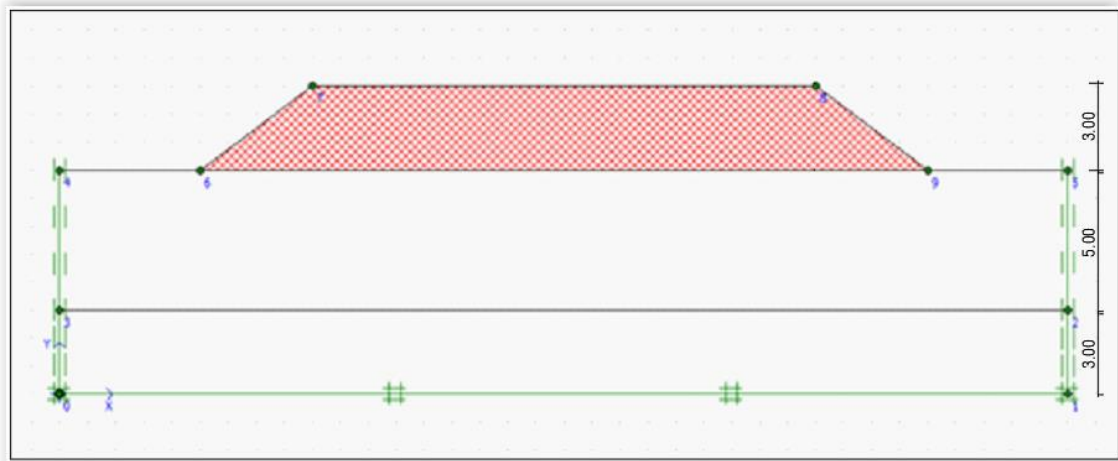


Figura 43: Altura de terraplén (Fuente propia)

V. Espesor capa blanda

El espesor de la capa blanda es un valor asumido para facilidades de cálculo. Se muestra en la figura 57 las distintas capas utilizadas para el análisis.

Espesor capa blanda H = 5 m

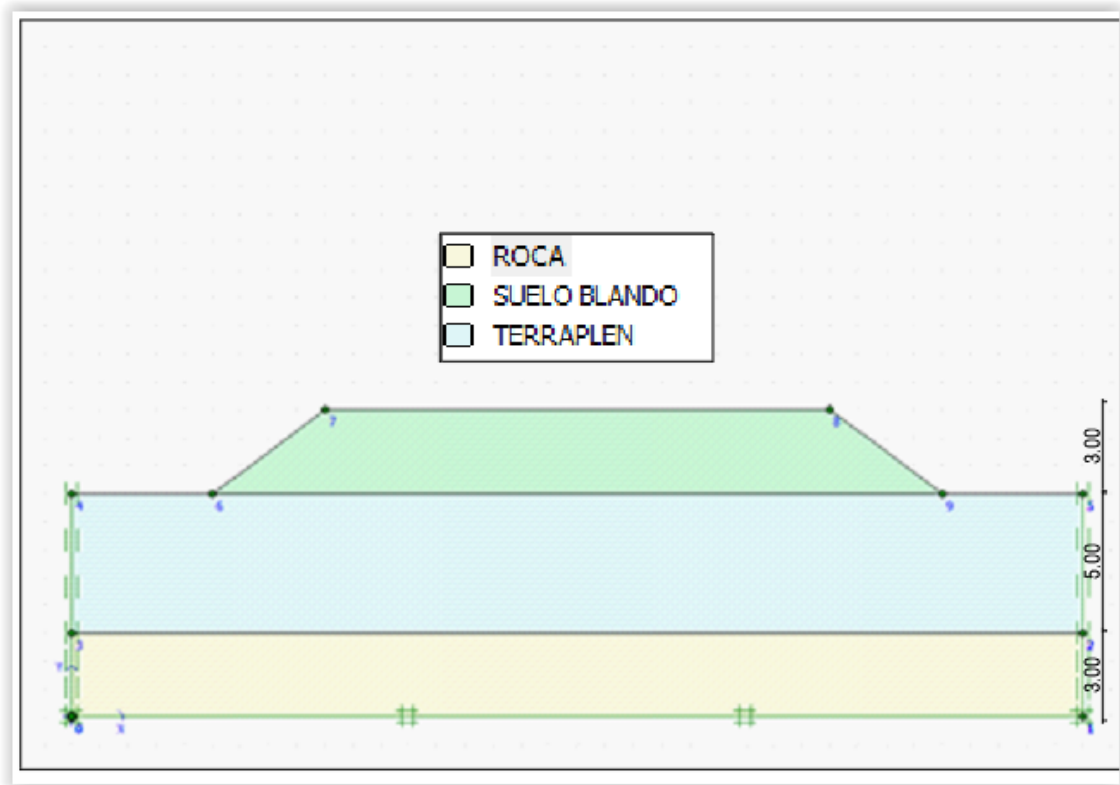


Figura 44: Espesores (Fuente propia)

La tabla completa de datos se muestra en el Anexo 1

3.2. OBJETIVO 2

3.2.1 Modelamiento de Inclusiones Rígidas

Para el diseño pertinente se utilizaron los datos explicados previamente.

➤ MODELAMIENTO EN ELEMENTOS FINITOS

Se realiza el dibujo de los estratos con parámetros previamente especificados ver anexo 2 y paso siguiente se colocan las condiciones de contorno ver anexo 3, se muestra en la figura 36, asimismo se colocan las inclusiones rígidas y el terraplén que supone las cargas máximas.

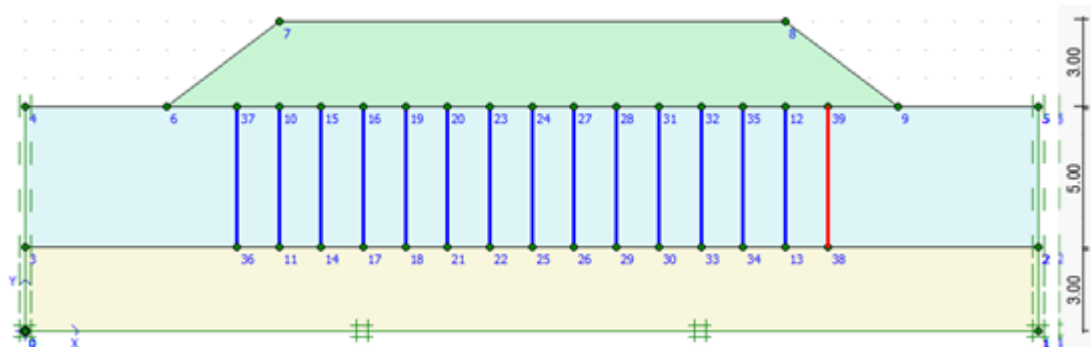


Figura 45: Modelo 1 (Fuente Propia)

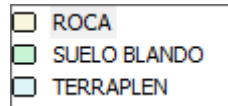


Figura 46: Estratos (Fuente Propia)

➤ MALLA

Se realiza un mallado general de distribución media.

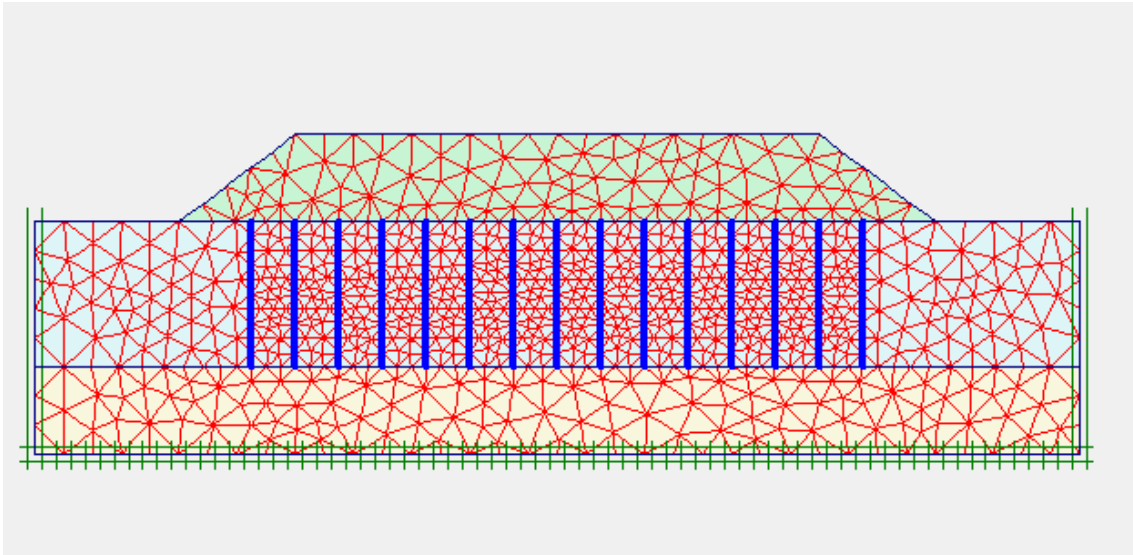


Figura 47: Mallado distribución media

➤ MALLA 2

Se realiza un refinamiento del mallado en áreas específicas. Para la simulación es necesario desarrollar la discretización del modelo, utilizando un mallado muy fino recomendado por el software de aplicación geotécnica Plaxis, como se muestra en la figura 46 y 47, esto para calcular las deformaciones horizontales y verticales sobre las inclusiones rígidas.

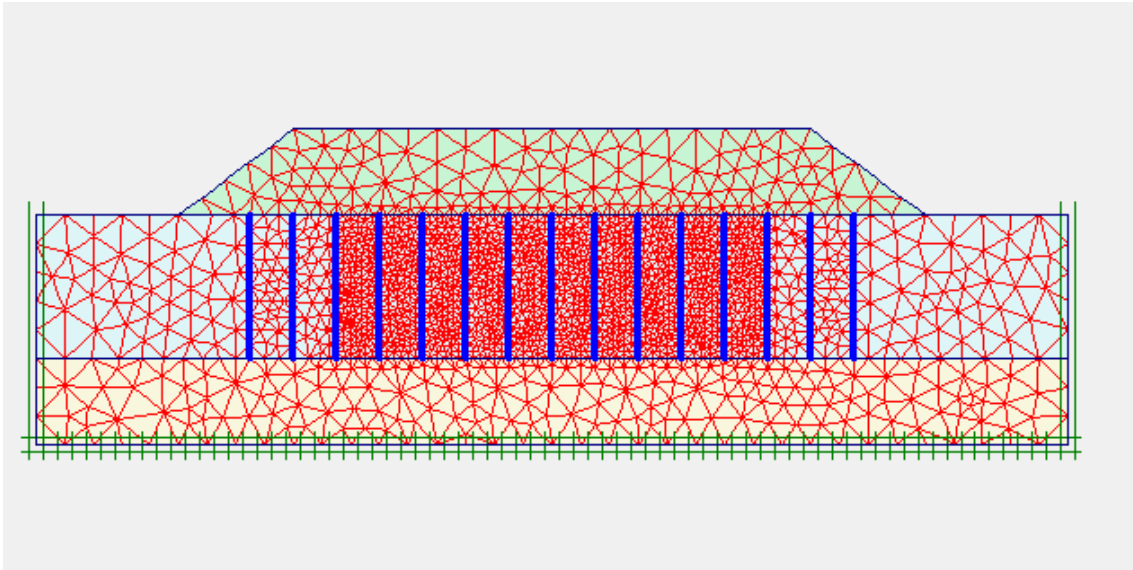


Figura 48: Mallado de áreas centrales (mayor refinamiento)

