

CAPITULO IPLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROBLEMA.

1º.- Hay que estudiar detenidamente el tipo de estructura más conveniente estudiando el pro y el contra de la misma.

El cálculo posterior no es más que un medio para comprobar si la construcción ideada es apta o no para soportar las cargas previstas.

Las obras no se construyen para que resistan, se construyen para otra finalidad y esta finalidad es de varios tipos y se pueden agrupar en tres fundamentales.

- 1ª.- Aislar un determinado volumen del exterior y defenderlo de los agentes exteriores (viento, lluvia, y nieve, temperaturas altas, etc.) en este grupo tenemos los muros y las cubiertas.
 - 2ª.- Sostener cargas fijas o móviles, establecer plataforma que sirva para paso de personas o vehículos o bien hacer los pisos de los edificios, puentes, viaductos y pasarelas.
 - 3ª.- Contener empujes horizontales interiores o exteriores de tierras líquidos o áridos, en estos tenemos las presas, muros de contención, paredes de depósitos, silos, etc.
- 2º.- Toda construcción además de ser resistente debe de ser estable e inmóvil, por tanto la función estática es esencial.

En cuanto a las calidades resistentes pueden ser de varios tipos, en primer lugar deben resistir las fuerzas mecánicas exteriores para lo cual se aplican los cálculos de la resistencia de materiales.

Además deben tener los materiales otras características de resistencia de otro tipo en casos determinados,

Toda construcción tiene siempre unas limitaciones de tipo económico, que es variable con el carácter más o menos suntuario de la obra, pero la condición de mínimo costo debe atenderse con prioridad.

La solución no es nunca clara, puesto que a menor costo menos resistencia y menos apariencia estética, pero dentro de unos límites siempre con discreción deberá atenderse este factor.

Hay que considerar asimismo las probabilidades de la construcción con los elementos de que se cuenta, una construcción aparentemente más barata puede resultar más cara por el encarecimiento de la mano de obra, por las dificultades de su construcción.

Hay que tener en cuenta asimismo los gastos de conservación, una estructura de hormigón tiene menos gastos de conservación que una metálica, que hay que rasar y pintar con frecuencia.

Por tanto en el estudio del factor económico, influye no solo la obra en sí, sino el clima, la industrialización del país, la facilidad del transporte, la menor o mayor carestía de la mano de obra y su capacidad.

Habrán casos en que la cuestión estética pesa más que en otros.

La elección de dos materiales no se puede hacer a priori sino que dependerá del país o región de que se trate.

Las posibilidades económicas también influyen grandemente en la elección del tipo de estructura ya que con poderosos medios económicos interesa que el capital disponible no esté entretenido mucho tiempo y la obra vaya rápidamente.

En resumen, esquematizando el problema se puede resumir en las siguientes ecuaciones e incógnitas.

Ecuaciones

Finalidad utilitaria
 Cualidades estéticas
 Condiciones económicas

Incógnitas

Material
 Tipo estructural
 Forma y dimensiones
 Proceso de ejecución

Estos factores se influyen unos en otros, por tanto el proyectar estructuras tiene más de arte y de sentido

común que de ciencia ya que el cálculo debe de ser para confirmar la resistencia de lo proyectado.

FENOMENO TENSIONAL.-

Es importantísimo el asimilar los principios tensionales que rigen los fenómenos resistentes, los cuales van internamente ligados a las deformaciones y es necesario antes de empezar a calcular una estructura el intuir como va a trabajar y cual será su forma de rotura, ya que los cálculos lo único que nos harán es asegurar la resistencia de unas formas a las cargas exteriores que nosotros pensamos van a sufrir unas tensiones y deformaciones de las que únicamente no podemos saber su dimensión.

En la antigüedad se han construido obras estático-resistentes, maravillosas y perfectamente satisfactorias, únicamente con el conocimiento de la forma de trabajar los distintos materiales en cada construcción, con este sentido de conocimiento tensional.

