2019

Mecánica de Suelos II

FOLLETO PARA LA ASIGNATURA DE MECÁNICA DE SUELOS II

AUTOR: ASIEL SARDUY TEJEDA

TUTOR: DR. ING. TANIA GARCÍA GARCÍA

Universidad Central Marta Abreu de Las Villas

Prologo

Estimado lector:

Muchas veces, agobiado por la rutina cotidiana, sentimos que todo a nuestro alrededor nos es adverso y creemos que no podremos vencer los obstáculos que se nos presentan en el camino.

Para esas ocasiones es que hemos preparado el presente Folleto para la asignatura Mecánica de Suelos, esta es una obra dedicada fundamentalmente a estudiantes del IPI “Lázaro Cárdenas del Rio″ de la especialidad de profesor de la ETP en la rama Construcción Civil y constituye un material complementario con los aspectos más significativos a tener en cuenta para la preparación de los estudiantes en su futuro desempeño laboral. Esto se ha hecho con el propósito de facilitar un material más útil, flexible y estimular el interés de los estudiantes.

Se espera que alcance exitosamente los objetivos planteados o simplemente encontrar una alternativa siempre que contribuya al proceso enseñanza aprendizaje de la asignatura.

Gracias.

Índice

Introducción……	**4**
Tema 6.- El agua en el suelo……	**6**
6.1 Ciclo del agua o Ciclo hidrológico……	**6**
6.2 Clasificación del agua……	**9**
6.3 Movimiento del agua en el suelo……	**28**
6.4 Características generales del agua y los fluidos……	**35**
6.5 Permeabilidad del suelo……	**40**
Tema 7: Compactación de los Suelos……..	**43**
7.1 Compactación y consolidación. Importancia……	**43**
7.2 Relación humedad – densidad	**49**
7.3 Ensayo de Proctor……	**50**
7.4Curvas de saturación……	**57**
7.5 Relación campo – laboratorio. Terraplén de prueba……	**72**
7.6 Métodos de compactación en obra. Equipos que se utilizan……	**80**
Tema 8: Cimentaciones superficiales y profundas……	**87**
8.1 Teoría de capacidad de carga de Terzaghi y Mayorhof……	**87**
8.2 Esfuerzo y asentamiento……	**91**
8.3 Presión admisible en el suelo……	**92**
8.4 Procedimiento racional para determinar la presión admisible y proyectar las cimentaciones……	**102**
8.5 Nociones sobre pilotes. Tipos……	**110**
8.6 Pilares……	**113**
Tema 9: Principios para el diseño de obras viales……	**125**
9.1 Estudio de suelos……	**125**
9.2 Principios básicos para el diseño de pavimentos……	**135**
9.3 El “CBR”. Definición y utilización……	**137**
9.4 Ensayo de placa……	**139**
Bibliografía……	**143**

Introducción

La Mecánica de Suelos es la disciplina que se ocupa de la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas geotécnicos del terreno, estudia las propiedades, el comportamiento y la utilización del suelo como material estructural, de tal manera que las deformaciones y resistencia de este ofrezcan seguridad, durabilidad y estabilidad a las estructuras.

En 1925 con la aparición en Viena de su ya clásico Erdbaumechanik, Terzaghi dio a la luz la primera publicación en que en forma sistemática se da una interpretación científica al suelo como material ingenieril. Ilustre geólogo, distinguido consultor de ingeniería, investigador completo, Terzaghi ha marcado desde entonces la pauta a seguir en el desarrollo de la ciencia novel.

Para definir la Mecánica de Suelos, no se ocurre nada mejor que recurrir al mismo Terzaghi, quien en su libro Theoretical Soil Mechanics dice: “La Mecánica de Suelos es la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no contenido de materia orgánica”.

Todas las obras de ingeniería civil se apoyan sobre el suelo de una u otra forma, y muchas de ellas, además, utilizan la tierra como elemento de construcción para terraplenes, diques y rellenos en general; por lo que, en consecuencia, su estabilidad y comportamiento funcional y estético estarán determinados, entre otros factores, por el desempeño del material de asiento situado dentro de las profundidades de influencia de los esfuerzos que se generan, o por el del suelo utilizado para conformar los rellenos.

Si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo o si, aún sin llegar a ellos, las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, quizás no tomados en consideración en el diseño, productores a su vez de deformaciones importantes, fisuras, grietas,

alabeo o desplomos que pueden producir, en casos extremos, el colapso de la obra o su inutilización y abandono.

Estas deformaciones secundarias pueden traer como consecuencia la proliferación de grietas, fisuras, y en los casos verdaderamente extremos, hasta el colapso de toda la obra. Siempre hay que observar detenidamente mediante un estudio pertinente tanto las condiciones del suelo como la del cimiento que trabaja como un medio de contacto entre el suelo y la estructura. Una diferencia muy palpable entre dos materiales distintos es la que existe entre la roca y el suelo, a pesar de su definición en la parte natural de la corteza terrestre.

La Mecánica de Suelos es una importante asignatura del currículo de estudios de la Ingeniería Civil que se encarga de estudiar las fuerzas o cargas que son establecidas en la superficie terrestre y el comportamiento de las mismas para determinar el material aplicado y el suelo utilizado en el relleno, siendo obligatoriamente uno de los pasos preliminares, antes de levantar cualquier edificación, conocer las propiedades del suelo y como se pueden utilizar del modo más satisfactorio y económico, en función de la obra proyectada.

Por razones tan evidentes como las mencionadas anteriormente es de gran importancia los conocimientos que brinda la Mecánica de Suelos a los alumnos los que deben recibirlos por de forma clara, para ello el autor ha elaborado un folleto teniendo en cuenta los contenidos exigidos por el programa de la asignatura extrayendo información de múltiples bibliografías de las cuales algunas se utilizan en la formación de Ingenieros Civiles.

Unidad 6.- El agua en el suelo.

6.1 Ciclo del agua o Ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico o ciclo del agua es un ciclo biogeoquímico, en el cual hay un proceso de circulación del agua entre las distintas partes de la hidrósfera, permitiendo al agua pasar de un estado físico a otro mediante reacciones químicas.

El agua dentro de la Tierra se encuentra en mayor parte forma líquida, en los océanos, mares y agua subterránea o de agua superficial como en los lagos, ríos y arroyos. La segunda fracción, por su importancia, es la del agua acumulada como hielo sobre los casquetes polares ártico y antártico, con una participación pequeña de los glaciares de montaña de latitudes altas y medias, y de la banquisa.

Por último, una fracción menor está presente en la atmósfera, en estado gaseoso como vapor o nubes. Esta fracción atmosférica es muy importante para el intercambio entre los compartimentos para la circulación horizontal del agua, de manera que, se asegura un suministro permanente de agua, a las regiones de la superficie continental alejadas de los depósitos principales.

El agua de la hidrósfera procede de la desgasificación del manto, donde tiene una presencia significativa, por los procesos del vulcanismo. Una parte del agua puede reincorporarse al manto con los sedimentos oceánicos de los que forma parte cuando éstos acompañan a la litosfera en subducción.

Ciclo hidrológico

El agua existe en la Tierra en tres estados: sólido (hielo, nieve), líquido y gaseoso (vapor de agua). Océanos, ríos, nubes y lluvia están en constante cambio: el agua de la superficie se evapora, el agua de las nubes precipita, la lluvia se filtra por la tierra, etc. Sin embargo, la cantidad total de agua en el planeta no cambia. La circulación y conservación de agua en la Tierra se llama ciclo hidrológico, o ciclo del agua.

El ciclo hidrológico está dividido en dos ciclos: el ciclo interno y el ciclo externo. El ciclo interno consiste en lo siguiente: El agua de origen magmático formada mediante reacciones químicas en el interior de la tierra sale a través de volcanes y fuentes hidrotermales, y se mezcla con el agua externa. Se termina cuando el agua de los océanos se introduce por las zonas de subducción hasta el manto.

Cuando se formó, hace aproximadamente cuatro mil quinientos millones de años, la Tierra ya tenía en su interior vapor de agua. En un principio, era una enorme bola en constante fusión con cientos de volcanes activos en su superficie. El magma, cargado de gases con vapor de agua, emergió a la superficie gracias a las constantes erupciones. Luego la Tierra se enfrió, el vapor de agua se condensó y cayó nuevamente al suelo en forma de lluvia.

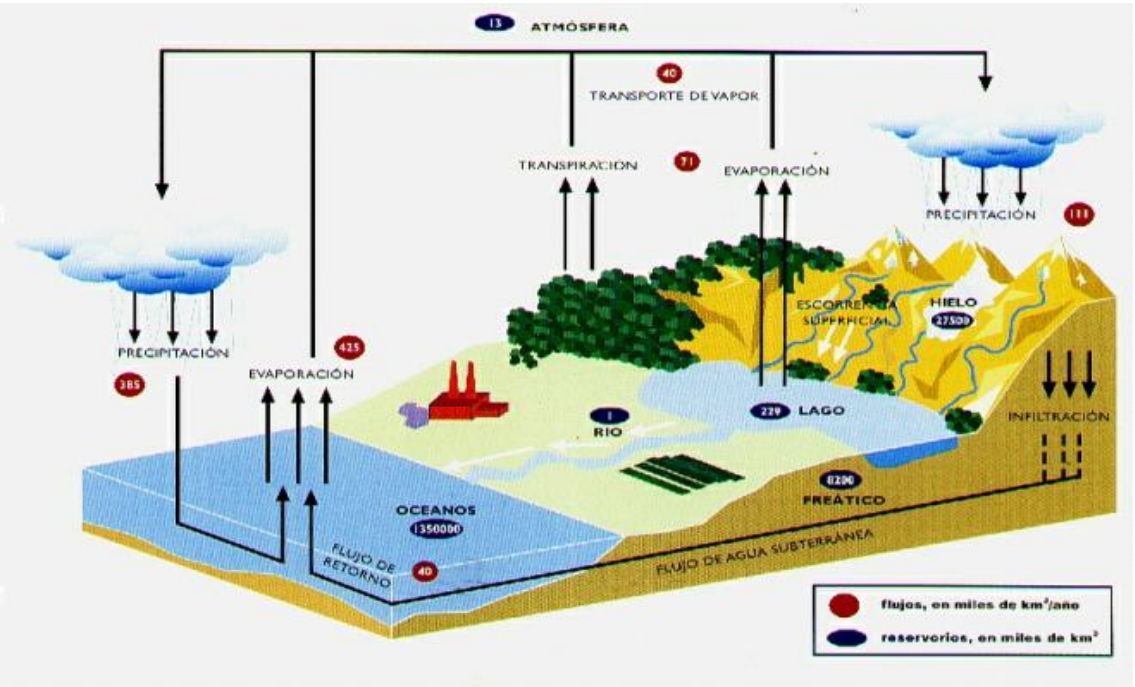
El ciclo hidrológico comienza con la evaporación del agua desde la superficie del océano. A medida que se eleva, el aire humedecido se enfría y el vapor se transforma en agua: es la condensación. Las gotas se juntan y forman una nube. Luego, caen por su propio peso: es la precipitación. Si en la atmósfera hace mucho frío, el agua cae como nieve o granizo. Si es más cálida, caerán gotas de lluvia.

Una parte del agua que llega a la superficie terrestre será aprovechada por los seres vivos; otra discurrirá por el terreno hasta llegar a un río, un lago o el océano. A este fenómeno se le conoce como escorrentía. Otro porcentaje del agua se filtrará a través del suelo, formando acuíferos o capas de agua subterránea, conocidas como capas freáticas. Este proceso es la infiltración. De la capa freática, a veces, el agua brota en la superficie en forma de fuente, formando arroyos o ríos. Tarde o temprano, toda esta agua volverá nuevamente a la atmósfera, debido principalmente a la evaporación.

Fases del ciclo hidrológico

El ciclo del agua tiene una interacción constante con el ecosistema ya que los seres vivos dependen de esta para sobrevivir, y a su vez ayudan al funcionamiento del mismo. Por su parte, el ciclo hidrológico presenta cierta dependencia de una atmósfera poco contaminada y de un grado de pureza del agua para su desarrollo convencional, y de otra manera el ciclo se entorpecería por el cambio en los tiempos de evaporación y condensación.

Diagrama del ciclo hidrológico.



Los principales procesos implicados en el ciclo del agua son:

1.º Evaporación: El agua se evapora en la superficie oceánica, sobre la superficie terrestre y también por los organismos, en el fenómeno de la transpiración en plantas y sudoración en animales. Los seres vivos, especialmente las plantas, contribuyen con un 10 % al agua que se incorpora a la atmósfera. En el mismo capítulo podemos situar la sublimación, cuantitativamente muy poco importante, que ocurre en la superficie helada de los glaciares o la banquisa.

2.º Condensación: El agua en forma de vapor sube y se condensa formando las nubes, constituidas por agua en gotas minúsculas.

3.º Precipitación: Se produce cuando las gotas de agua que forman las nubes se enfrían acelerándose la condensación y uniéndose las gotas de agua para formar gotas mayores que terminan por precipitarse a la superficie terrestre en razón a su mayor peso. La precipitación puede ser sólida (nieve o granizo) o líquida (lluvia).

4.º Infiltración: Ocurre cuando el agua que alcanza el suelo, penetra a través de sus poros y pasa a ser subterránea. La proporción de agua que se infiltra y la que circula en superficie (escorrentía) depende de la permeabilidad del sustrato, de la pendiente y de la cobertura vegetal. Parte del agua infiltrada vuelve a la atmósfera por evaporación o, más aún, por la transpiración de las plantas, que la extraen con raíces más o menos extensas y profundas. Otra parte se incorpora a los acuíferos, niveles que contienen agua estancada o circulante. Parte del agua subterránea alcanza la superficie allí donde los acuíferos, por las circunstancias topográficas, intersecan (es decir, cortan) la superficie del terreno.

5.º Escorrentía: Este término se refiere a los diversos medios por los que el agua líquida se desliza cuesta abajo por la superficie del terreno. En los climas no excepcionalmente secos, incluidos la mayoría de los llamados desérticos, la escorrentía es el principal agente geológico de erosión y de transporte de sedimentos.

6.º Circulación subterránea: Se produce a favor de la gravedad, como la escorrentía superficial, de la que se puede considerar una versión. Se presenta en dos modalidades:

- Primero, la que se da en la zona vadosa, especialmente en rocas karstificadas, como son a menudo las calizas, y es una circulación siempre pendiente abajo.
- Segundo, la que ocurre en los acuíferos en forma de agua intersticial que llena los poros de una roca permeable, de la cual puede incluso remontar por fenómenos en los que intervienen la presión y la capilaridad.

7.º Fusión: Este cambio de estado se produce cuando la nieve pasa a estado líquido al producirse el deshielo.

8.º Solidificación: Al disminuir la temperatura en el interior de una nube por debajo de 0 °C, el vapor de agua o el agua misma se congelan, precipitándose en forma de nieve o granizo, siendo la principal diferencia entre los dos conceptos

que en el caso de la nieve se trata de una solidificación del agua de la nube que se presenta por lo general a baja altura. Al irse congelando la humedad y las pequeñas gotas de agua de la nube, se forman copos de nieve, cristales de hielo polimórficos (es decir, que adoptan numerosas formas visibles al microscopio), mientras que, en el caso del granizo, es el ascenso rápido de las gotas de agua que forman una nube lo que da origen a la formación de hielo, el cual va formando el granizo y aumentando de tamaño con ese ascenso. Y cuando sobre la superficie del mar se produce una manga de agua (especie de tornado que se produce sobre la superficie del mar cuando está muy caldeada por el sol) este hielo se origina en el ascenso de agua por adherencia del vapor y agua al núcleo congelado de las grandes gotas de agua. El proceso se repite desde el inicio, consecutivamente por lo que nunca se termina, ni se agota el agua.

Importancia de la hidrología.

Para la ejecución de proyectos de ingeniería se pueden mencionar, entre otros, los siguientes aspectos en los cuales la Hidrología puede ser decisiva:

- Evaluar si el gasto de una corriente es suficiente para abastecer de agua a: acueductos, regadíos, energía eléctrica, etc.
- Evaluar la necesidad de un embalse para garantizar distintos proyectos hidráulicos.
- Evaluar el flujo máximo y la frecuencia de ocurrencia de las crecidas, para ejecutar diseños económicos de estructuras hidráulicas, puentes, etc.
- Evaluar las cuencas de agua subterránea y su rendimiento.

6.2 Clasificación del agua

El agua se puede presentar en estado sólido, líquido o gaseoso, siendo una de las pocas sustancias que pueden encontrarse en todos ellos de forma natural. [9] El agua adopta formas muy distintas sobre la tierra: como vapor de agua, conformando parte de la atmósfera; como agua marina, eventualmente en forma de icebergs en los océanos; en glaciares y ríos en las montañas, y en los acuíferos subterráneos su forma líquida.

El agua puede disolver muchas sustancias, dándoles diferentes sabores y olores. Como consecuencia de su papel imprescindible para la vida, el ser humano, entre otros muchos animales, ha desarrollado sentidos capaces de evaluar la potabilidad del agua, que evitan el consumo de agua salada o putrefacta. Los humanos también suelen preferir el consumo de agua fría a la que está tibia, puesto que el agua fría es menos propensa a contener microbios. El sabor

perceptible en el agua de deshielo y el agua mineral se deriva de los minerales disueltos en ella; de hecho, el agua pura es insípida. Para regular el consumo humano, se calcula la pureza del agua en función de la presencia de toxinas, agentes contaminantes y microorganismos. El agua recibe diversos nombres, según su forma y características: [10]

Según su estado físico:

- Hielo (estado sólido)
- Agua (estado líquido)
- Vapor (estado gaseoso)

Según su posición en el ciclo del agua:

- Hidrometeoro
- Precipitación
- Precipitación según desplazamiento
- Precipitación según estado
- precipitación vertical: lluvia, lluvia congelada, llovizna, lluvia helada, nieve, granizo blando, gránulos de nieve, perdigones de hielo, aguanieve, pedrisco, cristal de hielo, precipitación horizontal (asentada), rocío, escarcha, congelación atmosférica, hielo glaseado, precipitación líquida, lluvia, lluvia helada, llovizna, llovizna helada, rocío, precipitación sólida, nevasca, granizo blando, gránulos de nieve, perdigones de hielo, lluvia helada, granizo, prismas de hielo, escarcha, congelación atmosférica, hielo glaseado, aguanieve, precipitación mixta, con temperaturas cercanas a los 0 °C.
- Partículas de agua en la atmósfera:
- Partículas en suspensión: nubes, niebla, bruma.
- Partículas en ascenso (impulsadas por el viento): ventisca, nieve revuelta

Según su circunstancia

- agua subterránea
- agua de deshielo

- agua meteórica
- agua inherente – la que forma parte de una roca
- agua fósil
- agua dulce
- agua superficial
- agua mineral – rica en minerales
- Agua salobre ligeramente salada
- agua muerta – extraño fenómeno que ocurre cuando una masa de agua dulce o ligeramente salada circula sobre una masa de agua más salada, mezclándose ligeramente. Son peligrosas para la navegación.
- agua de mar
- salmuera - de elevado contenido en sales, especialmente cloruro de sodio.

Según sus usos

- agua entubada
- agua embotellada
- agua potable – la apropiada para el consumo humano, contiene un valor equilibrado de minerales que no son dañinos para la salud.

agua purificada – corregida en laboratorio o enriquecida con algún agente – Son aguas que han sido tratadas para usos específicos en la ciencia o la ingeniería. Lo habitual son tres tipos: agua destilada, agua de doble destilación, agua desionizada

Atendiendo a otras propiedades

agua blanda: pobre en minerales
agua dura: de origen subterráneo, contiene un elevado valor mineral
agua de cristalización: es la que se encuentra dentro de las redes cristalinas
hidratos: agua impregnada en otras sustancias químicas
agua pesada: es un agua elaborada con átomos pesados de hidrógeno-deuterio. En estado natural, forma parte del agua normal en una concentración muy

reducida. Se ha utilizado para la construcción de dispositivos nucleares, como reactores.

agua de tritio

agua negra

aguas grises

agua disfórica

Según la microbiología

agua potable

agua residual

agua lluvia o agua de superficie

El agua es también protagonista de numerosos ritos religiosos. Se sabe de infinidad de ceremonias ligadas al agua. El cristianismo, por ejemplo, ha atribuido tradicionalmente ciertas características al agua bendita. Existen otros tipos de agua que, después de cierto proceso, adquieren supuestas propiedades, como el agua vitalizada.

Clasificación física del agua en el suelo

El agua del suelo proviene de diversas fuentes, una de las más importantes, la lluvia, parte de la cual se infiltra a través de la superficie del terreno y comienza a moverse a través de los poros por gravedad y bajo el efecto del gradiente de humedad; también puede haber agua en el suelo proveniente del ascenso capilar del agua freática; y en caso que la humedad obtenida por estas dos vías sea insuficiente para alcanzar cosechas aceptables se suministra agua artificialmente mediante el regadío.

El agua en el suelo está bajo el efecto de diferentes fuerzas, y en dependencia del efecto relativo que estas fuerzas tengan sobre la humedad del suelo, se clasifica el agua del suelo como:

Agua de gravedad.
Agua capilar.
Agua higroscópica.
Agua de constitución.

Clasificación biológica del agua en el suelo

La clasificación anterior que relaciona los estados de humedad con la retención que hace el suelo de la misma no tiene en cuenta el factor biológico que se introduce al considerar a los cultivos como el principal consumidor del agua retenida en el suelo. La planta debe realizar trabajo para extraer el agua del suelo de modo que existe una relación entre el estado de humedad del suelo y el esfuerzo que debe realizar la planta para su extracción.

Cuando el agua de una lluvia o riego sobrepasa determinado nivel no puede ser retenida por el suelo al ser mayor la fuerza de gravedad que la fuerza de atracción de las partículas, a esta llamamos agua gravitacional. El agua de gravedad o gravitacional es útil para la planta un breve tiempo, pues es drenada con gran rapidez (en un término de aproximadamente 1 día dependiendo del tipo de suelo) y por tanto desde el punto de vista biológico es un ***agua superflua.***

Remitiéndonos a la clasificación física, no toda el agua limitada entre el coeficiente de higroscopicidad y la capacidad de campo puede ser extraída por la planta; hay un límite de "tensión" de humedad que la planta no puede ejercer y al no poder extraer el agua comienzan los síntomas de marchitez, la humedad correspondiente a ese estado biológico se denomina ***coeficiente de marchitez*** (C_M) y la humedad limitada por la C_c y el C_M se denomina ***agua aprovechable***.

Ahora bien, no toda el agua aprovechable produce el mismo efecto benefactor en la planta. Según la humedad va disminuyendo por debajo de la C_c a la planta se le va haciendo cada vez más difícil extraer la humedad y hay un cierto valor de humedad donde si bien la planta no corre peligro de marchitarse, su rendimiento agrícola comienza a decrecer rápidamente haciéndose económicamente ineficiente, a esa humedad se le denomina Límite Productivo (L_p), este límite divide el agua aprovechable en fácilmente aprovechable y difícilmente aprovechable.

La humedad existente por debajo de CM no es aprovechable desde el punto de vista agrícola.
También se sabe que el valor de L_p es muy variable con el tipo de cultivo, sus características agro biológicas, la economía y el suelo, pero en regla general se acepta que:

En suelos arenosos $L_p \sim 65\% \ C_c$

En suelos medios $L_p \sim 70\% \ C_c$

En suelos arcillosos $L_p \sim 85\% \ C$

Componentes del suelo. Fase líquida. Retención de agua por el suelo (Edafología. Ciencias Ambientales).

El agua que llega al suelo y se infiltra en él, cuando la lluvia es copiosa, termina por llenar todos sus poros y desalojar a la totalidad del aire. Cuando esto sucede se dice que el suelo se encuentra a su "capacidad máxima". Esta situación constituye un estado pasajero pues los poros gruesos, sobre todo los mayores de 30 mm, permiten una rápida circulación descendente y favorecen que el agua se incorpore a las capas freáticas. A medida que se van vaciando los poros más gruesos la velocidad de circulación del agua disminuye, al principio la disminución de velocidad es muy importante y llega un momento en que casi se estabiliza hasta anularse completamente, pero en ese punto todavía queda agua en el suelo. El efecto es similar al de una esponja que sumergimos en agua y sacamos y mantenemos sin presionarla, se produce un importante chorreo durante unos segundos y después solo hay un goteo continuo y aparentemente con el mismo ritmo, al final... nunca se sabe lo que sucede porque nos aburrimos de contemplar algo tan tonto; pero si al cabo del tiempo la tomamos de nuevo ya no gotea aunque sigue húmeda, lo que se comprueba porque apretándola, ejerciendo una fuerza externa, conseguimos que salga agua de ella.

En el suelo, las partículas coloidales presentan una carga superficial, generalmente negativa, muy débil pero lo suficiente para hacer que las dipolares moléculas de agua se sitúen a su alrededor y se orienten con la carga positiva mirando hacia la partícula sólida. Esto crea una esfera de mayor radio que la anterior pero que se mantiene cargada de la misma forma, solo que con un potencial menor debido al aumento de superficie; esta nueva esfera atrae a nuevas moléculas de agua hasta ir formando esferas cada vez mayores y con una carga superficial menor. De este modo, las partículas vecinas quedan unidas por esta cohorte de moléculas de agua, en cuya intersección se forma un menisco motivado por la tensión superficial del agua.

Como es lógico, la primera capa de moléculas de agua está atraída con mayor fuerza a la segunda y así sucesivamente, por efecto del aumento de la distancia

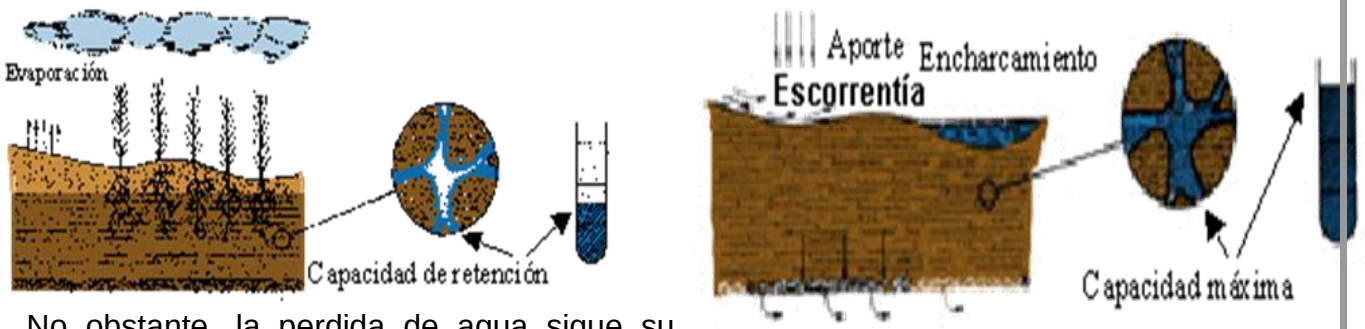
que ejerce una disminución de la fuerza de atracción proporcional a su cuadrado, como conocemos. Cada capa de moléculas de agua tendrá una determinada fuerza de unión y una masa definida; a medida que aumenta el radio de la esfera creada irá disminuyendo la atracción e incrementándose la masa, así hasta que la fuerza se hace prácticamente nula.

A la fuerza de unión entre la fase sólida del suelo y la líquida se le conoce como "potencial matricial" y se le representa por Y. Como es una fuerza por unidad de superficie, se expresa en unidades de presión y se le otorga un signo negativo, pues es una fuerza que se opone al movimiento de las moléculas de agua. Tradicionalmente se le ha expresado en atmósferas y ahora se hace kilo pascales (kPa) y al logaritmo de su opuesto, cuando se expresa en miliarios, se le representa por "pF ". Existe una cierta proporcionalidad entre el valor del potencial matricial y el contenido de humedad, como puede apreciarse en la figura. No obstante, si representamos los valores teóricos nos aparecería la línea de la izquierda, mientras que la realidad nos ofrece la línea de la derecha; la diferencia está en el agua retenida en los meniscos que se producen entre las partículas del suelo, que ya vimos.

Cuando el suelo se encuentra a su capacidad máxima, la mayor parte del agua se encuentra muy retirada de la fase sólida y por tanto su potencial matricial es nulo. A medida que va desapareciendo el agua de los poros más gruesos y solo va quedando en los de menor tamaño, el potencial matricial va creciendo pues la distancia máxima de las moléculas de agua que llenan un poro es la del radio de ese poro, de modo que a menor tamaño de poro mayor es la fuerza con que el agua está retenida. Cuando el potencial matricial es igual a la presión atmosférica, las fuerzas de empuje y de sujección de las moléculas de agua se anulan por tener el mismo valor y signo opuesto, de modo que esa agua permanecería retenida de modo indefinido. En este punto se dice que el suelo se encuentra a su "capacidad de retención", el potencial matricial sería de 100 kPa o de 1000 milibarias, por lo que su pF sería de 3.

Ahora bien, la situación anterior solo se consigue cuando ha desaparecido toda el agua retenida con una fuerza menor a la citada, pero ya vimos que existe una primera fase con una velocidad muy alta de flujo que va disminuyendo rápidamente hasta un cierto momento en que casi se estabiliza, lo que hace que haya una parte del agua que tarda un tiempo muy grande en abandonar el suelo, que puede estimarse entre diez y quince días. Esta agua, de circulación lenta, es utilizable por las plantas pues existe suficiente aireación para que puedan respirar y obtener la energía suficiente para la succión, y la fuerza con que el agua está retenida es pequeña lo que facilita la labor de las raíces. El cambio de velocidad se produce cuando el potencial matricial está alrededor de 33 kPa equivalentes a un tercio de atmósfera o un valor de pF de 2.5. Se estima que en este momento se encuentran llenos los poros cuyo diámetro es inferior a 8 mm, que es lo que se considera como "microporosidad". En esta situación se dice que el suelo se encuentra a su "capacidad de campo". El contenido de humedad del suelo en este punto puede utilizarse para determinar el valor de su microporosidad, teniendo en cuenta que la humedad del suelo se expresa en un falso porcentaje, pues lo que se indica cómo tanto por ciento es en realidad la cantidad de agua retenida por 100 g de suelo seco. Conociendo la densidad aparente del suelo es fácil calcular el volumen ocupado por una determinada masa, así como el volumen de agua, que coincide con el volumen de microporos, dada su equivalencia peso-volumen.

Llegado el suelo a su capacidad de retención, solo la evaporación del agua o la succión de ella por las raíces de las plantas puede conseguir eliminarla, pero esto nunca sucede por completo más que en los primeros centímetros del suelo que es donde se produce un fácil intercambio con la atmósfera libre. A este punto va llegando el agua más profunda mediante ascenso capilar por las diferencias de potencial matricial que se van creando, pero la velocidad de suministro se va haciendo cada vez más pequeña a medida que se van reduciendo las diferencias. Esto hace que el lazo capilar se rompa en un determinado momento y cese el aporte de agua a la superficie, esta situación se conoce como "punto de ruptura del lazo capilar" y sucede cuando el valor del pF es de aproximadamente 3.4.



No obstante, la perdida de agua sigue su curso mientras las raíces sean capaces de absorberla, pero como todo tiene su límite, cuando se alcanza un potencial matricial de 1500 kPa aproximadamente, las plantas ya no pueden absorber más agua y si no hay un suministro, se produce la marchitez de las mismas por lo que a esa situación se le conoce como "punto de marchitamiento". En ese punto la planta no puede absorber agua, pero tarda en morir, de modo que un suministro a tiempo puede salvarla. Esta salvación no es posible cuando el potencial matricial alcanza valores aproximados a los 1600 kPa, pues se empieza a producir una succión por parte del suelo del agua celular lo que provoca una floculación de los coloides intracelulares por sobresaturación y la muerte de las células. De ahí que al primer punto se le conozca como punto de marchitamiento temporal y a este segundo, como punto de marchitamiento permanente.