➤ GEOMETRÍA

Dominio total de la geometría

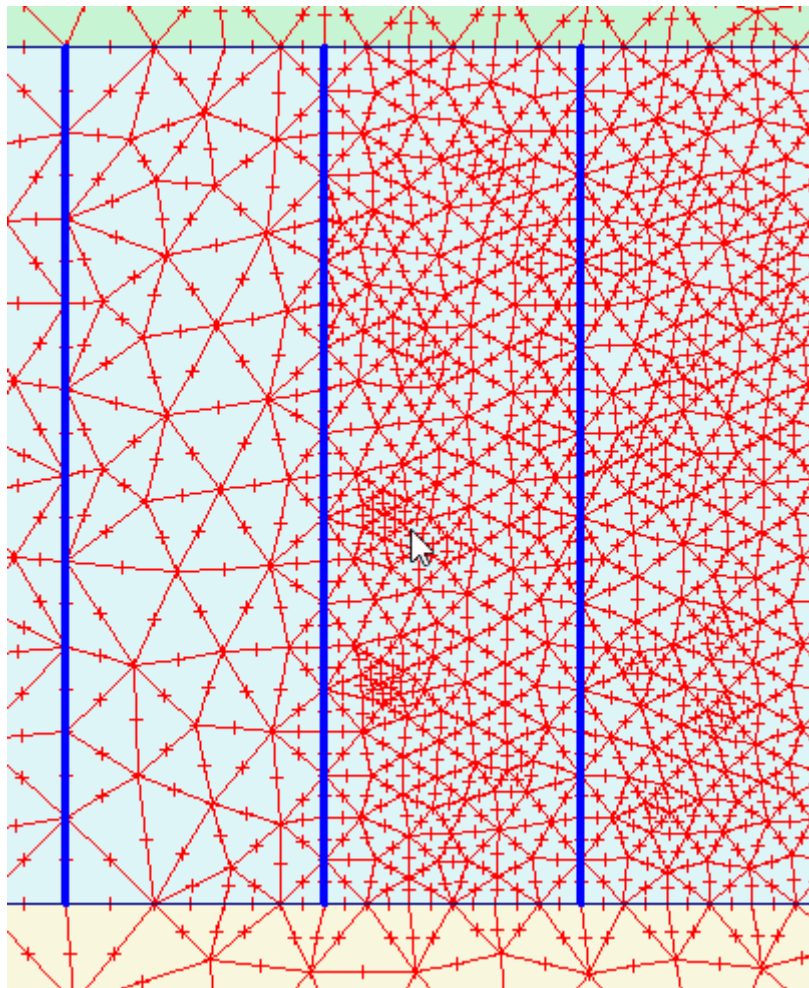


Figura 49: Nodos

Es importante recalcar que al momento de realizar el mallado del terraplén se tomó en cuenta que esta se irá desarrollando de 1m como se muestra en el anexo 4

➤ CONDICIONES INICIALES

Se adjunta el peso específico del agua y se define un nivel freático, en este caso se trabaja con el nivel freático debajo del estrato firme (ver figura 50) por facilidad de cálculo.

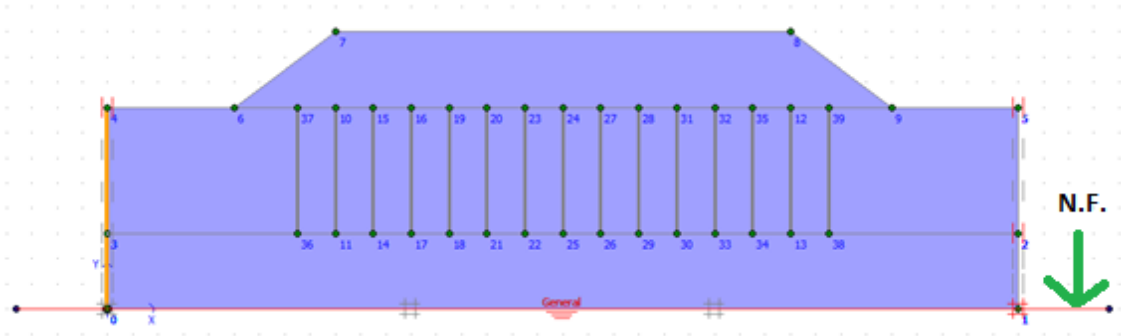


Figura 50: Condiciones iniciales

➤ ESFUERZOS INICIALES

Los esfuerzos iniciales para un peso propio de 1.

Esfuerzo efectivo extremo de -109.89kN/m^2

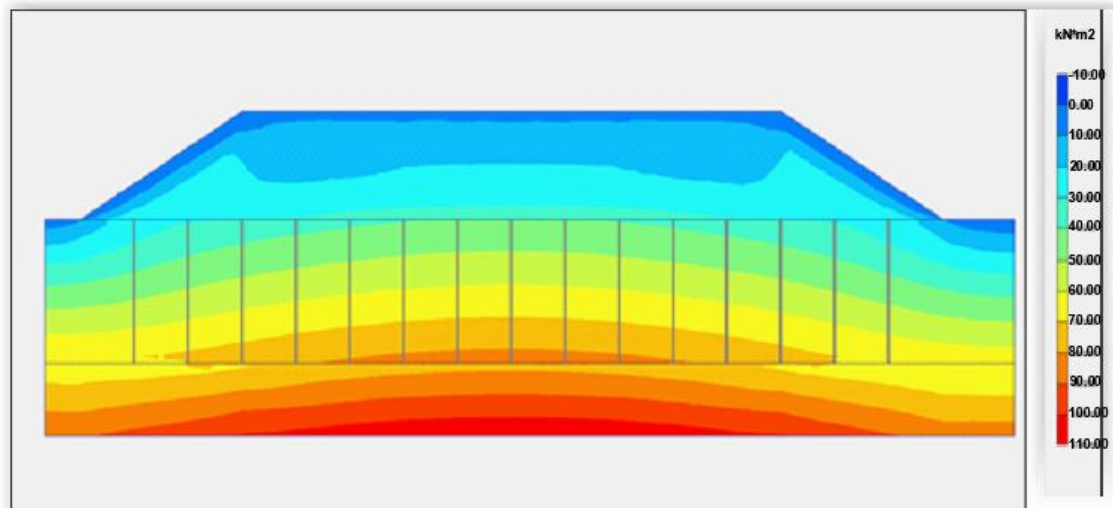


Figura 51: Esfuerzos iniciales

➤ ESPLAZAMIENTOS TOTALES VISTA MALLADO

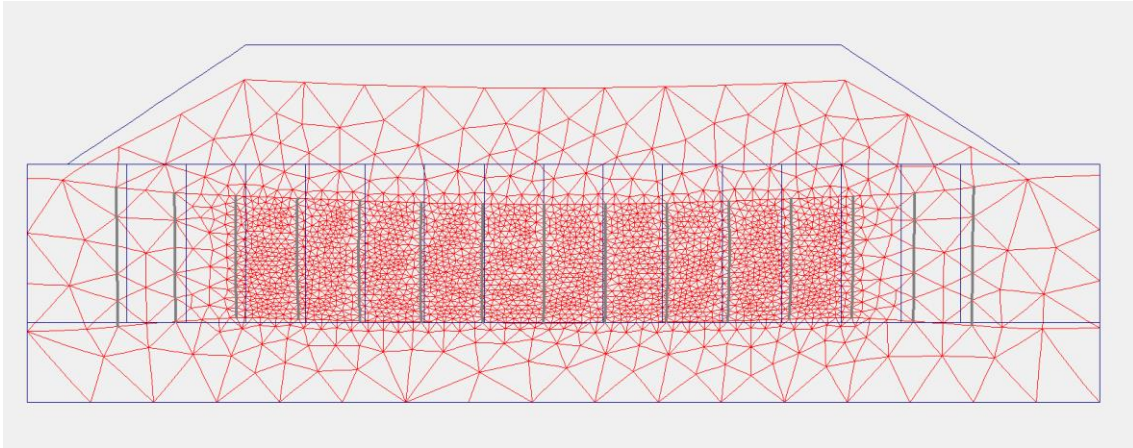


Figura 52: Desplazamientos totales

Al momento de realizar el cálculo se tomó en cuenta 8 fases de construcción

Fase inicial: Solo estrato firme y blando

Fase 1: Colocación de inclusiones de 7 en 7, ver anexo 5

Fase 2: Colocación de las 14 inclusiones, ver anexo 6

Fase 3: 0.5 metros de terraplén, ver anexo 7

Fase 4: 1 metro de terraplén, ver anexo 8

Fase 5: 1.5 metros de terraplén, ver anexo 9

Fase 6: 2 metros de terraplén, ver anexo 10

Fase 7: 2.5 metros de terraplén, ver anexo 11

Fase 8: 3 metros de terraplén, ver anexo 12

➤ DESPLAZAMIENTOS TOTALES VISTA CONTORNOS

Desplazamiento máximo obtenido 3.20×10^{-3} m

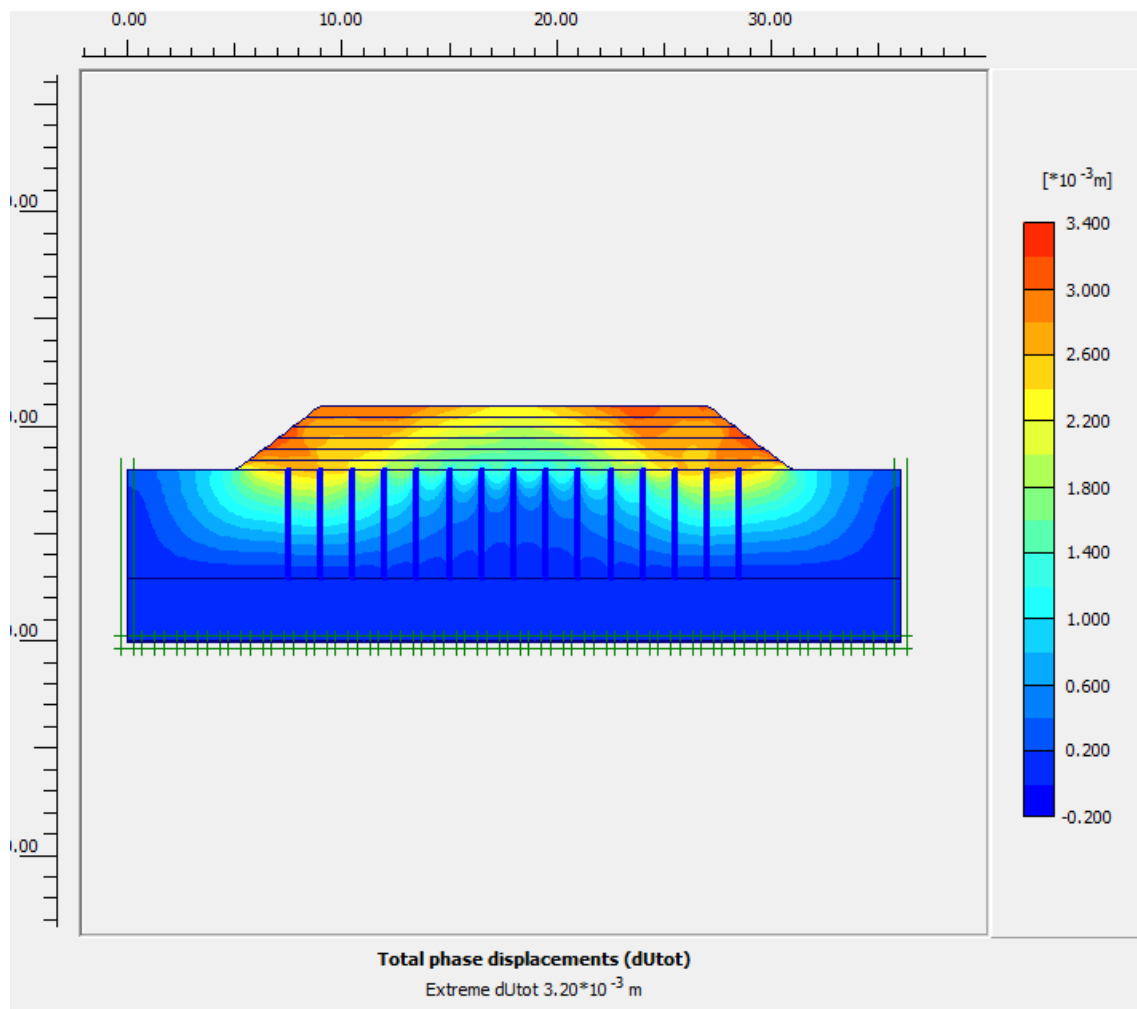


Figura 53: Desplazamientos totales contorno

Estos desplazamientos se hallan sobre los puntos de control ver anexo 13

La curva paso desplazamiento representa los desplazamientos generados sobre el punto de control A ver anexo 17