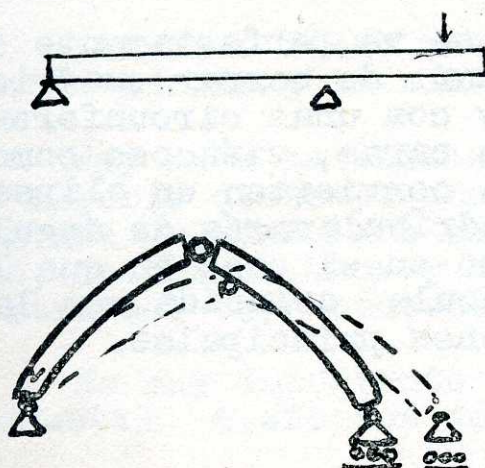
En toda estructura han de considerarse tres conceptos diferentes que son, el equilibrio, la resistencia y la estabilidad.

Equilibrio.- Es el más fácil de intuir, este equilibrio debe ser estático, es decir, debe asegurar la inmovilidad de la estructura en conjunto y en cada una de sus partes por separado respecto del cimiento que la sustenta.

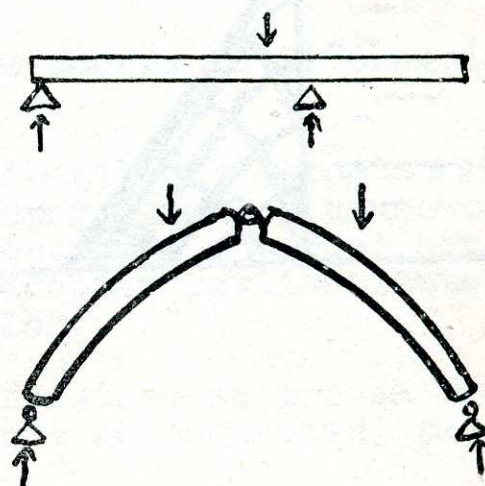
Salvo casos excepcionales es fácil comprender si el sistema de apoyos o enlaces satisface las exigencias de equilibrio.

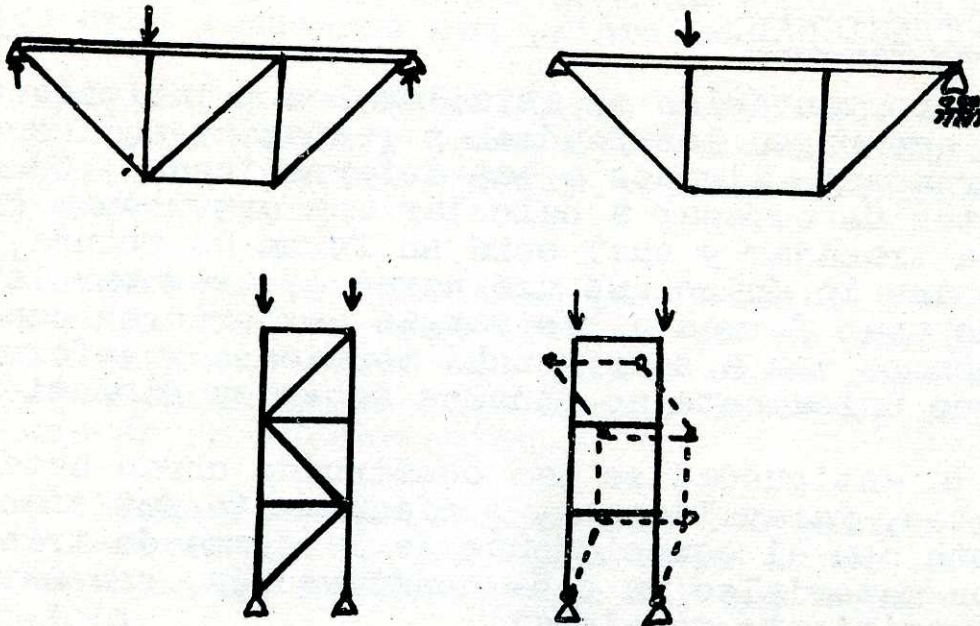
Ejemplos de estructuras.