El agua que puede retener el suelo a su capacidad de campo menos la que mantiene en el punto de marchitamiento, es la que se conoce como "agua útil" y es la aprovechable por las plantas. El contenido total de esta agua útil en la zona de enraizamiento y en unos 50 cm más de profundidad, que es la que se estima que puede llegar a esa zona por ascenso capilar, constituye la "reserva de agua" del suelo. Cuanto más alta sea esta mayor será la posibilidad de resistencia de las plantas a un periodo seco. Esta reserva marca la máxima duración del periodo entre lluvias para el mantenimiento de la vegetación y está en función de la textura y la estructura del suelo, aunque la duración final depende de la temperatura y de la cubierta vegetal, pues una marca la evaporación y la otra las pérdidas por transpiración.

Existe otro factor asociado al potencial matricial en la capacidad de suministro de agua a las plantas, es la presión osmótica de la solución del suelo, que se suma a aquel en la resistencia a la absorción, pues no olvidemos que el paso de agua del suelo a la raíz es un fenómeno osmótico. De ahí el efecto de sequía fisiológica que se produce en los suelos que presentan una elevada salinidad.

Todavía nos queda otro factor modificador asociado a la geometría de los poros del suelo. Si representamos en una gráfica los niveles de humedad y los correspondientes potenciales matriciales para un determinado horizonte, encontramos que las curvas obtenidas son diferentes según se haga la determinación sucesiva de ambos parámetros. Si se parte de un suelo completamente húmedo que se va desecando, la curva queda por encima de la correspondiente a un suelo seco que se va humedeciendo, representando en ordenadas al potencial matricial. Esto significa que, para un mismo contenido en humedad, el suelo que se va secando presenta un potencial matricial mayor que el que se va humedeciendo. A este fenómeno se le conoce como "histéresis" y se debe a la forma en que se produce el humedecimiento o el secado, que siempre se inician en los poros mayores, lo que hace que en el comienzo de la experiencia se produzca una gran variación del potencial matricial, cuando el suelo se va desecando se produce un rápido ascenso y después un equilibrio correspondiente a la redistribución del agua en los poros; cuando el suelo se humedece ocurre lo contrario, todo se inicia con una fuerte bajada del potencial matricial, de ahí la diferencia de las curvas que es máxima es su punto central.

Este fenómeno es de especial importancia en la economía del agua. Cuando va disminuyendo el contenido hídrico la dificultad para la absorción de agua por las plantas se hace aun mayor que la esperada, lo que hace que tomen precauciones ante un fin inmediato y ahorren agua, lo que permite que la duración de la reserva del suelo sea mayor. Por otra parte, cuando el suelo se humedece, al existir un potencial menor del previsible, la succión de agua por los poros pequeños es menor y permite que el agua permanezca más tiempo en los poros grandes, así alcanza niveles más profundos en el suelo y la hace menos susceptible a la evaporación y más perdurable en el mismo. De este modo la histéresis atenúa el

consumo y aumenta el enriquecimiento, lo que permite un mejor aprovechamiento de un bien tan escaso como el agua dulce.

Todo este proceso de retención de agua por parte del suelo está asociado a la presencia de coloides, sobre todo los minerales o arcilla. Así los suelos arcillosos retienen más agua que los arenosos como ya sabemos, pero no solo interviene la cantidad de arcilla sino la calidad de la misma. Las arcillas con mayor actividad retienen más agua, como sucede con las esmectitas; mientras que las de poca actividad retienen menor cantidad, como sucede con ilitas y caolinita.

Agua Capilar

Se denomina ***agua capilar*** aquella parte del agua retenida dentro de la matriz de suelo por efecto de las fuerzas capilares que se engendran por el contacto entre el agua de los poros y la superficie de los granos que componen el suelo.

Cuando un suelo ha perdido toda el agua capilar el estado de humedad remanente es el ***coeficiente de higroscopicidad*** (c_h) y el agua que está retenida **agua higroscópica**.

El agua higroscópica es la que es retenida en la matriz de suelo en forma de películas que rodean los granos y partículas del suelo por efecto de fuerzas electroquímicas de superficie.

Finalmente, se denomina ***agua de composición*** lo que contienen las moléculas de la sustancia que forma la parte sólida del suelo y que sólo puede ser eliminada por procesos químicos.

A esta clasificación se le denomina clasificación física del agua del suelo.

Mientras menor es la humedad del suelo, mayor es la fuerza con que es retenida dentro de la matriz de suelo y para poder extraerla se requiere un mayor consumo de energía.

En el volumen de agua capilar, pequeñas variaciones de tensión corresponden a volúmenes significativos de agua, lo cual disminuye al acercarse al agua

higroscópica, donde grandes variaciones de tensión corresponden a pequeños volúmenes de agua.

Agua de Gravedad

El ***agua de gravedad*** es el contenido de humedad que no puede ser retenido dentro de la matriz de suelo por el efecto combinado de las fuerzas capilares e higroscópicas y desciende a capas más profundas por efecto de su propio peso (predominio de la fuerza de gravedad sobre las demás).

En la antigüedad para aprovechar este tipo de agua se utilizaban el Canal de riego que tienen la función de conducir el agua desde la captación hasta el campo o huerta donde será aplicado a los cultivos que están estrechamente vinculados a las características del terreno, generalmente siguen aproximadamente las curvas de nivel de este y el Canal que es construcción destinada al transporte de fluidos —generalmente utilizada para agua— y que, a diferencia de las tuberías, es abierta a la atmósfera. También se utilizan como vías artificiales de navegación (https://es.slideshare.net/Alfaro_Bau/agua-gravedad).

Actualmente el sistema de gravedad no es muy usado ya que la población mundial vive en zonas saturadas y difíciles para el desarrollo de un sistema que depende de mantos acuíferos, ríos, lagunas y plantas de tratamiento, además, la demanda en estas zonas es de mucha cantidad, por lo que un sistema de este tipo seria nulo e ineficiente. Por lo tanto, la población requiere de un sistema más rápido, eficaz y sobre todo que cubra la demanda existente, por lo que prefiere usar sistemas como rebombeos, de almacenamiento, de presión y perforación.

Cuando un suelo ha perdido toda el agua de gravedad, el estado de la humedad remanente se denomina ***capacidad de campo*** (C_c).

Distribución de agua. El agua y la zona habitable.

La existencia de agua en estado líquido en menor medida en sus formas de hielo o vapor, sobre la Tierra es vital para la existencia de la vida tal como la conocemos. La Tierra está situada en un área del sistema solar que reúne condiciones muy específicas, pero si estuviésemos un poco más cerca del Sol, un

5 %, o sea 8 millones de kilómetros, ya bastaría para dificultar enormemente la existencia de los tres estados de agua conocidos. [33] La masa de la Tierra genera una fuerza de gravedad que impide que los gases de la atmósfera se dispersen. El vapor de agua y el dióxido de carbono se combinan, causando lo que ha dado en llamarse el efecto invernadero. Aunque se suele atribuir a este término connotaciones negativas, el efecto invernadero es el que mantiene la estabilidad de las temperaturas, actuando como una capa protectora de la vida en el planeta. Si la Tierra fuese más pequeña, la menor gravedad ejercida sobre la atmósfera haría que ésta fuese más delgada, lo que redundaría en temperaturas extremas, evitando la acumulación de agua excepto en los casquetes polares (tal como ocurre en Marte).

Algunos teóricos han sugerido que la misma vida, actuando como un macroorganismo, mantiene las condiciones que permiten su existencia. La temperatura superficial de la tierra ha estado en relativamente constante variación a través de las eras geológicas, a pesar de los cambiantes niveles de radiación solar. Este hecho ha motivado que algunos investigadores crean que el planeta está termorregulado mediante la combinación de gases del efecto invernadero y el albedo atmosférico y superficial. Esta hipótesis, conocida como la teoría de Gaia, no es sin embargo la posición más adoptada entre la comunidad científica.

El estado del agua también depende de la gravedad de un planeta. Si un planeta es lo bastante grande, el agua que exista sobre él permanecería en estado sólido incluso a altas temperaturas, dada la elevada presión causada por la gravedad. [34]

El agua en la Tierra

El agua es fundamental para todas las formas de vida conocidas. El hombre posee del 65 % al 75 % de su peso en agua y el porcentaje es menor a medida que la persona crece, [35] en y algunos animales supera el 99 %. Los recursos naturales se han vuelto escasos con la creciente población mundial y su disposición en varias regiones habitadas es la preocupación de muchas organizaciones gubernamentales. Según la ONU, actualmente 80 países del mundo sufren debido

a la falta de agua. En la China, donde se concentra 1/5 de la población mundial y menos de 1/10 del agua del planeta Tierra, se han secado el 35 % de los pozos. [36]

Durante la formación de la Tierra, la energía liberada por el choque de los planetesimales, y su posterior contracción por efecto del incremento de la fuerza gravitatoria, provocó el calentamiento y fusión de los materiales del joven planeta. Este proceso de acreción y diferenciación hizo que los diferentes elementos químicos se reestructurasen en función de su densidad. El resultado fue la desgasificación del magma y la liberación de una enorme cantidad de elementos volátiles a las zonas más externas del planeta, que originaron la protoatmósfera terrestre. Los elementos más ligeros, como el hidrógeno molecular, escaparon de regreso al espacio exterior. Sin embargo, otros gases más pesados fueron retenidos por la atracción gravitatoria. Entre ellos se encontraba el vapor de agua. Cuando la temperatura terrestre disminuyó lo suficiente, el vapor de agua que es un gas menos volátil que el CO2 o el N2 comenzó a condensarse. De este modo, las cuencas comenzaron a llenarse con un agua ácida y caliente (entre 30 °C y 60 °C). Esta agua ácida era un eficaz disolvente que comenzó a arrancar iones solubles de las rocas de la superficie, y poco a poco comenzó a aumentar su salinidad. El volumen del agua liberada a la atmósfera por este proceso y que precipitó a la superficie fue aproximadamente de 1,37 × 109 km^3, si bien hay científicos que sostienen que parte del agua del planeta proviene del choque de cometas contra la prototierra en las fases finales del proceso de acreción. En este sentido hay cálculos que parecen indicar que si únicamente el 10 % de los cuerpos que chocaron contra la Tierra durante el proceso de acreción final hubiesen sido cometas, toda el agua planetaria podría ser de origen cometario, aunque estas ideas son especulativas y objeto de debate entre los especialistas.

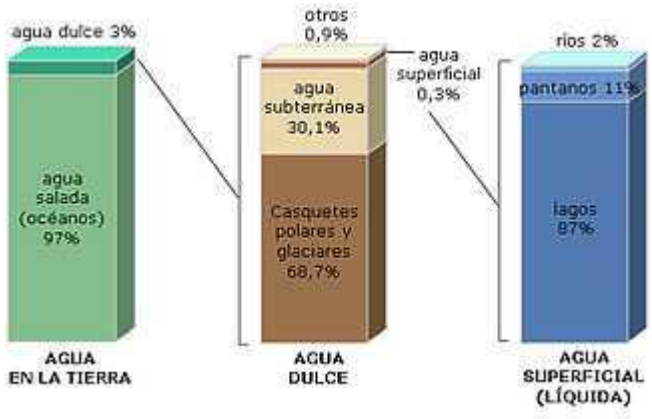
Hay teorías que sugieren que el agua por ser sustancia universal está en la Tierra desde que el planeta se estaba formando, durante el disco protoplanetario pudieron existir grandes cantidades de agua en ese espacio que fue arrastrada por los cometas que originaron la Tierra. Esa teoría tomó fuerza después de que científicos estadounidenses hallaran un gigantesco océano incrustado en rocas a

600 kilómetros de profundidad, hasta tres veces el volumen de los mares superficiales, pero debido a la presión y la temperatura no es precisamente un acuífero tal como conocemos si no un mineral. El océano del período arcaico tiene 2,7 mil millones de años y su volumen es mayor que el de todos los océanos combinados.

Según un estudio publicado en la revista Nature Geoscience, estima que el agua subterránea puede abarcar hasta un volumen total de 23 millones de kilómetros cúbicos y se ubica a 2 km bajo la superficie, esa cantidad, es suficiente para aumentar el nivel del mar en 50 metros.

Distribución actual del agua

Representación gráfica de la distribución de agua terrestre. [3]



Los océanos cubren el 71 % de la superficie terrestre: su agua salada supone el 96,5 % del agua del planeta.

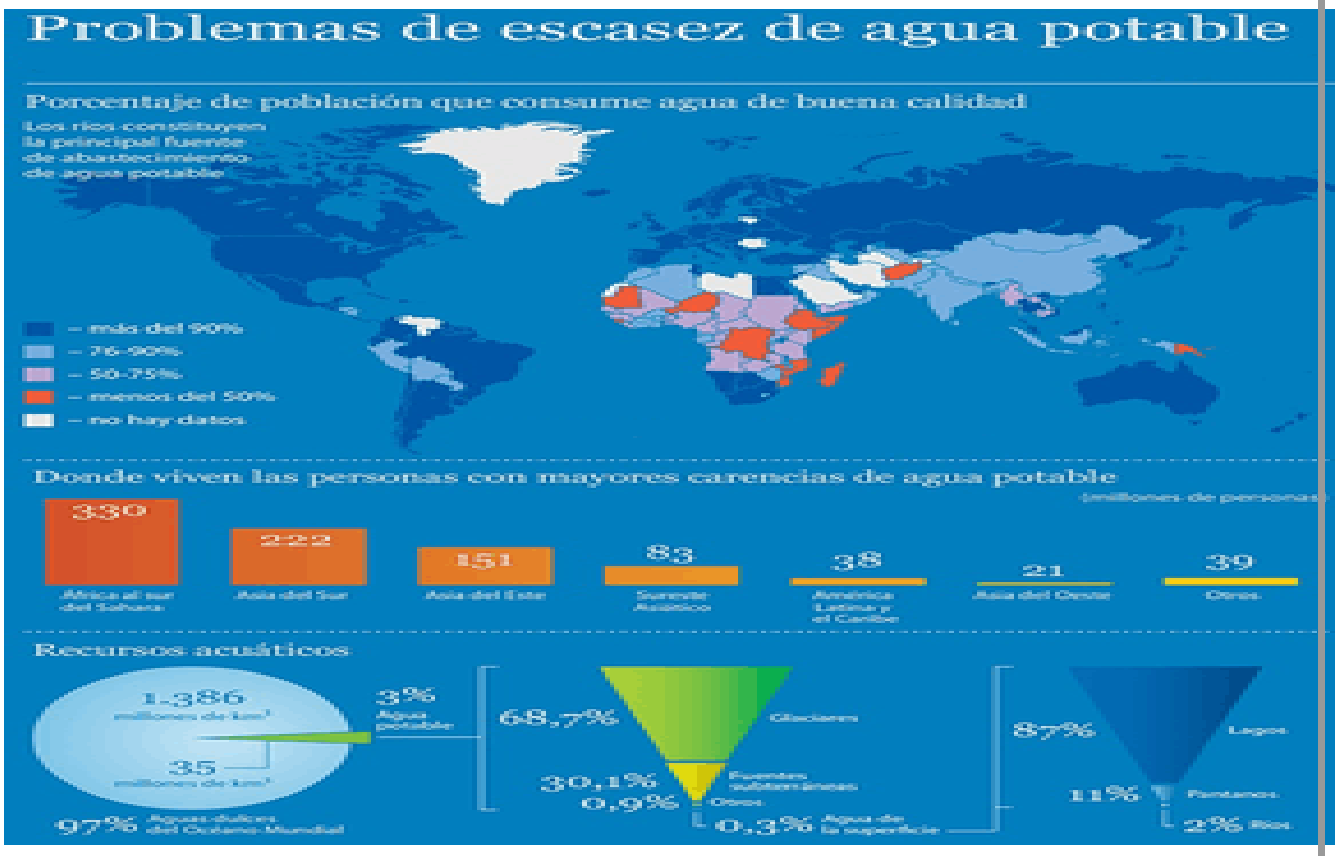
El 70 % del agua dulce de la Tierra se encuentra en forma sólida (Glaciar Grey, Chile).

El total del agua presente en el planeta, en todas sus formas, se denomina hidrosfera. El agua cubre 3/4 partes (71 %) de la superficie de la Tierra. Se puede encontrar esta sustancia en prácticamente cualquier lugar de la biosfera y en los tres estados de agregación de la materia: sólido, líquido y gaseoso.

El 97 por ciento es agua salada, la cual se encuentra principalmente en los océanos y mares; solo el 3 por ciento de su volumen es dulce. De esta última, un 1 por ciento está en estado líquido. El 2 % restante se encuentra en estado sólido en capas, campos y plataformas de hielo o banquisas en las latitudes próximas a los polos. Fuera de las regiones polares el agua dulce se encuentra principalmente en humedales y, subterráneamente, en acuíferos.

El agua representa entre el 50 y el 90 % de la masa de los seres vivos (aproximadamente el 75 % del cuerpo humano es agua; en el caso de las algas, el porcentaje ronda el 90 %).

En la superficie de la Tierra hay unos 1 386 000 000 km3 de agua (si la tierra fuese plana —sin topografía— estaría completamente cubierta por una capa de unos 2750 m), que se distribuyen de la siguiente forma: [3]



Distribución del agua en la Tierra Situación del agua Volumen en km³	Porcentaje	Agua dulce	Agua salada de agua dulce	de agua total
Océanos y mares	-	1.338.000.000	-	96,5
Casquetes y glaciares polares	24.064.000	-	68,7	1,74
Agua subterránea salada	-	12.870.000	-	0,94
Agua subterránea dulce	10.530.000	-	30,1	0,76
Glaciares continentales y Permafrost	300.000	-	0,86	0,022
Lagos de agua dulce	91.000	-	0,26	0,007
Lagos de agua salada	-	85.400	-	0,006
Humedad del suelo	16.500	-	0,05	0,001
Atmósfera	12.900	-	0,04	0,001
Embalses	11.470	-	0,03	0,0008
Ríos	2.120	-	0,006	0,0002
Agua biológica	1.120	-	0,003	0,0001
Total agua dulce		35.029.110	100	-
Total agua en la tierra		1.386.000.000	-	100

La mayor parte del agua terrestre, por tanto, está contenida en los mares, y presenta un elevado contenido en sales. Las aguas subterráneas se encuentran en yacimientos subterráneos llamados acuíferos y son potencialmente útiles al

hombre como recursos. En estado líquido compone masas de agua como océanos, mares, lagos, ríos, arroyos, canales, manantiales y estanques.

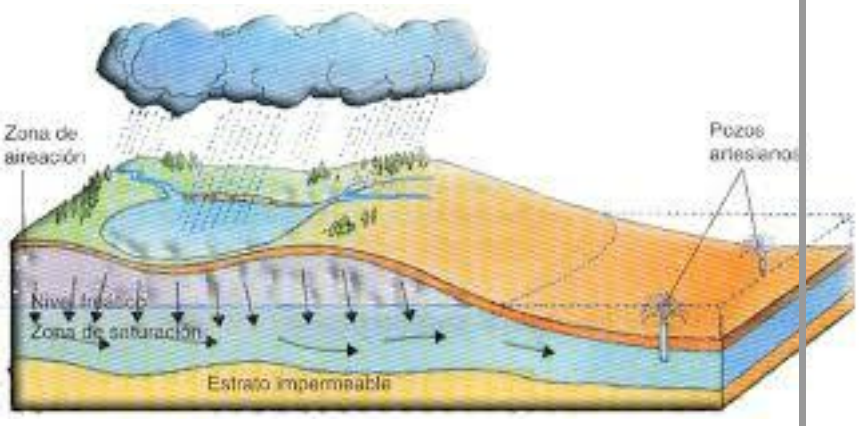
El agua desempeña un papel muy importante en los procesos geológicos. Las corrientes subterráneas de agua afectan directamente a las capas geológicas, influyendo en la formación de fallas. El agua localizada en el manto terrestre también afecta a la formación de volcanes. En la superficie, el agua actúa como un agente muy activo sobre procesos químicos y físicos de erosión. El agua en su estado líquido y, en menor medida, en forma de hielo, también es un factor esencial en el transporte de sedimentos. El depósito de esos restos es una herramienta utilizada por la geología para estudiar los fenómenos formativos sucedidos en la Tierra.

6.2.5 Zonas de Saturación

Zonas de Saturación: Porción de la masa de suelo donde la saturación tiene un valor de 100%. Esta zona comprende la masa saturada ocupada tanto por agua capilar como por agua freática.

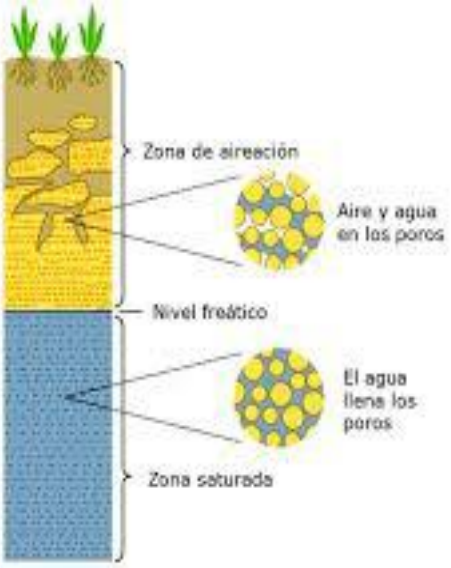
6.2.6 Zonas de aeración

Zonas de aeración: Porción de la masa de suelo donde la saturación tiene un valor de 100%. Esta zona comprende la masa saturada ocupada tanto por agua capilar como por agua freática.



Una zona de aireación o vadosa, es el espacio comprendido entre el nivel freático y la superficie, donde no todos los poros están llenos de agua.

Cuando la roca permeable donde se acumula el agua se localiza entre dos capas impermeables, que puede tener forma de U o no, vimos que era un acuífero cautivo o confinado. En este caso, el agua se encuentra sometida a una presión mayor que la atmosférica, y si se perfora la capa superior o exterior del terreno, fluye como un surtidor, tipo pozo artesiano.



6.3 Movimiento del agua en el suelo

(www.edafologia.net/introeda/tema04/otraspp.htmCapítulo 2. Hidrología, arquitectura del suelo y movimiento del agua)

La cantidad de agua presente en el suelo que está disponible para la producción de cultivos dependerá de cuánta agua de lluvia permanece en el suelo después de las pérdidas por escorrentía, evaporación y drenaje profundo. La cantidad de lluvia que llega a las capas subterráneas y que contribuye de esa manera a la seguridad hídrica, dependerá de la medida en que la cantidad de agua de lluvia que se infiltra en el suelo sea excesiva para reabastecer la capacidad de retención de agua y satisfacer las necesidades de transpiración de los cultivos. El buen manejo del agua de lluvia está dirigido a maximizar la cantidad de agua que penetra al suelo y el mejor uso que es posible hacer es por medio de los cultivos y la recarga

de las aguas subterráneas. Cualquier escorrentía inevitable es conducida en forma segura de modo que no cause problemas erosivos.

Cuando un suelo bien drenado está saturado hasta el límite de su zona radical, el agua de lluvia que no drena fuera de esa zona en un plazo de 48 horas será retenida en los poros del suelo menores de 0,05 mm de diámetro (el tamaño crítico de los poros puede variar entre 0,03 y 0,1 mm de diámetro). La cantidad de agua retenida después de 48 horas corresponde a la capacidad de campo del suelo. Las fuerzas (o succiones) con las cuales esta agua es retenida variará de acuerdo al tamaño de los poros. Los poros más grandes retienen agua a una tensión de cerca de un décimo a un tercio de la presión atmosférica (o 0,1 a 0,33 bar [1]), dependiendo de qué succión corresponde a la capacidad de campo del suelo; esto varía con el tipo de suelo y la profundidad de la capa freática.

La succión máxima que pueden ejercer muchos cultivos para extraer agua del suelo varía con el cultivo, pero el valor generalmente aceptado es de cerca de 15 veces la presión atmosférica (o sea, 1,5 Mpa). Esto es aproximadamente equivalente a la presión que sería ejercida por un peso de una tonelada sobre la palma de la mano. Cuando el agua del suelo ha sido agotada hasta 15 bar, el agua que permanece en el suelo será aquella almacenada en los poros menores de 0,0002 mm de diámetro y corresponde al punto de marchitez permanente del suelo. El agua retenida a succiones mayores que el punto permanente de marchitez no está disponible para el crecimiento de las plantas. Por lo tanto, el agua retenida entre la capacidad de campo y el punto permanente de marchitez puede ser usada por los cultivos para la transpiración y es conocida como capacidad disponible de agua. Sin embargo, después de una fuerte lluvia una parte del agua en exceso de la capacidad de campo del suelo puede ser usada por el cultivo mientras que el exceso de agua percola en el suelo a través de la zona radical.

El agua disponible entre la capacidad de campo y el punto permanente de marchitez es retenida con diferentes tensiones y cerca de un tercio de la misma no está fácil o rápidamente disponible para los cultivos, especialmente si los cultivos

están transpirando intensamente. Cuanta más alta es la demanda de transpiración, debe haber más agua disponible en el suelo para evitar el estrés de agua en las plantas. En contraste, para un cultivo de transpiración lenta puede ser usada incluso el agua retenida a más altas tensiones sin causar estrés.

La cantidad máxima de agua disponible que puede retener un suelo (o sea la capacidad de agua disponible) varía con la textura del suelo, el contenido de materia orgánica, la profundidad de enraizamiento y la estructura. La materia orgánica del suelo es particularmente importante ya que puede retener agua cerca de 20 veces su peso. Los suelos orgánicos y los suelos francos de textura media con altos contenidos de arena muy fina y sedimentos tienen la capacidad disponible de agua más alta, los suelos arcillosos tienen valores intermedios y los suelos con contenido de arena gruesa tienen la capacidad disponible de agua más baja. El contenido de piedra del suelo también puede ser muy importante dependiendo de la naturaleza y la abundancia de las piedras. Alguna grava de mineral de hierro de diámetro >2 mm puede contener más de 20 por ciento de agua (m3/m3) a capacidad de campo y la cal porosa y el yeso también pueden hacer una contribución importante la capacidad disponible de agua del suelo. En contraste, un alto contenido de piedras no porosas disminuirá fuertemente la capacidad disponible de agua del suelo.

En cualquier tipo de suelo, cuanto mayor es la profundidad de enraizamiento, también mayor será la cantidad de agua disponible para el cultivo. Esto es más importante para los cultivos anuales ya que tienen menos tiempo que las especies perennes para desarrollar raíces profundas y extensas. La capacidad disponible de agua puede tener influencia sobre la duración del período de crecimiento de las plantas que crecen en un suelo determinado. Los suelos con alta capacidad de agua disponible permitirán períodos de crecimiento más extensos en razón de la posibilidad de proporcionar mayores cantidades de agua almacenada durante los períodos secos que los suelos con baja capacidad de agua disponible (FAO,

1995a). Los suelos poco profundos tienen poca agua disponible y aún en los años húmedos pueden ser incapaces de almacenar agua adicional.

Infiltración del agua de lluvia en el suelo

En muchas áreas en las que falta agua, es indispensable maximizar la infiltración del agua de lluvia en el suelo para satisfacer el objetivo de la seguridad alimentaria e hídrica. El buen manejo de la tierra debería favorecer la infiltración en contraposición con la escorrentía. Las excepciones se encuentran donde la captura del agua de lluvia es necesaria para la producción de cultivos y donde la alta infiltración acarrea riesgos de deslizamientos de tierra y otras formas de movimientos masivos.

La cantidad de agua de lluvia que se infiltra será gobernada por la intensidad de la lluvia en relación con la tasa de infiltración del suelo. Una excesiva labranza y la pérdida de materia orgánica del suelo a menudo conducen a una reducción de la tasa de infiltración debido a la pérdida de la porosidad superficial. Cuando la intensidad de la lluvia es mayor que la tasa de infiltración tendrá lugar la escorrentía con el consecuente desperdicio de agua que podría ser usada para la producción de cultivos y para recargar el agua subterránea. La tasa a la cual se infiltra el agua de lluvia en el suelo está influenciada por su abundancia, la estabilidad y tamaño de los poros en la superficie del suelo, su contenido de agua y la continuidad de los poros de transmisión hacia la zona radical. En muchos suelos el número de poros superficiales se reduce rápidamente por el impacto de las gotas de lluvia las cuales rompen los agregados de suelo en partículas más pequeñas que obstruyen los poros superficiales y forman un sellado de la superficie con escasos poros. La acción destructiva de las gotas de lluvia se evita con la protección de una cobertura del suelo por medio del follaje de los cultivos, de residuos vivos o muertos e incluso con malezas en o sobre la superficie del suelo.

Casi toda el agua que los cultivos absorben del suelo pasa a través del tallo hacia las hojas donde se evapora y llega a la atmósfera en el proceso de transpiración. Este proceso utiliza casi toda el agua absorbida por las raíces de las plantas

(cerca del 99 por ciento, el restante uno por ciento es usado directamente en procesos celulares). La transpiración es esencialmente el mismo proceso de la evaporación. La evaporación ocurre cuando un recipiente con agua se deja al sol; el agua líquida desaparece a medida que es convertida en vapor de agua y cuanto más alta es la temperatura, más seco es el aire y mayor es la velocidad del viento, mayor será la tasa de evaporación. La evaporación ocurre siempre que el agua está expuesta a la atmósfera, por ejemplo, en lagos, ríos o pantanos y de las gotas de lluvia que se acumulan sobre las hojas de las plantas después de una tormenta.

Para asegurar una absorción eficiente y suficiente de agua por parte de los cultivos es importante que sus raíces estén bien distribuidas y puedan penetrar profundamente en el suelo. A medida que el suelo se seca desde la superficie hacia abajo, las raíces en las capas más profundas tienden a compensar esa diferencia aumentando en número. Cuando el agua del suelo entra en contacto con la superficie de una raíz o de una barba absorbente se mueve a través de la raíz hacia la xilema el cual contiene estrechos canales de comunicación que se extienden a través de los tallos hacia las hojas. Al llegar a las hojas el agua pasa de la xilema a las células foliares donde se evapora a los espacios de aire de las hojas. Estos espacios están saturados con vapor de agua y están conectados al externo, normalmente más seco, por medio de pequeñas aperturas de las hojas llamadas estomas. Durante el día las estomas se abren lo que permite que el bióxido de carbono entre en las hojas. La luz solar es utilizada para producir azúcares en la planta: es el proceso conocido como fotosíntesis; parte de los azúcares son usados para producir energía en el proceso conocido como respiración y otra parte es convertida en sustancias que forman los distintos órganos de las plantas.

La fotosíntesis ocurre solamente durante las horas de luz mientras que la respiración ocurre en todo momento. Cuando las estomas se abren para permitir la entrada del bióxido de carbono el vapor de agua escapa hacia el aire más seco en el exterior. Para que ocurra la transpiración debe haber un continuo abastecimiento y movimiento de agua del suelo a la planta y a la atmósfera. La

fuerza responsable por este movimiento es la misma de la evaporación y puede ser simplemente indicada como la tendencia del agua a moverse, tanto en forma de líquido como de vapor, desde el punto en que es más abundante hacia el punto en que es menos abundante. En el proceso de transpiración el vapor de agua se mueve desde una parte muy húmeda (o sea con alto contenido de vapor de agua) de espacios de aire dentro de la hoja hacia la atmósfera exterior más seca donde la concentración de vapor de agua es más baja.