➤ ESFUERZOS TOTALES

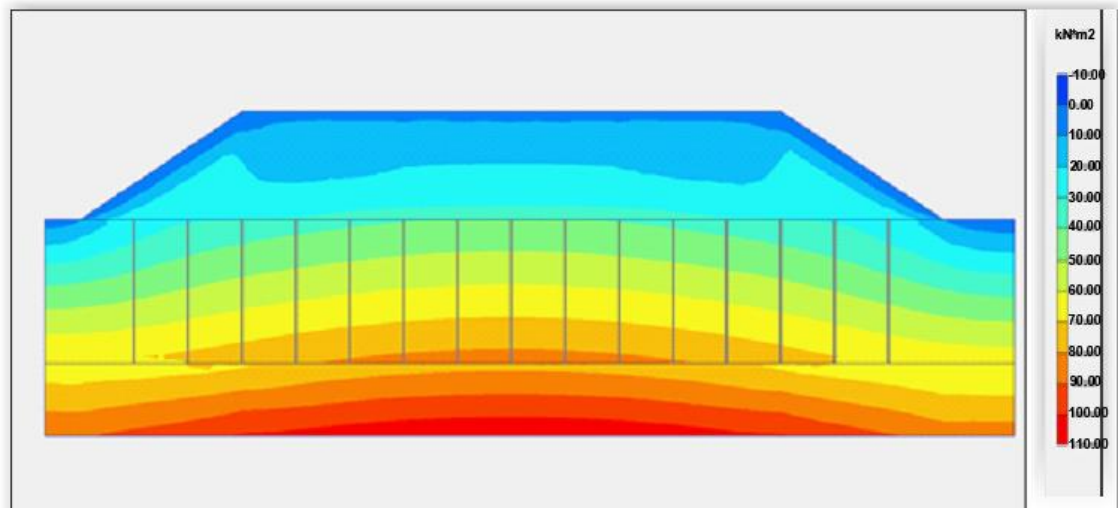


Figura 54: Esfuerzos totales

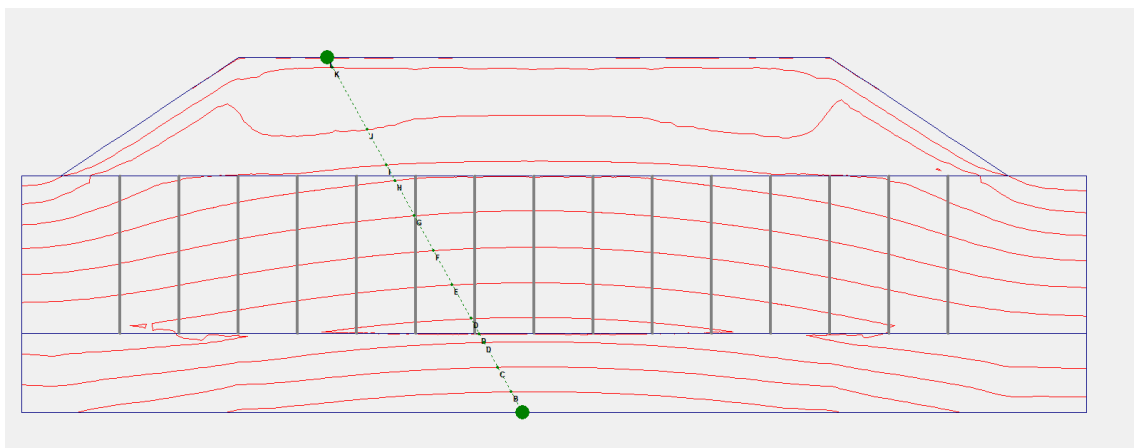


Figura 55: Esfuerzos totales contornos

3.5. OBJETIVO 3

3.5.1. Análisis analítico por el método de Combarieu

Para este método del análisis analítico, Combarieu supone que por encima del diseño de las cabezas de las inclusiones rígidas, existen unas columnas ficticias, las cuales aportan un rozamiento negativo a la capa de reparto haciendo que las tensiones que llegan al suelo compresible se reduzcan. (Véase figura 57)

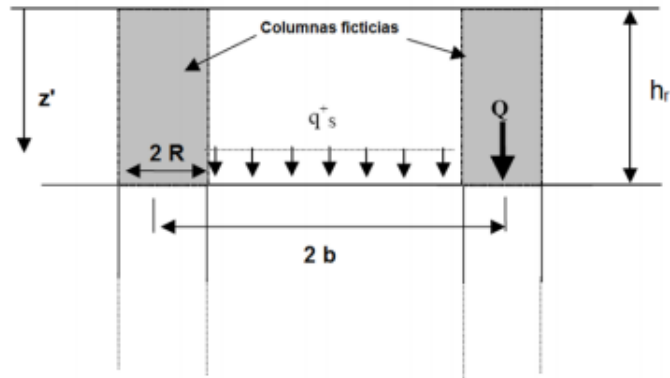


Figura 56: Modelización del método de Camberieu (Gomez: 2012)

Donde:

z' : profundidad z'

γ_r : Peso específico del terraplén.

m_r = coeficiente en función de los factores λ y radios de las inclusiones

- ❖ Para el cálculo de la tensión vertical entre las inclusiones rígidas a diferentes profundidades utilizaremos la ecuación 9.

$$q_s^+ = \frac{\gamma_r}{m_r} (1 - e^{-m_r h_r})$$

Donde: (Ecuación 9)

q_s^+ : Tensiones verticales que se da sobre las inclusiones de suelos compresibles

h_r : Alto de un terraplén.

Tabla 13: Tensión vertical entre inclusiones

q_s^+	29.200	Kn/m ²
γ_r	20.000	kN/m ³
m_r	0.556	-
h_r	3.000	m

- ❖ Para poder determinar la tensión vertical es necesario calcular el valor de “ m_r ”, el cual normalmente para terraplenes atiende el valor de $\lambda=0$ y se podrá obtener con la ecuación 10.

$$m_r \left(\lambda = 0, \frac{b}{R} \right) = \frac{2K \tan \varphi_r}{R \left(\frac{b^2}{R^2} - 1 \right)} \quad (\text{Ecuación 10})$$

Donde:

b: Radios equivalentes de la celda unitaria.

R: Radio de las inclusiones.

Trinche: ángulo de rozamiento del terraplen

Tabla 14: Cálculo del coeficiente " $m_r(\lambda=0, b/R)=$ "

$m_r(\lambda=0, b/R)$	0.556	-
$K \tan \delta$	1.000	-
R	0.150	m
b	0.750	m

- ❖ Otro de los métodos para poder hallar “ m_r ” es cuando el valor de λ sea diferente de 0, relacionándolos con los radios de la cabezas de las inclusiones y el radio de las celdas unitarias y así también poder obtener la obtención de la malla.

$$\frac{b}{R} = \frac{d}{R} \sqrt{\frac{4}{\pi}}$$

$$\frac{b}{R} = \frac{1}{R} \sqrt{\frac{4}{\pi}} d'$$

Malla cuadrada de $d \times d$

Malla rectangular de $d \times d'$

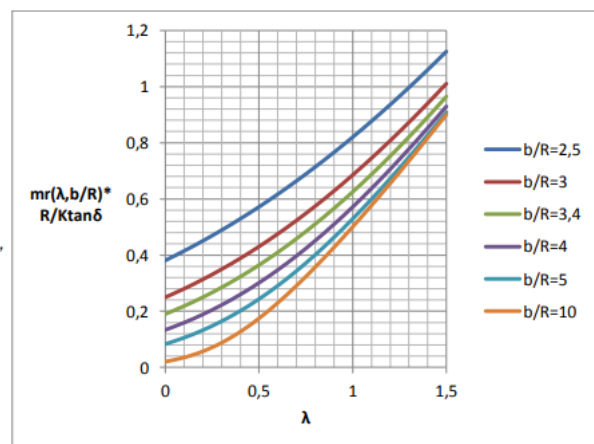


Figura 57: Coeficiente " $m_r(\lambda=, b/R)=$ "

Tabla 15: Coeficiente $mr(\lambda, b/R)^*$

Malla Cuadrada		
d	0.665	
b/R	5.000	Dato
λ	0.030	Dato
$mr(\lambda, b/R)^*R/K\tan\delta$	0.080	Grafica
mr	0.533	

3.5.2. Determinación de las tensiones en los suelos compresibles y la altura crítica.

Encima de la cabeza de las inclusiones rígidas se cumple:

$$\pi b^2 \gamma_r h_r = \pi (b^2 - R^2) q_s^+ + \pi R^2 \gamma_r h_r + F_{nr} \quad (\text{Ecuación 11})$$

Donde:

F_{nr} : Fuerzas que se transmiten al terreno blando por la fricción negativa.

b: Radios equivalentes de la celda unitaria.

R: Radio de las inclusiones

Tabla 16: Fuerza transmitida por rozamiento negativo

F_{nr}	52.2501576	KN
b	0.75	m
R	0.15	m
γ_r	20	KN/m ³
h_r	3	m

Cuando se termina de calcular las tensiones va a soportar el terreno blando en las superficies, tendremos que distribuir esas tensiones verticales a lo largo de todo el estrato. Los cuales se irán reduciendo en profundidad por el rozamiento negativo sobre las inclusiones. A cierta profundidad haciendo equilibrio de fuerzas se obtiene la ecuación 12.

$$F_{ns} + 2\pi \int_R^b q(z,x)x\lambda dx = \pi(b^2 - R^2)\{q_s^+ + \gamma'z\} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Donde:

F_{ns} : Fuerzas que se transmiten al terreno blando por la fricción negativa.

$q(z,x)$: tensión vertical efectiva del terreno a la profundidad “Z” y a un eje x sobre los ejes de la inclusiones.

γ' : Peso específico del suelo blando.

Tabla 17: Fuerza transmitida al suelo por rozamiento negativo

Fns	36.814	KN
pi	3.142	-
q(z,x)	31.951	KN/m2
λ	0.030	-
b	0.750	m
R	0.150	m
qs+	29.200	KN/m2
γ'	17.000	KN/m3
z	1.500	m
integral	55.983	-

- ❖ Combarieu (1988) con el fin de simplificar los cálculos de asentamientos en los suelos blandos, estableció un punto medio para z, y así la ecuación no va depender entre las distancias de ejes de inclusiones, por lo que se obtuvo las ecuaciones 13 y 14.

$$\bar{q}(z) = q_s^+ + \gamma'z - \{q_s^+ + \gamma'z - q(z,R)\} \frac{m\left(0, \frac{b}{R}\right)}{m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)} \quad (\text{Ecuación 13})$$

$$q(z,R) = \frac{\gamma'}{m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)} + e^{-m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)z} \left\{ q_s^+ - \frac{\gamma'}{m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)} \right\} \quad (\text{Ecuación 14})$$

Donde:

$q(z,x)$: $q'(z)$: tensión vertical efectiva a una profundidad de z.

$q(z,R)$: tensión vertical efectiva en lo largo de las inclusiones sobre el suelo blando a diferentes profundidades z.

Tabla 18: Tensión vertical a lo largo de la inclusión en el suelo y la tensión vertical media a una profundidad z

$q(z,R)$	30.673	kN/m ²
γ'	17.000	KN/m ³
$mr(\lambda=0,b/R)$	0.556	-
$mr(\lambda,b/R)$	0.533	-
z	1.500	m
q_{s+}	29.200	KN/m ²
$q(z)$	31.951	kN/m ²

- ❖ Para poder determinar los asentamientos del terreno blando, es necesario calcular la altura crítica hasta donde actuara el frotamiento negativo F_{ns} . Combarieu (1988) define aquella altura en la que se igualan los asentamientos entre el terreno y la inclusión. Como se ve expresado en la ecuación 15.

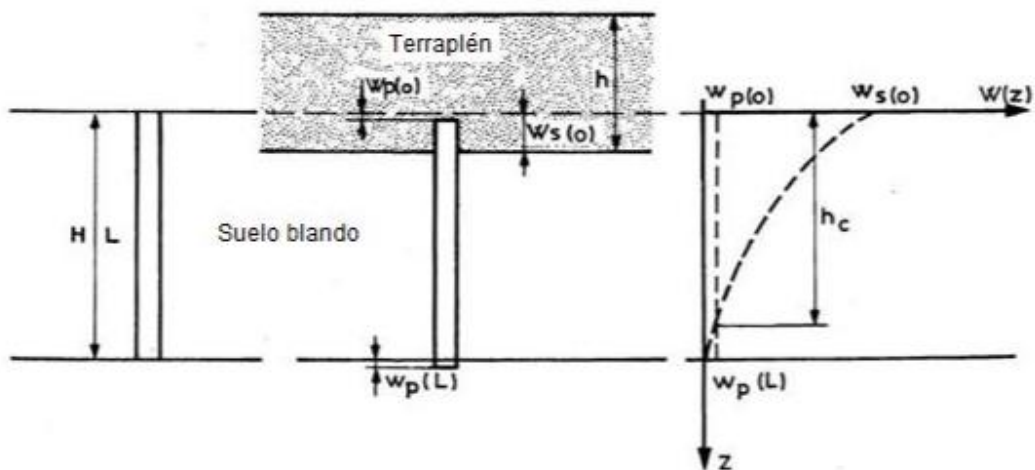


Figura 58: altura de profundidad h_c , en la que podemos encontrar el punto neutro

$$\frac{m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right) h_c + e^{-m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right) h_c} - 1}{e^{-m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right) h_c}} = \frac{m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right) q_s^+}{\gamma'}$$

(Ecuación 15)

Tabla 19: Determinación de hc

hc	1.815		
0.916393558	0.916093437	m	F.O.