Equilibrables



No equilibrables.





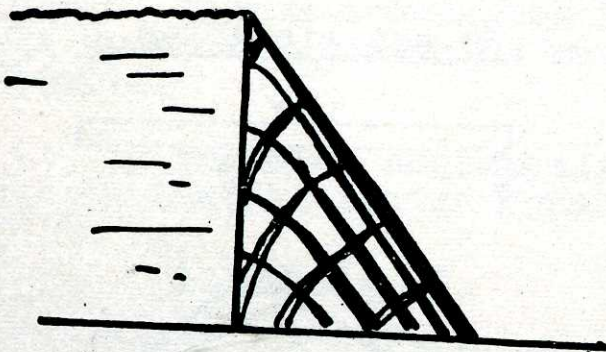
En el caso de considerar un tipo de tensión tridimensional sabemos que en cualquier punto se producen tres tensiones principales octogonales entre sí.

Las envolventes de estas tensiones forman la red de isostáticas que permiten una buena representación del fenómeno tensional.

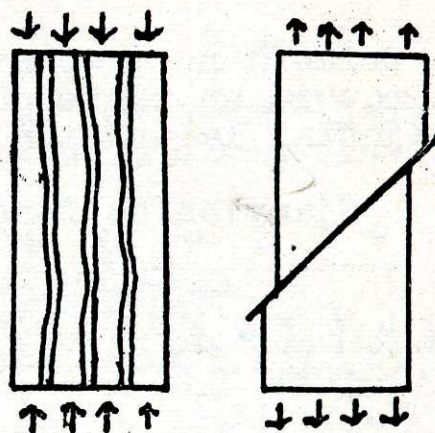
Restringiéndonos al problema plano podemos representar las líneas isostáticas de una presa de gravedad el espesor es función de la intensidad de la tensión.

La mejor ayuda que se puede tener es imaginar la estructura deformándose y la forma en que el material puede fallar.

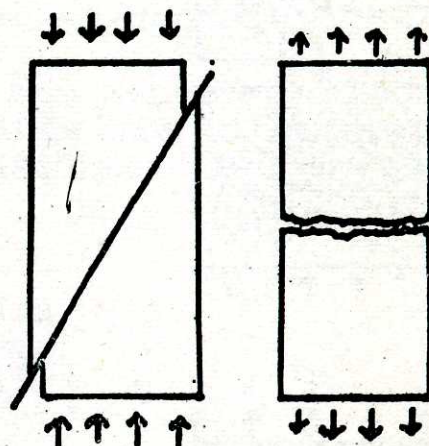
Esto se ve perfectamente en una goma de borrar cuadrículada y con unas circunferencias en sus caras, viéndose como estas se convierten en elipses y la cuadrícula varía de ángulo excepto en el caso en que la cuadrícula coincida con las tensiones principales.



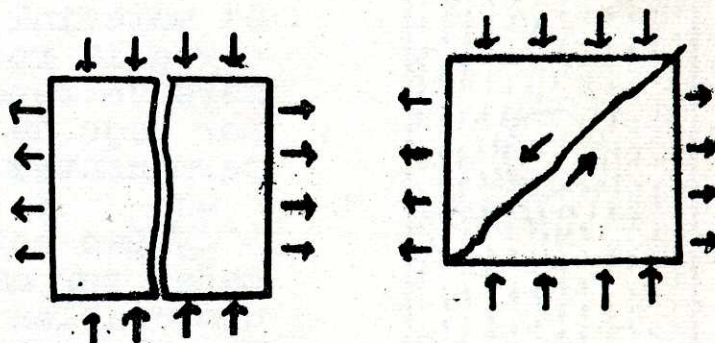
Ejemplos de rotura por tracción de cera o arcilla de alfarero.



Ejemplos de rotura por compresión.



Ejemplos de rotura por esfuerzo cortante.



Hay que llevar al ánimo del proyectista que la rotura no depende solo de la mayor tensión principal sino también de las otras dos normales a ella, que no siempre son despreciables.

Asimismo tiene una influencia enorme la diferencia entre la máxima y la mínima.