El movimiento del vapor de agua fuera de las hojas crea una succión (o «tiraje») sobre el agua de las células foliares, la xilema, las raíces y el suelo, por lo que el agua entra en las raíces y asciende por la xilema hasta las hojas para reemplazar el agua que sido perdida por las hojas. Además, en el proceso de succión que genera la transpiración que causa la entrada del agua del suelo a las raíces, hay otra fuerza que atrae el agua dentro de las raíces conocida como ósmosis. En el caso del ósmosis el agua se mueve desde el lugar en que es más pura hacia donde es menos pura a través de una membrana semipermeable. La membrana semipermeable tiene una pared muy fina con poros lo suficientemente grandes para permitir el pasaje del agua a través de las raíces, pero no lo suficientemente grandes como para que las sales disueltas puedan salir de la raíz.

El agua, por lo tanto, pasa del suelo donde es más pura (o sea, contiene pocas sales disueltas) a través de la superficie de las raíces (una membrana semipermeable) hacia la raíz donde el agua es menos pura (o sea, contiene más sales disueltas).

Estrés hídrico - interacciones de los nutrientes

Muchas áreas con lluvias escasas o erráticas, donde es común que ocurra el estrés hídrico de los cultivos, también son deficientes en nutrientes; esta falta de nutrientes es por lo general el segundo factor limitante del suelo. En estas condiciones ocurre una interacción entre el agua del suelo y los nutrientes, lo que significa que el agua del suelo puede influenciar la disponibilidad de nutrientes la

cual a su vez puede influenciar la absorción de agua y la resistencia del cultivo a la sequía. Por lo tanto, ambos factores se pueden influenciar recíprocamente.

Las plantas contienen una cierta cantidad de agua la cual actúa como un amortiguador contra los momentos de escasez de agua en el suelo, pero esta cantidad es muy pequeña, o sea sirve para un período de corta duración. En contraste, las plantas almacenan suficientes cantidades de nutrientes para proporcionar un amortiguador para períodos más largos cuando los nutrientes no son absorbidos. Por lo tanto, las deficiencias de agua se notan más rápidamente y son más perjudiciales que la falta de nutrientes. Esto sugiere que la conservación del agua puede a menudo ser un beneficio más importante y más rápido que intentar conservar las partículas de suelo per se.

Por otra parte, la falta de agua también reduce la absorción de nutrientes por parte del cultivo. Esto se debe sobre todo a que los nutrientes se pueden mover solamente hacia las raíces a través de películas de agua dentro del suelo y, por lo tanto, debe haber una película continúa conectando los nutrientes con las raíces. La falta de continuidad del agua del suelo debida, por ejemplo, a una sequía reducirá severamente la tasa de absorción de los nutrientes por parte de los cultivos.

La falta de agua en el suelo también disminuye la disponibilidad de los nutrientes reduciendo la actividad microbiana, la cual es responsable por la liberación de nitrógeno, fósforo y azufre de la materia orgánica del suelo.

Cuando ocurre una sequía, la superficie del suelo (que por lo general contiene la masa de las raíces de las plantas y de los nutrientes del suelo) es el primer elemento que se seca y de esta manera, mientras el cultivo puede todavía ser capaz de absorber agua del subsuelo, puede sufrir la falta de nutrientes.

La falta de nutrientes disponibles en el suelo puede restringir la absorción de agua, especialmente cuando afectan el desarrollo radicular. Esto ocurre frecuentemente en los suelos deficientes en fósforo. La aplicación de fertilizantes fosfatados a los suelos con deficiencia de este elemento por lo general promueve el desarrollo de las raíces y, como consecuencia, la absorción de agua por el cultivo. Por lo tanto,

los efectos beneficiosos de la aplicación de fertilizantes fosfatados son relativamente mayores en el caso de lluvias escasas que con lluvias abundantes.

Los efectos de la sequía y de la disponibilidad de nutrientes sobre el rendimiento de los cultivos son difíciles de predecir ya que su efecto depende de cuando ocurre la falta de agua en relación con el estado de crecimiento del cultivo o sus necesidades; a menudo es difícil evaluar la sensibilidad a la falta de agua o nutrientes en ese momento. En general, es difícil evaluar que factor, o sea agua o nutrientes, es el más importante para la limitación de los rendimientos. El factor limitante más importante puede variar de una estación a otra, dependiendo, por ejemplo, del momento en que ocurre la falta de agua; incluso durante una estación habrá probablemente períodos en los que el agua es el principal factor limitante y otros períodos en los que los nutrientes serán más importantes.

La escasez de agua tiene efecto tanto sobre la respuesta positiva o negativa a los fertilizantes y a la cantidad en que deberían ser aplicados. Esto ocurre generalmente con la fertilización nitrogenada que casi siempre presenta una respuesta óptima en las estaciones favorables y no en las estaciones pobres. Por ejemplo, cuando no hay escasez de agua en el suelo, una aplicación de 40 kg/ha de nitrógeno puede ser una dosis óptima; sin embargo, en el caso de falta de agua esa dosis óptima puede ser reducida a 20 kg/ha.

Este problema crea dificultades en la agricultura de secano: dado que no es posible predecir la distribución y la cantidad de agua de lluvia, los agricultores no pueden saber cuánto fertilizante deben aplicar. Un enfoque que puede ayudar a superar este problema es aplicar una cantidad limitada de nitrógeno a media estación, si esta se presenta promisoria.

6.4 Características generales del agua y los fluidos. (**Obras Hidráulicas I. Dr. Ing. Gilberto N. Ayes Ametller. Ciudad de la Habana. 2002.)**

El agua.

El agua, es un líquido que bajo presión normal de 760 milímetros de mercurio y entre las

temperaturas de 0 a 100 grados centígrados es transparente, incoloro, inodoro e insípido. Su
densidad es máxima a la temperatura de 4 grados centígrados.
Desde el punto de vista químico se le puede llamar óxido de hidrógeno (H2O), compuesto de
dos partes de hidrógeno y una de oxígeno (figura 1.)., es capaz de disolver substancias sólidas y cuanto más elevada sea su temperatura mayor será la solubilidad de los sólidos y menor la de los gases. Es químicamente muy estable, pero puede ser descompuesta por otras substancias ávidas de sus componentes, por ejemplo, el flúor y el cloro fijan el hidrógeno y liberan el oxígeno, mientras que el silicio, carbono y fósforo fijan el oxígeno y liberan hidrógeno.
Desde el punto de vista físico, el agua tiene una serie de características que se pueden apreciar en la tabla No. 1.

Tabla 1. Propiedades físicas fundamentales del agua.

DENOMINACIÓN	VALOR
- Peso específico a la temperatura de 0 grados centígrados es de	0, 99987 kg./dm ³.
- Peso específico a la temperatura de 4 grados centígrados	1, 00000 kg./dm ³
- Coeficiente de dilatación cúbica a 20 grados centígrados	0, 00018
- Viscosidad a 20 grados centígrados,	0, 0101 poise.
- Resistencia eléctrica a 20 grados centígrados	60 000 ohmio/cm ³.
- Conductibilidad calórica a 20 grados centígrados	140 x 10
- Velocidad del sonido a 15 grados centígrados	1 147 m/s
- Tensión de vapor del agua a 20 grados centígrados	17, 53 mm de Hg.
- Tensión de vapor del hielo a 0 ° C	4,56 mm de Hg
- Punto de ebullición	100 ° C
- Punto de solidificación	0 ° C

Principales características físicas de los fluidos.

Los fluidos, se les llama a aquellos cuerpos que sus moléculas pueden deslizarse unas sobre otras sin asumir una forma propia y adoptan la forma del recipiente que los contiene. Las partículas que componen los fluidos pueden moverse independiente una de otras, las cuales cuando asumen una trayectoria determinada se les llaman líneas de corriente. Los fluidos se someten a las leyes

de la mecánica Dentro de los fluidos se encuentran los líquidos y los gases con sus características propias.

Para analizar los fluidos, en ocasiones, se usa el término de líquidos ideales (fluidos ideales), o como algunos autores definen: líquidos (fluidos) perfectos, estos se asumen imaginando que son isótropos (sus propiedades se mantienen iguales en toda su masa) incompresibles, poca cohesión y sin viscosidad, por lo que tendrán una movilidad perfecta.

Las principales características físicas de los fluidos son:

Densidad: se puede definir como el límite de la relación entre la masa del fluido y el volumen ocupado por él, cuando tiende el volumen a cero. La densidad depende de la temperatura y la presión, en ocasiones estas variaciones son tan pequeñas que no influyen en la densidad.

Peso específico o volumétrico: se define como el peso (G) en la unidad de volumen (V) de un flujo homogéneo, se representa por la letra griega gamma ã, y se expresa en N/ m³.

El peso específico del agua a 4 grados centígrados y a presión normal alcanza el valor de:

ã = 9,81 . 1000 N / m³ . Para otros fluidos, el peso específico varía como se señala en la

siguiente tabla No.2.

Tabla No. 2. Valores del peso específico que alcanzan algunos fluidos.

Tipo de fluido	Peso específico en N/ m³	Temperatura ° C
Mercurio	9,81 . 13 600	0
Glicerina	9,81 . 1 260	0
Agua de mar	9,81 . (1 020 - 1 030)	15
Gasolina	9,81 . (700 - 750)	15

Existe una relación muy importante entre el peso específico y la densidad de los fluidos y estos

se relacionan a través del coeficiente de aceleración de la gravedad **g.** En base a la Segunda ley de Newton el peso se puede expresar como el producto de la masa y la aceleración de la gravedad, si sustituimos esa expresión en la expresión anterior tendremos lo siguiente:

ã = ñ . g .

El peso relativo de los fluidos **(ä)** se expresa como la relación existente entre el peso de determinado volumen de líquido y el peso del mismo volumen de agua destilada a 4 grados centígrados y una presión normal, por eso se expresa de la siguiente manera:

ä = V. ã / V. ã n = ã / ã n

De esto se puede apreciar que el peso relativo de los líquidos no se expresa en unidades de

medidas, en el caso del agua destilada su valor es la unidad (**ä=1)**.

Compresibilidad, los líquidos presentan una gran resistencia a las fuerzas de compresión, no obstante se aprecia que la disminución volumétrica del líquido cuando sobre él se ejerce una presión igual a una atmósfera (9,81. 10 000 N / m²) es expresada por el coeficiente de contracción volumétrica. O coeficiente de Compresibilidad **âc** , formulada de la siguiente forma:

âc = - 1/V . dV / dP, en el cual se nota que el signo negativo (-) lo que representa es que, con el aumento de la presión sobre líquido, el volumen disminuye.

Dilatación térmica, los líquidos, así como los otros cuerpos frente a cambios de temperatura su densidad y o volumen tienden a cambiar. Se estima que el coeficiente de dilatación del agua a diferentes temperaturas y presión se mueve entre los valores de 0,00014 hasta 0,00066. Algo característico se detecta en las investigaciones que el coeficiente de dilatación térmica, hasta la temperatura de 50 grados centígrados, en el agua,11 aumenta con el aumento de la presión, no

obstante, a temperaturas mayores de 50 grados centígrados, con el aumento de la presión el coeficiente de dilatación térmica disminuye.

Capilaridad, es un fenómeno que ocurre siempre que exista contacto de un líquido con una pared sólida. Dentro de un capilar de pequeño diámetro, se produce una elevación del nivel del agua, con un menisco cóncavo siempre que este moje a las paredes que lo contienen.

Viscosidad, es una propiedad de los fluidos en los cuales, al moverse, se produce un roce de unas moléculas con otras y un arrastre de unas sobre otras, esto provoca una resistencia al movimiento del líquido. Esta resistencia varía según la temperatura.

Absorción, es la posibilidad de penetración de los gases dentro de un líquido o un sólido de tal manera que las moléculas existentes retengan a las intrusas. A una determinada temperatura la cantidad de absorción de un gas en la unidad de volumen es directamente proporcional a la presión que el gas no disuelto ejerce sobre la superficie del líquido. El agua en estado natural contiene determinada cantidad de aire, que en condiciones normales de temperatura y presión puede llegar hasta un 2 % del volumen total del líquido.

Cavitación, el vapor de agua que se produce durante la ebullición del agua fácilmente aparece en el lugar de las gotas de aire que se acumulan en las paredes y superficies que la limitan. Si el agua entra en movimiento a altas velocidades las gotas de aire y vapor por la acción de la corriente se rompen y se juntan en el líquido por el paso de bajas a altas presiones. Además, al producirse altas velocidades puede ocurrir que la presión baje hasta el límite de tensión de vapor y ebulle más agua formándose más gotas de vapor, como resultado de este proceso rápidamente se llenan los espacios vacíos. Este fenómeno que ocurre con fuerte golpes, vibraciones y que llega a alcanzar altas presiones se conoce como Cavitación.

Golpe hidráulico, la presencia de aire y vapor dentro de la masa líquida puede ocurrir y en las tuberías a presión y en centrales hidroeléctricas en los casos de rápida abertura del órgano de control o de cierre rápido de las válvulas que provocan una variación rápida de la velocidad del agua en la tubería, lo que

ocasiona el llamado "golpe de ariete" o "golpe hidráulico", fenómeno no deseado por las consecuencias negativas ya que disminuye la vida útil de la tubería.

6.5 PERMEABILIDAD DEL SUELO

(www.fao.org/tempref/FI/CDrom/FAO_Training/FAO_Training/.../x6706s09.htm FAO)

¿Por qué es importante determinar la permeabilidad del suelo?

Permeabilidad es la propiedad que tiene el suelo de transmitir el agua y el aire y es una de las cualidades más importantes que han de considerarse para la piscicultura. Un estanque construido en suelo impermeable perderá poca agua por filtración.

Mientras más permeable sea el suelo, mayor será la filtración. Algunos suelos son tan permeables y la filtración tan intensa que para construir en ellos cualquier tipo de estanque es preciso aplicar técnicas de construcción especiales. En un volumen de esta colección que aparecerá próximamente se ofrecerá información sobre dichas técnicas.

Por lo general, los suelos se componen de capas y, a menudo, la calidad del suelo varía considerablemente de una capa a otra. Antes de construir un estanque, es importante determinar la posición relativa de las capas permeables e impermeables. Al planificar el diseño de un estanque se debe evitar la presencia de una capa permeable en el fondo para impedir una pérdida de agua excesiva hacia el subsuelo a causa de la filtración.

Los diques del estanque se deben construir con un tipo de suelo que garantice una buena retención del agua. La calidad del suelo tendrá que comprobarse, repetimos, teniendo presente ese aspecto.

¿Qué factores afectan a la permeabilidad del suelo?

Muchos factores afectan a la permeabilidad del suelo. En ocasiones, se trata de factores en extremo localizados, como fisuras y cárcavas, y es difícil hallar valores representativos de la permeabilidad a partir de mediciones reales. Un estudio serio de los perfiles de suelo proporciona una indispensable comprobación de dichas mediciones. Las observaciones sobre la textura del suelo, su estructura, consistencia, color y manchas de color, la disposición por capas, los poros visibles y la profundidad de las capas impermeables como la roca madre y la capa de arcilla*, constituyen la base para decidir si es probable que las mediciones de la permeabilidad sean representativas.

Nota: ya sabe usted que el suelo está constituido por varios horizontes, y que, generalmente, cada uno de ellos tiene propiedades físicas y químicas diferentes. Para determinar la permeabilidad del suelo en su totalidad, se debe estudiar cada horizonte por separado.

La permeabilidad del suelo se relaciona con su textura y estructura

El tamaño de los poros del suelo reviste gran importancia con respecto a la tasa de filtración (movimiento del agua hacia dentro del suelo) y a la tasa de percolación (movimiento del agua a través del suelo). El tamaño y el número de los poros guardan estrecha relación con la textura y la estructura del suelo y también influyen en su permeabilidad.

Variación de la permeabilidad según la textura del suelo

Por regla general, como se muestra a continuación, mientras más fina sea la textura del suelo, más lenta será la permeabilidad:

Suelo	Textura	Permeabilidad
Suelos arcillosos	Fina	De muy lenta a muy rápida
Suelos limosos	Moderadamente fina	Moderadamente gruesa
Suelos arenosos	Gruesa	

Ejemplo

Permeabilidad media para diferentes texturas de suelo en cm/hora

Arenosos ……. 5.0
Franco arenosos……. 2.5
Franco……... 1.3
Franco arcillosos……. 0.8
Arcilloso limosos……. 0.25
Arcilloso……. 0.05

Permeabilidad (16 de abril de 2010 Cuba educa)

Permeabilidad representa la facilidad de circulación del agua en el suelo. Es un parámetro muy importante que influirá en la velocidad de edafización y en la actividad biológica que puede soportar un suelo. Está condicionada fundamentalmente por la textura y la estructura.

Se evalúa por la velocidad de infiltración que representa el caudal de agua que puede pasar por unidad de tiempo. Valores de dm/hora corresponden a suelos muy permeables, cm/hora dan suelos permeables y mm/hora para suelos poco permeables.

La velocidad de infiltración no es siempre la misma para un mismo suelo, pues depende de las condiciones de humedad que presente. Cuando el suelo se encuentra seco la infiltración tiene sus máximos valores y luego conforme cada vez está más húmedo su capacidad de admitir más agua es cada vez menor hasta que en condiciones de saturación total alcanza un valor constante.

Balance hídrico

Representa la valoración del agua en el suelo a través del año. Se valora, como en cualquier balance, por los aportes, pérdidas y retenciones.

AGUA RETENIDA = RECIBIDA- PERDIDA

Agua recibida: Precipitaciones atmosféricas y condensaciones.

Agua perdida: Evaporación, transpiración (o sea evapotranspiración) y escorrentía (superficial, hipodérmica y profunda).

De los aportes de agua que llegan al suelo procedente de las precipitaciones atmosféricas una parte penetra y otra parte no lo hace.

El agua que penetra en el suelo, parte se evapora, otro escurre, otra pasa a la capa freática, otra es consumida por las plantas y finalmente otra parte es retenida.

Se presenta, como ejemplo, el balance hídrico del Lago Ttit Caca.

Actividades de continuidad

1-Investigue cuáles son las causas que influyen en los movimientos del agua en sentido vertical y lateral en el suelo.

Actividades de aprendizaje

1-Qué relación existe entre la permeabilidad y la infiltración del agua en los suelos.

2-Explique cómo se manifiesta el ciclo hidrológico en el proceso de formación del suelo.

Tema 7: Compactación de los Suelos.

7.1 Compactación y consolidación. Importancia.

Compactación del suelo

Una retroexcavadora de oruga está equipada con un rodillo estrecho de pata de oveja para compactar el relleno sobre la tubería de alcantarillado recién colocada, formando un soporte estable para una nueva superficie de la carretera.

En ingeniería geotécnica, la compactación del suelo es el proceso por el cual un esfuerzo aplicado a un suelo causa densificación a medida que el aire se desplaza de los poros entre los granos del suelo. Cuando se aplica un esfuerzo que causa la densificación debida al agua (u otro líquido) que se desplaza entre los granos del suelo, se produce la consolidación, no la compactación. Normalmente, la

compactación es el resultado de maquinaria pesada que comprime el suelo, pero también puede ocurrir, por ejemplo, debido al paso de animales.

En la ciencia del suelo y la agronomía, la compactación del suelo suele ser una combinación de compactación y consolidación de ingeniería, por lo que puede ocurrir debido a la falta de agua en el suelo,1 siendo la succión interna debida a la evaporación del agua y al paso de animales. Los suelos afectados se vuelven menos capaces de absorber las precipitaciones, lo que aumenta la escorrentía y la erosión. Las plantas tienen dificultades en el suelo compactado porque los granos minerales se presionan entre sí, dejando poco espacio para el aire y el agua, que son esenciales para el crecimiento de las raíces. Los animales de madriguera también lo encuentran en un ambiente hostil, porque el suelo más denso es más difícil de penetrar. La capacidad de un suelo para recuperarse de este tipo de compactación depende del clima, la mineralogía y la fauna. Los suelos con alta capacidad de contracción-hinchamiento, como los vertisoles, se recuperan rápidamente de la compactación, donde las condiciones de humedad son variables (los períodos de sequía reducen el suelo y provocan su agrietamiento). Pero las arcillas que no se agrietan cuando se secan no pueden recuperarse de la compactación por sí mismas a menos que alberguen animales que viven en el suelo, como las lombrices de tierra.

En construcción («Soil compaction due to lack of water in soil». National Geographic. Consultado el 30 de abril de 2018. McCarthy, David F. (2007). Essentials of soil mechanics and foundations: basic geotechnics (7th ed edición). Pearson/Prentice Hall. ISBN 0131145606. OCLC 70)

La compactación del suelo es una parte vital del proceso de construcción. Se usa para dar soporte a entidades estructurales, como cimientos de edificios, caminos, pasillos y estructuras de retención de tierra, por nombrar algunos. Para un

tipo de suelo dado, ciertas propiedades pueden considerarlo más o menos deseable realizar adecuadamente para una circunstancia particular. En general, el suelo preseleccionado debe tener la resistencia adecuada, ser relativamente incompresible para que el asentamiento futuro no sea significativo, sea estable frente al cambio de volumen ya que el contenido de agua u otros factores varían, sea duradero y seguro contra el deterioro, y posea la permeabilidad adecuada.

Consolidación de suelos

Se denomina consolidación de un suelo a un proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la actuación de solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Producen asientos, es decir, hundimientos verticales, en las construcciones que pueden llegar a romper si se producen con gran amplitud.

Al observar los depósitos de material muy blandos situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo, un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas sobre el suelo, se les llama proceso de consolidación.

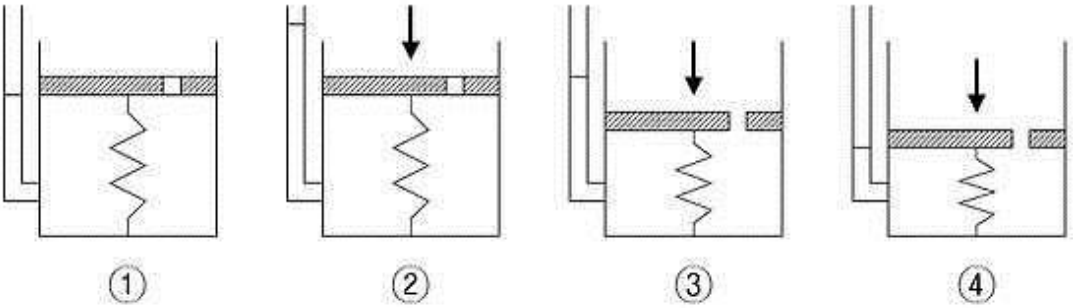
Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación permanece esencialmente igual la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal. Así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en la dirección vertical, proceso denominado consolidación unidimensional.

La consolidación de un suelo es un proceso lento, puede durar meses y hasta años. Es un proceso asintótico, es decir, que al comienzo es más veloz, y se va haciendo cada vez más lento, hasta que el suelo llega a una nueva situación de equilibrio en la que ya no se mueve.

El no tomar en cuenta este posible movimiento del suelo al proyectar una estructura sobre él puede llevar a consecuencias catastróficas tales como la inclinación, fisuración e incluso el colapso de la misma. En muchos casos es necesario pre-consolidar el suelo antes de proceder a la construcción de una obra

importante, como puede ser, por ejemplo, un edificio o una carretera. La preconsolidación se hace el terreno con un peso semejante o mayor que el que deberá soportar una vez construida la obra, para esto se deposita en la zona interesada una cantidad de tierra con el peso equivalente de la obra.

Análisis de la consolidación (muelle resorte)

El 

proceso de consolidación suele ser explicado con el modelo idealizado de un sistema compuesto por un muelle (resorte), un cilindro con un agujero y relleno de agua. En este sistema el muelle representa la compresibilidad o la estructura propia del suelo, y el agua es el fluido que se encuentra en los vacíos entre los poros. El modelo fue propuesto por Terzaghi como una modificación de un modelo originalmente sugerido por Lord Kelvin para otros fines.

La consolidación primaria se puede asemejar al mecanismo de un émbolo relleno de agua y sin salida.

El cilindro está completamente lleno de agua, y el agujero está cerrado (Suelo saturado)

Una carga es aplicada sobre el muelle mientras el orificio sigue cerrado. En esta etapa, el agua resiste la carga aplicada. (Desarrollo de presiones excesivas en los poros de agua)

Cuando se abre el orificio, el agua comienza a drenar y el muelle se acorta. (Drenaje excesivo de los poros de agua)

Después de cierto tiempo, el drenaje de agua termina. Ahora el muelle resiste por sí solo la carga aplicada. (Total disipación del exceso de presión de agua en los poros. Fin de la consolidación.

Efectos de la compactación

Cuando un área se va a llenar o rellenar, el suelo se coloca en capas llamadas elevadores. La capacidad de las primeras capas de relleno para compactarse adecuadamente dependerá de la condición del material natural que se cubra. Si el material inadecuado se deja en su lugar y se rellena, se puede comprimir durante un período prolongado bajo el peso del relleno de tierra, causando grietas de asentamiento en el relleno o en cualquier estructura soportada por el relleno. Para determinar si el suelo natural soportará las primeras capas de relleno, un área puede ser corregida. El rebobinado consiste en utilizar una pieza de equipo de construcción pesada (por lo general, equipo de compactación pesado o equipo de arrastre) para pasar por el sitio de llenado y observar si hay desvíos. Estas áreas estarán indicadas por el desarrollo de celosía, bombeo o tendido de tierra.2

Para asegurar que se logre una compactación adecuada del suelo, las especificaciones del proyecto indicarán la densidad del suelo requerida o el grado de compactación que se debe lograr. Estas especificaciones generalmente son recomendadas por un ingeniero geotécnico en un informe de ingeniería geotécnica.

El tipo de suelo, es decir, las distribuciones granulométricas, la forma de los granos del suelo, la gravedad específica de los sólidos del suelo y la cantidad y tipo de minerales arcillosos presentes, tienen una gran influencia sobre el peso máximo de la unidad seca y el contenido óptimo de humedad.3 También tiene una gran influencia sobre cómo deben compactarse los materiales en situaciones determinadas. La compactación se logra mediante el uso de equipos pesados. En arenas y gravas, el equipo generalmente vibra, para causar la reorientación de las partículas del suelo a una configuración más densa. En limos y arcillas, se usa con frecuencia una apisonadora para crear pequeñas zonas de corte intenso, que expulsa el aire del suelo.

La determinación de la compactación adecuada se realiza determinando la densidad in situ del suelo y comparándolo con la densidad máxima determinada por una prueba de laboratorio. La prueba de laboratorio más comúnmente utilizada

se llama ensayo de compactación Proctor y hay dos métodos diferentes para obtener la densidad máxima. Son las pruebas Proctor estándar y Proctor modificado; el Proctor modificado se usa más comúnmente. Para represas pequeñas, el Proctor estándar aún puede ser la referencia.2

Mientras que el suelo debajo de las estructuras y pavimentos necesita ser compactado, es importante después de la construcción descompactar las áreas para que sean ajardinadas para que la vegetación pueda crecer.

Métodos de compactación

Hay varios medios para lograr la compactación de un material. Algunos son más apropiados para la compactación del suelo que otros, mientras que algunas técnicas solo son adecuadas para suelos particulares o suelos en condiciones particulares. Algunos son más adecuados para la compactación de materiales que no son del suelo, como el asfalto. En general, aquellos que pueden aplicar cantidades significativas de corte, así como el esfuerzo de compresión, son más efectivos.

Las técnicas disponibles pueden ser clasificadas como:

Estático: un gran esfuerzo se aplica lentamente al suelo y luego se libera.
Impacto: el esfuerzo se aplica al dejar caer una gran masa sobre la superficie del suelo.
Vibración: se aplica un esfuerzo de manera repetida y rápida a través de una placa o un martillo accionados mecánicamente. A menudo se combina con compactación rodante (ver a continuación).
Giros: un esfuerzo estático se aplica y mantiene en una dirección mientras el suelo está sujeto a un movimiento giratorio alrededor del eje de carga estática. Limitado a aplicaciones de laboratorio.
Balanceo: se hace rodar un cilindro pesado sobre la superficie del suelo. Comúnmente utilizado en campos de deportes. Los compactadores de rodillos suelen estar equipados con dispositivos vibratorios para mejorar su efectividad.

Amasamiento: el corte se aplica alternando el movimiento en posiciones adyacentes. Un ejemplo, combinado con la compactación por laminación, es el rodillo de "pata de gallo" utilizado en la compactación de residuos en vertederos.

Métodos de prueba en laboratorio

Los compactadores de suelo se utilizan para realizar métodos de prueba que cubren los métodos de compactación de laboratorio utilizados para determinar la relación entre el contenido de agua de moldeo y el peso unitario seco de los suelos. El suelo colocado como relleno de ingeniería se compacta a un estado denso para obtener propiedades de ingeniería satisfactorias tales como resistencia al corte, compresibilidad o permeabilidad. Además, los suelos de cimentación a menudo se compactan para mejorar sus propiedades de ingeniería. Las pruebas de compactación en laboratorio proporcionan la base para determinar el porcentaje de contenido de agua de compactación y moldeo necesario para lograr las propiedades de ingeniería requeridas, y para controlar la construcción a fin de garantizar que se alcancen los contenidos de agua y compactación requeridos.

7.2 Relación humedad – densidad

Estos ensayos tienen por finalidad determinar la relación humedad-densidad de un suelo compactado en un molde normalizado mediante un pisón de masa normalizada, en caída libre y con una energía específica de compactación. La compactación se define como el proceso mecánico mediante el cual se disminuye la cantidad de huecos en una masa de suelo, obligando a sus partículas a un contacto más íntimo entre sí, es decir, a un aumento de la densidad de un material determinado. Las variables determinantes de la compacidad que se pueda lograr en un determinado material, son la humedad que posee el suelo y el nivel de energía en la compactación. En la década de los años 30, R.R. Proctor desarrolló un método estandarizado para determinar el contenido de humedad óptimo y la correspondiente DMCS. Hoy, la AASHTO ha estandarizado mucho más el método desarrollado por Proctor en el llamado ensayo Proctor estándar y además ha introducido el ensayo Proctor modificado, debido a una mayor envergadura de las

estructuras proyectadas, que requieren una mayor capacidad de soporte del suelo, para soportar las cargas y limitar los asentamientos. El ensayo consiste en compactar en un molde de volumen conocido muestras de un mismo suelo, pero con distintas humedades y con la misma energía de compactación. Se registran las densidades secas y el contenido de humedad de cada molde (ideal 5), graficando los resultados, donde el punto más alto de la curva representa la DMCS y su proyección en la abscisa la humedad óptima. La aceptación de un nivel de energía trae consigo la existencia de un procedimiento de laboratorio asociado. En Chile, estos ensayos están normalizados a través del ensayo Proctor normal NCh 1534/I Of. 1979 y del ensayo Proctor modificado NCh 1534/II Of. 1979. Este tipo de ensayos es aplicable a suelos con un porcentaje de finos menor que 0,074 mm. (tamiz Nº 200 ASTM) igual o mayor que 12%. Para suelos con porcentaje menor, también es aplicable, siempre y cuando presenten una curva con un máximo bien definido. De no ser así, se recomienda determinar además la densidad máxima por el método de la densidad relativa e informar los resultados de ambos ensayos.