❖ También la altura crítica se puede obtener gráficamente

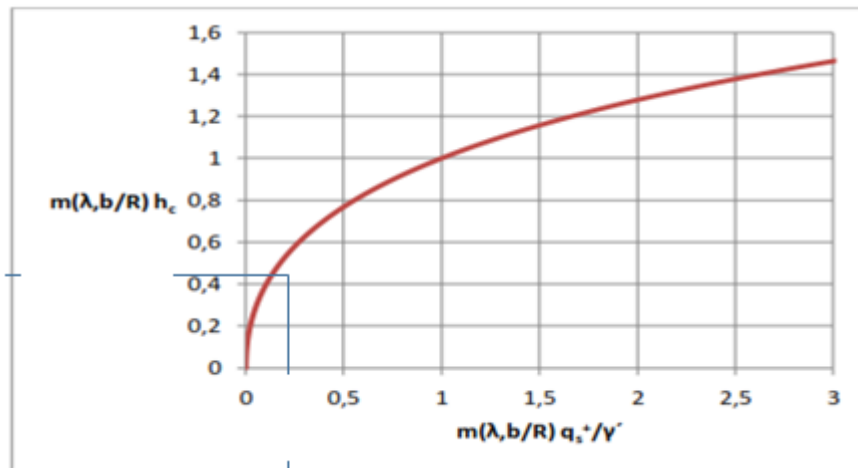


Figura 59: Determinación gráfica de hc

hc	1.75	m	grafica
----	------	---	---------

3.5.3. Determinación de asientos

Como podemos apreciar que nuestra altura crítica es menor que nuestro estrato de suelo blando. ($h_c < H = 5\text{m}$), por lo que el espesor interior $H - h_c$ se verá sometida a la tensión vertical del punto neutro. Como lo demuestra la siguiente ecuación 16.

$$\bar{q}(h_c) = \gamma' h_c - q_s^+ \left\{ 1 - \frac{m\left(0, \frac{b}{R}\right)}{m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)} \right\} \quad (\text{Ecuación 16})$$

Donde

$q'(h_c)$: tensión vertical media a una profundidad h_c

q'	32.080
------	--------

- ❖ Una vez obtenida la tensión vertical q' , el espesor de la altura $H - h_c$ se calcula a través de la siguiente ecuación 17.

$$\frac{\Delta(H - h_c)}{(H - h_c)} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left\{ 1 + \frac{2q_s^+}{\gamma'(H + h_c)} \frac{1 - m\left(0, \frac{b}{R}\right)}{1 - m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)} \right\} \quad (\text{Ecuación 17})$$

Donde:

$\Delta(H - h_c)$: asentamiento ocurrido al soportar esfuerzos totales.

H : espesor del estrato blando

e_0 : índice de poros inicial del suelo blando

C_c : índice de compresión de suelo blando

q_s^+	0.556	KN/m ²
C_c	0.2	
e_0	1.3	m
H	5.000	
$\Delta(H - h_c)$	0.047	

3.5.4. Esfuerzo total sobre la inclusión

En el suelo blando los esfuerzos negativos están determinados por la ecuación 18, cuando existe un punto neutro.

$$F_{ns} = \frac{2 \pi R K \tan \varphi_r}{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} q_s^+ \quad (\text{Ecuación 18})$$

Fns	51.602	KN
-----	--------	----

- ❖ Se debe dimensionar las inclusiones para poder soportar esfuerzos totales (ver ecuación 19).

$$Q = \pi R^2 \gamma_r h_r + F_{nr} + F_{ns} \quad (\text{Ecuación 19})$$

Q	108.093	KN
---	---------	----

3.6. OBJETIVO 4

3.6.1. Niveles de reducciones de tensiones del terreno blando

- El máximo asiento generado fue de 0.0032 m sobre los puntos de análisis A y B
- Los desplazamientos laterales no son importantes sin embargo los verticales respecto a todos los puntos de análisis es de 0.3621

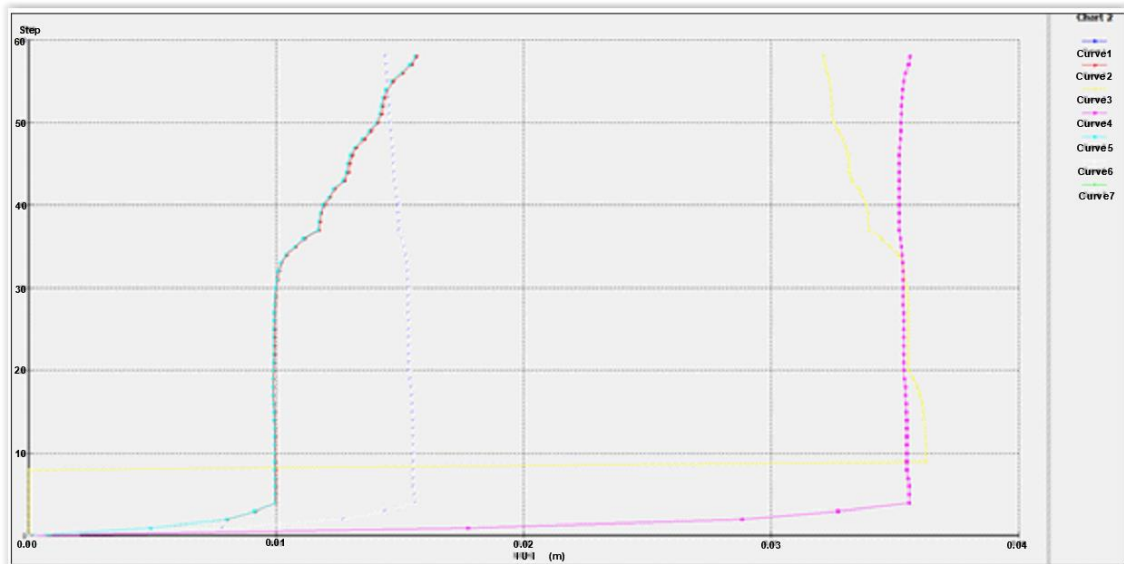


Figura 60: Curvas de desplazamiento para diferentes puntos

Se colocaron puntos aleatorios alrededor de mallado más refinado para calcular los asentamientos más críticos que se puedan generar sobre el estrato blando. Estos puntos críticos nos muestran que los asentamientos son mayores al centro de la inclusión.

3.6.2. Asentamientos con diferentes datos de módulos de deformación del suelo blando y diferentes rigideces de inclusiones.

Tabla 20: Puntos críticos

PUNTOS DE ANALISIS	
PUNTO A	0.014
PUNTO B	0.014
PUNTO C	0.016
PUNTO D	0.016
PUNTO E	0.032
PUNTO F	0.036
PUNTO G	0.041

Se analizaron distintos puntos críticos en los cuales ocurren los máximos valores de deformación sobre el suelo blando, estos valores se compararon entre si mediante una curva de deformación.



Figura 61: Curva de desplazamiento critico

Tabla 21: Comparación de desplazamientos

Método	Asiento estrato blando (m)
Plaxis deformación plana	0.0032
Método analítico Combarieu	0.047

4. CONCLUSIONES

- A partir de los análisis realizados con PLAXIS de un modelo Axisimétrica, se evidencia la conexión de la rigidez de las inclusiones sobre la diferencia de asentamientos (Ver figura 61).
- En el caso estudiado en el objetivo 2 y 3 los asentamientos que se visualizan en el modelo de deformación Axisimétrica, van por debajo de los obtenidos en el modelo analítico en un 10%. Esto debido a que en el análisis analítico hay valores que se estimaron para medidas del cálculo. El método de Combarieu obtiene valores predeterminados de acuerdo a tablas.
- Para pequeñas separaciones menores de 1,5 m entre las inclusiones, los métodos analíticos no toman en cuenta la tensión vertical que se genera en el suelo blando, sin embargo, en el método numérico este dato es muy importante, ya que para el modelamiento es necesario contar con definir estos parámetros para la modelación.
- El método analítico desarrollado en la tesis está adaptado para calcular diferentes asentamientos dependiendo de las características geométricas de las inclusiones, así como también de las características geotécnicas del suelo blando.
- El método analítico calcula un desplazamiento único suponiendo su análisis sobre el centro del modelo estudiado porque es ahí donde ocurre la mayor incidencia (ver figura 54). Sin embargo, el modelo matemático obtenido por el programa Plaxis calculo estos desplazamientos sobre puntos críticos de análisis sobre los cuales calcula el máximo desplazamiento ocurrido en cada uno de las inclusiones rígidas.
- La diferencia de este desplazamiento recae especialmente por la suposición que se realiza en el modelo analítico donde se necesita calcular el caso donde se concentre el mayor esfuerzo generado sobre las inclusiones vs el matemático que trabaja sobre todos los casos posibles de desplazamiento de inclusiones dibujados en el programa Plaxis.

5. RECOMENDACIONES

- Para pequeños análisis y sobre todo si se desean datos preliminares es recomendable realizar el análisis analítico propuesto por Combarieu ya que es mucho más rápido y menos trabajoso. Para la obtención de deformaciones con el método analítico, se puede empezar a trabajar mediante la obtención de datos mediante tablas propuestas con Combarieu; sin embargo, en el método numérico para la determinación de estos asentamientos se necesitan datos y parámetros geométricos tanto de las inclusiones como los del suelo blando.
- Para analizar desplazamientos más precisos es recomendable trabajar sobre el modelamiento del Plaxis de deformación plana, ya que se debe transformar o cambiar para poder hacer modelamientos en el Plaxis, por las mallas de la inclusión en elementos tipo pantalla para poder ser modelizados en el programa PLAXIS (ver figura 35).