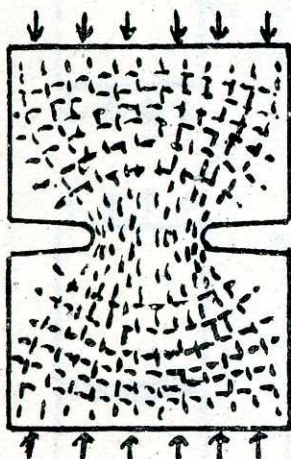
Hay unos materiales que son frágiles y otros dúctiles la mayoría de estos acaban por romper frágil y bruscamente con una equitracción en todas direcciones y por el contrario, se dúctilizan y acaban por aceptar deslizamientos importantes, bajo compresiones triples.

Es muy importante el que la fractura se prevea frágil o dúctil a efectos del coeficiente de seguridad, ya que

la primera no presenta señal alguna de la proximidad de la rotura en tanto que la segunda advierte permitiendo reajustar la tensión que descargan la zona peligrosa.

Ejemplos de fenómenos en tracción y compresión.

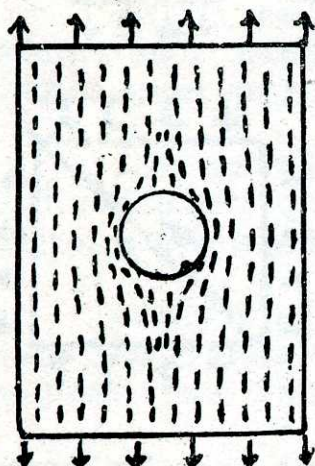
Las entalladuras le permiten funcionar como una rótula produciéndose en el cuello un estado de compresión triple que plastifica el material.



En esta chapa perforada las tensiones en el agujero son triples que las normales.

No se rompe porque la sobreten-sión se concentra en los bordes del agujero y el material acepta deformaciones plásticas.

Si hay alteraciones de esfuerzos el material sufre la llamada fatiga, o sea la rotura al cabo de cierto número de repeticiones con cargas muy por bajo de las que resiste con cargas permanentes.



Las estructuras pueden estar formadas por macizos de tres dimensiones comparables como las de las presas; por elementos superficiales o laminares típicos del hormigón armado, o por entramados de piezas en las que domine una dimensión.

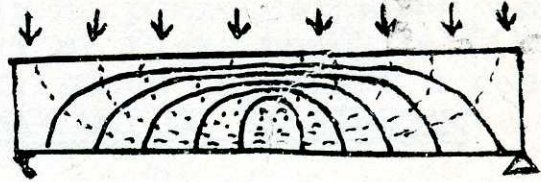
En las primeras la teoría de la Elasticidad no ha encontrado forma de aplicar sus principios (3 ecuaciones y 6 incógnitas y no se conocen las deformaciones para poder resolver el problema).

En formas prismáticas de sección constante en las que puede suponerse que las rebanadas trabajan por igual (tubos, túneles) se puede estudiar el sistema plano con la teoría de la Elasticidad y resolverlo analíticamente o fotoelásticamente.

Este plexo-tensional propio de una laja plana sometida a fuerzas en un plano es de gran interés y se aplica a bóvedas y cúpulas.

El problema es mucho más fácil en las estructuras entrancadas con piezas de gran longitud y dimensiones transversales pequeñas.

Plano tensional de una viga.



--- compresión
- - - tracción

En las piezas comprimidas hay que tener en cuenta el pandeo que puede llegar a rotura de barras cargadas a compresión, esto se aprecia perfectamente apoyándose en un bastón flexible.

Ecuaciones de equilibrio.-

$$\frac{d R_x}{d x} + \frac{d S_{yx}}{d y} + \frac{d S_{zx}}{d z} + X = 0$$

$$\frac{d S_{xy}}{d x} + \frac{d R_y}{d y} + \frac{d S_{zx}}{d z} + Y = 0$$

$$\frac{d S_{xz}}{d x} + \frac{d S_{yz}}{d y} + \frac{d R_z}{d z} + Z = 0$$

$$S_{yx} = S_{xy}$$

$$S_{yz} = S_{zy} \quad 3 \text{ ecuaciones con 6 incógnitas,}$$

$$S_{xz} = S_{zx}$$

CAPITULO II

MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCION.