7.3 Ensayo de Proctor.

El ensayo Proctor estándar persigue determinar la densidad seca máxima de un suelo y la humedad optima necesaria para alcanzar esta densidad. Para ello se utiliza un molde cilíndrico de 1 litro de capacidad que se rellena con 3 capas de material debidamente compactadas mediante una maza estandarizada de 2,5 kg que se deja caer libremente una altura de 305 mm.

El material a ensayar previamente se ha desecado y tamizado por el tamiz 20 mm UNE o el correspondiente ASTM y posteriormente humedecido con distintos valores de humedad, una por cada muestra necesaria.

Para la compactación de cada capa de material se emplean 26 golpes de la maza distribuidos homogéneamente sobre la superficie del terreno. Las tres capas deben tener aproximadamente la misma altura de tierras.

Una vez compactado el material, se enraza el molde y se mide la densidad y humedad de una muestra tomada del centro del molde.

Se repite el proceso varias veces con distintos contenidos de humedad. La prueba de compactación Proctor Normal puede darse por finalizada cuando se obtienen 5 o 6 puntos que definen una curva que relaciona la densidad seca con la humedad.

Preparación de la muestra

Se toman de 6 a 8 Kg. De material desmenuzándose los grumos del suelo con la masa de madera.
El suelo se cuartea con el fin de obtener una muestra representativa. (Ver figura1)

Fig.1

Fig.2

3) Si el material tiene gravas entones se tamiza por el tamiz 19.1mm. si tiene de un 30 a 70 % de material retenido en el tamiz de 19.1 mm. se deberá añadir a la muestra ese mismo porcentaje de material que pase por el tamiz de 19.1 cm. Y se retenga en el de 4.76 mm. (Ver figura 2)

Procedimiento

Tabla1 Especificaciones

	Estándar	Modificado
N_o de golpes	25	**25**
N_o de capas	3	**5**
Peso del martillo	2.494Kg	**4.54 Kg.**
Altura de caída	30.48 cm.	**45.72 cm.**
Volumen del molde	943cm^3	**943 cm^3**
Energía	**6.10 Kg.-cm./cm^3**	**27.6 Kg.-cm./cm^3**

4) se toman por duplicado unos 100 g de la muestra y se colocan en un pesafiltro para obtener la humedad higroscópica, según la norma NC 054-140 “suelo”. Determinación de la humedad. Luego estos se colocan en el humedífero. (Ver figura 3 y 4)

Fig.4

Fig.3

5) se pesan 3000 g de material tamizado y se coloca en el platón de latón. (Ver figura 5 y 6)

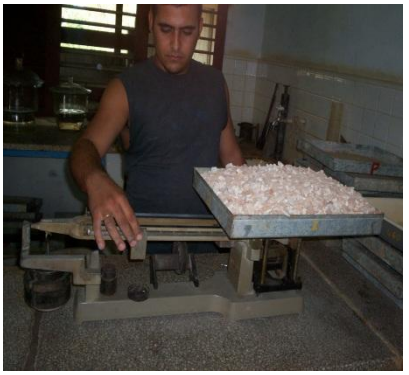


Fig.5 **Fig.6**

6) A la muestra se le adiciona se le adiciona con la probeta graduada el 5% de agua, referido a la cantidad de suelo húmedo empleado. (Ver figura 7 y 8)

Fig.7

Fig.8

7) Se mezcla el suelo con agua con la ayuda de las paletas y una vez mezclado se tapa con un paño húmedo para evitar que pierda humedad. (Ver figura 9 y 10)

Fig.9 **Fig.10**

8) Se echa la primera capa de material en el molde cilíndrico de modo que este ocupe la mitad de la altura del cilindro en estado suelto. Después se colócale molde en el piso sobre la lámina de goma dura. (Ver figura 11)

Fig.11

9) Después se apisona con el martillo (peso según la tab.1) dándole un total de golpes de 25ª dicha capa, repartiéndolos uniformemente sobre la superficie. (Limpiar el la cabeza del martillo luego de terminado los 25 golpes). (Ver figura 12 y 13)

Fig.12

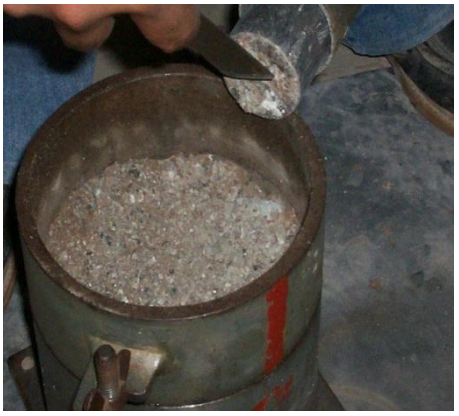


Fig.13

10) Se escarifica la capa la capa apisonada y se le pone el collarín al molde, fijándolo por medio de sus tornillos. (Ver figura 14)

11) Luego se repite los pasos del 8,9y10 hasta obtener el número de capas según la tab.1

Fig.14

12) Terminada la compactación se coloca el molde en el platón de latón, con la espátula corta se separan los bordes interiores del material apisonado dentro del collarín con el objetivo de que al sacar este no se rompa la muestra por debajo del enrase.

13) Una vez quitado el collarín, se procede a enrasar (Ver figura15, 16,17 y 18) limpiando el residuo con la brocha.

Fig.15

Fig.16

Fig.18

Fig.17

14) Se pesa el molde con la muestra compactada (sin collarín) en la balanza de 20Kg acotándose el valor en el modelo de ensayo donde dice: Peso muestra compactada más Cilindro. (Ver figura 19)

Fig.19

15) Se extra del molde la muestra compactada por medio del extractor de tornillo sinfín. (Ver figura 20 y 21)

Fig.20

Fig.21

16) Se toman unos 100 g del centro de la muestra, con el objeto de determinar por duplicado la humedad a que se encuentra el suelo compactado. (Ver figura 22,23 ,24 y 25)

Fig.22

Fig.23

Fig.24

Fig.25

17) se pesan estos pesafiltro y se guardan en la estufa hasta el dia siguiente donde seran pesados nuevamente, para hallarle el peso seco.

18) Se procede a limpiar y aceital los moldes para el proximo taco. (Ver figura 26)

Fig.26

19) Se desmenuza la muestra hasta que no quede grumos de gran tamaño. Se debe dejar los granos a lo sumo del mismo diámetro máximo original.

20) Después se realiza nuevamente todo el proceso, pero incrementando el porciento de agua viéndose que el peso de la muestra aumenta esto se repetirá hasta ver que dicho peso baje volviéndose a repetir hasta obtener mínimo dos puntos de caída.

7.4 Curvas de saturación

Energía por unidad de volumen del ensayo Proctor:

$$Ec = \frac{W * h * n * N}{V} = \frac{5.5lb * 1pie * 3 * 25}{1/30\,pie^3} = 12375\frac{lb - pie}{pie^3} \qquad \textbf{(1)}$$

n= 3 capas

N= 25 golpes/ capa

Si aplicamos la energía de compactación Proctor a muestras de un mismo suelo con diferentes humedades, ω, obtenemos diferentes valores del peso específico húmedo, γ_f , en el material compactado en el molde.

Conocidos los valores de ω y γ_f de cada muestra compactada con la misma energía de compactación, podemos calcular el peso específico seco, γ_d, mediante la relación:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_f}{1+\omega} \qquad \textbf{(2)}$$

Donde:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \qquad \gamma_f = \frac{W}{V} \qquad \gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

V= volumen del molde Proctor = 1/30pie^3

Si ploteamos los valores de (γ_d vs ω) tenemos Figura 1.

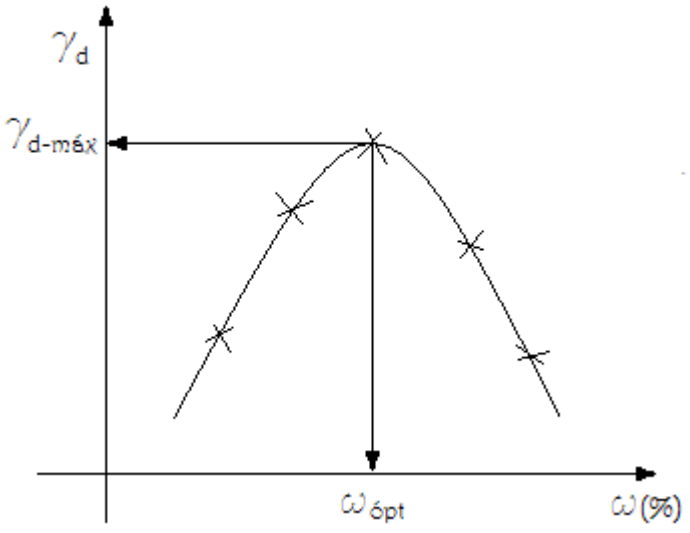


Figura 1: Curva de compactación Proctor.

Evidentemente, el interés de Proctor era compactar de la forma más económica, por lo que la definición de humedad óptima tiene un carácter puramente económico, ya que es la humedad con la que se obtiene el peso específico seco máximo con un mismo costo de compactación, o sea con una misma energía.

De la gráfica realizada, con una misma energía de compactación Proctor, se obtiene la denomina "*curva de compactación":* Se observa, que en la medida que la humedad aumenta se obtienen pesos específicos secos mayores, debido a que el agua en los poros de suelo lubrica las partículas, provocando un mejor reacomodo de éstas, hasta un valor máximo, a partir del cual el aumento de humedad impide, con el espacio ocupado por el agua, que las partículas se unan. El agua de los poros absorbe la energía de compactación aplicada y por tanto el peso específico seco disminuye. La rama de aumento del peso específico seco se denomina rama seca y la de descenso, rama húmeda.

Proctor definió como humedad óptima, $w_{ópt}$, el valor de la humedad con la que se obtiene el máximo peso específico seco, $\gamma_{d\text{-}máx}$, para la energía de compactación constante de su ensayo:

$$Ec = 12375 \frac{lb - pie}{pie^3}$$

Nota 1: Esta prueba ha sido perfeccionada y normada por la ASTM (D-698) y la AASHO (T-99) como prueba para determinar las relaciones entre el contenido de agua (humedad) y el peso específico seco. Se le conoce como prueba Proctor Estándar. Fue ideada para representar en el laboratorio los resultados que podían obtenerse con el equipo usado comúnmente en la década de los treinta del siglo XX, para la compactación de suelos en el campo.

El desarrollo de los equipos de compactación en el campo llevó a obtener pesos específicos secos mayores que por el procedimiento Proctor Estándar, debido a las exigencias en la construcción de aeropistas y presas de tierra altas. Por ello se ideó otra prueba de compactación tipo Proctor, denominada Proctor Modificado, basada en el mismo principio, variando el peso y altura de caída del martillo.

W=10lb h=18”=1.5pie n=5capas N=25golpes/capa

$$Ec = \frac{W * h * n * N}{V} = \frac{10lb * 1.5 * 5 * 25}{1/30} = 56250 \frac{lb - pie}{pie^3}$$

Nota 2: Esta prueba ha sido perfeccionada y normada por la ASTM (D-1557) y por la AASHO (T-180). Se le conoce como prueba Proctor Modificado.

Observe que la energía de compactación del Proctor Modificado es 4,55 veces la energía del Proctor Estándar.

Los resultados de ambas pruebas de compactación Proctor: Estándar y Modificado, a un mismo suelo, se muestran en la Fig 2 que sigue:

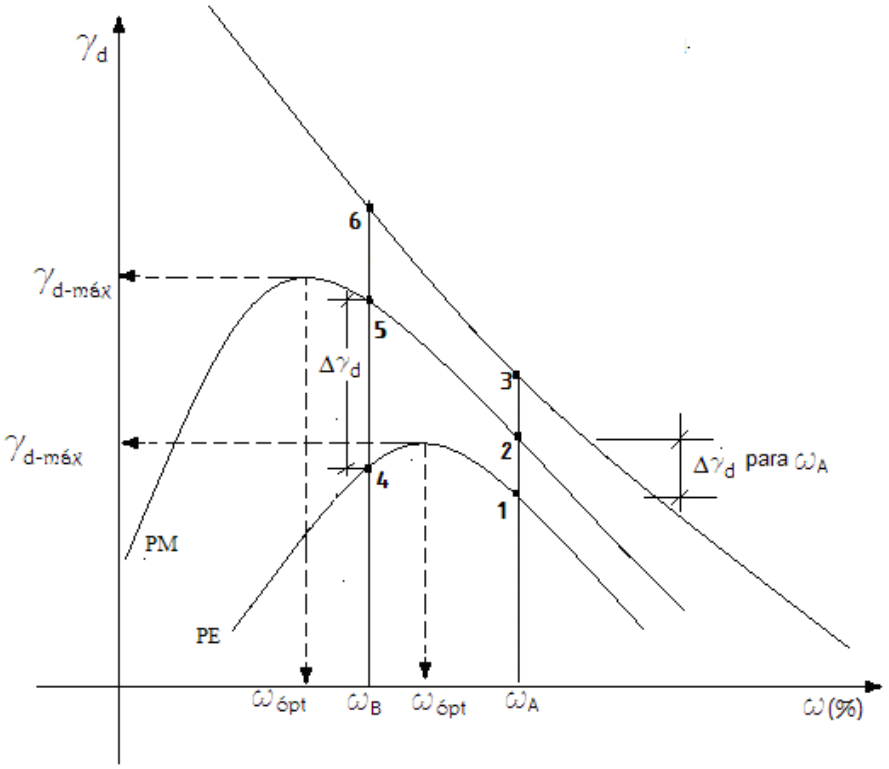


Figura 2: Curvas de compactación Proctor Estándar y Modificado y curva de saturación.

Conclusión:

Para un mismo suelo, el incremento de la energía de compactación implica humedades óptimas menores y pesos específicos secos máximos mayores.

Curva de Saturación o Curva Teórica de $\gamma_d = \dfrac{\gamma_w}{\omega + 1/G_s}$

Los conceptos de $w_{ópt}$ y $\gamma_{d\text{-máx}}$ están asociados a una energía de compactación. Por ejemplo, hay que decir: "la humedad óptima y el peso específico seco máximo de la energía del Proctor Estándar es……."

Determinación de la curva de saturación (s =100%)

La humedad del suelo no varía con la compactación, por lo que si compactamos un suelo y lográramos eliminar todo el aire de los poros se lograría la saturación; S =100%. Esta condición se expresa mediante la expresión: (Ver Figura 2)

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{\omega + 1/G_s} \qquad \textbf{(3)}$$

Donde:

γ_w = Peso específico del agua = 10kN/m^3

ω = humedad, expresada en tanto por uno

G_s = peso específico relativo del las partículas sólidas

Como ya se expresó; "no es posible, por ningún medio mecánico de compactación, expulsar todo el aire de los poros de suelo", por lo que tampoco se logra la saturación del mismo. Es por ello que la "*curva de saturación"* se denomina también "*curva teórica de compactación".* (Ver Figura 2)

Conclusión:

Un suelo con una determinada humedad, por mucha energía de compactación que se le aplique, no logra alcanzar el peso específico seco dado por la expresión (3), para dicha humedad. Este valor de γ_d, obtenido por la expresión (3), se denomina *"peso específico seco máximo teórico"*.

La curva de saturación o curva teórica de compactación de suelos, con contenido de finos, es inalcanzable e irrebasable, por mucho que se aumente la energía de compactación.

Análisis de los incrementos del peso específico seco con la energía de compactación

D**e** acuerdo a la definición de humedad, vemos que ésta solo varía si se le añade o elimina agua de los poros al suelo. Por lo tanto, en el proceso de compactación la humedad del suelo no varía y el incremento de energía de compactación provoca un incremento del peso específico seco, γ_d; o sea, en el gráfico de (γ_d vs ω), ver Figura 2, si la humedad del suelo es ωA y se incrementa la energía a la equivalente al ensayo o prueba Proctor Estándar, se alcanza el peso específico seco representado por el punto 1.- Si se le sigue aumentando la energía hasta

llegar a la equivalente a la del Proctor Modificado, se alcanzaría el peso específico seco representado por el punto 2.- Con esa misma humedad ωA, por mucho que se incremente la energía de compactación, no es posible llegar al punto 3 que pertenece a la curva de saturación o curva teórica de compactación, inalcanzable e irrebasable, según ya se mencionó.

Se deduce pués, que con la humedad, ωA, el incremento en el peso específico seco, $\Delta\gamma_d$, que se logra al aumentar la energía del Proctor Estándar al Proctor Modificado (punto 1 al 2) es pequeño.

Por otro lado, si la humedad del suelo es ωB y se incrementa la energía a la equivalente de la prueba Proctor Estándar, se alcanza el peso específico seco representado por el punto 4.

Si le seguimos aumentando la energía hasta llegar a la equivalente del Proctor Modificado, se alcanzaría el peso específico seco representado por el punto 5.- Con esa misma humedad ωB , sucede también que el punto 6 es inalcanzable e irrebasable, por mucha energía que se le aplique al suelo. En este caso, sí se logra un incremento apreciable del peso específico seco, cuando se incrementa la energía del Proctor Estándar a la del Proctor Modificado.

Conclusión:

Partiendo que el incremento de energía de compactación en el campo significa un incremento de los costos, los suelos con humedades altas (mayores que $w_{ópt}$ del Proctor Estándar) no se justifican compactarlos con energías altas, por ejemplo, la del Proctor Modificado; sin embargo, los suelos con humedades bajas (**<**$w_{ópt}$ del Proctor Estándar) sí se justifican compactarlos con energías altas, similares a las del Proctor Modificado.

Objetivos de la compactación

La compactación de suelos no es un fin en sí mismo, sino un medio para lograr un fin. El fin es precisamente el objetivo por el cuál compactamos, que no es más que

mejorar las propiedades mecánicas de los suelos: resistencia a la compresión y al cortante, permeabilidad y flexibilidad. La única propiedad mecánica que no se mejora con la compactación es la expansión.

Es por ello que también se define la compactación como un método de mejoramiento de suelos; el más antiguo y económico.

Aunque la compactación de campo: de carreteras, aeropuertos, explanaciones, presas, etc, utilizan los mismos procedimientos y equipos, los objetivos de la compactación de éstas difieren. Por ejemplo, el objetivo por el que se compacta una carretera o la explanación de un aeropuerto, es alcanzar alta resistencia a la deformación y al cortante, mientras que el objetivo por el que se compacta una presa de tierra es alcanzar alta flexibilidad y baja permeabilidad.

Por todo lo anterior, debemos estudiar cómo varían estas propiedades mecánicas, que deseamos mejorar, con la humedad, el peso específico seco y la energía de compactación.

Variación de la permeabilidad con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación

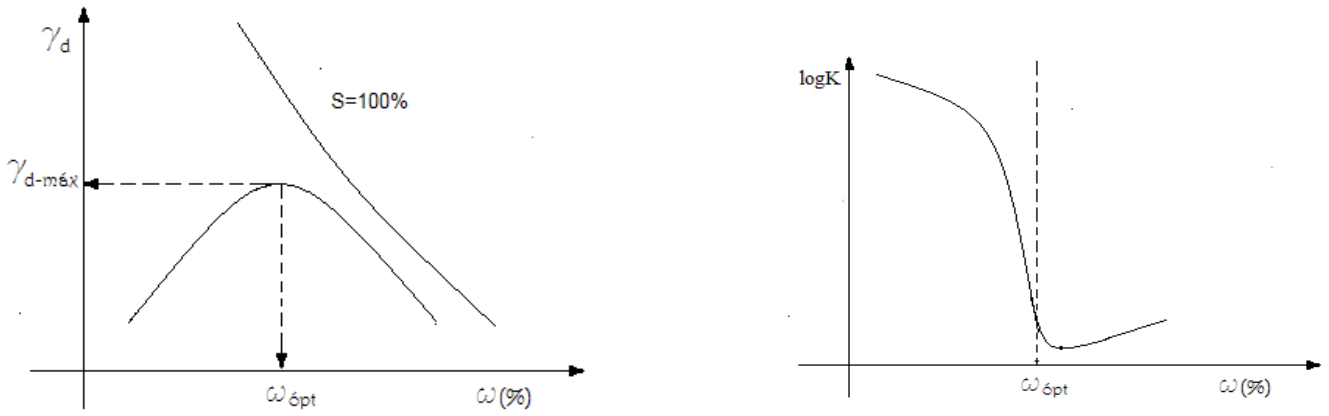


Figura 3: Variación de la permeabilidad con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación

Como se observa en la Figura 3, las permeabilidades más bajas, para una misma energía de compactación y por ende para un mismo costo de compactación, se

alcanzan con humedades ligeramente superiores a la óptima de dicha energía (2 ó 3%)

En cualquier suelo arcilloso, compactando con la energía del Proctor Estándar se alcanzan permeabilidades del orden de 100 cm/seg más bajas, cuando se compactan con humedades ligeramente superiores a la óptima, que cuando se compacta con humedades ligeramente inferiores.

<u>Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación</u>

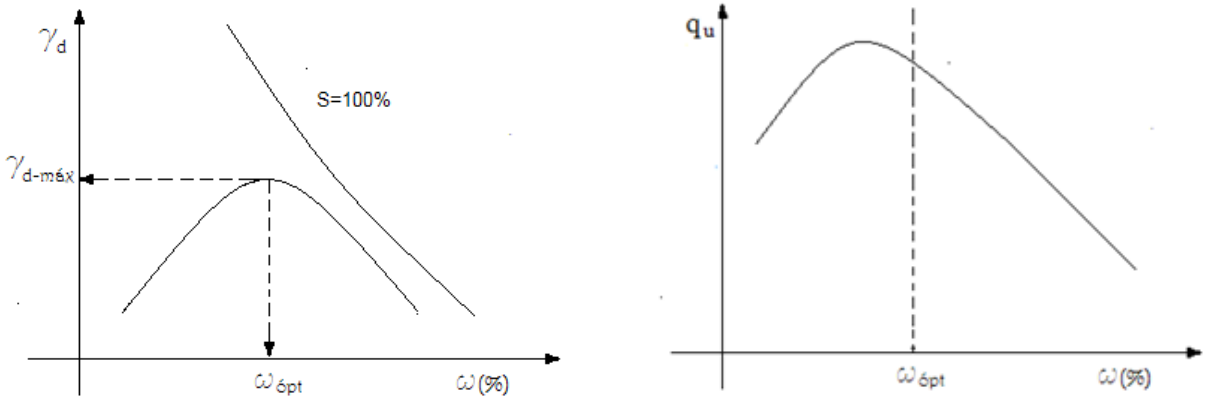


Figura 4: Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco para una energía de compactación

El ensayo de compresión simple nos da un índice de la resistencia del suelo: a la compresibilidad y al cortante. En suelos arcillosos saturados se puede asumir que la resistencia al corte, en prueba rápida, es: c=qu/2.

En la Figura 4 se observa que la mayor resistencia, para una misma energía de compactación y por ende para un mismo costo de compactación, se alcanza con humedades inferiores ligeramente a la óptima de dicha energía (2 ó 3%). También se observa que cuando se compacta con humedades superiores a la óptima la resistencia desciende bruscamente.

<u>Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco</u>

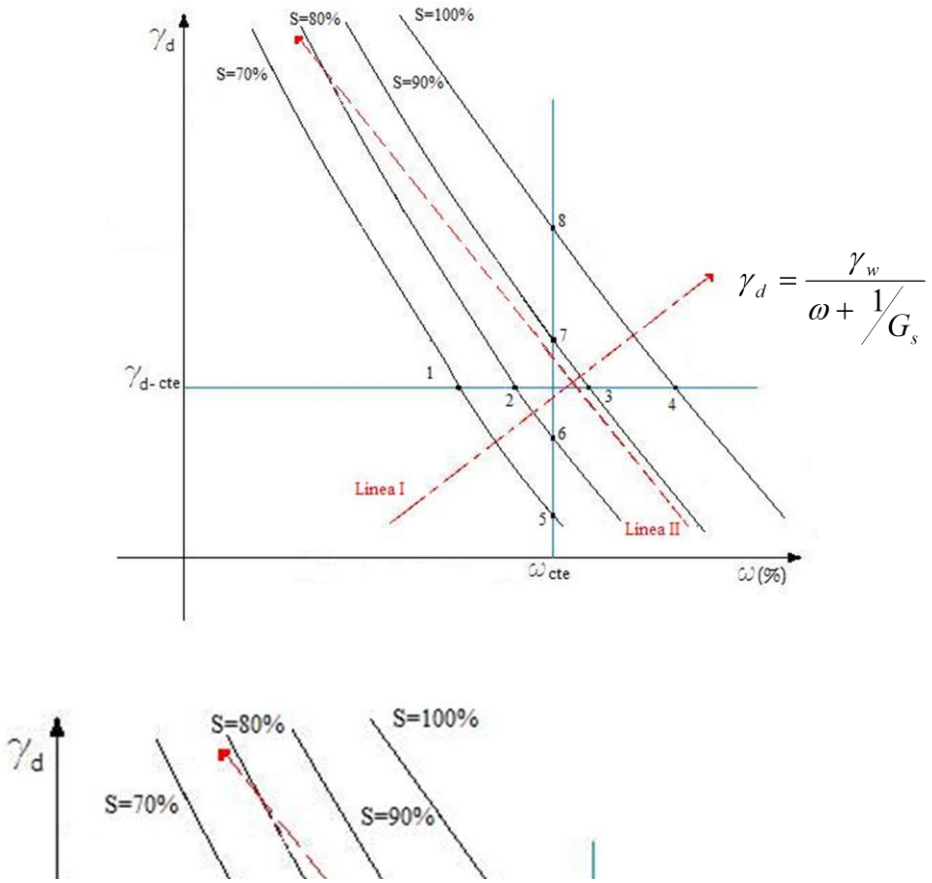


Figura 5: Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco

En la Figura 5 se observa que para un mismo peso específico seco, γ_d = constante, a medida que aumenta la humedad del suelo, aumenta la saturación del mismo (puntos 1-2-3-4).

También observamos en dicha figura, que para una misma humedad, ω = constante, a medida que aumenta el peso específico seco, o lo que es lo mismo, a

medida que aumenta la energía de compactación y con ello el costo, se aumenta la saturación del suelo (puntos 5-6-7 y 8).

Conclusión

En la Figura 5, la línea I muestra la dirección en la que aumenta la resistencia del suelo en la medida que aumenta la saturación del mismo.

En la Figura 5 la línea II muestra la dirección en la que disminuye la permeabilidad del suelo para una saturación casi constante.

Qué energía de compactación utilizar?

La respuesta a esta pregunta tiene que ser dada en función de los objetivos por los cuales se compacta, que como ya vimos, es mejorar las propiedades mecánicas del suelo, de la forma más económica.

Debido a esto, los intereses de los constructores de terraplenes para carreteras, aeropistas y explanaciones difieren de los que construyen presas de tierra y diques de contención. Mientras que los primeros (“carreteros”) trabajan para obtener terraplenes resistentes, los segundos (“preseros”) priorizan las propiedades mecánicas flexibilidad y permeabilidad.

Por todo ello, para llegar a una respuesta contundente a la pregunta formulada en este epígrafe, analizaremos los siguientes aspectos que intervienen en cada tipo de construcción o estructura de tierra.

Selección de los materiales a compactar

Humedad natural de los suelos.

Relación entre los incrementos de energía y de mejoramiento de las propiedades mecánicas del suelo, de forma económica.

“Carreteros”: Para alcanzar los objetivos por los cuales compactan, mayor resistencia, utilizan suelos granulares, que se encuentran en la naturaleza con humedades bajas, por su alta permeabilidad: En estos suelos un incremento de la energía de compactación logra incrementos sustánciales del peso específico seco, y por ende de la resistencia, justificándose por tanto el incremento de los costos de compactación.

Conclusión:

Los “carreteros” utilizan la energía de compactación de laboratorio correspondiente a la prueba de compactación Proctor Modificado.

“Preseros”: Para alcanzar los objetivos por los cuales compactan, mayor flexibilidad y menor permeabilidad, utilizan suelos plásticos (arcillosos), que se encuentran en la naturaleza con humedades altas, por su baja permeabilidad. En estos suelos un incremento de la energía de compactación aumenta la rigidez del terraplén, poniendo en peligro la falla por agrietamiento ante la presencia de asientos diferenciales en el cimiento.

Por ello se recomienda compactar estos terraplenes con humedades por encima del Límite Plástico, que en la inmensa mayoría de los suelos está muy cercana a la humedad óptima de la prueba Proctor Estándar.

Conclusión:

Los “preseros” utilizan la energía de compactación de laboratorio correspondiente a la prueba Proctor Estándar.

7.2.2 Compactación de campo

La compactación de campo, al igual que la de laboratorio, es función de la humedad, del peso específico seco y de la energía de compactación. La energía de compactación en el campo depende de:

Tipo, peso y número de pases del equipo de compactación

Tipo de suelo

Espesor de capa

Sin embargo, esta energía de compactación de campo no puede ser cuantificada como hicimos en el laboratorio con la energía dinámica, tipo Proctor, entre otras cosas porque la energía que se aplica en el campo es de tipo estática, por vibración y por amasado, o una combinación de éstas en la mayoría de los casos.

Es por ello que para controlar la compactación en el campo se recurre a un parámetro que relaciona el peso específico seco que se alcanza en el terraplén con el peso específico seco máximo obtenido en el laboratorio con el Proctor correspondiente, usado como patrón.

Grado de compactación

$$G_c = \frac{\gamma_{d-terraplén}}{\gamma_{d-máx}} * 100$$

Al igual que los conceptos de humedad óptima y peso específico seco máximo, el grado de compactación requiere referirlo a un patrón de laboratorio: Proctor Estándar o Modificado

Control de compactación en el campo

El control de compactación en el campo, como parte del control de calidad del terraplén compactado, consiste en alcanzar un grado de compactación en un rango de humedades fijado, para garantizar las propiedades mecánicas por las que se compacta, de la forma más económica.

Como quiera que la energía de compactación a utilizarse se define por el tipo de propiedad mecánica a mejorar (“preseros” y “carreteros”), el grado de compactación se fija en función de la importancia económica del terraplén compactado y con relación al patrón de compactación a utilizarse en el laboratorio. Así, por ejemplo, se fija en carreteras alcanzar un Gc≥95% de la energía del Proctor Modificado.

Aunque en muchos proyectos de carreteras solo fijan como control de compactación alcanzar el grado de compactación deseado, sin fijar en qué rango de humedades se debe obtener, esto se demuestra que es un grave error, en el aspecto económico y en el aspecto técnico.

Un ejemplo de ello, observado por el autor en una visita a Vietnam, se muestra a continuación:

En el control de compactación del estribo de un puente en el río Rojo, se tenia como exigencia en el campo alcanzar un 98% de compactación, supuestamente de la energía del Proctor Modificado, por lo que se daban los valores de la humedad óptima igual al 14% y el peso especifico seco máximo igual a 1,68 gr/cm^3. Se trataba de una arena negra (black sand). El laboratorista obtuvo dos muestras de la capa compactada obteniendo los siguientes valores:

Muestra Nº1

ω=7%

γ_d=1.66gr/cm^3

Muestra Nº2

ω=9%

γ_d=1.64gr/cm^3

De acuerdo a los resultados, el laboratorista aceptó la Muestra Nº1 y rechazó la Muestra Nº2, por no alcanzar ésta el 98% de compactación, cuando en realidad debió rechazar ambas muestras, por no cumplir las propiedades mecánicas por las cuales se compactaron, que es mejorar la resistencia del suelo.