6. REFERENCIAS BIBLOGRAFICAS

- Alejo O. (2006) Otros ensayos insitu
<http://materias.fi.uba.ar/6408/302%20Ensayo%20CPT%20y%20otros.pdf>
(Consulta: 28 de marzo de 2019)
- Alva J. Ingenieros E.I.R.L (2017). Estudio definitivo para la Ampliación de los servicios del Centro Integral de Atención al Adulto Mayor – CIAM, La Punta. Callao, Perú
- Awwad, T. and Modar, D. (2016) The efficiency of using a seismic base isolation system for a 2D concrete frame founded upon improved soft soil with rigid inclusions *Earthq Eng & Eng Vib* 15: 49-60
- Ballesteros Granados, Sainea Vargas, Cáceres Cárdenas (2018) Análisis de deflexiones y asentamientos en excavaciones profundas a cielo abierto en suelos blandos de Bogotá.
<http://rcientificas.uninorte.edu.co/index.php/ingenieria/article/view/10469>
[Consulta: 18 de septiembre de 2018]
- Bielza, A. (1999). “Manual de técnicas de Majora del Terreno”. Gráficas Arias Montano S.A. Madrid, Spain.
- Capote J. (2001) La mecánica de suelos y las cimentaciones en las construcciones industriales.
<https://grupos.unican.es/gidai/web/asignaturas/CI/Cimentaciones.pdf> [Consulta: 01 de septiembre de 2018]
- Coronilla N. (2015) Estudio de la mejora del terreno mediante columnas suelo-cemento tipo MIXPILE (Tesis doctoral, Universidad de Málaga, Escuela Técnica superior de ingenieros industriales, Málaga, España)
https://riuma.uma.es/xmlui/bitstream/handle/10630/14922/TD_CORONILLA_O_SORIO_Noelia.pdf?sequence=1 [Consulta: 01 de noviembre de 2018]
- Elescano C.C. (2014) Avaliação numérica da técnica de bulbos de compactação em um depósito de areia fofa (Mestre pelo Programa de PósGraduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio)

-
- EN ISO 22476-4 (2005). *Geotechnical investigation and testing - Field testing. Part 4: Menard pressuremeter test*, 2005.
 - Geología y ciencias de la tierra (2018) *Ensayo de penetración estándar (SPT)*
Recuperado de: <https://geologiaweb.com/ingenieria-geologica/estudios-geotecnicos/ensayo-spt/> [Consulta: 6 de septiembre de 2018]
 - Kashevarovaa G.G., Makovetskiya O.A., Análisis de deformaciones experimentales y estimadas de masa de suelo a base de chorro de aire (2016) *Procedia Engineering* 150 2223 – 2227
 - Gómez, R. (2012) Inclusiones rígidas – análisis comparativo de los métodos analíticos y los métodos numéricos.
https://www.researchgate.net/publication/273123713_Inclusiones_Rigidas_-_Analisis_Comparativo_de_los_Metodos_Analiticos_y_los_Metodos_Numericos (Consultado 13 de noviembre del 2018)
 - Gonzales J. (2005) Ensayo CPT cimentaciones <https://www.sgs.pe/es-es/sustainability/environment/soil-services/geotechnical-services/cone-penetration-tests-cpt> (Consulta: 28 de marzo de 2019)
 - Jiménez J. A. y otros (1976,1980), *Geotécnica y Cimientos II y III*.
 - Kulhawy, Mayne(2001) . *Ensayos in situ*. Obtenido por Manual on estimating soil properties for foundation design. EPRI:
<http://materias.fi.uba.ar/6408/302%20Ensayo%20CPT%20y%20otros.pdf>
(Consultado 13 de noviembre del 2018)
 - Mánica, M.M. (2013) *Comportamiento dinámico de inclusiones rígidas* (Tesis de máster, Universidad Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, México D.F, México)
https://www.researchgate.net/publication/283510544_Comportamiento_dinamico_de_inclusiones_rigidas (Consultado 01 de octubre del 2018)
 - Salcedo, Orozco. (2013) *Differential Settlement Problem of a Large Apartment Building in Bogotá, Cause and Solution*. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering

-
- Roy E. Hunt (CRC Press, 2005). *Geotechnical Engineering Investigation Handbook, Second Edition*
 - Robert G. (1995) Compactación Dinámica “Compactación por impacto de bloque de gran peso”
<https://es.scribd.com/document/236724773/Compactacion-dinamica>
(Consultado 09 de octubre del 2018)
 - Maldonado Y. (2018) Ensayo de Penetración estándar SPT
<https://geologiaweb.com/ingenieria-geologica/estudios-geotecnicos/ensayo-spt/>
(Consulta: 28 de marzo de 2019)
 - Martínez S. A, Romo M. P. (2002) Redes Neuronales Artificiales Aplicadas al Modelado de Excavaciones Apuntaladas en Suelos Blandos.
 - Melentijevic S. (2014) Estabilidad de terraplenes sobre columnas de suelo-cemento <https://scholar.google.es/citations?user=zAwo0eoAAAAJ&hl=es>
(Consulta: 28 de marzo de 2019)
 - Lukas R. (1995) Compactación Dinámica
<https://www.erosion.com.co/presentaciones/category/35-compactacion-profunda.html?download=408:383-2compactaciondinamica> (Consulta: 25 de marzo de 2019)
 - Orjuela A. D (2014) Determination of the consolidation coefficient of low compressibility materials: application to fresh cement-based materials (Consulta: 25 de marzo de 2019)
 - Pollan J. A. (2014) Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava (Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos Madrid, España)
http://oa.upm.es/26409/1/Jose_Alonso_Pollan.pdf (Consulta: 25 de marzo de 2019)
 - Salcedo M. (2014) Construcción de capas estructurales de pavimento estabilizadas mediante sistema de transporte coloidal (STC)
<https://repository.unimilitar.edu.co/bitstream/handle/10654/11618/CONSTRUCCION%20DE%20CAPAS%20ESTRUCTURALES%20DE%20PAVIMENTO%20ESTABILIZADAS%20MEDIANTE%20COLOIDES.pdf;jsessionid=0718088E3BB0DDBEF2E580E43EC81E71?sequence=1> (Trabajo de Grado presentado como requisito para obtener el título de Especialista en Ingeniería de Pavimentos) (Consulta: 28 de marzo de 2019)
 - Sagaseta C. (2008) Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava (Tesis doctoral, Universidad de Cantabria, Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos Madrid, España)

<https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/10604/1de6.JCGcap1.pdf?sequence=2&isAllowed=y> (Consulta: 28 de marzo de 2019)

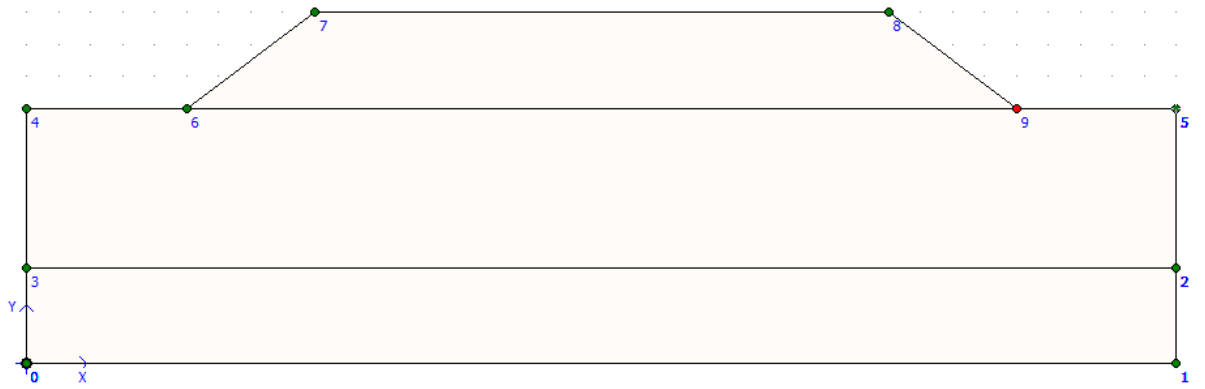
- SGS SA Perú (2018) *Ensayos de penetración de cono (CPT)*. Recuperado de: <https://www.sgs.pe/es-es/sustainability/environment/soil-services/geotechnical-services/cone-penetration-tests-cpt> [Consulta: 10 de octubre de 2018]
- Universidad Del Cauca facultad de Ingeniería Civil (2006) *Ensayo de penetración estándar (SPT)* Obtenido de: Universidad Del Cauca facultad de Ingeniería Civil
- Valcarcel J. (2014) *Sistemas de recalce de cimentaciones en los proyectos de conservación de edificios patrimoniales en Andalucía. Revisión crítica de intervenciones realizadas y de los sistemas empleados.* (Tesis doctoral, Universidad de Sevilla, programa de doctorado teoría y práctica de la rehabilitación arquitectónica y urbana Sevilla, España) (Consulta: 28 de marzo de 2019)
- Victoria, J. (2011) *Soft soils reinforced by rigid vertical inclusions* http://www.constructii.incd.ro/Archive/2013-2/Constructii_2013_Vol.14_No.2_ID2013140207.pdf [Consulta: 10 de octubre de 2018]
- Zamora Beyk, J.P. (2014) *Optimización de tratamientos de suelos blandos bajo terraplenes.* (Tesis de titulación, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de ciencias e ingeniería. Lima, Perú) <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/5596> [Consulta: 10 de noviembre de 2018]

7. ANEXOS

Anexo 1 PARAMETROS GEOMETRICOS Y GEOTECNICOS DE LA INCLUSION

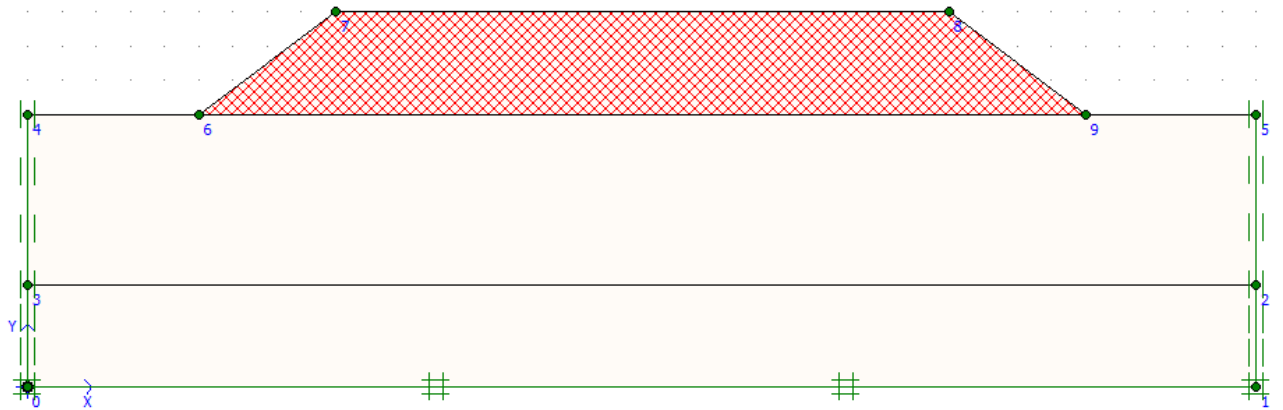
Parámetros Geométricos			
Diámetro cabeza inclusión	D	0.3	m
Separación entre inclusiones adyacentes	s	1.5	m
Radio celda unitaria malla cuadrada	R	0.846	m
Altura del terraplén	HR	3	m
Espesor capa blanda	H	5	m
Parámetro geotécnicos terraplén (Mohr-Coulomb)			
Peso específico	γ_R	20	kN/m ³
Ángulo de rozamiento	ϕ_R	33	°
Dilatancia	ψ	3	°
Cohesión	c	0	kN/m ²
Módulo de Young	E	30000	kN/m ²
Coeficiente de Poisson	v	0.3	-
	K0	0.455	-
Parámetro geotécnicos suelo blando (Mohr-Coulomb)			
Peso específico	γ	17	kN/m ³
Ángulo de rozamiento	ϕ	25	°
Cohesión	c	20	kN/m ²
Módulo de Young	E	5000	kN/m ²
Coeficiente de Poisson	v	0.35	-
	K0	0.577	-
Parámetro geotécnicos inclusión (Linear Elastic)			
Peso específico	γ	23	kN/m ³
Módulo de Young	E	22300000	kN/m ²
Coeficiente de Poisson	v	0.25	-