Los materiales se pueden clasificar en Pétreos: metálicos, maderas y hormigón armado y pretensado.

Pétreos	mampostería en seco cantería (sillares y sillarejos) mampostería normal el tapial el adobe ladrillo (hueco, macizo, rasillas, etc.)
---------	---

MAMPOSTERIA Y CANTERÍA.-

Tiene gran resistencia en la compresión y pequeña a la tracción, en los sillares hay que alternar las juntas verticales.

Este material es apropiado para elementos en que interese masa y peso, como muros de contención y para los que tengan que trabajar únicamente a compresión: soportes, arcos, bóvedas.

Cuando se empleen plaqueados póstizos de cantería sobre hormigón hay que anclarlos ya que la rigidez del plaqueado es superior a la del hormigón.

LADRILLO.-

Este material tiene la ventaja de su uniformidad de tamaño su escaso peso y volumen que permiten manejarlo con una mano.

Tiene el inconveniente de gran cantidad de juntas que son necesarias.

Los ladrillos han de juntarse con mortero y hay que tener en cuenta la retracción del fraguado de éste y asimismo que sus deformaciones térmicas e higroscópicas son superiores a las del ladrillo.

En sentido longitudinal la influencia del mortero es bastante menor.

Hay que tener muy en cuenta estos efectos en el sentido vertical en primer lugar no poniendo juntas de mortero demasiado gruesas ya que si fuese unida la fábrica de ladrillos a otra de cantería, puede dar lugar a despegues de una respecto a la otra.

El empleo de yeso como aglomerante tiene la ventaja de la velocidad de trabajo por un fraguado casi instantáneo pero no puede resistir la humedad empleándose únicamente en los interiores.

HORMIGON (solo o en masa)

El hormigón exige un encofrado y una cimbra para sustentar a este que debe además soportar los empujes laterales que de antes de fraguar. Esta cimbra debe de quedar varias semanas hasta que el hormigón haya alcanzado su endurecimiento.

El hormigón entra en el grupo general de los elementos frangibles, resiste muy bien a compresión y mal a tracción.

A compresión da roturas por separación según planos paralelos a la dirección del esfuerzo o por deslizamiento según planos a 30° .

A tracción se rompe por roturas normales al esfuerzo.

Primeramente se le comparó a los materiales petreos pero posteriormente ha ido descubriéndose algo que le diferencia esencialmente de la piedra.

En realidad el hormigón no es un sólido en el verdadero sentido de la palabra sino un pseudo-sólido.

Este pseudo-sólido sobre el que se han escrito infinidad de volúmenes sin haber llegado a un profundo conocimiento de los problemas que se presentan en el mismo (imposible calcular una presa de gravedad), puede considerarse formado por un árido inerte y una pasta en la que una parte que pudiera llamarse sólida esté rodeada e infiltrada por el agua cargada de sales y el aire que llena los poros restantes.

El equilibrio termodinámico con el ambiente requiere que al variar el grado higroscópico de este, el agua se evapore o condense según leyes complejas e incluso en la

pasta de cemento fraguado se producen variaciones de volumen análogas a las de un gel.

Este fenómeno se prolonga durante años.

El hormigón presenta además del coeficiente de dilatación térmico un coeficiente de dilatación higroscópico muy sensible. Al humedecerse por un chaparrón en elementos de poco espesor entumece y al desecarse contrae tanto más cuanto más bajo es el grado higroscópico del ambiente. Este efecto afortunadamente se amortigua con el espesor del macizo.