Si analizamos en un gráfico de compactación (γ_d vs ω), observamos el bajo grado de saturación de la Muestra Nº1, s = 31,1% y la Muestra Nº 2, s = 38,7%, en comparación con la saturación a alcanzar, del 64,3%, si se obtuviera en el campo la condición de compactación de laboratorio ($w_{ópt}$ y $g_{d\text{-}max}$).

Por otra parte, para alcanzar el grado de compactación del 98%, con humedades tan bajas como 7 y 9%, debió hacerlo incrementando la energía de compactación, y por tanto el costo, por encima de la energía del patrón de laboratorio.

Por tanto, la capa de compactación aceptada por cumplir el 98% de compactación exigida, además de no tener las propiedades mecánicas que se pretenden mejorar en este caso, fue obtenida con un mayor costo de la compactación.

Si el constructor hubiera incrementado la humedad de compactación hasta un 14%, igual a la $w_{ópt}$ y hubiera dado una energía de compactación menor, hubiera obtenido propiedades mecánicas (resistencia), más favorables, a un menor costo, ya que es más económico incrementar la humedad que incrementar la energía de compactación. Con esta experiencia se concluye que los “carreteros” también tienen que exigir, además del grado de compactación a alcanzar en obra, el rango de humedades con que este se debe alcanzar, a fin de obtener terraplenes de mejor calidad con menos costo.

En el caso de los “preseros”, por ser el agrietamiento la causa de falla catastrófica que con mayor interés debe atender el proyecto y la construcción, el control de compactación de las presas de tierra debe basarse alcanzar: primero, el rango de humedades de compactación exigido por el proyecto y segundo, el grado de compactación.

Conclusión:

El control de compactación de terraplenes, cualquiera que sea el objetivo alcanzar en el mismo, tiene que basarse en obtener en obra un determinado grado de compactación de la energía de laboratorio correspondiente, en un rango de humedades fijo.

Por Ejemplo:

“Carreteros”

Gc≥95%

$w_1 \leq w \leq w_2$ Proctor Modificado

"Preseros"

$w_{ópt}$ -2%≤ $w \leq w_{ópt}$ + 2% Proctor Estándar

Gc≥95%

Elaborado en: Cuenca, Ecuador, en mayo del 2004.

Revisado en: Potosí, Bolivia, en noviembre del 2004.

Revisado en la Habana, Cuba, en Julio 2006.

7.5 Relación campo – laboratorio. Terraplén de prueba

(catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/sanchez_r_se/capitulo4.pdf)

Según Olivera (1994), estas pruebas se realizan para conocer las características de los materiales. Las pruebas pueden ser de clasificación, de control y de proyecto. Con las pruebas de clasificación se decide si los materiales se pueden utilizar en las capas estructurales. Con las pruebas de control se verifica que la obra cumpla con la estructuración racional de la sección transversal.

Pruebas de clasificación

Las pruebas de clasificación que se realizan en los materiales pétreos y suelos son: granulometría, plasticidad, resistencia, expansión, valor cementante, densidad, adherencia con el asfalto y dureza. Para los productos asfálticos, las pruebas más comunes son: destilación, penetración, viscosidad, punto de encendido, asentamiento, demulsibilidad, carga de la partícula y acidez. A continuación, se describe en que consiste cada prueba.

Granulometría

Esta prueba, sirve para determinar el porcentaje en peso, de las partículas de diferentes tamaños que forman un material (Ing. Carlos Crespo). Para realizar la prueba se hace uso de mallas o tamices de distintos tamaños por los que pasa el

material. Se pesan las partículas que se retienen en cada Pruebas de Laboratorio 48una de las mallas y se encuentra el porcentaje con relación al peso seco total. Posteriormente, se calcula el porcentaje que pasa por las diferentes mallas. La denominación de las mallas se hace de dos maneras; En la primera, se indica la separación interior que hay entre los alambres y se usa para las mallas de 3 plg a las de ¼ plg. En la segunda, se asigna un número, el cual indica la cantidad de alambres que se tienen en una pulgada y se usa para las mallas del número 4 al número 200. Para hacer esta prueba, se tamiza el material entre las mallas 4 a la 200. El resultado se presenta en la figura 4.1. Si la curva resultante es parecida a la curva 1, la granulometría es continua. Si se parece a la curva 2, se tiene una granulometría discontinua. La curva 3, indica una granulometría uniforme.

Figura 4.1: Zona de especificación granulométrica.

Fuente: Olivera ,1994 p. 70

Figura 4.1: Zona de especificación granulométrica. Fuente: Olivera ,1994 p. 70

No siempre se busca un material que coincida con una de las tres curvas. Hay veces que se necesitan materiales con características de la curva 1 pero otras, con características de cualquiera de las otras dos Pruebas de Laboratorio.

Plasticidad Olivera (1994), define a la plasticidad como la facilidad de un material a remoldearse sin cambio de volumen y teniendo un mínimo de resistencia al corte. Intervienen factores como la humedad y el peso volumétrico. Para poder determinar la plasticidad se realizan pruebas al material que pasa la malla número 40. Las pruebas más comunes son: los límites de Atterberg y la de contracción lineal.

Límites de Atterberg Los límites de Atterberg, corresponden a la humedad, es decir, al porcentaje de agua con respecto al peso de los sólidos, en el cual los finos de los materiales pasan de una consistencia a otra (Juárez y Rico, 1986). El límite líquido es la humedad correspondiente al límite entre el estado semilíquido y plástico. El material tiene una resistencia mínima al esfuerzo cortante de 25 g/cm². Para situar el material en el límite líquido se utiliza la copa de Casagrande. El límite plástico es la humedad correspondiente al límite entre el estado plástico y el semisólido. Para que el material alcance el límite plástico, se elaboran rollos de material y cuando comienzan a agrietarse significa que ya lo alcanzaron. El índice plástico es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

Prueba de contracción lineal De acuerdo con Juárez y Rico (1986), en la prueba de contracción lineal se obtiene una relación de longitud. El material con humedad correspondiente Pruebas de Laboratorio 50al *límite líquido*, se coloca en un molde de 2 x 2 x 10 cm. y se introduce en un horno. En este periodo sufre una disminución de longitud. El porcentaje de acortamiento con respecto a la longitud inicial, es la contracción lineal. Esta prueba es más exacta ya que la variabilidad es menor que la del límite plástico (Olivera, 1994). % Contracción Lineal= [(Long. Inicial – Long. Final)/ Long. Final] * 100

Resistencia y expansión Para medir la resistencia y la expansión se utiliza la prueba Porter estándar. Con esta prueba se obtiene el peso volumétrico seco

máximo (PVSM), la humedad óptima (Wo), la expansión (E) y el valor relativo de soporte (VRS).

Peso volumétrico seco máximo y humedad óptima Para realizar esta prueba, se colocan 4 Kg. de material húmedo en un molde metálico de 15 cm. de diámetro y aplicar una presión estática con una placa de 140.6 Kg. /cm². Cuando se termina de aplicar la presión, se observa la base, si está ligeramente húmeda, se dice que el peso volumétrico seco obtenido es el máximo (PVSM) y la humedad correspondiente es la óptima (Wo). Si no se humedece, se necesita mayor humedad.

Expansión El espécimen utilizado para la prueba del PVSM y Wo se introduce en un tanque de saturación y se le coloca un extensómetro. Se toma una lectura Pruebas de Laboratorio 51inicial. Mientras más plástico es el material, más se expande por la acción del agua y así aumenta su volumen. Tiene que estar mínimo 72 horas (Olivera, 1994). Cuando las lecturas del extensómetro sean casi iguales de un día a otro se toma la lectura final para ver el porcentaje de expansión. % Expansión (e) = [(Lectura Inicial – Lectura Final) / Lectura Inicial] * 100

Valor relativo de soporte El valor relativo de soporte es la relación de las resistencias en porcentaje del material en estudio y de un material estándar a ser penetrados por un cilindro metálico de 19.35 cm². El material estándar es una caliza triturada, para la cual ya se tienen las resistencias. Se coloca un espécimen en una prensa, haciendo lecturas de las cargas en Kg. correspondientes a las penetraciones de 1.27, 2.54, 3.81, 5.08, 7.62, 10.16 y 12.70 mm. Se elabora una gráfica en la que en las abscisas se coloca la penetración y en las ordenadas las cargas. Si la curva no sufre cambios bruscos, el valor relativo de soporte se calcula con la carga correspondiente a la penetración de 2.54 mm. dividida entre 1,360 que es la resistencia en kilogramos del material estándar y multiplicada por 100.

Valor cementante El valor cementante es la capacidad de aglutinamiento de un material. Los materiales que conforman la base y la sub – base deben dar un

confinamiento adecuado para que las carpetas asfálticas sean eficientes. El aglutinamiento puede producirse incorporando al material inerte algún material Pruebas de Laboratorio 52natural de baja plasticidad como los limos o arenas arcillosas cuyos límites plásticos sean menores del 18 % y su contracción lineal menor al 6.5 %. Teniendo suficiente aglutinamiento se cumplen requisitos como resistencia y plasticidad. La prueba de valor cementante se realiza con material que pasa la malla número 4 en un molde cúbico de 7.5 cm. Se colocan tres capas de material con una determinada cantidad de agua suficiente para que cerrando el puño este material se humedezca ligeramente. A cada capa se le dan 15 golpes con una placa de 900 g. desde una altura de 50 cm. Los especímenes con todo y molde se meten en un horno hasta que se secan. Se retiran del horno, se sacan del molde y son llevados a la falla por medio de compresión sin confinar. El valor cementante se calcula dividiendo la carga de ruptura entre el área.

Adherencia de materiales pétreos con el asfalto Los materiales que van a estar en contacto con el asfalto deben tener buena adherencia a el. La adherencia se puede ver afectada por el agua y las pruebas que generalmente se hacen son: La prueba de desprendimiento por fricción prueba de pérdida de estabilidad por inmersión en agua, y la prueba inglesa.

Prueba de desprendimiento por fricción En la prueba de desprendimiento por fricción, se colocan 50 g. de mezcla asfáltica en un frasco y se deja reposar por 24 hrs. Posteriormente, se agita tres veces por periodos de 5 min. Al finalizar el agitado, se saca la mezcla del frasco y se observa el porcentaje de desprendimiento de asfalto que sufrió el Pruebas de Laboratorio 53material pétreo. Si el porcentaje de desprendimiento es de 25% o menos, se considera que el material tiene adherencia aceptable.

Prueba de pérdida de estabilidad por inmersión en agua. En la prueba de pérdida de estabilidad por inmersión en agua, se debe colocar la mezcla asfáltica en un molde de 10 cm. de diámetro y 12 cm. de altura, se compacta con una presión de 40 Kg. /cm². Se elaboran dos cilindros; Uno se deja reposar y el otro se sumerge en agua por tres días. Ambos se llevan a la ruptura por medio de compresión sin

confinar. La pérdida de estabilidad se calcula como la resistencia del espécimen sin saturar menos la resistencia del espécimen saturado dividido entre la resistencia del espécimen sin saturar por 100. Si el valor es menor a 25% se tiene un material con adherencia aceptable.

Prueba inglesa Para poder realizar la prueba inglesa, se necesita formar una capa de aproximadamente 1.5 mm. Posteriormente, se coloca encima una capa de agua de 2.5 cm. a la temperatura del asfalto. Se coloca la charola sobre un recipiente de mayor tamaño que también contenga agua a la misma temperatura. Se toman seis partículas de material de ½ plg. a ¾ plg. Se sumergen y se mantienen presionados contra el asfalto durante 10 min. Si el promedio de las 6 partículas tiene un porcentaje de cubrimiento mayor al 90% la adherencia es aceptable.

Dureza Para conocer la dureza se utilizan diferentes pruebas como la de desgaste, de densidad y de forma partícula.

Desgaste Estas pruebas consisten en colocar al material dentro de un cilindro de acero hueco junto con bolas de acero. Se hace girar un determinado número de vueltas y al final se ve la cantidad de partículas finas. Con esto se calcula el porcentaje de desgaste.

Forma de la partícula Se realiza esta prueba para determinar el porcentaje de partículas en forma de aguja, o de laja ya que estas al recibir cargas tienden a romperse con facilidad y afectan de manera negativa a la resistencia (Olivera, 1994).

Densidad Si un material tiene una densidad menor a 1.8 es decir un peso volumétrico suelto menor a 1500 Kg. /cm². presenta problemas al ser utilizado en las capas de una vía terrestre. Son de baja resistencia y presentan rebote, lo cual genera deformaciones y agrietamientos en la superficie de rodamiento (Ing. Carlos Crespo).

Destilación Esta prueba se realiza en asfaltos rebajados y emulsiones. Para poder realizar esta prueba se coloca el material en un recipiente que se conecta a un

refrigerante. El recipiente se calienta y los materiales más volátiles se evaporan. Al pasar por el refrigerante se condensan y se dirigen a una probeta. Debe tener un termómetro para ver la temperatura al caer la primera gota, y luego se conoce el volumen que ha caído mediante determinadas temperaturas. Con esto se conoce el tipo de rebajado.

Penetración Se realiza en cementos asfálticos con un penetrómetro que pesa 200 g. y en el extremo inferior tiene una aguja. El material asfáltico debe de estar en una cápsula a una temperatura de 25 °C. Se pone en contacto la aguja con el material y después de 5 segundos se revisa la penetración de la aguja.

Viscosidad Esta prueba se realiza a emulsiones, rebajados y cementos asfálticos. Sirve para conocer la dificultad de un producto asfáltico a pasar por un orificio de características especificadas. Se efectúa con el viscosímetro, para ver el tiempo que tarda el producto asfáltico en llenar un matraz aforado de 60 cm^3. después de pasar a la temperatura de prueba. Este tiempo en segundos se denomina grados de viscosidad.

Punto de inflamación Olivera (1994), dice que el punto de inflamación sirve para los cementos y los rebajados asfálticos. A partir de esta prueba se deduce el tipo de solventes que contiene el producto. Se utiliza la copa Tag o la copa Cleveland. En ellas se calienta el producto hasta que se inflama al pasar por la superficie un mechero. Se reporta la temperatura de la primera flama y de la inflamación.

Asentamiento La prueba del asentamiento sirve para saber si las emulsiones son estables. Para realizar esta prueba, se necesitan 500 g. de emulsión en una probeta que se tapa herméticamente y se deja reposar durante 5 días. Al término de los 5 días con una pipeta se extraen 50 g. y por evaporación se calcula el porcentaje de cemento asfáltico. Se tiran 400 g. de muestra y con los últimos 50 g. se realiza el mismo procedimiento que con los primeros 50 g. la diferencia de los contenidos de asfalto de la parte inferior y superior es el asentamiento.

Acidez y carga de la partícula Para saber si las emulsiones son aniónicas o catiónicas. Se realizan dos pruebas diferentes. En la primera se utiliza papel

tornasol. En la segunda se hace pasar una corriente eléctrica por la emulsión por medio de un potenciómetro.

Pruebas de control Las pruebas de control permiten verificar la calidad de las obras y se utilizan las mismas pruebas que las de clasificación. Sin embargo también hay pruebas específicas de control para conocer el grado de compactación en las diferentes capas de una estructura vial. Es importante conocer los pesos volumétricos de campo y los pesos volumétricos de laboratorio.

Compactación Según Juárez y Rico (1986), la compactación es un proceso mecánico para reducir el volumen de los materiales, con el fin de que sean resistentes a las cargas. La reducción de volumen del suelo se lleva a cabo utilizando maquinaria especializada. Una vez terminada la compactación de alguna capa de la sección estructural es necesario verificar si se alcanzó el peso volumétrico marcado en el proyecto. El grado de compactación es la forma de medir la compactación alcanzada. Se define como la relación en porcentaje del peso volumétrico seco que se tiene en la obra y el peso volumétrico seco máximo que se obtiene en el laboratorio. Por lo tanto es necesario efectuar pruebas de campo y de laboratorio. Por lo regular el cuerpo del terraplén tiene que alcanzar una compactación mínima de 90% y las capas subyacentes un mínimo de 95%.

Pruebas de compactación en el campo Las pruebas de campo sirven para encontrar el peso volumétrico seco alcanzado en la obra. Se realiza un sondeo a cielo abierto con una profundidad igual al espesor de la capa y con un ancho igual a 3 ó 4 veces del tamaño máximo del agregado. El material que se extrae se coloca en una charola para Pruebas de Laboratorio 58conocer el peso húmedo y se toma otra pequeña muestra para conocer su humedad. Con estos datos se obtiene su peso seco. Se tiene que calcular el volumen vaciando arena con granulometría uniforme en el lugar del sondeo. Teniendo el peso seco y el volumen se calcula el peso volumétrico seco.

Pruebas de compactación de laboratorio Para encontrar el grado de compactación se requieren los datos de laboratorio para ser comparados contra el peso volumétrico seco encontrado en el campo. Las pruebas hechas en laboratorios son de dos tipos: estáticas y dinámicas. Las pruebas estáticas son aquellas en las que se compacta el espécimen con una presión por medio de una placa que cubre toda la superficie del molde. Las pruebas dinámicas son aquellas en las que el espécimen se elabora compactando el material por medio de pisones con un área menor a la sección del molde (Olivera, 1994).

Equivalente de arena Esta prueba, sirve para conocer la presencia de materiales finos en el suelo. Al realizar esta prueba, se encuentra el porcentaje de materiales finos indeseables, principalmente de arcillas que en contacto con el agua provoca daños en el pavimento.

7.6 Métodos de compactación en obra. Equipos que se utilizan

Maquinarias de Movimiento de Tierras:

Las maquinarias de construcción de cimentaciones, clasificación. Campo de utilización

Entre los diversos equipos existentes existe una gama dedicada a la ejecución de las cimentaciones de las edificaciones, recordando que las mismas pueden ser superficiales y profundas. Las cimentaciones superficiales pueden ser a su vez aisladas (fosos de cimentación) o corridas (zanjas de cimentación) las que

inicialmente deben ser excavadas y posteriormente ser hormigonadas. En al caso de las profundas pueden ser ejecutadas con pilotes hincados o pilarotes ejecutados “in situ” o mediante hinca de tablaestacas los que luego son hormigonados. Por lo antes expresado, en la construcción de cimentaciones intervienen máquinas de movimiento de tierra ya estudiadas (buldóceres, retroexcavadoras, excavadora Jaiba o Almeja) y máquinas especiales como los equipos hinca pilotes y tablaestacas denominados Martinetes, así como máquinas multipropósitos como las de la firma francesa “BENOTO”, que excavan, encamisan, colocan el acero de refuerzo y hormigonan los pilotes o pilarotes ejecutados “in situ”.

Luego la Clasificación de las maquinarias de ejecución de cimentaciones:

Las que realizan las excavaciones de las cimentaciones superficiales
Las que ejecutan la hinca de pilotes y tablaestacas (Martinetes)

Caracterización y Campo de Aplicación de estas maquinarias:

1, De las excavadoras (BE, RE y JB)

Los **BE** se emplean para hacer excavaciones en trincheras para ejecutar cimientos en balsa

Las **RE** son las excavadoras más usadas para excavar cimentaciones superficiales, tanto de los fosos para cimentos aislados como para hacer zanjas de cimentación para los cimientos corridos

Las Excavadoras **Jaiba o Almeja** se emplean para hacer excavaciones profundas como las que requieren las pilas de los puentes, excavaciones de cimientos profundos en zonas urbanas restringidas, etc.

2, De Los **Martinetes:**

Los **Martinetes** generalmente accionados por una masa percutora que trabaja por el sistema Diésel, en Cuba los más usados son procedentes de la firma alemana **DELMAG**, modelos D 5, D 12 y D 22, pequeño, mediano y grande,

respectivamente. Son los encargados de hincar los pilotes de hormigón en el terreno, empleados en las cimentaciones profundas.

Máquinas multipropósitos de la firma **BENOTO**, francesa, empleadas en la ejecución de pilotes y pilarotes “in situ”, encargadas de excavar los posos de diferentes diámetros (de 0,15 m a 1,50 m), mediante una cuchara prensil o jaiba, efectuar el encamisado y des encamisado, de colocar el acero de refuerzo que requiere el pilote, así como de realizar el hormigonado auxiliándose de una tolva o tremie, en caso de que se sobrepase el NMF.

- Excavadoras (Buldóceres (BE), excavadora Frente de Pala (FP), Retro excavadoras (RE), Dragalina (DG), Jaiba o Almeja (JB), Traíllas (TS) y Mototraíllas (MT)

- Cargadores (CG, CE y RC)

- Equipos de acarreo o transportación (CV y CFC)

- Niveladoras o motoniveladoras (MN)

- Compactadores (CI, CIV, CN, CNA, CPC y otros)

2. Máquinas de ejecución de cimentaciones:

a) Superficiales

Buldóceres (BE), retro excavadoras (RE), excavadora Jaiba o Almeja (JB) y Dragalinas (DG)

b) Profundas:

Máquinas hinca pilotes y tabla estacas

Máquinas multipropósito (BENOTO)

.2 Precauciones que deben tomarse en la compactación.

Factores que influyen en la compactación de los suelos.

La compactación depende de una serie de características y condicionantes propias del método de compactación que se utilice, de las condiciones en que se ponga el suelo antes de compactarlo y otras que se mencionan en este inciso. En rigor esas características siguen siendo válidas para los procesos de compactación en el laboratorio.

-La naturaleza del suelo es obviamente altamente influyente en el proceso. En este caso, al igual que en toda la tecnología de materiales térreos, prevalece la esencial diferencia entre los suelos de estructura simple y forma equidimensional, comunmente denominados en los libros gravas, arenas y limos no plásticos y los suelos de formas generalmente laminares y cuya estructuración obedece a efectos eloctroquímicos, llamados usualmente limos plásticos o arcillas.

Todo proceso de compactación implica una doble acción sobre a estructura de los suelos. En primer lugar será preciso romper y modificar la estructura original que el suelo tenía n el lugar de donde fue recogido; en segundo lugar, habrá que actuar sobre él, modificando la disposición o acomodo de. sus grumos o partículas, para hacer que el conjunto adopte 1a nueva estructura, más densa. Es dudoso pensar que los efectos de compactación alcancen en suelos finos a disgregar los grumos en sus partículas individuales y es posible que sea más conveniente hablar de estructura de grumos, antes que de estructura de partículas.

En el caso de los suelos arenosos, tal como se denominará en este trabajo en lo sucesivo a los del primer grupo arriba mencionado, la actuación sobre una estructura simple original (análoga a la de un montón de canicas o a la de un común montón de grava) no puede producir más que otra estructura simple, más densa. Como se sabe esta estructura es básicamente estable ante la absorción o pérdida de agua, presenta la compresibilidad típica de estos suelos (debida a simple acomodo por pequeños colapsos ya ruptura de partículas o flujo plástico del material, en casos extremos de altos niveles de esfuerzo) y presenta una

resistencia fundamentalmente dependiente de la compacidad alcanzada (aunque, como se sabe, es también influenciada en forma apreciable por la angulosidad de los granos) , la que para todos los efectos prácticos se mantiene en tanto no se modifique esa compacidad. De esta manera la compactación creciente de estos suelos suele conducir a formaciones cada vez menos compresibles y más resistentes; el carácter disgregado de la estructura no hace a estos suelos proclives al agrietamiento. si fuera posible en temas de compactación hacer una afirmación de carácter tan general, casi podría decirse que en estos suelos cuanto mayor sea la compactación se obtienen mejores comportamientos. Pero aún en ellos se encuentran inmediatamente acotaciones a tanta generalidad; una, podría ser la ya mencionada sobrecompactación de materiales ligeros, que los transforma en pesados si se rompen las partículas; otra, aunque menos frecuente podría ocurrir al emplear presiones tan altas que se llegara a producir flujo plástico en las aristas de los granos o ruptura de partículas "duras" y podría haber otros casos.

En los suelos arcillosos, la ruptura de las estructuras iniciales, generalmente muy complicadas especialmente si el banco de suelo original Contiene suelos transportados, seguida del Posterior reacomodo que dá la compactación para lograr una estructura nueva más densa, produce de nuevo estructuras muy elaboradas, compresibles, tanto más inestables al absorber agua cuanto más densificadas y más rígidas a compactación creciente; la resistencia de estos suelos tiende a aumentar con la compactación (si bien esta no es regla sin importantes excepciones) , pero esa resistencia Podrá perderse en gran medida si el suelo, a expensas del potencial de succión adquirido al ser compactado, toma agua y se expande.

En este tipo de suelos actúan con toda su fuerza las ideas expresadas más atrás, de las contradicciones entre los diferentes objetivos de la compactación.

La energía de compactación es otra de las variables del proceso que ejercen una gran influencia sobre el mismo; sin embargo, no es fácil en general, conocer el valor exacto que se está empleando en un momento dado; por el contrario, es fácil tanto en el campo como en el laboratorio, modificarla de modo graduable, dados los procedimientos actualmente en uso en ambas técnicas.

La energía puede cuantificarse en términos absolutos, aunque en forma aproximada por razones prácticas, en 108 procesos de compactación en el laboratorio que impliquen el Uso de pruebas de impactos causados por la caída de un pisón. La fórmula que proporciona el valor de la energía específica en ese caso es:

$$Ee = \frac{N\,n\,W\,h}{V} \qquad \left(\frac{Kg - cm}{cm^3}\right)$$

Figura (1)

Donde:

- Ee, es la energía específica, medida en unidades apropiadas en relación con una unidad de volumen del terreno al que se está entregando esa energía.

- N, es el número de golpes del pisón compactador que se dá a cada una de las capas en que se acomoda al suelo en el molde de compactación que se utiliza en el laboratorio.

- n, es el número de capas que se dispone para llenar el molde. W, es el peso del pisón compactador.

- h, es la altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.

- V, es el volumen total del suelo compactado, generalmente igual al del molde empleado para compactar.

La justificación de la fórmula (1) se considera evidente.

Con los procedimientos usuales de rolado en el campo, la energía no puede cuantificarse, pero si modificarse, modificando el peso y/o la presión de los equipos, el número de sus pasadas y el espesor de la capa que se compacta, fundamentalmente. En el caso de utilizar métodos vibratorios, también se puede influir sobre la energía entregada, según se comentará más adelante.

Cuando en el campo un equipo de compactación aplica energías de compactación que se consideren bajas, pueden implementarse algunas acciones para modificar esta situación; entre ellas están el recurrir a sobrepesos adicionales para aumentar el peso total del equipo; el aumentar la presión de inflado en caso del uso de rodillos de llantas; el reducir el espesor de la capa suelta por compactar; el aumentar el número de pasadas; el modificar el contenido de agua del suelo por compactar (casi siempre para aumentarlo) o el hacer modificaciones en la velocidad de arrastre de los equipos o en frecuencias, amplitudes u otros factores, en caso de usar vibración.

Es claro que cada uno de estos cambios puede tener implicaciones indeseables, por lo que no es aplicable realizarlos sin un balance general del problema. Algunas de las implicaciones más frecuentes se comentarán en lo que sigue.

-El contenido de agua con que se compacta el suelo tiene una influencia determinante, tanto en los procesos de compactación de campo como en el laboratorio. Esta influencia fué ya reconocida por Proctor, Porter y otros pioneros quienes la establecieron en los términos prácticamente actuales, midiendo la compactación por el peso volumétrico seco alcanzado en cada caso. La Fig. I muestra la bien conocida relación que se establece entre el peso volumétrico seco del suelo compactado y el contenido de agua del mismo, cuando se emplea una cierta energía de compactación.

La curva de compactación presenta formas relativamente similares para los diversos modos de compactar. Existen diversas explicaciones de dicha forma, de diferentes grados y complejidad. Una, es la que sigue:

Cuando el contenido de agua es muy bajo, este elemento se encuentra en el suelo en forma capilar, produciendo impresiones interparticulares tanto más fuertes cuanto -más finos sean los suelos, lo que conduce a grumos muy difícilmente desintegrables o a dificultad de reacomodar.

Tema 8: CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDA

8.1 Teoría de capacidad de carga de Terzaghi y Mayorhof

La capacidad de carga final de una base puede determinarse usando la teoría de comportamiento, por lo que se postula un mecanismo de falla y la presión que causa la falla en el suelo se expresa en términos de la resistencia al cizallamiento movilizada en el fallo y la geometría del problema. Muchos fueron los estudiosos que plantearon formulaciones matemáticas para resolver la capacidad de carga en la base de las cimentaciones superficiales, entre las más empleadas en la actualidad se encuentran las de Terzaghi Meyerhof.

Teoría de Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad Df de la cimentación es menor o igual al ancho de la misma.

En la forma presentada por Terzaghi, la solución de capacidad de carga puede aplicarse estrictamente solo a los casos en que el manto freático es profundo; las tensiones totales son iguales a todas las tensiones efectivas y los parámetros de tensión de corte deben expresarse en términos de tensión efectiva.

Terzaghi desprecia la resistencia al corte del suelo situado sobre la profundidad de cimentación Df al que se considera como una sobrecarga actuando sobre la cimentación:

q =γ∗Df **(1.1)**

Donde:

q = Carga

γ = Peso específico del suelo

Df = Profundidad del desplante

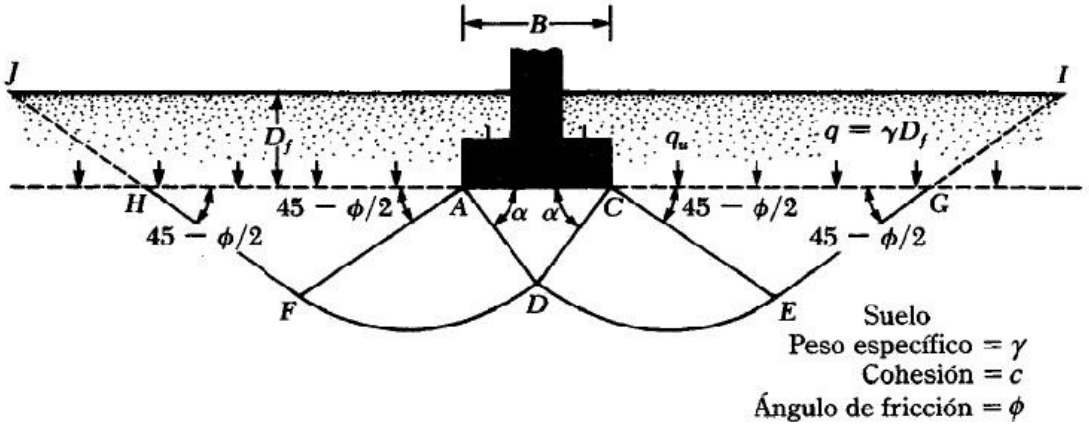


Figura 1.1: Modelo de falla según Terzaghi

La zona bajo la cimentación puede separarse en tres partes como se muestra en la Figura 1.1:

1. La *zona triangular ACD* (estado activo) inmediatamente debajo de la cimentación.

2. Las *zonas de corte radiales ADF y CDE*, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.

3. Dos *zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG*.

Usando el análisis de equilibrio Terzaghi expresó la capacidad de carga última de la siguiente forma:

qbr=CNc+γdNq+0,5 γBNγ **(1.2)**

Donde:

qbr: Máxima capacidad de carga, kN/m2

C: Cohesión efectiva, kPa

γ: Peso específico, kN/m3

d: Profundidad del cimiento, m

B: Ancho del cimiento, m

Nc, Nq, Nγ: Factores de capacidad debido a la cohesión (c), a la sobrecarga (q) y al peso del suelo (γ), y se obtienen en función del ángulo de fricción interna (φ).

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi se modificaron para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (Df), e inclinación de la carga.