Anexo 2



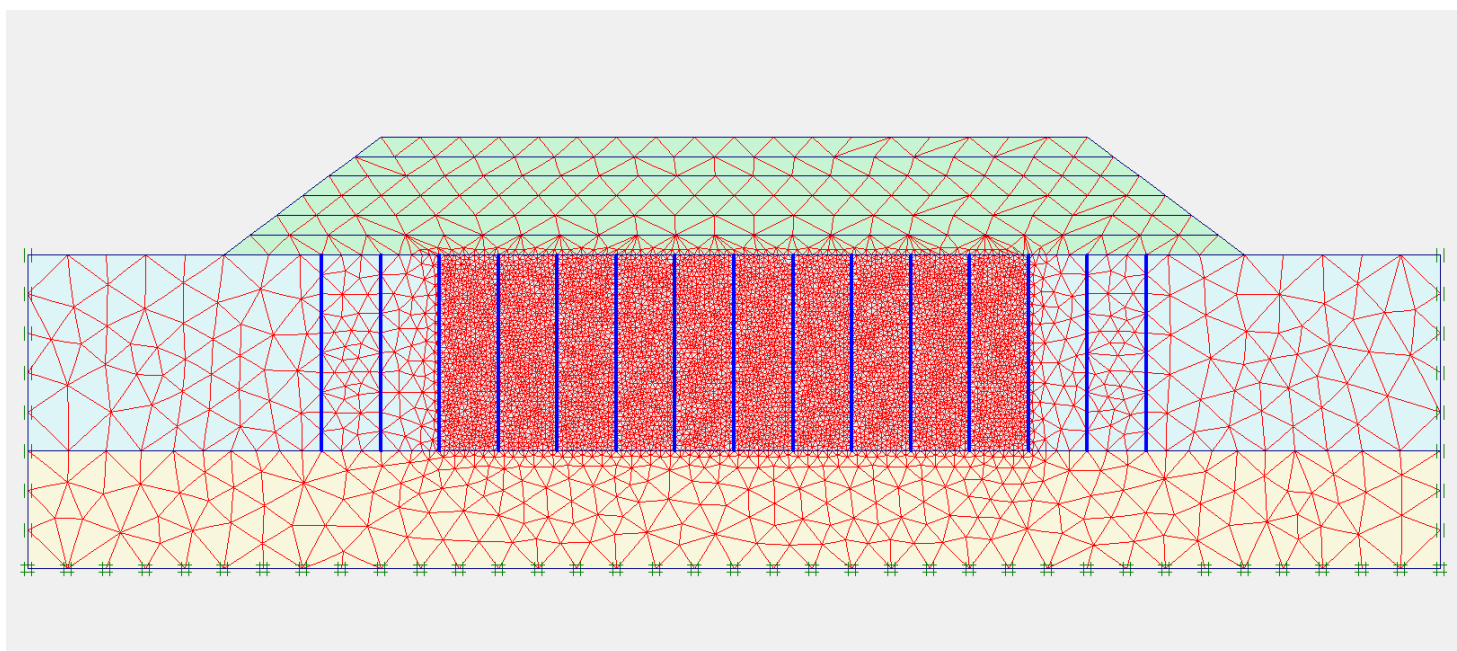
MODELO PLAXIS

Anexo 3



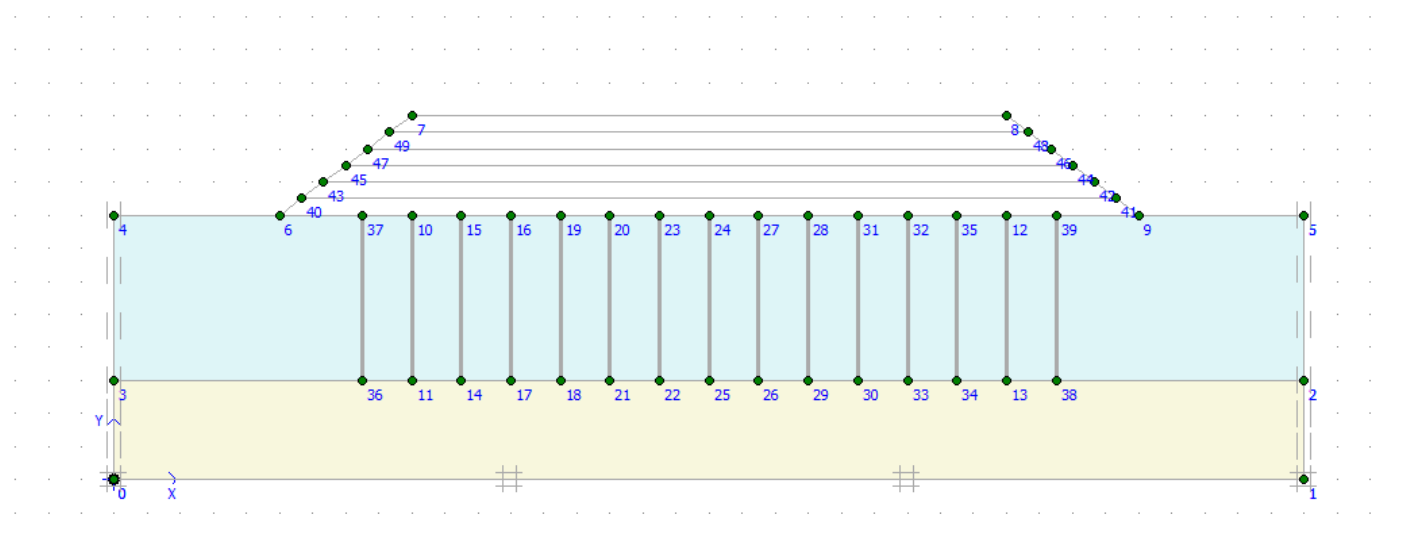
MODELO PLAXIS TERRAPLEN (MALLADO ROJO)