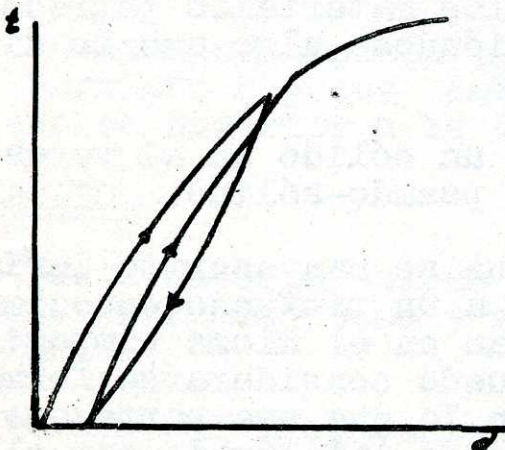
Aparte de todo esto el hormigón durante el fraguado en los primeros meses de vida al aire acusa una fuerte retracción del orden de décimas de milímetro por metro cuyos incrementos se amortiguan con el tiempo.

Este fenómeno es debido a la absorción del agua por proceso químico y en parte a su eliminación a la atmósfera.

Varía con la porosidad y con el espesor del macizo. En grandes espesores el efecto es menor, mucho más lento y menos aparente que con espesores pequeños; es muy grande en estructuras de elementos delgados y es nulo o despreciable en cimientos enterrados.

Sometido a carga el hormigón acusa diferentes tipos de deformación.

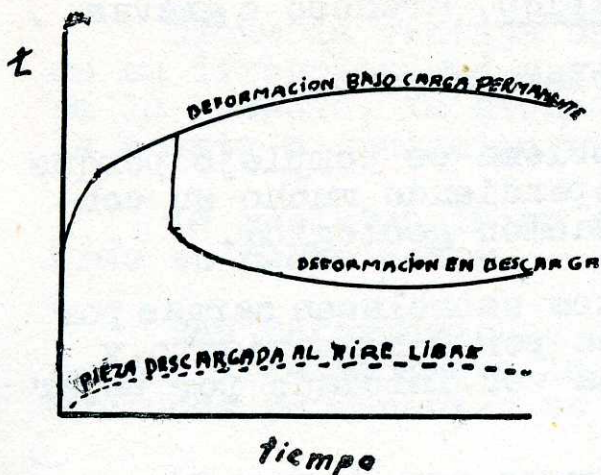
En primera carga el hormigón no acusa proporcionalidad entre tensión y deformación (ley de Hooke) como no sea para tensiones bajas.



Las deformaciones aumentan más que las tensiones, dejan una pequeña deformación permanente, tanto mayor cuanto mayor haya sido la tensión alcanzada.

Bajo cargas sucesivas no sobrepasando lo soportado anteriormente puede admitirse que cumple la ley de Hooke.

Si la sollicitación se mantiene a lo largo del tiempo (peso propio), la deformación continúa según una ley amortiguada a lo largo del tiempo.



La parte más importante se hace los primeros meses, pero duran años y en algunos casos han alcanzado valores 2 y 3 veces superiores a la inicial.

La deformación lenta es menor cuanto más edad tiene el hormigón al cargarlo.

Esta deformación es parcialmente reversible al descargar el hormigón.

Teniendo en cuenta la escasa resistencia del hormigón a tracción hay que tener en cuenta que las sustentaciones no coarten excesivamente la retracción si no se quiere tener agrietamientos.

Hay que tener en cuenta que el hormigón es un material frágil ya que las roturas se producen sin previo aviso.

Se ha intentado disminuir el peso específico del hormigón en ciertos casos adicionando ciertos elementos que producen burbujas distribuidas en el interior, pero se disminuye notablemente su resistencia.

Hay casos especiales en que el hormigón ha de ir revestido de una capa impermeable para evitar el efecto de la humedad en las heladas, o el ataque por elementos químicamente agresivos (agua de mar, humos y gases de ciertas industrias).

El corte del encofrado exige superficies planas, y esto induce a ceñirse a formas poliédricas, teniendo en general un aspecto poco atrayente, debido además a que aparecen en su superficie las señales del encofrado.

Para evitar este aspecto se pueden emplear un contra-encofrado de chapa para reparar del hormigón barato del macizo interior el de la superficie, estas chapas se retiran a medida que se hormigona.