A partir de las consideraciones de Terzaghi, otros autores e instituciones prestigiosas (Brinch - Hansen 1961,1970; Sokoloski 1960; SNIP 1984; ANSI 1980; Eurocódigo 1997), han coincidido en la estructura de la expresión, observándose algunas variaciones en cuanto a los valores de los factores de capacidad (Nc, Nq, Nγ) a partir de considerar distintos modelos de falla.

Los factores Nc, Nq, Nγ están en función del ángulo de fricción interna φ. Para el caso particular de Nγ, el intervalo de valores es muy amplio dependiendo de los autores, las condiciones de los suelos analizados, y de las regulaciones establecidas en cada país.

En la actualidad existen tres tendencias para el análisis de Nγ. La tendencia clásica, representada por Brinch Hansen y Meyerhof, cuyos valores son los más bajos y conservadores de todos; otro grupo de valores propuestos por autores más jóvenes, y que en la mayoría de los casos se encuentran incluidos y respaldados por Normas y Códigos de reconocido prestigio internacional, cuyos valores recomendados de Nγ son superiores a los 9 clásicos, y existe un tercer grupo de autores que recientemente se salen un poco fuera de la media de los valores de Nγ propuestos como posibles por los autores anteriores llegando a obtener cifras mayores considerablemente, y que no han sido admitidos por

normativa alguna y quizás por el propio hecho de ser demasiado osados en sus cálculos. Todos estos autores, sin excepción, han obtenido un resultado común, y es el aumentar el valor de Nγ respecto a los valores clásicos. (Quevedo & Gonzales-Cueto, 2000).

Con el objetivo de corregir la expresión y lograr una mayor aproximación a los datos experimentales se han planteado algunas correcciones sobre la base de considerar factores de influencia que Terzaghi no tuvo en cuenta.

Teoría de Meyerhof

Meyerhof propone considerar la carga centrada en un ancho menor al real considerando que una faja de cimiento de ancho 2e no contribuye a la capacidad de carga, recomendando sustituir B por B´=B-2e **(1.3)**. Además considera todo el terreno por encima del nivel de cimentación, tomando el mecanismo de falla de la siguiente forma:

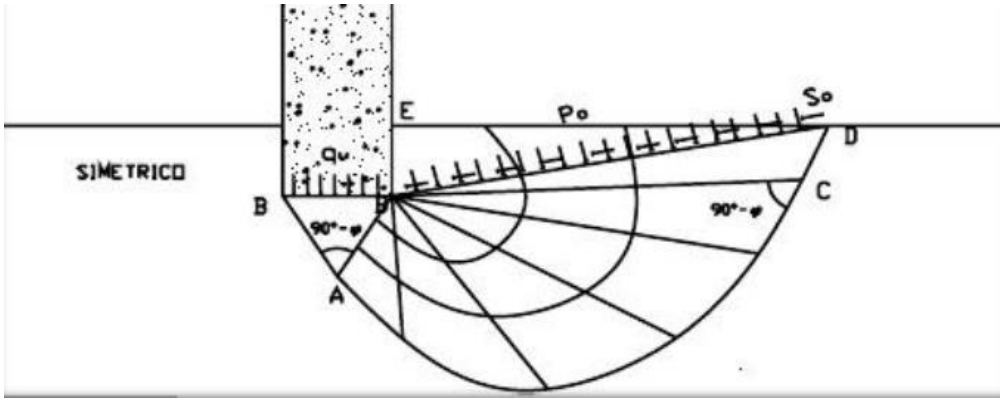


Figura 1.2: Modelo de falla según Meyerhof.

El mecanismo de falla de una cimentación a poca profundidad está dividido en tres cuñas:

La primera ABB´ es una cuña de esfuerzos uniformes que se puede considerar en estado activo (Rankine).
La segunda ABC es una cuña limitada por una curva de espiral logarítmica y es una zona de esfuerzo cortante radial.

La tercera BCDE es una cuña que se considera en estado pasivo (Rankine). La línea BD es llamada Línea de Meyerhof y se considera que en esta superficie actúan los esfuerzos normales Po y los tangenciales So producto de la cuña BDE. Llegando Meyerhof a la siguiente fórmula para determinar la capacidad de carga del suelo en un cimiento:

qbr=CNc+PoNq+0,5 γBNγ **(1.4)**

Donde:

Po: Esfuerzos normales.

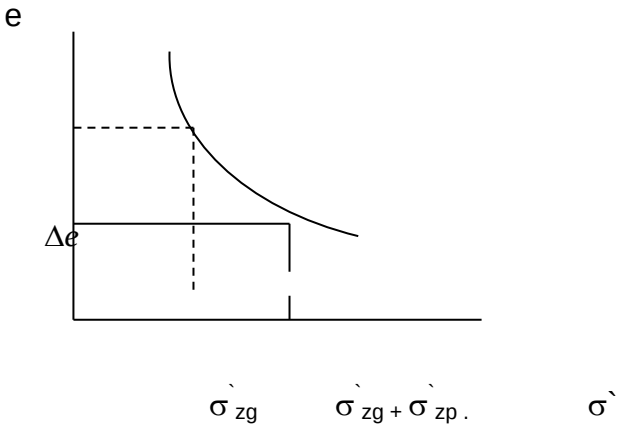
Teniendo Po ≠γh y Nc, Nq, Nγ, un valor numérico diferente a los de la teoría de Terzaghi y no dependen únicamente del ángulo de fricción interna (φ), sino también de la profundidad, forma de la cimentación y aspereza de su base.

En Cuba se trabaja principalmente con las formulaciones matemáticas de Brinch – Hansen ya que son las que se adecuan más a las condiciones del país.

8.2 Esfuerzo y asentamiento

Los asentamientos en el suelo.

El asentamiento se calcula usando el esfuerzo inicial ($\sigma`_{zg}$) promedio, el incremento de esfuerzo promedio ($\sigma`_{zp}$) y la curva de $\sigma`$ -e que se obtuvo del ensayo de consolidación. Es decir que el asentamiento estará estrechamente ligado al estado tensional presente en el suelo. $\sigma`_{zg}$ y $\sigma`_{zp.}$



Nos corresponde a nosotros entonces determinar, en función de la variación de tensiones el asentamiento que pueda ocurrir en el estrato.

Observación de los asentamientos

8.3 Presión admisible en el suelo

La presión admisible o de trabajo (σ_{adm}) es la máxima tensión que se puede transmitir al terreno sin que la estructura sustentada sufra daños.

Hasta épocas relativamente recientes las cimentaciones se proyectaban con las presiones de trabajo deducidas de la experiencia local. Estas presiones eran en general conservadoras y por ello los fracasos no eran muy frecuentes.

Al aumentar la altura de los edificios y la importancia de las cargas este método empezó a ser muy arriesgado, motivando el desarrollo de unas bases científicas de proyecto.

Estas bases se presentan a lo largo de los siguientes apartados, y como se verá hacen poder redefinir la tensión admisible como aquella que se aleja de la presión de hundimiento en base a un factor de seguridad mínimo ($adm = p_h/FS$), y al mismo tiempo da lugar a un asiento admisible.

La forma de proyectar en función de un valor de la presión admisible deducido de la experiencia local, hoy en día únicamente está justificada frente estructuras de poca envergadura, como viviendas unifamiliares o estructuras provisionales aunque con frecuencia se utiliza en la práctica en otros ámbitos. Esta metodología de cálculo sigue los siguientes pasos:

1. Estimar una presión admisible. Esto se puede hacer basándose en la experiencia del proyectista o utilizando tablas que recogen presiones admisibles en función del tipo de terreno como la de la Tabla 4.1 procedente de la normativa española de acciones en la edificación, AE-88.

2. Calcular la distribución de presiones bajo la cimentación. Para ello se puede suponer una distribución lineal obtenida por equilibrio. Esta distribución se puede determinar en función de las dimensiones de la de zapata o mediante un predimensionado.

3. Igualar la presión máxima transmitida al terreno a la presión de trabajo admisible y así obtener las dimensiones de la cimentación (aunque aún puede ser necesaria alguna iteración). Si se ha realizado el paso anterior mediante un predimensionado se compara el valor de la presión transmitida con el de la admisible entrando en un proceso iterativo hasta ajustar ambos valores.

En referencia a este procedimiento de cálculo, la normativa española AE-88 permite, en el caso de cargas excéntricas que provoquen distribuciones de presiones no uniformes, que en los bordes se aumente la tensión admisible en

un 25% siempre que la presión en el centro de gravedad de la superficie de apoyo no exceda de la presión admisible.

En la Figura 4.5 se puede ver la representación de tensiones bajo una zapata que está sometida a un esfuerzo axil *V* y un momento *M*. En este caso se ha supuesto una ley lineal -que es lo que se hace habitualmente- para simplificar los cálculos y podemos observar que $_1$ es la máxima tensión ($_{max}$) transmitida al terreno y $_2$ es la tensión mínima ($_{min}$).

Para construcciones de poca relevancia la cimentación se puede predimensionar e incluso calcular a partir de la presión admisible. El procedimiento básico a seguir es el que se muestra a continuación:

1. Identificar la presión admisible del terreno.
2. Predimensionar la cimentación (ancho x largo, *a*x *b*, *a*≤*b*).
3. Comprobar que la tensión máxima es menor o igual a la admisible: $_{max} \leq _{adm}$. Si no se cumple se debe volver al paso 2 y predimensionar la zapata.

Este procedimiento puede modificarse y simplificarse según se indica más adelante.

Se supone que nuestra cimentación es rectangular (*a* x *b*) y está sometida a un esfuerzo axil *V* y un momento *M*. Se puede dividir la tensión total en sumas de dos tensiones, una para cada esfuerzo (Figura 4.6), donde se cumple que:

Carga vertical *V*: Proporciona una distribución uniforme de tensiones.
Momento *M*: Proporciona una variación lineal.

Fácilmente se puede deducir las expresiones siguientes:

a) $_1 \; V \; M$ y $_2 \; V \; M$

b) $_V$ $\frac{1}{2}\frac{2}{}$ y $_M$ $\frac{1}{2}\frac{2}{}$

Para conocer σ_V y σ_M se impone equilibrio. Sabiendo que *Fuerza* = *Tensión* x *Superficie* y que

Momento = *Fuerza* x *distancia* = *Tensión* x *Superficie* x *Distancia*, se obtiene:

$V = \sigma_V\, ab$;

$$\sigma_V = \frac{V}{ab}$$

$$M = \frac{1}{2}\,\frac{b}{2}\,\sigma_M\, a\, \frac{b}{2}\,\frac{2}{3}\cdot 2 = \frac{1}{6}\,\sigma_M\, b^2 a \,;$$

$$\sigma_M = \frac{6M}{ab^2}$$

Una vez se conocen las expresiones de σ_V y σ_M se pueden obtener las de σ_1 y σ_2 que son las que se necesitan para comprobar que $\sigma_1 \le \sigma_{adm}$:

$$\sigma_1 = \frac{V}{ab} + \frac{6M}{ab^2} \quad \text{y} \quad \sigma_2 = \frac{V}{ab} - \frac{6M}{ab^2}$$

De este modo, si se quiere calcular una cimentación mediante el método de la tensión admisible, se tienen que realizar los siguientes pasos.

a) Definir unas dimensiones de zapata (*a*,*b*) según un criterio lógico.

b) Calcular σ_1 y σ_2 a partir de los esfuerzos *V* y *M*.

c) Comprobar que $\sigma_1 \le \sigma_{adm}$ para estar del lado de la seguridad.

d) Comprobar que $\sigma_2 > 0$.

Otra manera de proceder para realizar un predimensionado de las dimensiones de la cimentación sería calcular las dimensiones de la zapata (*a* y *b*) dejándolos en función de los esfuerzos *V* y *M* y σ_1 y σ_2. El inconveniente de este método y el motivo del porqué no se hacen así, es porque no se conoce el valor de σ_2.

$$b = \frac{6M}{V}\,\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2}\,; \qquad a = \frac{V^2}{3M}\,\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{(\sigma_1 + \sigma_2)^2}$$

1 1

En ocasiones, lo que sí se puede hacer es despejar *2* y *b*:

$$V\ b\ \frac{V^2\ 24aM_1}{2a_1}\ \sqrt{}$$

$$V\ 6M$$
$$\overset{2}{a}b\quad ab^{2}$$

El procedimiento, en este caso, es el siguiente:

a) Se fija la dimensión *a* de la zapata y se obtiene la otra dimensión *b*. No se acepta que *b* < *a* porque esto implicaría que se ha excedido dimensionando a. También se ha de tener en cuenta que *b* no sea mucho mayor que *a*.

b) *2* es una tensión que si es positiva ya es correcto.

Si *2* es negativo implica que hay una zona traccionada debido a que la carga es muy excéntrica. Esta zona traccionada puede entenderse como si el terreno tirara hacia abajo de la cimentación, lo cual no es posible. Esta situación es desaconsejable porque se desaprovecha la reacción del terreno y se producen giros. Sin embargo es difícil de evitar, por ejemplo, en zonas de medianería, donde es complicado centrar las cargas.

En el caso de que se produzcan tracciones *(2* < 0), el problema se resuelve haciendo el equilibrio mostrado en la Figura 4.7, donde se observa que se han anulado los valores negativos.

Tabla 4.1 Presiones admisibles en el terreno de cimentación (AE-88)

Naturaleza del terreno	**Presión admisible en kg/cm2, para profundiad de cimentación en m de:**				
	0	0.5	1	2	**3**

1. Rocas **(1)**					
No estratificadas	30	40	50	60	**60**
Estratificadas.	10	12	16	20	**20**
2. Terrenos sin cohesión **(2)**					
Graveras	-	4	5	6.3	**8**
Arenosos gruesos	-	2.5	3.2	4	**5**
Arenoso finos	-	1.6	2	2.5	**3.2**
3. Terrenos coherentes					
Arcillosos duros	-	-	4	4	**4**
Arcillosos semiduros	-	-	2	2	**2**
Arcillosos blandos	-	-	1	1	**1**
Arcillosos fluidos	-	-	0.5	0.5	**0.5**
4. Terrenos deficientes **Fangos** **Terrenos orgánicos** **Rellenos sin consolidar**	**En general resistencia nula, salvo que se determine experimen- talmente el valor admisible.**				

Observaciones:

(1) a) Los valores que se indican corresponden a rocas sanas, pudiendo tener alguna grieta.

b) Para rocas meteorizadas o muy agrietadas las tensiones se reducirán prudencialmente.

(2) a) Los valores indicados se refieren a terrenos consolidados que requieren el uso de pico para removerlos.

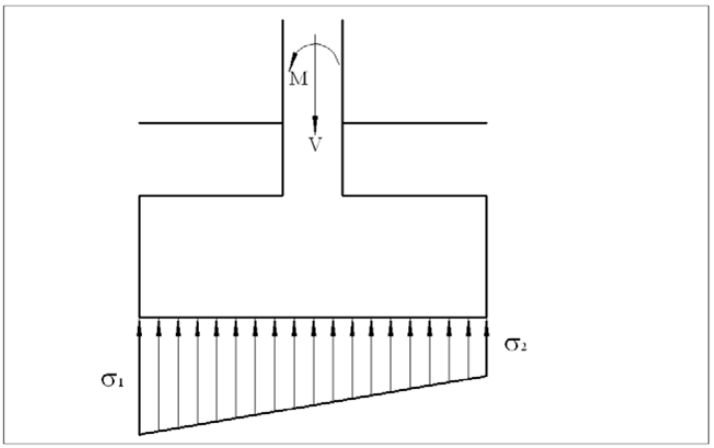
Para terrenos de consolidación media en que la pala penetra con dificultad, los valores anteriores se multiplicarán por 0.8.

Para terrenos sueltos, que se remuevan fácilmente con la pala, los valores indicados se multiplicarán por 0.5.

b) Los valores indicados corresponden a una anchura de cimiento igual o superior a 1 m. En caso de anchuras inferiores, la presión se multiplicará por la anchura del cimiento expresada en metros.

c) Cuando el nivel freático diste de la superficie de apoyo menos de su anchura, los valores de la tabla se multiplicarán por 0.8.

Figura 4.5 Distribución de tensiones bajo una zapata



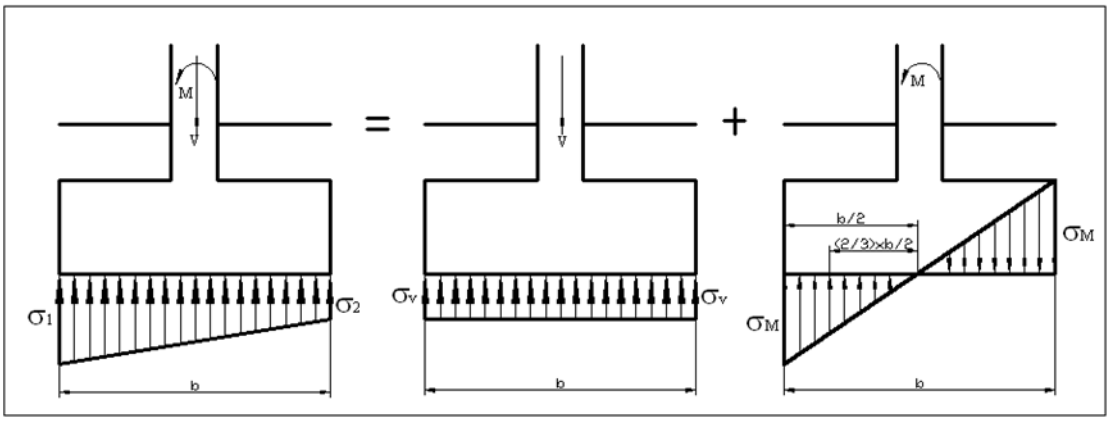


Figura 4.6 Distribución de tensiones separadas (*V*: axil) + (*M*: Momento)

Así pues, por equilibrio:

$$V = \frac{1}{2}\sigma_1 sa \; ; \; M = \frac{1}{2}\sigma_1 sac \text{ y } c = \frac{b}{2} - \frac{s}{3}$$

Despejando la tensión principal y la dimensión *s*, (método de comprobación puro) se obtiene:

$$\sigma_1 = \frac{3Vba - 6Ma}{4V^2} \text{ y } s = \frac{3Vb - 6M}{2V}$$

Por el contrario, si se despeja *a* y *b* (método de dimensionamiento puro), se obtiene:

$$a = \frac{2V}{\sigma_1 s} \text{ y } b = \frac{2M}{V} + \frac{2}{3}s$$

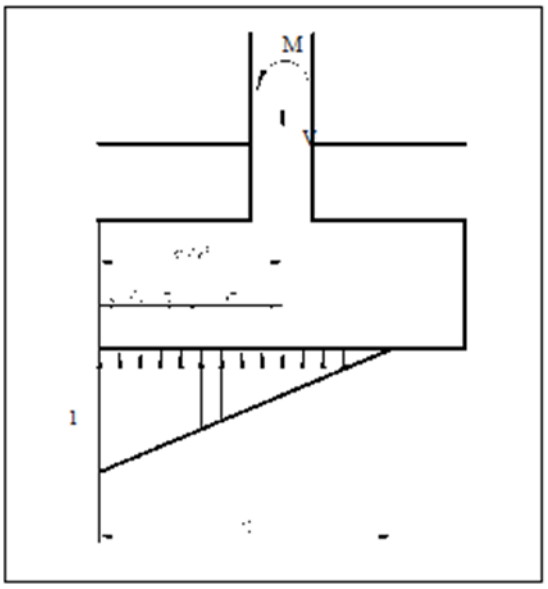


Figura 4.7 Distribución de tensiones con presencia de tracciones

El inconveniente de este procedimiento es que no se sabe cuánto vale *s*, de tal modo que es mejor emplear un método mixto:

$$4V^2 \quad 6M \quad a \quad b \quad \frac{1}{3V_1 a} \quad \text{y} \quad s \quad \frac{2V}{{}_1 a}$$

Los pasos para emplear el método mixto en este caso son:

a) Se predimensiona *a*.

b) Se dimensiona o calcula *b*. Para aceptar el valor de *b* tiene que estar comprendido en el siguiente rango *s*<*b*>*a* (si *b*<*s*, trabaja toda la sección, lo cual es más favorable como se ha dicho anteriormente). En el caso que *b*<*a* la zapata aguantaría pero se estaría desaprovechando la inercia del lado mayor.

En el caso de que el momento sea muy grande, se puede admitir que la tensión de cálculo *1*>*adm* en el borde de la zapata (hasta *1*=1.25*adm*) siempre y cuando la media cumpla que

$\leq_{adm}$. Esto se acepta porque esta tensión mayor se produce en un punto, mientras que el resto de la zapata no está tan solicitada. En el caso de que no exista momento, es decir, que la carga sea centrada, esto no se admite (de hecho, no es posible por la condición en el centro $\leq_{adm}$)

No obstante, cabe decir que la *adm* sólo se emplea para calcular cimentaciones de poca relevancia en las que deja del lado de la seguridad. Si tenemos una estructura con una carga muy importante, la *adm* sólo se emplea para predimensionar y se utiliza la *hundimiento*, que se estudiará en próximos apartados, para dimensionar.

8.4 Procedimiento racional para determinar la presión admisible y proyectar las cimentaciones

El diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales ha sido objeto de estudio para muchos investigadores, los cuales han desarrollado varios métodos de diseño con el objetivo de obtener resultados más cercanos a la realidad. A través del tiempo y con el desarrollo de la geotecnia, los métodos de diseño según su orden de aparición son: el Método de los Esfuerzos Admisibles, el Método del Factor de Seguridad Global, y el Método de los Estados Límites. A continuación, se hará un análisis de forma breve sobre cada uno de ellos. (Quevedo Sotolongo, González Cueto, & Dao Duc, Manual de Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales., 2012).

Método de los Esfuerzos Admisibles. (MEA)

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

$$Y_1 \leq Y_{2admisible} \qquad (1.1)$$

Donde

Y_1: Valor de tensiones actuantes, con sus valores normativos, debido a las cargas.

$Y_{2admisible}$: Valor de las tensiones admisibles del material con que se trabaja.

Para el caso específico del suelo, en Cuba se empleó por mucho tiempo, como ecuación de diseño de las cimentaciones la siguiente expresión:

$$P \leq R's \qquad (1.2)$$

Donde

P: Valor de las tensiones actuantes en el suelo por el efecto de las cargas normativas.

R's: Valor de la tensión admisible del suelo.

El valor de R's en este caso se determina de forma experimental y/o empírica, sin tener en cuenta varios factores que influyen de forma decisiva en la capacidad de carga del suelo y cuya seguridad respecto a la carga de rotura es muy alta, por lo que se supone un trabajo en la zona de comportamiento lineal del suelo.

Con el tiempo este método fue desechado, ya que con el mismo no se puede medir de forma exacta cual es la seguridad que se introduce en el diseño, además en el término que representa la acción de las cargas no se toma en cuenta la seguridad, y el modelo que se asume para el diseño se aleja demasiado del comportamiento real, por lo que con este procedimiento los diseños que se obtienen distan mucho de ser óptimos y racionales, siendo esto una razón más para la búsqueda de métodos de diseño más efectivos y económicos. (Quevedo Sotolongo, González Cueto, & Dao Duc, Manual de Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales., 2012)

Método del Factor de Seguridad Global. (MFSG)

Seguidamente el Método del Factor de Seguridad Global (MFSG), cuya ecuación general es:

$$Y_1 \leq Y_2 / K \qquad (1.3)$$

Donde:

Y_1: Función de las tensiones actuantes a partir de las cargas de servicio.

Y_2: Función de las tensiones resistentes determinada con los valores medios de los materiales.

K: Factor de seguridad global.

Para el caso específico de las cimentaciones la ecuación (1.3) toma la siguiente forma:

$$q_{act} \leq \frac{q_{br}-q}{\quad} + q'$$

(1.4)

Dónde:

q_{act}: Valor de tensión actuante a nivel de cimentación.

q_{br}: Capacidad de carga bruta del suelo con sus valores normativos.

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

$$q' = \gamma . D_f$$

(1.5)

El momento parte de introducir un único coeficiente que evalua todas las inexactitudes cometidas en la obtención de los distintos parámetros que intervienen en el diseño, y que determina cuanto se aleja el diseño de la zona de falla (Ver Fig. 1.1). Los valores de este factor K que se utilizan comúnmente en Cuba oscilan entre 2.5 ~ 3.5, y van a estar determinados por la relación que existe entre Y1 y Y2, los cuales se encuentran en función de los valores característicos de las cargas y medios de la resistencia; pudiéndose señalar que en la mayoría de los casos el valor empleado en la práctica es de K = 3.

En esta metodología se debe destacar que no se realiza ninguna comprobación, en cuanto al estado tensional de la base de la cimentación, ya que se toma como hipótesis que al aplicar un factor de seguridad global lo suficientemente grande, como 3, se garantiza que el estado tensional que se genera en la base es tal, que puede considerarse la misma como un medio linealmente deformable, y por tanto serán válidas las teorías clásicas que se emplean en la mayoría de los casos para el cálculo de los asentamientos.

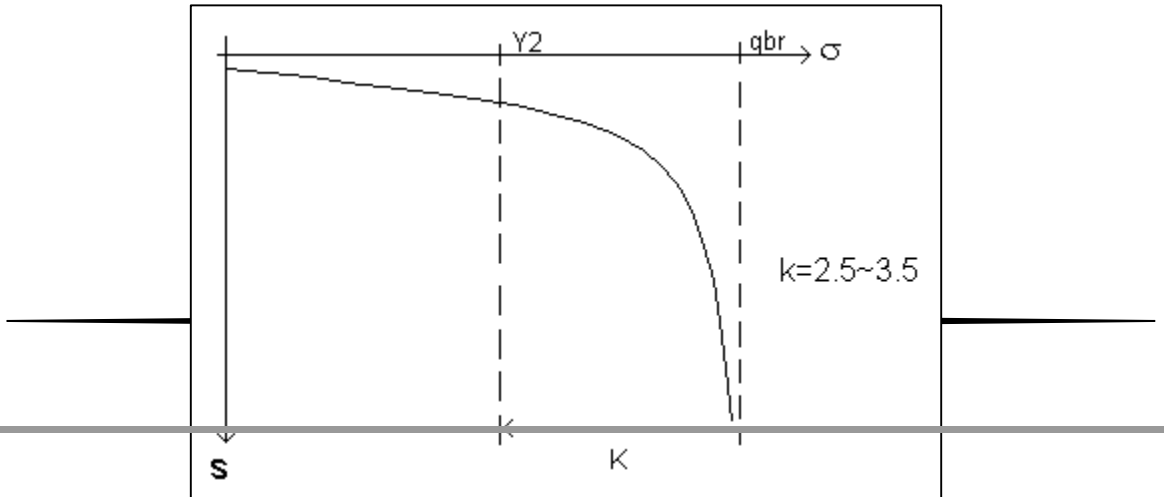


Figura 1.1: Modelo empleado en Método del Factor de Seguridad Global. Fuente: (Quevedo Sotolongo, González Cueto, & Dao Duc, Manual de Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales., 2012)

Lo expuesto anteriormente es algo que se aplicó en la práctica sin ningún tipo de complicación, en Cuba, por largo tiempo; por lo que, al parecer, con el empleo de estos coeficientes se garantiza el trabajo de la base en la zona de linealidad entre las deformaciones y las tensiones. Ahora, lo que realmente era necesario cuestionarse, si es racional obligar a la base de la cimentación a trabajar sin sobrepasar los límites de la zona de linealidad tanto para el criterio de deformación, como para el de estabilidad; y el tiempo demostró que este método, similar al enunciado anteriormente, no era el más adecuado y racional para el diseño de las Cimentaciones Superficiales. (Quevedo Sotolongo, González Cueto, & Dao Duc, Manual de Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales., 2012).

Métodos de los Estados Límites. (MEL)

En este método se establecen dos condiciones límites de diseño:

1er Estado Límite: Estado en que se diseña para lograr la resistencia y estabilidad de la estructura, con los valores de cálculo.

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

Los primeros trabajos sobre la aplicación de este método al diseño de las cimentaciones aparecen en la década de los 60, como resultado de investigaciones de varios científicos rusos como fueron D.E. Polshin, R.A. Tokar, V.V. Mixeev,

R.A. Ushakalov (Sotolongo, Aplicación del Métodode los Estados Límites en el diseño de las Cimentaciones Superficiales., 1987).

El método de los estados límites aplicado al cálculo de la base de las cimentaciones se fundamenta en la obtención de un diseño donde las cargas y las tensiones a las que está sometida la base, así como las deformaciones y desplazamientos que en ella se originan, en el período de construcción como durante su vida útil, estén cerca de los límites permisibles para cada caso y nunca sobrepasen ninguno de ellos. (Quevedo Sotolongo, González Cueto, & Dao Duc, Manual de Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales., 2012)

La ecuación que rige el diseño del 1^{er} Estado Límite es:

$$Y_1^* \leq Y_2^* / \gamma_S \qquad (1.6)$$

Dónde:

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

Y_2^*: Función de las cargas resistentes con su valor de cálculo para una probabilidad del 95 %.

γ_S: Coeficiente de seguridad adicional, que depende de las condiciones de trabajo generales de la obra y el tipo de fallo.

Para este Estado Límite se realiza el diseño como si fuera a ocurrir la falla y se garantiza su no existencia con la introducción de los coeficientes de seguridad.

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

En este método se les da respaldo matemático y estadístico a los coeficientes de seguridad, pero esto se hace de forma independiente, sin tener en cuenta la interacción entre las cargas y los materiales resistentes.Es decir, ambos términos

se analizan teniendo en cuenta la distribución normal, analizada para muestras pequeñas según la t de Student (Ver Fig. 1.2)

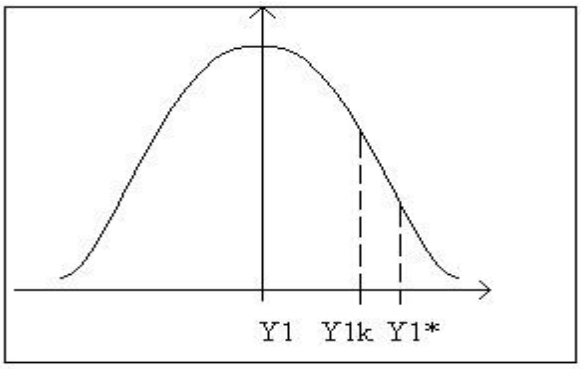


Figura. 1.2: Distribución estadística de la función Y1. Fuente: *(Quevedo Sotolongo, González Cueto, & Dao Duc, Manual de Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales., 2012)*

Para evaluar el valor real del coeficiente de seguridad que se introduce en el diseño, se puede analizar la ecuación (1.6) de la siguiente forma:

$$Y_{.1\gamma\ f} = \frac{Y_2}{\gamma_g}.\frac{1}{\gamma_s} \qquad (1.7)$$

Dónde:

Y_1: Función de las cargas actuantes.

Y_2: Función de las cargas resistentes.

γ_f: Coeficiente que toma en cuenta la seguridad introducida en el diseño debido a la acción de las cargas actuales, entre las medias y la de cálculo.

γ_g: Coeficiente que evalúa la seguridad en el diseño debido a las características resistencia de los materiale.

Posibilitándose definir un $K_{diseño}$ como:

$$K_{diseño} = \gamma_f \cdot \gamma_g \cdot \gamma_s \qquad (1.8)$$

Este valor es el que garantiza la no ocurrencia de la falla y permite evaluar la seguridad general que se introduce en el diseño.

La ecuación del 2do Estado Límite es similar:

$$Y_1 \leq Y_2 \text{ Límite} \qquad (1.9)$$

Donde

Y_1: Función de las deformaciones que se producen en la estructura.