Anexo 4



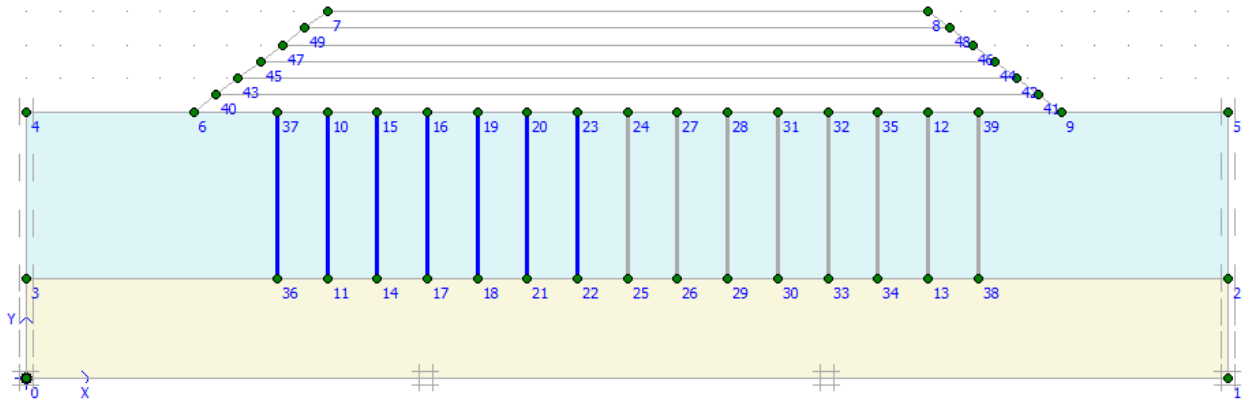
MODELO PLAXIS MALLADO CENTRAL

Anexo 5



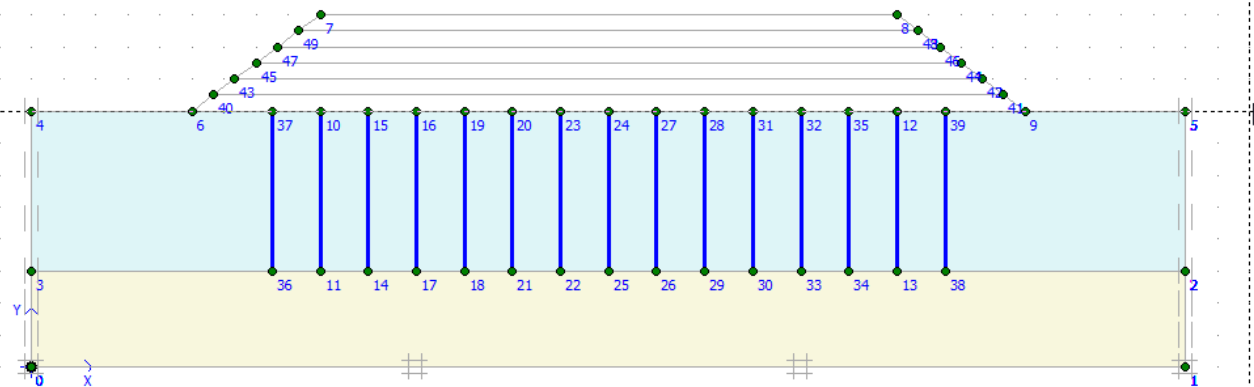
MODELO PLAXIS FASE INICIAL

Anexo 6



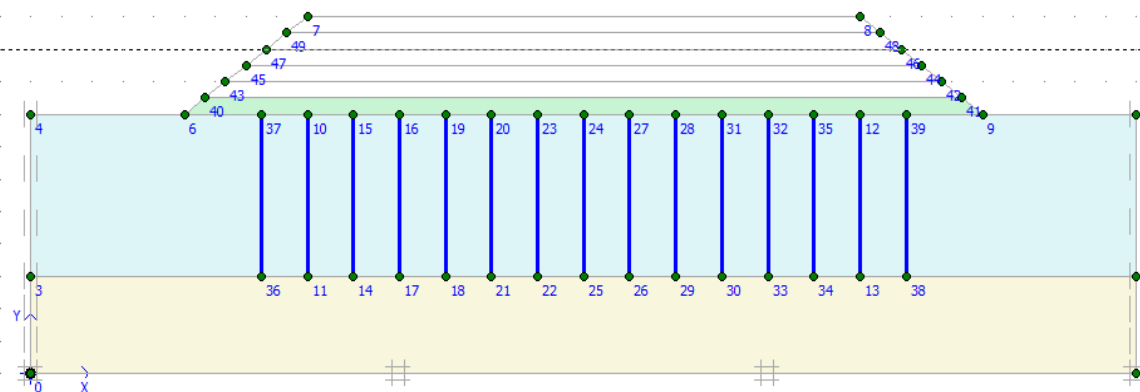
MODELO PLAXIS FASE 2

Anexo 7



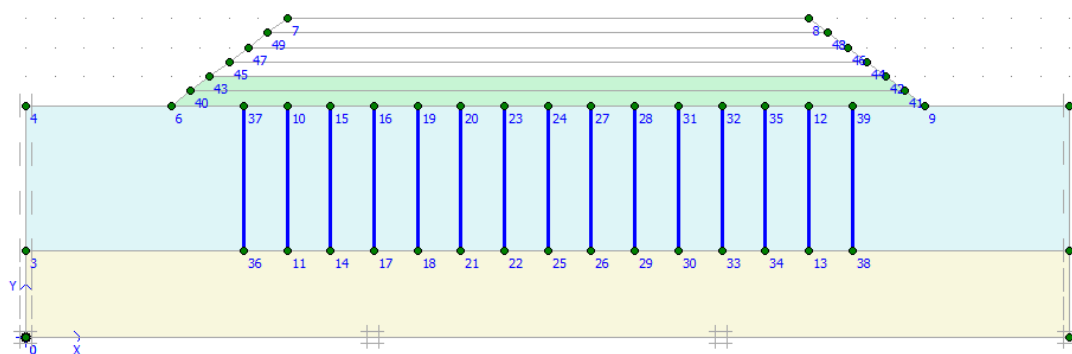
MODELO PLAXIS FASE 3 INCLUSIONES

Anexo 8



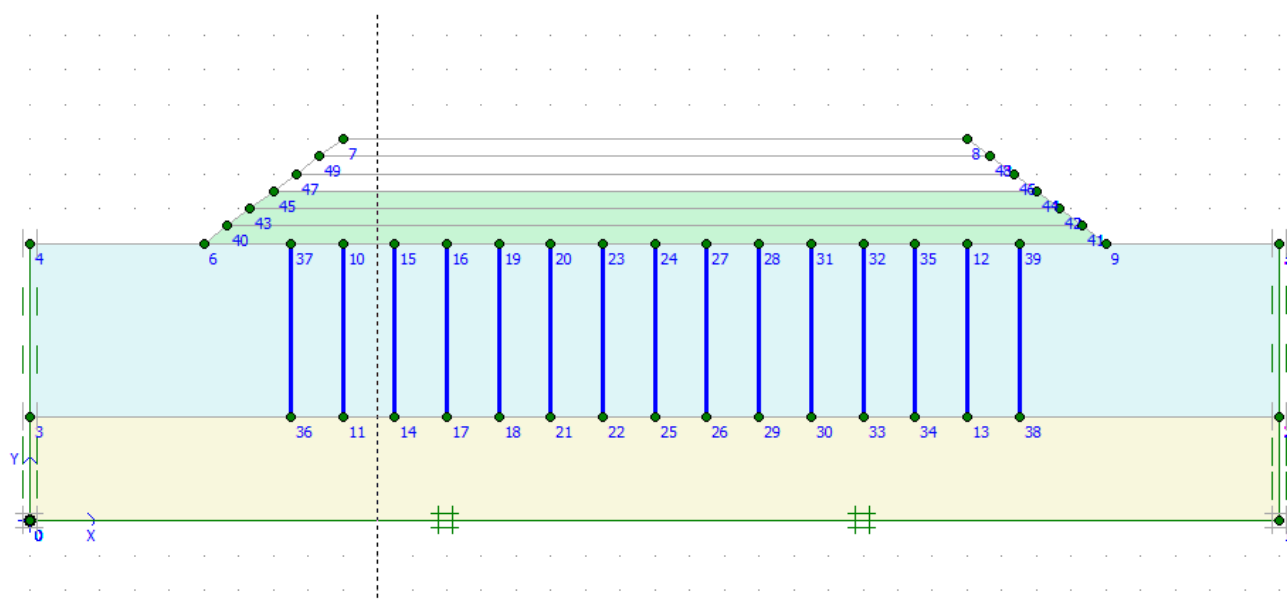
MODELO PLAXIS FASE 4 PRIMER TRAMO TERRAPLEN

Anexo 9



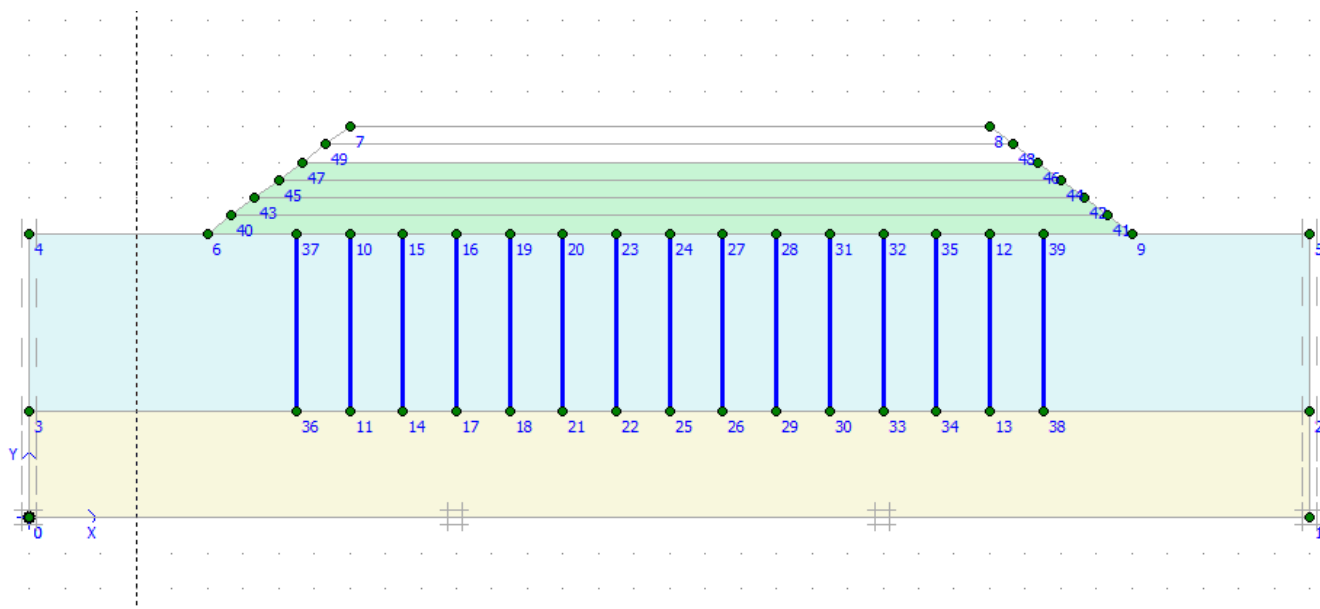
MODELO PLAXIS FASE 5 SEGUNDO TRAMO TERRAPLEN

Anexo 10



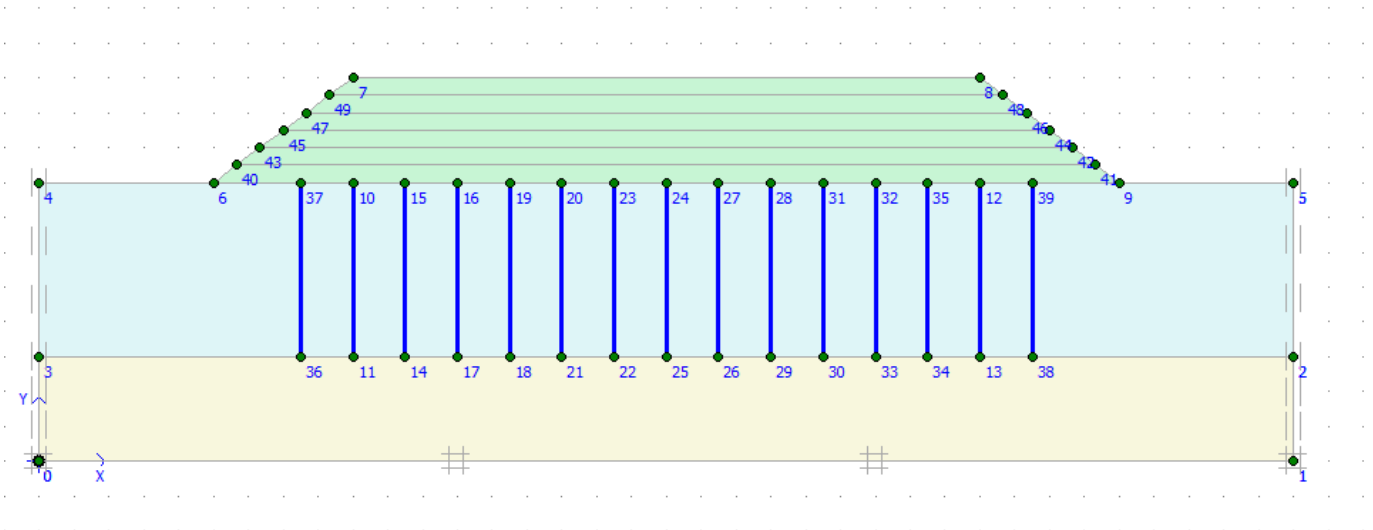
MODELO PLAXIS FASE 6 TERCER TRAMO TERRAPLEN

Anexo 11



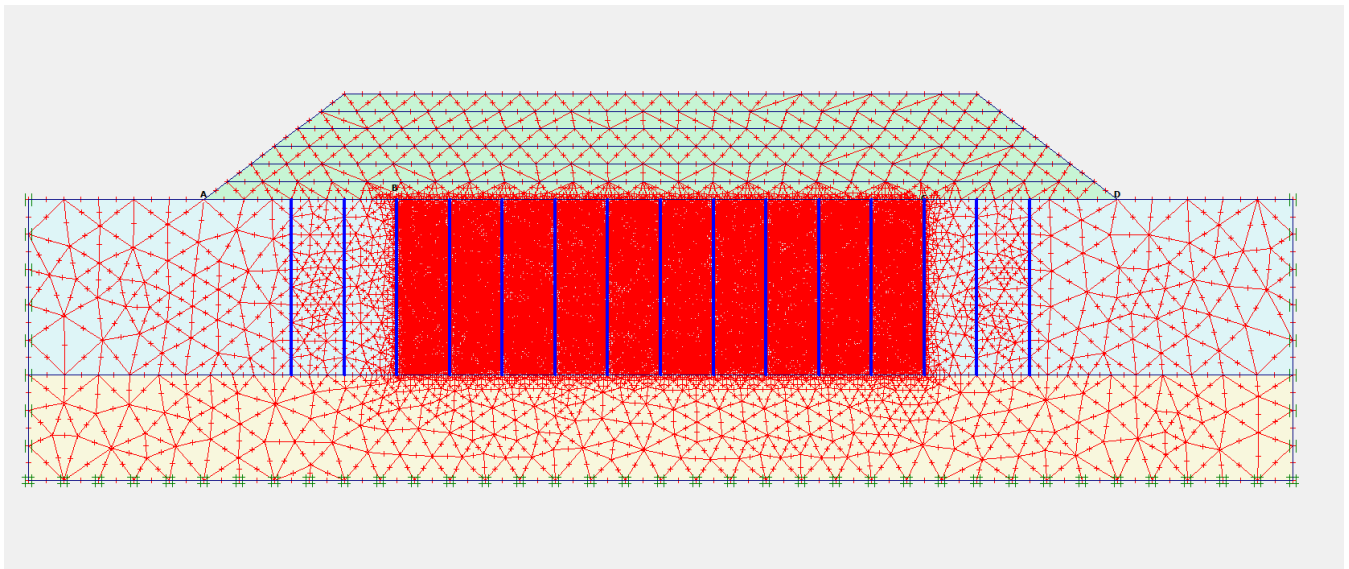
MODELO PLAXIS FASE 7 CUARTO TRAMO TERRAPLEN

Anexo 12



MODELO PLAXIS FASE 8 ULTIMO TRAMO TERRAPLEN

Anexo 13



MODELO PLAXIS MALLADO REFINADO

Anexo 14

Plaxis 8.5 Calculations - MODELO TESIS.PLX

File Edit View Calculate Help

Output...

General Parameters Multipliers Preview

Phase
 Number / ID.: 9 Fase 8
 Start from phase: 8 - Fase 7

Calculation type
 Plastic analysis
 Advanced

Log info
 Prescribed ultimate state fully reached

Comments

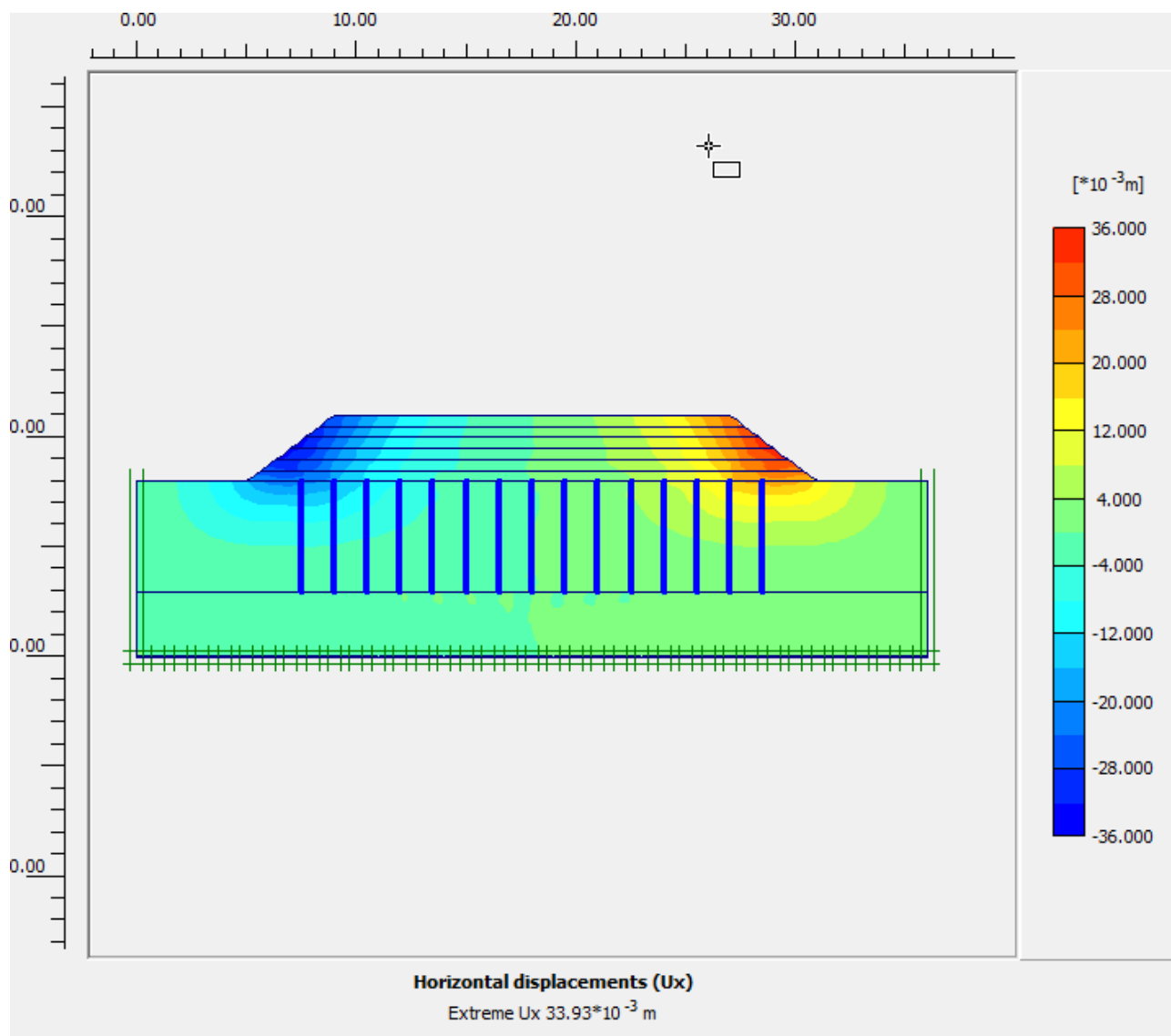
Parameters

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
✓ Fase 1	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	2	5
✓ Fase 2	3	2	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	3	7
✓ Fase 3	4	3	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	4	9
✓ Fase 4	5	4	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	4	21
✓ Fase 5	6	5	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	6	27
✓ Fase 6	7	6	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	7	38
✓ Fase 7	8	7	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	8	45
✓ Fase 8	9	8	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	9	52