También se pueden aprovechar los encofrados para con las tablas hacer juntas que le quiten su monotonía al paramento exterior.

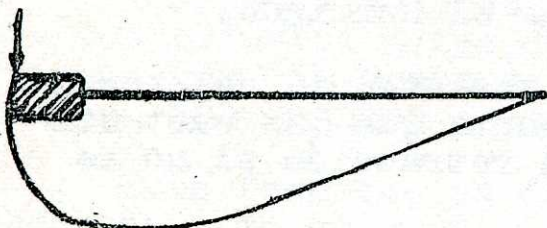
El Terreno. Aunque no es un material es esencial su unión a cualquier construcción, este puede ser sólido como una

roca, pseudo-sólido (arcillas) o árido, arenoso o gravas .

En el primer caso no hay problema alguno.

En el caso de arcillas el problema es complejo porque interviene el agua intersticial dependiendo mucho su comportamiento del tiempo de consolidación geológica.

En estos terrenos los cimientos establecen cargas por compresión y el peligro de rotura es por deslizamiento, y este deslizamiento es más fácil una vez iniciado por bajar el coeficiente de rozamiento .



En la figura tenemos la forma de cómo puede deslizar un terreno arcilloso por compresión del cimiento.

En el caso de arena o grava suelta solo queda el rozamiento como elementos estabilizante , y hay que cimentar en profundidad.

La determinación de las características pueden hacerse sacando probetas pero hay que tener en cuenta que en el terreno se carece de garantías de uniformidad y hay que tomar unos coeficientes de seguridad elevados que garanticen la estabilidad de la construcción.

A continuación damos los pesos de estos materiales de construcción.

Tierra húmeda, arcilla	2.100 Kg./m ³
" seca	1.600 Kg/m ³
Grava húmeda	2.000 Kg./m ³
" seca	1.700 kg./m ³
Granite	2.800 "
Calcárea	2.500 "
Gres	2.700 "
Ladrillos llenos	1.900 "
Ladrillos huecos	1.300 "
" " porosos	1.000 "
Mortero	2.100 "
Mortero de cal	1.700 "
Hormigón	2.200 "

MADERA.-

Es el primer material que cronologicamente resiste igual a tracción que a compresión según sus fibras.

Tiene la ventaja de su atractivo pero la desventaja de su irregularidad y su menor durabilidad ya que le ataca la humedad, la sequedad, las bacterias, aún cuando se le someta a tratamientos que alargan su duración.

La resistencia en el sentido transversal a sus fibras es mucho menor.

Las deformaciones crecen más deprisa que las tensiones al aproximarse a la rotura y la madera acusa deformaciones permanentes no reversibles bajo cargas duraderas.

La rotura por compresión se hace por pandeo transversal y se hace con cierta lentitud (tipo plástico) y puede ocurrir después de cierto tiempo de estar sometida a compresión.

La rotura por tracción aunque es más brusca, no es tan rápida como en los materiales petreos.

FUNDICION.-


Mayor resistencia a compresión que a tracción, su comportamiento no es perfectamente elástico, las deformaciones aumentan más que las tensiones, coeficiente de dilatación elevado.

Hoy en día se emplea muy poco en la construcción.