Y_2 Límite: Función de las deformaciones límites permisibles en la obra.

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

$$P' \leq R' \qquad (1.10)$$

P: presión bruta del suelo

R: Presión Límite de Linealidad del suelo.

Garantizando que se satisfaga el cumplimiento de esta condición, se pueden calcular las deformaciones que sufre la estructura por métodos lineales, los cuales son los más empleados en la actualidad para este fin. Además, según se estable en la Norma Cubana, siempre que el parámetro deformacional que caracteriza el suelo sea el Módulo General de Deformación de la base Eo, es necesario chequear el comportamiento lineal del mismo, y esto ocurre en la práctica en la mayoría de los diseños que se realizan sobre arenas, por lo que esta condición debe ser verificada en la generalidad de los casos. De lo contrario será necesario pasar a valorar métodos para el cálculo de asentamientos que toman en cuenta el posible comportamiento no lineal del suelo, que en general, son de carácter más complejo.

Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) es un método de diseño en el cual las cargas de diseño se mayoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicando por factores mayores y menores que la unidad, respectivamente. En este método las cimentaciones se dimensionan de modo que las cargas mayoradas sean menores o iguales que las resistencias minoradas:

$$(\mathrm{RF}) * \mathrm{Rn} \geq \sum(\mathrm{LF})\mathrm{i} * \mathrm{Qi}$$

(1.11) Donde:

RF es el factor de resistencia.

Rn es la resistencia nominal (no minorada).

(LF)i es el factor de carga para una carga y combinación de cargas determinada

Qi es una carga de un tipo particular (por ejemplo, carga permanente, carga viva, etc.)

En el LRFD el objetivo es obtener un conjunto de factores de carga y resistencia que le permitan al ingeniero producir diseños con un índice de confiabilidad consistente. Por tanto, en la determinación de factores de carga y resistencia el índice de confiabilidad se debe fijar igual a cierto valor a fin de obtener una confiabilidad uniforme en la totalidad de un sistema estructural y geotécnico. (Berrocal Canchari & Alva Hurtado, 2013)

Capacidad de gravedad

La capacidad de carga o resistente del suelo puede definirse como la capacidad que tiene el suelo para soportar tensiones producidas por carga impuesta sin que se produzca la falla general por esfuerzo cortante o pérdida de estabilidad. (Sotolongo, Aplicación del Métodode los Estados Límites en el diseño de las Cimentaciones Superficiales., 1987).

Otros autores la definen como la carga por unidad de área bajo la cimentación, donde se produce la falla por corte, es decir, es la mayor presión unitaria que el suelo puede resistir sin llegar al estado plástico**.** (Amézquita-Jiménez, Jalixto-Cuyo, & Pampas-Quiroga, 2012)**.**

La capacidad de carga es de difícil evaluación, ya que depende de diferentes factores como son:

- Características geotécnicas del terreno, principalmente del ángulo de rozamiento interno y de la cohesión.
- Estratificación de las diferentes capas de suelo y la profundidad del nivel freático.
- Nivel de desplante de cimentación.
- Dimensiones del cimiento.
- Tipo de carga (dirección, excentricidad, periodicidad, etc.).

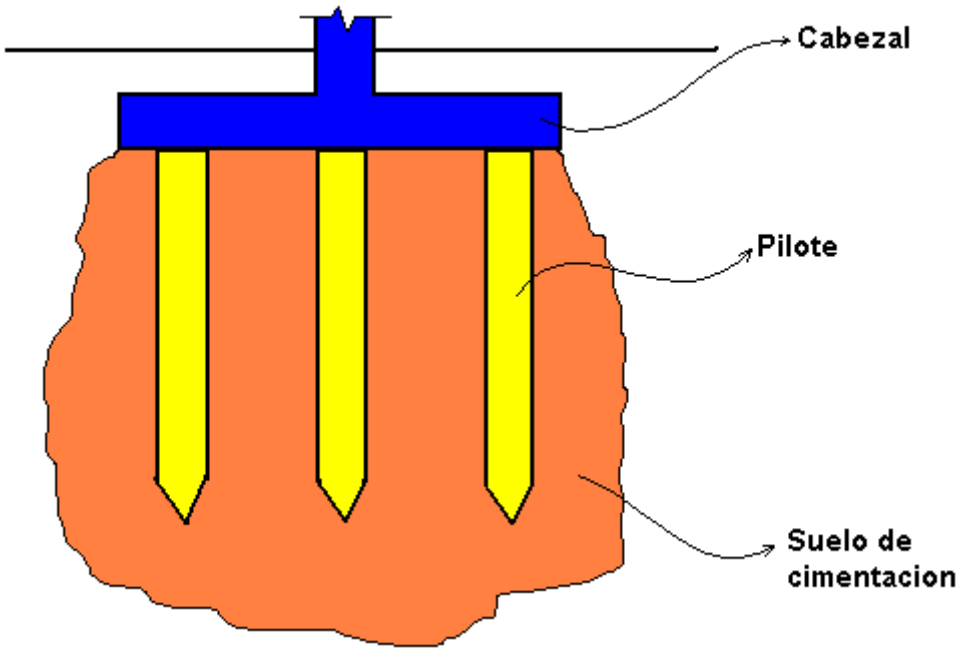
8.5 Nociones sobre pilotes. Tipos.

Dentro de las cimentaciones profundas se encuentran las cimentaciones sobre pilotes que comenzaremos a estudiar en la presente conferencia, dejando presente que, dada

la complejidad del tema, lo que se analizara en la asignatura solo serán los problemas más frecuentes relacionados con el diseño de cimentaciones sobre pilotes, impartiendo los conceptos básicos que le sirvan para comprender con posterioridad problemas más complejos.

Como se verá, las cimentaciones sobre pilotes se utilizarán en la práctica en problemas de relativa complejidad, normalmente con condiciones ingiero-geológicas complejas y/o sistemas de cargas actuantes con particularidades que traigan consigo la imposibilidad de resolver el problema con la utilización de cimentaciones superficiales.

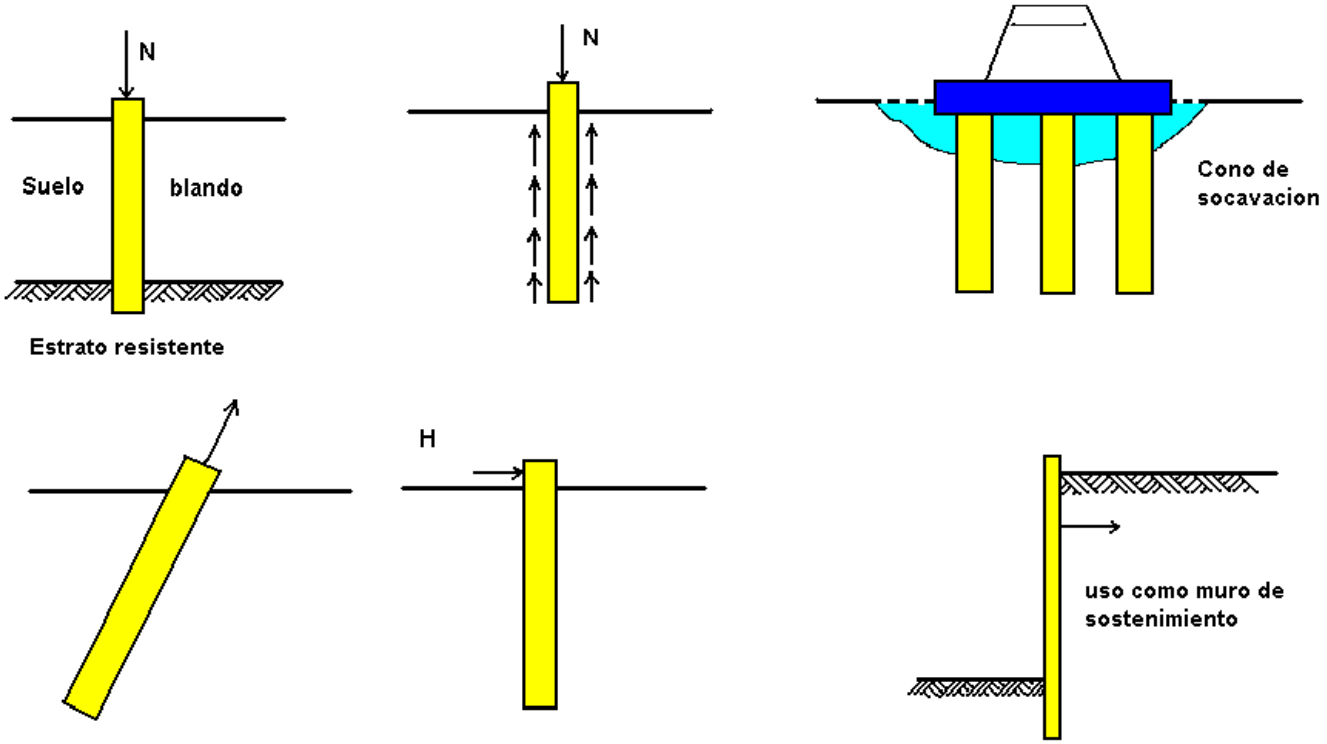
Antes de comenzar a analizar las particularidades del diseño de cimentaciones sobre pilotes, queremos definir las partes componentes de este tipo de cimentación y la función de cada una de ellas.



En el estudio de las cimentaciones sobre pilotes abarcaremos el diseño geotécnico, utilizando el método del factor de seguridad global y el método de los estados limites, y las consideraciones generales sobre el diseño estructural, pero en ambos casos para los problemas generales.

Uso de las cimentaciones sobre pilotes

A continuación, analizaremos los principales usos que tienen las cimentaciones sobre pilotes.



Clasificación de las cimentaciones sobre pilotes

Igual que ocurre en la mayoría de los problemas ingienieriles, a la hora de clasificar las cimentaciones sobre pilotes pueden existir muchos criterios. A continuación, analizaremos los fundamentales:

- Según su instalación
  - Pilotes aislados
  - Grupo de pilotes

- Según el tipo de carga que actúa sobre el pilote
  - A compresión
  - A tracción
  - A flexión
  - A flexo-compresión

- Según el tipo de material del pilote

- De madera
- De concreto
- De concreto armado
- De acero o metálico
- Pilotes combinados o mixtos

- Según la interacción suelo-pilote
  - Pilotes resistentes en punta
  - Pilotes resistentes en fuste o a fricción
  - Pilotes resistentes en punta y fustes silmutaneamente

- Por la forma de la sección transversal
  - Cuadrados
  - Circulares
  - Doble T
  - Prismáticos
  - T
  - Otros

- Por la forma en que se construyen
  - Pilotes prefabricados hincados con ayuda de martillos sin extracción previa de suelo
  - Pilotes hincados por vibración con o sin perforación del suelo

- Pilotes de concreto armado con camisa, hincados con relleno parcial o total
- Pilotes fundidos in situ de concreto o concreto armado

8.6 Proyecto de cimentaciones de pilotaje

Consideraciones generales para el cálculo

- Requisitos que debe cumplir una cimentación de pilotes bien proyectada:
  a. Estar situada a una profundidad adecuada para impedir posibles danos a la construcción que sustenta debido a cambios climáticos, socavaciones o acciones que puedan generar futuras construcciones.
  b. Ser segura contra una posible falla por estabilidad
  c. No asentarse tanto que desfigure, dañe e inutilice la construcción que sustenta

- Proyectar una cimentación significa precisar:
  - Tipo de pilote
  - Longitud del pilote
  - Sección transversal del pilote
  - Cantidad de pilotes
  - Espaciamiento entre pilotes
  - Profundidad del nivel de solera del cabezal
  - Dimensionamiento del cabezal y diseño estructural de este y los pilotes

8.8 Pilares

Los Pilares de hormigón trabajan por los esfuerzos axiles de compresión y de flexión (momento flector) que son transmitidos por las jácenas.

Esta combinación hace que trabajen a:

- Flexión Compuesta
- Compresión Compuesta.

Trabajará a Flexión Compuesta cuando existan fibras traccionadas y comprimidas.

Trabajará a Compresión Compuesta cuando toda la sección esté sometida a compresión.

El pilar central del pórtico, en el gráfico, muestra cómo va a trabajar a compresión compuesta, pues los momentos flectores de las jácenas que se transmiten a él, se equilibran entre sí.

Al tener luces de jácenas que concurren al pilar muy diferente y con diferentes cargas, se produce un momento desequilibrado en el pilar, generando compresiones y tracciones en sus fibras. Por ello estará sometido a flexión compuesta.

Cuando el pilar es externo respecto al pórtico, y solo concurre una jácena, se produce flexión compuesta. El pilar debe absorber el momento flector que llega de la viga.

Las cimentaciones superficiales pueden ser de:

- Zapata o corrida
- Zapata aislada
- Zapata combinada
- Zapata Continua bajo pilares
- Zapata Continua bajo muros
- Zapata arriostrada o atada

Zapata aislada

Son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los pilares, de modo que esta amplia la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite, en general son de planta cuadrada, pero en la proximidad de los lindes suelen hacerse rectangulares o circulares (figura 1a y 1b). Como excepción, se considera también como zapata aislada aquélla sobre la que cargan dos pilares contiguos separados por una junta de dilatación, tipo «diapasón» (Figura 1c) A todos los efectos de cálculo, en lo que sigue, ambos pilares se consideran como un pilar único con perímetro el circunscrito.

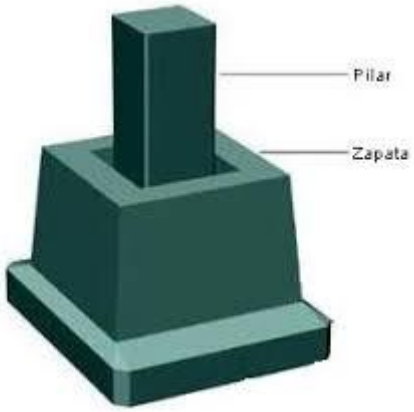
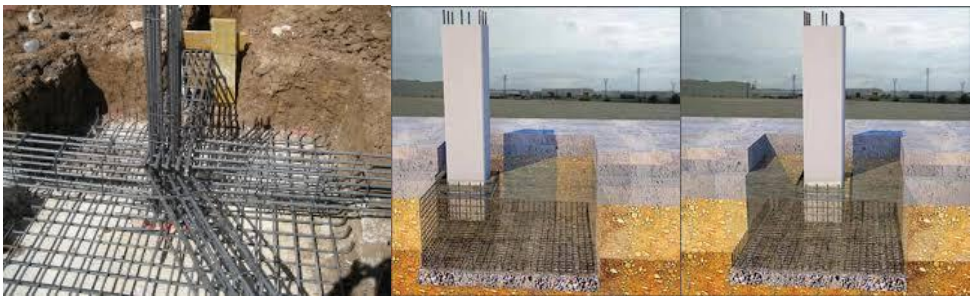


Figura 1



En cuanto a su construcción, antes de realizar la zapata, se ha de verter una capa de 10cm de hormigón de limpieza, el cual nos asegura una regularización de la superficie de contacto, que las tierras no entren en contacto con las armaduras, y facilita las labores de replanteo y colocación de las mismas. Dicho hormigón suele ser un HM-100 o HM-125, ya que no tiene ninguna función resistente.

Las armaduras deben tener un recubrimiento de 5cm para protegerlas de la oxidación y para que trabajen solidariamente con el hormigón, por lo que en su colocación, no las podemos dejar apoyadas en el hormigón de limpieza, sino que irán sobre unos separadores que me aseguren dicho recubrimiento.

Anclajes (Ecured)

Los Anclajes (Shoring) constituyen en la actualidad un medio esencial para garantizar la estabilidad de diversas estructuras. Pueden usarse en forma muy ventajosa en cualquier situación en que se necesite ayuda de la masa de suelo para soportar un determinado estado de esfuerzos o tensiones.

Los muros de gravedad y contención han existido siempre y para construirlos se han tomado en cuenta importantes variables, como la conveniencia de su utilización, las condiciones originales del terreno, la ubicación del mismo, costo esfuerzo y tiempo. Se han utilizado materiales tradicionales como el concreto armado; pero la evolución social necesita aprovechar mejor del tiempo con la celeridad de la construcción y dadas las circunstancias económicas contemporáneas, hay necesidad de aprovechar mejor los recursos mediante la optimización de su uso y la búsqueda de nuevas tecnologías, lo que ha llevado a la búsqueda de nuevos materiales de construcción que satisfagan las mencionadas expectativas.

Para alcanzar estos objetivos, se considera conveniente la utilización de geosintéticos como muros de gravedad, tierra armada, anclajes, aptos para cumplir la función que de ellos se espera:prolongada duración, ser realizados en el menor tiempo posible y una inversión monetaria reducida.

Criterios de Diseño

El criterio actual de diseño puede ser clasificado en dos grandes grupos, el primero se basa en la teoría de la elasticidad, la cual presenta limitaciones cuando se trata de masas rocosas heterogéneas.El segundo criterio involucra la selección de parámetros mediante reglas empíricas. La brecha entre los dos métodos es todavía muy real y las razones son que al diseñar un sistema de anclaje el proceso es muy complejo y

requiere un conocimiento detallado de la geología del sitio,de las propiedades de la roca, de las condiciones hidráulicas del suelo, conjuntamente con el estado de las presiones originadas por el flujo de agua a través de la masa de subsuelo. Y adicionalmente es importante conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos antes y después de la excavación.

Por otra parte, la función principal del anclaje es reforzar y sostener suelos y masas rocosas parcialmente sueltas, fracturadas o incompetentes que de otra manera pueden estar sujetas a fallar.

Los anclajes introducen tensiones y deformaciones adicionales en la masa de suelos mejorando la estabilidad general, y en donde el tipo de anclaje, el método de instalación, conjuntamente con los aspectos geológicos más resaltantes juegan un papel preponderante en el diseño del soporte.

Clasificación

Según su aplicación en función de su tiempo de servicio

- Anclaje Temporal
- Anclaje Permanente

Anclajes temporales

Tienen carácter de medio auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer otros elementos resistentes que lo sustituyan. La vida útil no debe de ser mayor a 18 meses.

Anclajes permanentes

Se instalan con carácter de acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar proyectados y ejecutados para hacer frente a los efectos de la corrosión. Dichos anclajes están diseñados para una vida de servicio superior a 18 meses.

Según su forma de trabajar

- Anclajes pasivos:

No se pretensa la armadura después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse la deformación de la masa de suelo o roca.

- Anclajes activos:

Una vez instalado se pretensa la armadura hasta alcanzar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de ancaje y la placa de apoyo de la cabeza.

- Anclaje mixto:

La estructura metálica se pretensa con una carga menor a la admisible, quedando una fracción de su capacidad resistente se reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.

- Anclajes inyectados

Estos tipos de anclaje son armaduras metálicas, alojadas en taladros perforados cementadas mediante inyecciones de la lechada de cemento o mortero. El elemento estructural es sometido a tracción, generando un esfuerzo de anclaje el cual es soportado por la resistencia al corte lateral en la zona de inyección en contacto de terreno.

A través de la inyección se forma un miembro empotrado en el extremo profundo del tirante metálico dentro el barreno, por lo tanto las fuerzas que actúan sobre el anclaje inyectado no se transmiten al terreno en toda su longitud, sino solamente en el tramo de la zona inyectada.

Cabe destacar que adicionalmente a los anclajes inyectados se emplean también los pernos de anclajes puntuales, los cuales tienen un dispositivo para empotrar el sistema de anclaje en el fondo del barreno siendo en minería muy utilizados los de expansión. Con mayor frecuencia se utilizan los tirantes constituidos por un cierto número de hilos o cables unidos formando un haz. El anclaje se hace generalmente mediante enclavamientos cónicos.

Partes de los anclajes

La zona de anclaje

El dispositivo mecánico más elemental y de más instalación es el casquillo expansivo dado su carácter puntual, está concebido para anclar la roca sana o estabilizar bloques o cuñas de roca que se han desarrollado por la intersección de unos pocos planos de debilidad.

La lechada se inyecta por la boca del barreno y el tubo de regreso llega hasta el final del mismo. La inyección termina después de la salida del aire y de la emisión de lechada por el tubo de regreso. De esta manera el anclaje actúa en forma permanente, evitándose efectos de corrosión.

Una forma de eliminar el sistema de inyección del mortero o lechada de cemento, es aplicando el método perforación, sin lugar a dudas más versátil pero también más costoso. La inyección se lleva a cabo a través de tuberías de PVC y es frecuente inyectar a presión, alcanzándose valores de hasta 3.00 Mpa. En este caso es necesario separar la zona de anclaje de la zona libre y evitar la lechada. Puede ser ventajoso el uso de aditivos para celebrar el fraguado y disminuir la retracción.

La zona libre

Es la parte en la cual la armadura metálica se encuentra separada o independiente del terreno que la rodea, lo cual permite deformarse con plena libertad al ponerse en tensión. La zona libre, cuando el terreno de la perforación puede separarse, queda independizado del mismo mediante camisas de PVC o metálicas. En cualquier caso debe protegerse de la corrosión mediante rellenos, productos y productores.

La cabeza

Corresponde a la zona de unión de la armadura a la placa de apoyo. El anclaje de los tirantes se coloca mediante inyecciones de mortero o lechada de cemento. El tirante tiene uno o dos tubos que sirven para la inyección y salida del aire.

Protección contra la corrosión

La vida útil de un anclaje está condicionada a los efectos de la corrosión. Un anclaje carente de este tipo de protección puede tener una duración de pocos meses.

Los principales factores que ayudan a contribuir con el proceso de corrosión, son los siguientes:

- Resistividad del suelo, la cual decrece a medida que la porosidad aumenta.
- Factores microbiológicos.
- Contenido de humedad (w): un incremento en esta genera un ambiente propicio para la corrosión bacterial.
- Contenido de sales en el suelo.
- Valor del PH: PH < 4, corresponde a suelos altamente ácidos, generando picaduras en metal.
- Contenido orgánico y transferencia de oxigeno: suelos orgánicos producen ácidos orgánicos los cuales atacan a metales enterrados; el flujo de aire o de oxígeno a través del suelo, retrasa la corrosión microbiológica, pero aumenta la corrosión electroquímica.

Uso de los anclajes

Los casos más comunes son los muros de tierra en donde es necesario garantizar la estabilidad de la masa de suelo, y por ende en la obra. En este sentido, cabe destacar que en las construcciones civiles se viene utilizando cada vez con mayor frecuencia y éxito los anclajes inyectados para sostener muros y absorber momentos volcadores.

Como elemento que contrarresta las subpresiones producidas por el agua, en el sostenimiento de techos y hastiales de obras en obras subterráneas de vialidad, de centrales eléctricas y mineras, e igualmente en taludes construidos con masas de suelos y rocas. Las obras subterráneas tales como galerías y túneles de viabilidad el problema fundamental que se plantea es el de asegurar el sostenimiento mediante anclajes durante y posterior al periodo de excavación, definiendo y construyendo un soporte y revestimiento capaz de asegurar la estabilidad definitiva de la obra.

Uno de los grandes problemas que afronta la industria de la construcción, en las grandes excavaciones necesarias para edificios altos, es la implementación tradicional de grandes muros de contención, cuyo costo puede volverse prohibitivo, y cuyas dimensiones pueden afectar a la arquitectura de los proyectos.

Proceso constructivo

- Excavación de la primera franja superior de suelo:

Usualmente se realiza hasta unas pocas decenas de centímetros por debajo de la posición prevista para el primer nivel superior de anclaje. La profundidad de esta capa excavada y de todas las capas posteriores depende de las características de cohesividad del suelo.

- Excavación de orificios para el primer nivel de anclajes:

Generalmente se utilizan taladros horizontales para perforar orificios cuyo diámetro sea el previsto para el primer nivel superior de anclajes.

- Armado del primer nivel de anclajes:

Se suelen colocar varillas centradas, de diámetro apropiado, en los orificios previamente perforados. Las varillas colocadas son roscadas en la parte exterior para facilitar su proceso de tensado.

- Hormigonado parcial del primer nivel de anclajes:

Se introduce una manguera flexible hasta el fondo del orificio excavado, la misma que exteriormente está conectada a una bomba de hormigón fluido o de mortero. El hormigón o el mortero incluyen componentes expansivos para compensar la retracción de fraguado.

- Construcción del primer nivel superior de muro:

Exteriormente se arma, encofra y funde el primer nivel superior del muro, teniendo cuidado de que no se integre a las varillas, para lo que se suele dejar un espacio alrededor de la varilla sin fundir.

- Anclado del primer nivel superior de muros:

Una vez fraguado el hormigón de un micro pilote y del muro superior al de la varilla de anclaje, se coloca una placa de acero que tiene un orificio centrado de un diámetro ligeramente superior al de la varilla. Se hace pasar la varilla a través del orificio, permitiendo que la placa se apoye parcialmente en la superficie del muro del hormigón.

- Integración del primer nivel de anclajes al primer nivel superior de muros:

A través de la ventanilla que se dejó para la fundición complementaria del muro se introduce nuevamente la manguera en el orificio del micro pilote y se completa su fundición. Adicionalmente se funde el hormigón faltante del muro alrededor de la varilla de anclaje.

- Aplicación e importancia

Los anclajes al terreno se utilizan para sostener y dar resistencia a una superficie de dudosa estabilidad. Los anclajes introducen tensiones y deformaciones adicionales en la masa de suelos mejorando la estabilidad general, y en donde el tipo de anclaje, el método de instalación, conjuntamente con los aspectos geológicos más resaltantes juegan un papel preponderante en el diseño del soporte.

Es importante mencionar que los anclajes activos ejercen una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo o roca como consecuencia de las tensiones normales adicionales al esqueleto mineral. Los anclajes pasivos entran en acción, oponiéndose al desplazamiento, cuando la masa deslizante ha comenzado a moverse.

De lo anterior se obtiene importante ventaja de los anclajes activos sobre los pasivos. En los primeros se logra aprovechar la resistencia intacta del terreno, por cuanto, el movimiento de la masa que produce unas propiedades resistentes. Los anclajes pasivos entran en tracción a oponerse a la expansión o dilatación que se produce en las discontinuidades de la roca cuando comienza a producirse un deslizamiento a lo largo de la misma.

8.8.2 Técnicas para la consolidación del terreno y recalce de cimentaciones. Recalce.

Publicado 09:46h en Grietas, Inyección de resinas expansivas, Micropilotaje por DIFECH Consolidaciones 2 Comentarios

Todas las edificaciones pueden sufrir asientos en la cimentación a lo largo de su vida debidos a una o varias causas. Por ello es importante analizar el tipo de asiento y observar su comportamiento. En algunos casos, el asiento puede ser mayor en determinadas áreas respecto a otras y esto puede generar daños importantes. Los asientos diferenciales pueden contribuir en la formación de grietas y fisuras en paredes de carga, tabiques y forjados.

En los casos más graves pueden incluso producir una inclinación de las edificaciones. Por este motivo, frente a la aparición de grietas es fundamental ponerse en contacto con un técnico especialista para conocer las técnicas para la consolidación del terreno y recalce de cimentaciones.

¿Por qué se producen los asientos en las cimentaciones?

El asiento de la cimentación puede tener uno o varios orígenes entre los que se encuentran:

- Lavado del terreno debido a la presencia de pozos o rotura de tuberías cercanas
- Excavaciones, vibraciones u obras cercanas al elemento de cimentación
- Variación del volumen del terreno como resultado de los cambios de humedad
- Desecación del terreno después de un período seco
- Cambios en el nivel freático
- Aumento de la carga transmitida al terreno

- Presencia de suelos arcillosos expansivos

¿Qué hacer frente a la aparición de grietas y fisuras?

Después de confirmar la presencia de asientos, es necesario actuar de forma inmediata y evitar más daños en la estructura. Para ello, se debe asegurar la edificación reforzando sus cimientos y aumentando su capacidad portante de carga.

¿Cuál es la solución para los asientos estructurales?

Frente a la aparición de grietas y fisuras es necesario consolidar el terreno de forma definitiva para evitar que la situación empeore. Esto implica reforzar la parte del terreno donde descansa el edificio, conocida como bulbo de tensiones.

La consolidación de un terreno con baja capacidad portante puede ser necesaria tanto para estructuras de nueva construcción como aquellas más antiguas.

Técnicas para la consolidación y rehabilitación de cimentaciones

Existen diferentes técnicas para mejorar la capacidad portante de una edificación y así evitar la futura aparición de nuevas grietas. Difech Consolidaciones ofrece dos alternativas innovadoras que se aplican según las características del terreno y la patología de cada vivienda.

Las intervenciones de DIFECH Consolidaciones se basan fundamentalmente en dos tipos de técnicas para la consolidación del terreno y recalce de cimentaciones:

Tecnología PushPile para rehabilitación y recalce de edificios. Son micropilotes de acero instalados por rotación o presión para estabilizar la cimentación mediante la transferencia de la carga de la edificación en profundidad.

Tecnología ValveSystem para rehabilitación y consolidación de cimentaciones: consolidación de terrenos de cimentación mediante la inyección de resina expansiva.

Ambas tecnologías se caracterizan por la utilización de equipos poco invasivos y por procesos sencillos, resultando aplicables y sin restricciones desde el interior o el exterior de cualquier tipo de estructura, incluyendo sótanos. La elección de cada una de las técnicas depende de las características del terreno y de la vivienda.

Técnicas para la consolidación del terreno y recalce de cimentaciones

Publicado 09:46h en Grietas, Inyección de resinas expansivas, Micropilotaje por DIFECH Consolidaciones

Todas las edificaciones pueden sufrir asientos en la cimentación a lo largo de su vida debidos a una o varias causas. Por ello es importante analizar el tipo de asiento y observar su comportamiento. En algunos casos, el asiento puede ser mayor en determinadas áreas respecto a otras y esto puede generar daños importantes. Los asientos diferenciales pueden contribuir en la formación de grietas y fisuras en paredes de carga, tabiques y forjados.

En los casos más graves pueden incluso producir una inclinación de las edificaciones. Por este motivo, frente a la aparición de grietas es fundamental ponerse en contacto con un técnico especialista para conocer las técnicas para la consolidación del terreno y recalce de cimentaciones.

Unidad 9: Principios para el diseño de obras viales.

9.1 Estudio de suelos.

INFORME GEOTÉCNICO: Conjunto de reconocimientos del terreno y la interpretación de los datos obtenidos, que permiten caracterizar los diversos suelos presentes en la zona de estudio.

OBJETIVOS: determinar

- Tipo de cimentación
- Nivel apoyo
- Presión trabajo
- Talud excavación/contención paredes
- Posición nivel freático
- Modo excavación
- Agresividad de suelos y agua
- Solución a problemas terreno.

– ENSAYOS DE CAMPO:

DIRECTOS

• Sondeos mecánicos:

– Rotación, extracción continua de testigo

– Ensayos in situ:

• S.P.T.