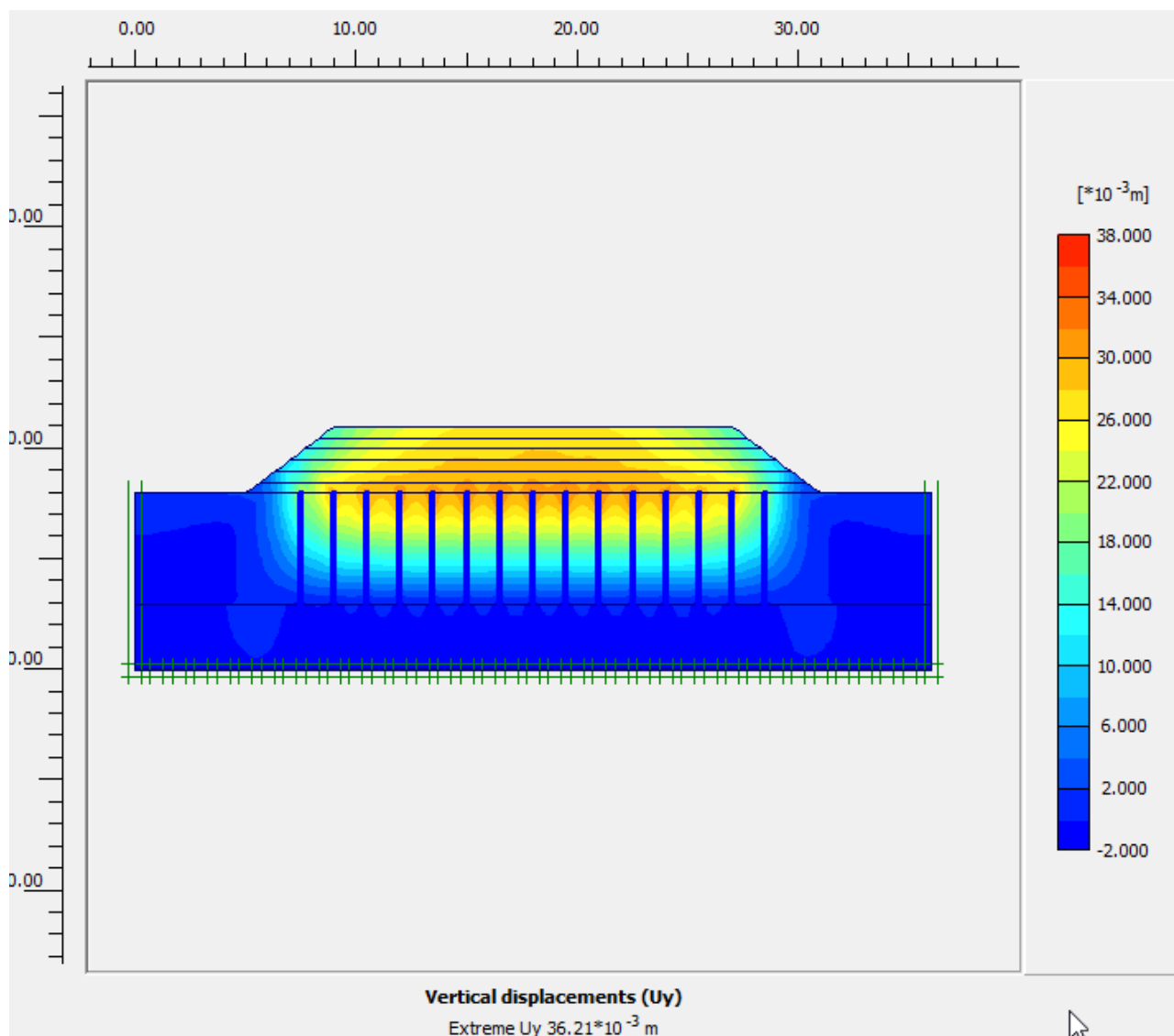
CÁLCULO

Anexo 15



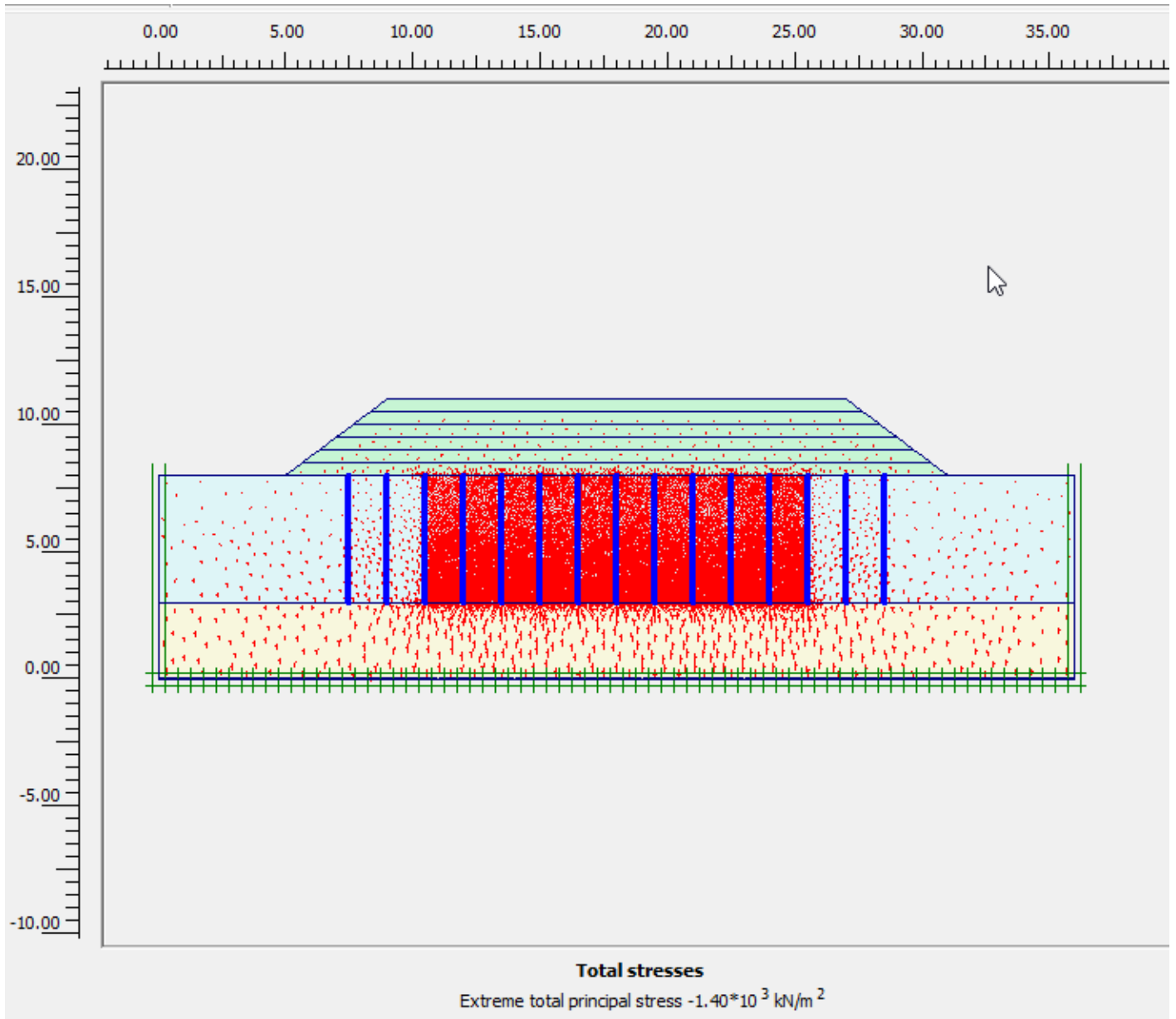
PLAXIS AXISIMETRICO

Anexo 16

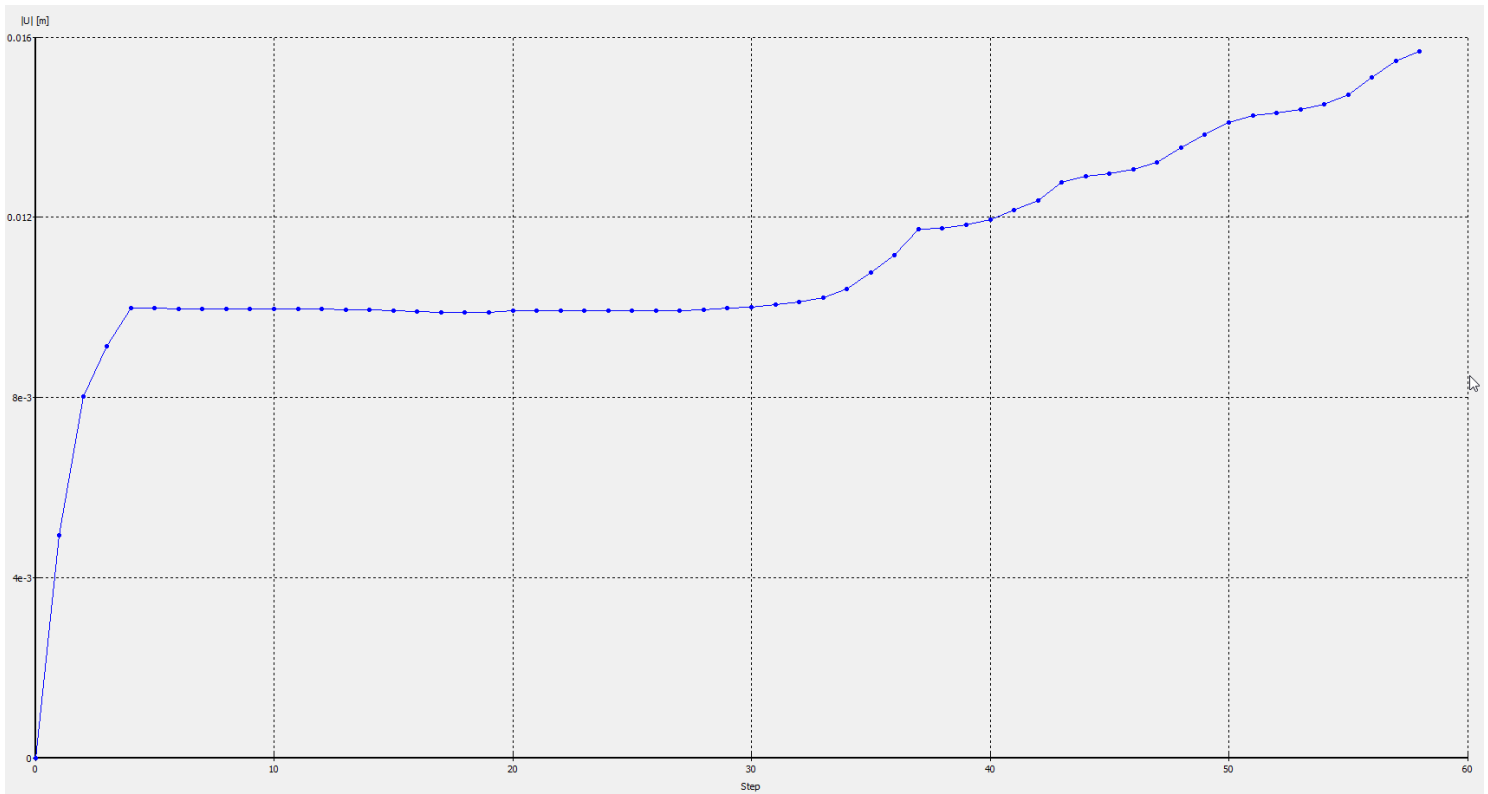


DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

Anexo 16



Anexo 17



CURVA DESPLAZAMIENTO VS PAS