• Muestras inalteradas

• Ensayos de permeabilidad: Lefranc (suelos), Lugeon (roca)

• Piezómetro (PVC)

• Calicatas:

– Estabilidad paredes

– Nivel de agua

– Muestras alteradas e inalteradas

– Ensayos in situ (soil test y Vane test)

INDIRECTOS

• Penetraciones dinámicas:

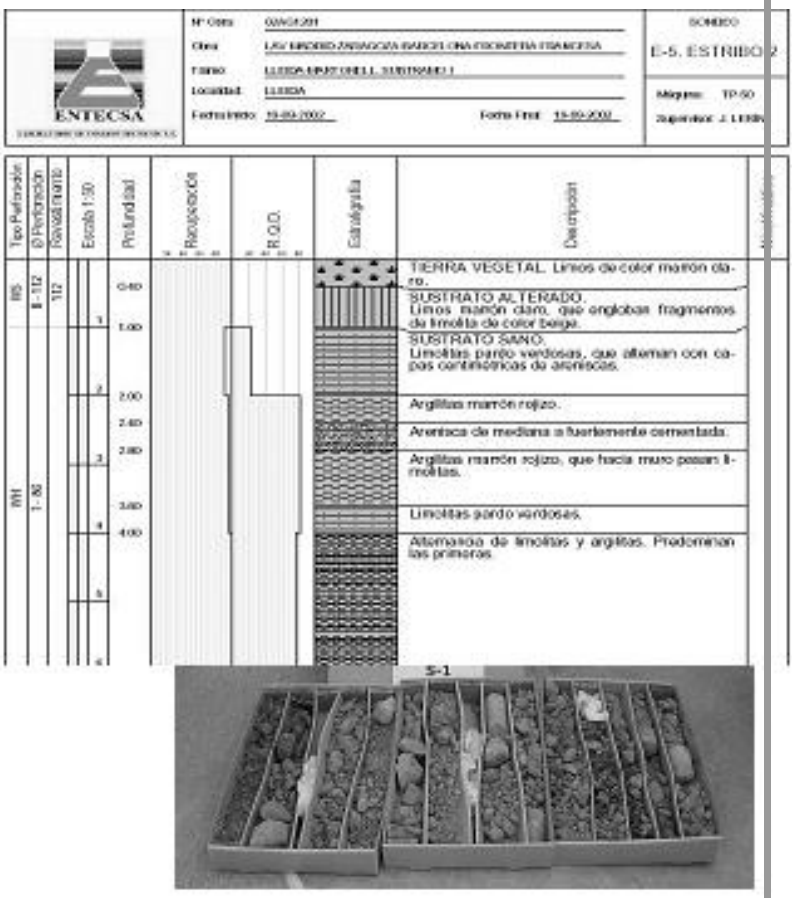
– D.P.S.H

– Borros

• Geofísica:

– Sísmica de refracción

  – Tomografía.



• *Sondeos mecánicos:*

SONDEAR:

- Técnica que se emplea para hacer un agujero (SONDEO) en la tierra o en una construcción

- El tipo de sondeo dependerá del fin que se persiga, y en segundo lugar de la rapidez y economía

Sondeo geotécnico: Perforación de pequeño diámetro que permite reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos “in situ”.

• *Sondeos mecánicos a rotación.*

– Ventajas

• Obtención de muestra alterada en toda la columna

• Alcanzan grandes profundidades

• Permite reconocer el terreno bajo nivel freático

• Atraviesa capas de roca de alta resistencia

• Toma muestras inalteradas

• Ensayos in situ: S.P.T., presiómetros, ...

• Ensayos de permeabilidad: Lefranc (suelos), Lugeon (roca)

• Piezómetro (PVC).

• Calicatas:

Definición: Excavación del terreno para observarlo Directamente.

Tipos: manuales y mediante Retroexcavadora. (giratoria/mixta/mini)

Objetivo: Observación, toma de muestras y realiza ción de ensayos “in situ” del terreno.

Ventajas

- Observación directa y amplia del terreno
- Mejorar diagnosis de rellenos
- Tomar muestras alteradas, inalteradas y de agua
- Realización ensayos in situ - Rapidez de ejecución y bajo coste económico

Inconvenientes

- Profundidad de reconocimiento limitada

- Materiales necesariamente “ripables” con retroexcavadora
- Problemas de desmoronamiento de paredes impidiendo la observación
- Alteran las características resistentes del terreno afectado por la excavación.
- Presencia de nivel freático.

Penetraciones dinámicas:

Procedimiento:

- Consiste en hincar un utensilio metálico de dimensiones normalizadas (puntaza) en el suelo por golpeo o empuje
- Es el ensayo in situ más usual

Tipo de penetraciones:

- Estática: se realiza por empuje
- Dinámica: se realiza mediante golpeo
- D.P.S.H. vs BORROS

Objetivo:

Dar idea de la resistencia del terreno, correlacionado con la fuerza o golpeo necesario para hincar la puntaza.

Ventajas:

Es rápido y económico

Existe una amplia experiencia y correlaciones con muchos otros ensayos

Inconvenientes:

- No se obtiene muestra de terreno (método indirecto)
- La energía suministrada en el penetrómetro está normalizada. Problemas en materiales muy compactos o muy blandos
- Un reconocimiento basado únicamente en penetraciones puede originar un estudio geotécnico nefasto.

• Métodos geofísicos:

Objetivo:

- Determinar propiedades físicas del terreno
- Determinaciones geológicas como estratigrafía de los materiales, disposición de heterogeneidades, fallas, nivel freatico ...

- Determinar propiedades de los suelos y rocas para deducir su comportamiento mecánico.

Tipos:

- Métodos desde la superficie.
- Métodos en o entre sondeos.
- Métodos mixtos (superficie- sondeo).

Métodos desde la superficie

- Gravimétricos:

• Miden las variaciones o anomalias en la vertical del campo gravitatorio terrestre.

• Detecta cavidades, delimita zonas de relleno o yacimientos arqueológicos

- Magnéticos:

• Miden anomalías del campo magnético

• Se emplea en investigación minera

- Sísmicos:

• Mide las variaciones de la velocidad de propagación de ondas de choque a través del terreno.

• Sísmica de refracción / Sísmica de reflexión.

• Se utiliza para medir espesores de recubrimiento, profundidad de niveles freáticos, ...

- Eléctricos:

• Miden los campos de potencial eléctrico, tanto los naturales existentes en la corteza terrestre como los artificialmente provocados.

• Miden las propiedades eléctricas de las rocas y del agua que rellena sus poros como: resistividad, conductividad, actividad electroquímica o constante dieléctrica

- Métodos eléctricos (S.E.)
- Sondeo Eléctrico Vertical (S.E.V.)
- Calicatas eléctricas
- Tomografía eléctrica
- Métodos de campo variable (electromagnéticos)
-Sondeos electromagnéticos
- Georradar.

Métodos en o entre sondeos

- Diagrafías o registros en un sondeo y los ensayos sísmicos entre sondeo o desde superficie a un sondeo.

Se registra de una manera continua alguna característica física a lo largo de una columna de sondeo. Los métodos o parámetros más utilizados son la temperatura, salinidad, métodos eléctricos, electromagnéticos, sónicos, ...

Ejemplos: “Cros-Hole” y tomografía sísmica

Métodos superficie - sondeos

- Métodos sísmicos que complementan los datos obtenidos en superficie del tipo “Down-Hole” y “Up-Hole”

Otros ejemplos: Ensayo CPT y CPTU (con punta sísmica)

Inconvenientes:

- Son métodos complementarios de investigación, acompañando a sondeos y/o calicatas
- Distintas características en los materiales y sus posibles combinaciones pueden dar una misma respuesta física y por lo tanto llevar a error a la hora de la interpretación.
- Para una correcta interpretación es importante disponer de datos procedentes de reconocimientos directos.

• Ensayos y pruebas in situ.

Objetivo: Completar la información de los trabajos de campo citados anteriormente

Ejemplos:

• S.P.T. (en sondeos)
• Ensayo presiométrico (en sondeos)
• Ensayo de corte con molinete - VANE TEST (calicatas, muestras inalteradas)
• Ensayo con penetrómetro de bolsillo (calicatas, muestras inalteradas)
• Ensayo de carga con placa (calicatas, limitaciones...).

– ENSAYOS DE LABORATORIO:

Materiales granulares (arenas/gravas):

- Análisis granulométrico por tamizado
- Humedad
- Límites Atterberg
- Contenido en sulfatos, carbonatos y materia orgánica
- Proctor Normal/Modificado y CBR

Materiales cohesivos (limos/ arcillas):

- Análisis granulométrico por tamizado
- Límites de Atterberg
- Compresión simple
- Edometría
- Hinchamiento / colapso
- Corte directo
- Triaxial

:

Muestras inalteradas:

– IDENTIFICACIÓN: Humedad, densidad, Granulometría, Límites de Atterberg

↓

CLASIFICACIÓN DE CASAGRANDE

– QUÍMICA: sulfatos, materia orgánica, sales solubles, yeso, carbonatos,

...

– MECÁNICA DEL SUELO: Compresión simple, colapso, presión máxima de hinchamiento, hinchamiento libre, triaxial, edometría, corte directo, permeabilidad, alterabilidad, dispersabilidad, ..

Muestras alteradas:

– IDENTIFICACIÓN: Humedad, densidad aparente

– Granulometría, Límites de Atterberg (CLASIFICACIÓN DE CASAGRANDE)

– Proctor (normal o modificado) *, C.B.R.,

– QUÍMICA: sulfatos, materia orgánica, sales solubles, yeso, carbonatos, ...

CLASIFICACIÓN

• Muestras “remoldeadas”:

– Proctor (normal o modificado) de referencia

– MECÁNICA DEL SUELO: Permeabilidad, colapso, presión máxima de hinchamiento, dispersabilidad, alterabilidad, ...

– QUÍMICA: sulfatos, sales solubles, yeso, materia orgánica, carbonatos, ...

• CAMINOS RURALES

– “PRELIMINARES”:

• Trazado:

– Planos:

• Localización del área a estudiar

• Planta de los caminos

• Perfil longitudinal, perfiles transversales (si procede por desmontes o rellenos de entidad

• Posibles afecciones a servicios existentes

• Accesos y permisos (si se conocen)

• Estructuras y obras de fábrica a cimentar.

– ESTUDIO GEOTÉCNICO:

• OBJETIVOS:

– Definir tipos de explanada

– Materiales de préstamo: procedencia, clasificación, uso, ...

– Estudio de desmontes: excavabilidad, utilización de materiales, esta

taludes, ...

– Estudio de rellenos: terreno de apoyo, taludes, materiales, construcc

• TRABAJOS DE CAMPO:

– Calicatas

– Penetraciones dinámicas

– Sondeos mecánicos

• ENSAYOS DE LABORATORIO:

– Identificaciones, P.N./ P.M.

– Clasificación PG-3

- Mecánica del suelo (cimentaciones): C.S., P.M.H., colapso, ...

• NORMAS DE REFERENCIA:

• BALSAS Y REDES DE DISTRIBUCIÓN

BALSAS

– “PRELIMINARES”:

• Emplazamiento:

– Planos:

• Localización

• Planta

• Perfil longitudinal,

• Perfiles transversales: desmontes/ rellenos

• Tipo de balsa

– Revestida:

• Lámina impermeable

• Materiales

– No revestida

• Posibles afecciones a servicios existentes

• Accesos y permisos (si se conocen)

• Estructuras/ obras de fábrica a cimentar.

– ESTUDIO GEOTÉCNICO:

• OBJETIVOS:

– Definir la permeabilidad del vaso

– Materiales de préstamo: procedencia, clasificación, uso.

– Estudio de desmontes: excavabilidad, clasificación del material de excavación, utilización de materiales, estabilidad de taludes.

– Estudio de rellenos: terreno de apoyo, taludes, materiales, construcción, ...

– Estabilidad de taludes naturales del entorno

• TRABAJOS DE CAMPO:

– Balsas revestidas (con lámina impermeable o materiales compactados):

• Calicatas

• Penetraciones dinámicas

– Balsas no revestidas:

• Sondeos mecánicos: ensayos de permeabilidad in situ

• Calicatas

• Penetraciones dinámicas

• Geofísica

• ENSAYOS DE LABORATORIO:

– Identificaciones

– Clasificación

– Mecánica del suelo: C.S., P.M.H., colapso, permeabilidad, dispersabilidad, alterabilidad, ...

REDES DE DISTRIBUCIÓN

– ESTUDIO GEOTÉCNICO:

• OBJETIVOS:

– Excavabilidad (ripabilidad)

– Estabilidad de taludes de excavación

– Presencia de nivel freático

– Terreno de apoyo

– Zonas de riesgo: karst, suelos colapsables

• TRABAJOS DE CAMPO:

• ENSAYOS DE LABORATORIO:

– Identificaciones

– Clasificación PG-3

  – Mecánica del suelo: C.S., P.M.H., colapso.

  – Ensayos químicos (sulfatos, ...)

CIMENTACIONES

– “PRELIMINARES”:

• Emplazamiento:

– Planos:

• Localización del área a estudiar

• Planta de la edificación

• Plano de cimentación,

• Tipo de construcción

• Superficie construida

•Distancia entre apoyos, altura, material de la estructura, ...

•Existencia de rellenos.

– ESTUDIO GEOTÉCNICO:

• OBJETIVOS:

• - Tipo de cimentación - Nivel apoyo

• - Presión trabajo - Talud excavación/contención paredes

• - Posición nivel freático - Agresividad de suelos y agua

• - Modo excavación - Solución a problemas terreno

• TRABAJOS DE CAMPO:

– Calicatas

– Penetraciones dinámicas

– Sondeos mecánicos

• ENSAYOS DE LABORATORIO:

– Identificaciones: granulometría, límites de Atterberg, humedad natural, densidad

– C.S., P.M.H., colapso, ...

– Química: sulfatos

9.2 Principios básicos para el diseño de pavimentos

Principios generales para el diseño de pavimentos de carreteras.

Generalidades sobre el diseño y construcción de pavimentos.

Los pavimentos de carreteras son estructuras, constituidas por un conjunto de capas superpuestas de diferentes materiales, colocados horizontalmente y compactados. Estas estructuras se apoyan en la subrasante o explanada, conformada mediante el movimiento de tierras y su propósito es el de soportar las cargas de tráfico durante un período de tiempo prolongado sin deterioros que afecten a la seguridad, a la comodidad de los usuarios o a la integridad del pavimento.

Vista en 3D de una carretera

El pavimento tiene en las carreteras las siguientes funciones fundamentales:

1. Proporcionar una superficie de rodadura segura, cómoda y de características permanentes bajo las cargas del tráfico, durante un período de tiempo relativamente prolongado, denominado período de proyecto, donde sólo deben ser necesarias actuaciones ocasionales de conservación, puntuales y de poca cuantía.

2. Resistir las solicitaciones del tráfico previsto en el proyecto, resistiendo las presiones verticales ejercidas por las cargas, de forma que se produzcan en la subrasante, deformaciones por debajo de los valores admisibles, compatibles con su capacidad de soporte.

3. Proteger la subrasante del intemperismo y acción de las precipitaciones, con su influencia en la disminución de la resistencia del suelo

Actualmente el diseño de un pavimento constituye un complejo problema físico-estructural donde se interrelacionan variables tan diversas como las características de los suelos del cimiento, los materiales empleados en su construcción, las cargas del tránsito, la geometría de la vía, las variables ambientales, la calidad de la construcción y el mantenimiento, etc.

Características funcionales y estructurales de los pavimentos.

En general un pavimento se construye con la finalidad de brindar unas condiciones de circulación cómoda, segura y económica, para lo cual son necesarias ciertas características, las que suelen dividirse en: funcionales y estructurales.

CARACTERISTICAS FUNCIONALES:

Entre las funcionales pueden citarse:

- ✓ La resistencia al deslizamiento, obtenida mediante una adecuada textura superficial, consecuente con las velocidades de circulación previstas y con decisiva influencia en la seguridad de la vía. (SEGURIDAD)
- ✓ Las propiedades de reflexión luminosa, importantes para la circulación nocturna y proyecto de iluminación. (SEGURIDAD).

- ✓ La efectividad del drenaje superficial para limitar el espesor de la película de agua en la superficie, lo que disminuye el riesgo de hidroplaneo y las proyecciones de agua a otros vehículos y a los peatones (SEGURIDAD).
- ✓ La regularidad superficial, que afecta fundamentalmente a la comodidad de los usuarios, dependiendo del nivel de las deformaciones y de la velocidad de circulación. (COMODIDAD).
- ✓ El ruido de rodadura, tanto en el interior de los vehículos (usuarios) como en el exterior (entorno). (COMODIDAD).

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES:

Las características estructurales se relacionan con los espesores utilizados en las capas del pavimento, así como con las propiedades de dichos materiales y con las condiciones a las cuales se evalúan durante el proyecto.

Las diferentes características resistentes de las capas ocasionan diferentes tensiones y/o deformaciones en los planos de contacto, por lo que durante el proyecto deben armonizarse con el fin de obtener un buen comportamiento estructural del conjunto.

Además de las características funcionales y estructurales, el proyecto de los pavimentos requiere la consideración de aspectos constructivos y económicos. No es suficiente considerar únicamente los costes de construcción, también debe analizarse el comportamiento del pavimento durante el período de proyecto, estimando los costos rutinarios de conservación, futuros refuerzos, renovaciones superficiales o reconstrucciones que sean necesarios.

9.3 El “CBR”. Definición y utilización

El Ensayo CBR (California Bearing Ratio: Ensayo de Relación de Soporte de California) mide la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo y para poder evaluar la calidad del terreno para subrasante, sub base y base de pavimentos.

Se efectúa bajo condiciones controladas de humedad y densidad.

Este es uno de los parámetros necesarios obtenidos en los estudios geotécnicos previos a la construcción, como también lo son el Ensayo Proctor y los análisis granulométricos del terreno.

Descripción Ampliada

Diferenciamos distintos tipos de CBR en función de la calidad de suelos, a saber:

- ✓ CBR suelos inalterados.

- ✓ CBR suelos remoldeados.
- ✓ CBR suelos gravosos y arenosos.
- ✓ CBR suelos cohesivos poco o nada plásticos.
- ✓ CBR suelos cohesivos plásticos.

Este procedimiento puede efectuarse en terreno compactado.

Este procedimiento mide la carga necesaria para penetrar un pistón de dimensiones determinadas a una velocidad previamente fijada en una muestra compactada de suelo después de haberla sumergido en agua durante cuatro dias a la saturación más desfavorable y luego de haber medido su hinchamiento.

La muestra se sumerge para poder preveer la hipotética situación de acumulación de humedad en el suelo después de la construcción. Por ello, después de haber compactado el suelo y de haberlo sumergido, se lo penetra con un pistón el cual está conectado a un pequeño "plotter" que genera una gráfica donde se representa la carga respecto la profundidad a la que ha penetrado el pistón dentro de la muestra.

La gráfica obtenida por lo general es una curva con el tramo inicial recto y el tramo final concavo hacia abajo; cuando el tramo inicial no es recto se le corrige.

Con la gráfica observamos los valores de la carga que soportaba el suelo cuando el pistón se había hundido 2.5 mm y 5mm y los expresamos en tanto por ciento (%), tomando como índice CBR el mayor de los porcentajes calculados.

El Ensayo CBR (California Bearing Ratio: Ensayo de Relación de Soporte de California) mide la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo y para poder evaluar la calidad del terreno para subrasante, sub base y base de pavimentos.

9.4 Ensayo de placa. (https://es.wikipedia.org/wiki/Ensayo_de_placa_de_carga)

El ensayo de placa de carga es uno de los ensayos "in situ" llevados a cabo para realizar un reconocimiento geotécnico.

Consiste en aplicar una carga sobre una placa (generalmente rígida), colocada sobre la superficie del terreno, y medir los asientos producidos. Puede llegarse a la condición límite de rotura de la muestra, es decir donde termina el ensayo, de no fallar, se toma los valores maximos a los cuales se asignan a los suelos no friccionantes.

Las normativas utilizadas actualmente para la realización de estos ensayos son las UNE 103808:2006, UNE 103807:2008 y ASTM E2835-11. Previamente a estas normativas se utilizó la NLT 357, y antes de esta, solo existían normas en Alemania (DIN 18134) y Suiza (SNV-40317 y STB-59).

En rellenos compactados se suele emplear este ensayo como elemento de control de la capacidad portante de la explanada. Con este fin, se utilizan placas de diámetros de 30, 45 ó 60 centímetros, y se aplican tensiones reducidas, sin llegar a rotura, determinando únicamente la deformabilidad del terreno.

En suelos naturales este ensayo puede realizarse en superficie, o en el interior de una cata realizada previamente.

La interpretación del ensayo es inmediata, tanto en deformabilidad como en resistencia, aplicándose las soluciones clásicas de Elasticidad y Plasticidad, para la obtención de los parámetros correspondientes.

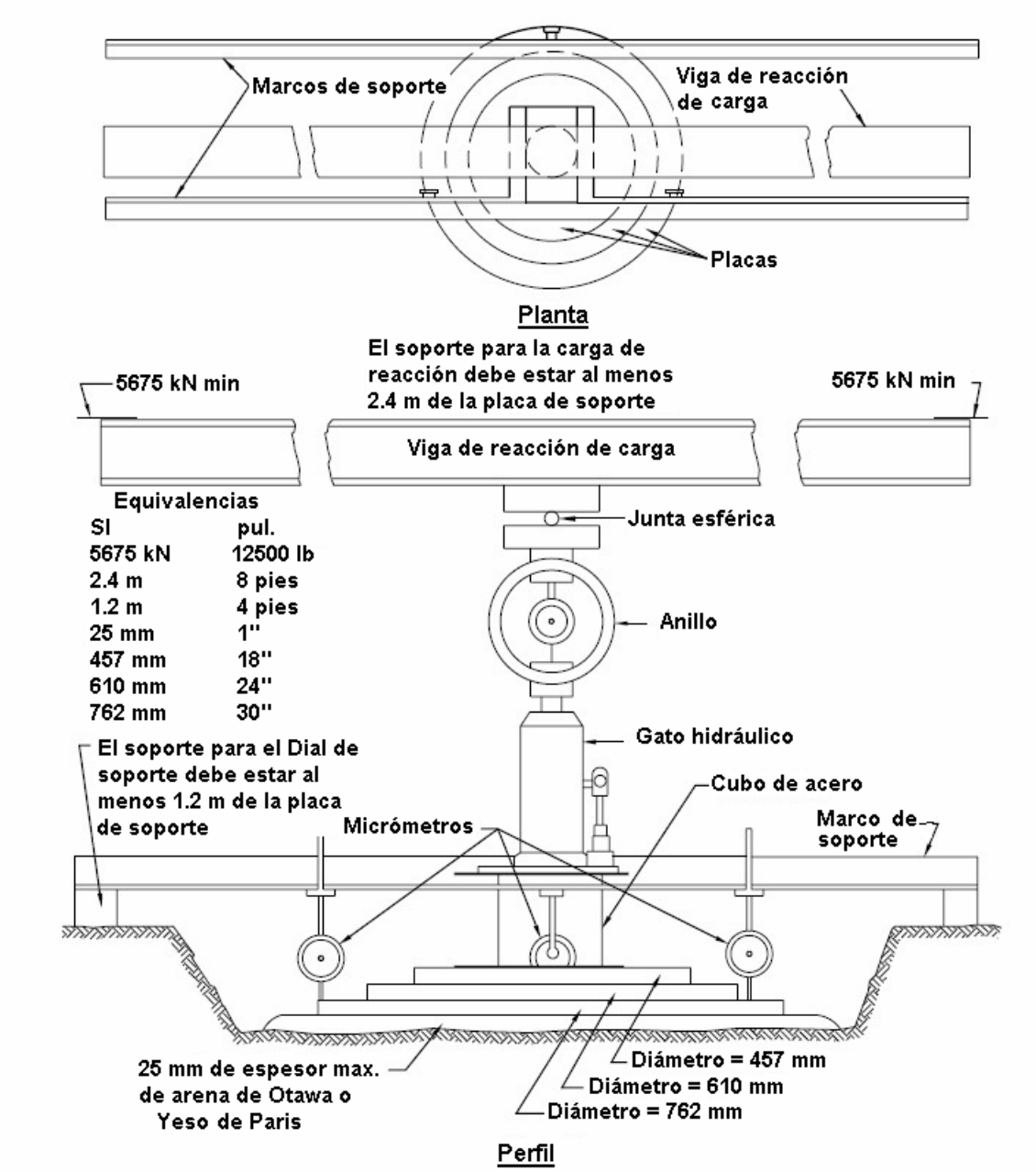
En ocasiones, se emplea este ensayo para determinar la deformabilidad del terreno para la cimentación de grandes obras en macizos rocosos (como presas, o túneles a presión). Suele entonces acudirse a placas de mayor tamaño, de hasta 1 metro de diámetro o lado, o incluso más. También se miden los asientos de la placa de puntos situados a diversas profundidades. Las grandes cargas que hay que aplicar requieren disponer un elemento de reacción muy importante, que a menudo es el aspecto más complicado del ensayo. El problema se simplifica si el ensayo se realiza en el interior de una galería: se hacen entonces dos ensayos, sobre las dos paredes opuestas. Esta situación es relativamente frecuente, dado que en general se desea conocer la deformabilidad del macizo a una cierta profundidad, eliminado la zona más meteorizada.

9.4 Ensayo de placa. (https://es.wikipedia.org/wiki/Ensayo_de_placa_de_carga)

El ensayo de placa de carga es uno de los ensayos "in situ" llevados a cabo para realizar un reconocimiento geotécnico.

Consiste en aplicar una carga sobre una placa (generalmente rígida), colocada sobre la superficie del terreno, y medir los asientos producidos. Puede llegarse a la condición límite de rotura de la muestra, es decir donde termina el ensayo, de no fallar, se toma los valores maximos a los cuales se asignan a los suelos no friccionantes.

Las normativas utilizadas actualmente para la realización de estos ensayos son las UNE 103808:2006, UNE 103807:2008 y ASTM E2835-11. Previamente a estas normativas se utilizó la NLT 357, y antes de esta, solo existían normas en Alemania (DIN 18134) y Suiza (SNV-40317 y STB-59).



En rellenos compactados se suele emplear este ensayo como elemento de control de la capacidad portante de la explanada. Con este fin, se utilizan placas de diámetros de 30, 45 ó 60 centímetros, y se aplican tensiones reducidas, sin llegar a rotura, determinando únicamente la deformabilidad del terreno.

En suelos naturales este ensayo puede realizarse en superficie, o en el interior de una cata realizada previamente.

La interpretación del ensayo es inmediata, tanto en deformabilidad como en resistencia, aplicándose las soluciones clásicas de Elasticidad y Plasticidad, para la obtención de los parámetros correspondientes.

En ocasiones, se emplea este ensayo para determinar la deformabilidad del terreno para la cimentación de grandes obras en macizos rocosos (como presas, o túneles a presión). Suele entonces acudirse a placas de mayor tamaño, de hasta 1 metro de diámetro o lado, o incluso más. También se miden los asientos de la placa de puntos situados a diversas profundidades. Las grandes cargas que hay que aplicar requieren disponer un elemento de reacción muy importante, que a menudo es el aspecto más complicado del ensayo. El problema se simplifica si el ensayo se realiza en el interior de una galería: se hacen entonces dos ensayos, sobre las dos paredes opuestas. Esta situación es relativamente frecuente, dado que en general se desea conocer la deformabilidad del macizo a una cierta profundidad, eliminado la zona más meteorizada.

Bibliografía

- Determinación de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales sobre bases estratificadas en suelos friccionales (Ing. Liset Quesada González Dra. Ana Virginia González-Cueto)
- D C E. Torres Vila, Sowers. Tomo 1 y 2,
- Diseño y Construcción de Pavimentos (Ing. Maritza Coll Fleites)
- Drenaje Agrícola y Recuperación de Suelos Salinos de Pizarro, F.
- https://ingeniero-de-caminos.com/pilotes-prefabricados/
- Ingeniería de riego. Ernesto García Ruíz y Martha Fontova de los Reyes. Centro de Investigaciones Hidráulicas. ISPJAE. 1998.
- Jorge E. Alva Hurtado, PhD CIMENTACIONES PROFUNDAS.CISMID-FIC-UNI. COMITE PERUANO DE MECANICA DE SUELOS, FUNDACIONES Y MECANICA DE ROCAS SEMINARIO "CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS"
- "LA COMPACTACIÓN DEL SUELO EN ELDESARROLLODE LOS CULTIVOS" MÉNDEZ MARTINEZ CRISTIAN JOSIMAR306127913SEMESTRE 2015-22401VIERNES 29 DE MAYO DEL 2015CUAUTITLÁNIZCALLI, MÉXICO.
- La Mecánica de suelos y las Cimentaciones (Prof. Dr. Jorge A. Capote Abreu)
- Manual de Carreteras Peru 2018
- Norma de Diseño Estructural de Cim Superf
- Obras Hidráulicas I (Dr.Ing. Gilberto N. Ayes Ametller)
- PROGRAMA: Mecánica de Suelos Nivel de Egreso: Medio Superior Año: 3ro M. Sc. Emigdio Bueno Ropón
- Salinidad de los suelos. Carlos Dorronsoro. Universidad de Granada. España. En la red.
- Temas de Ingeniería Hidráulica Luis Soto
- ELEMENTOS PARA OBTENER EL MÓDULO DE REACCIÓN DE SUBRASANTE IVÁN FERNANDO OTÁLVARO Ingeniero Civil, M.I, en Geotecnia, Pontificia Universidad Javeriana Cali, otalvaro.calle@gmail.com FRANCISCO JAVIER NANCLARES Ingeniero Civil, MSc, en Geotecnia, Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín, fjnancla@unalmed.edu.co

Recibido para revisar marzo 10 de 2008, aceptado octubre 10 de 2008, versión final octubre 31 de 2008

- http://es.wikipedia.org/wiki/Muro_de_contenci%C3%B3n. http://www.concretonline.com/
- Cardozo Adenay, Chacon "TIERRA ARMADA, MUROS DE CONTENCION Y ANCLAJES" Facultad De Ingenieria. Intensivo 2010. Universidad de los Andes. webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/nbelandria/materias/
- UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA GRADO EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN INGENIERÍA GEOTÉCNICA APUNTES TEMA 4
- (https://es.wikipedia.org/wiki/Ensayo_de_placa_de_carga)
- bdigital.unal.edu.co/53252/47/esfuerzosenmasasdesuelo.pdf
- Internet (Variado)
- www.ingenieríacivil.blogspot.com
- www.monografias.com
- Terzagui,Karl (1986) Mecánica de los Suelos.2da Edicion. Editorial El Ateneo. Caracas.Venezuela
- Lambe, T. William (1974) Mecánica de los Suelos. Editorial Limusa. Caracas, Venezuela.
- Tomo I y Li. Autor: Junior Hidalgo
- LA MECANICA DE SUELOS Y LAS CIMENTACIONES Prof. Dr. Jorge A. Capote Abreu
- CONSIDERACIONES SOBRE COMPACTACIÓN DE SUELOS EN OBRAS DE INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE .Alfonso Rico Rodríguez. Hermilo del Castillo Mejía. Documento Técnico No. 7. Sanfandila, Qro, 1992
- UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO. PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA. CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS ESPECIALES EN. CIMENTACIÓN DE LAS AUTOPISTAS URBANA NORTE Y SUR DE LA CIUDAD DE MÉXICO. ING. EDGAR ADRIÁN RODRÍGUEZ CORTÉS. MÉXICO, D.F. FEBRERO 2015
- Diseño geotécnico automatizado de cimentaciones superficiales por estados límites, empleando métodos no lineales. dIPLOMANTE: pedro Luis Lemus

Sorrondegui. Tutor: Dr. Ing. Ana Virginia González cueto. Consultante: Dr. Ing. Gilberto Quevedo Sotolongo. Santa Clara, junio de 2017.

- Técnicas para la consolidación del terreno y recalce de cimentaciones.Recalce. Publicado 09:46h en Grietas, Inyección de resinas expansivas, Micropilotaje por DIFECH Consolidaciones
- PRUEBAS PARA LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN (catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/sanchez_r_se/capitulo4.pdf)