ACERO LAMINADO.-

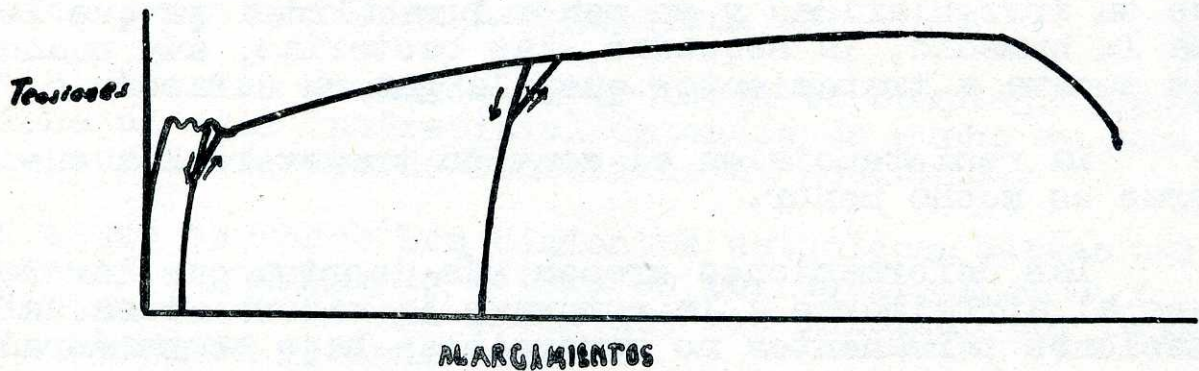
Es el material que amenaza por unos decenios desbancará todos los elementos. Continúa siendo insustituible para la realización de estructuras de gran altura y grandes luces.

En el acero sus resistencias a tracción y compresión son parecidas y en el sentido normal a sus fibras aunque su resistencia es menor, su diferencia es mucho menor que en la madera.

Al ser buena la resistencia a esfuerzo cortante el espesor del alma puede disminuirse y adoptar formas de I o de .

En aceros semidulces normales, el material se mantiene elástico hasta un cierto límite cuando se sobrepasa el material se relaja y fluye con variaciones pequeñas de tensión.

Por fin si se sigue aumentando la carga se produce la estricción y la rotura.



Si después de sobrepasar el límite elástico aparente se deja descansar el material varios días, el material funciona nuevamente en régimen elástico para solicitaciones inferiores a la anterior.

El acero no presenta los fenómenos de retracción ni deformaciones higroscópicas ni diferidas en cambio el coeficiente de dilatación térmica es bien apreciable y más elevado que en los materiales petreos.

Los mismos esfuerzos inherentes a la laminación si el enfriamiento no se ha producido normalmente pueden dar lugar a tensiones parasitas que en grandes perfiles han llegado a producir por si solas la rotura de la pieza. Esto es muy importante en estructuras soldadas.

Las causas de la rotura frágil (que se caracteriza por la ausencia del período previo de deformación plástica) han sido muy estudiadas recientemente, por haber intervenido en accidentes grandes y espectaculares en roturas de barcos y puentes soldados.

En la rotura frágil del acero influyen muchos factores: composición metalográfica, temperatura, rapidez de la puesta en tensión, tensiones parasitas pero tiene importancia especial y decisiva el tipo de sollicitación

Los estados de tracción triaxial producen tendencia a la rotura por separación en vez de la de deslizamiento. Asimismo la bitracción en el plano de chapas de fuerte espesor puede dar lugar al mismo fenómeno aunque con menor intensidad.

Los estados de tracción triaxial son producidos en ciertos casos por entalladuras, oclusiones, ángulos entrantes, etc. y son muy peligrosos y favorables a roturas de tipo frágil.

Fuera de estos casos el acero antes de romperse se estira y después de alcanzar deformaciones muy grandes se rompe.

Igual que en la madera el problema del enlace es muy importante.

HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO.-

Se ha dicho que en el hormigón armado el acero da fibra a la piedra y el hormigón de masa al acero.

El hormigón armado es una piedra orgánicamente constituida dentro de cuya masa el complejo tendinoso de la armadura se distribuye optimamente se dosifica para prestar al hormigón la resistencia a la tracción que necesita en cada punto y se orienta y refuerza según las exigencias del plano tensional previsto.

En el hormigón armado las armaduras no van enlazadas entre sí, el trabajo conjunto va confiado a la adherencia (incluida en ella el rozamiento entre hormigón y acero).

Las armaduras rara vez pasan de 35 m/m. y llevan modernamente pezones o nervaduras para impedir su deslizamiento en el hormigón.

Al mismo tiempo al estar las armaduras incluidas en el hormigón, aseguran su falta de oxidación.

Inicialmente el hormigón armado no es ningún producto de la ciencia y su creación por Monier para hacer tiestos no preveía su alcance actual.

Teniendo el hormigón y el acero coeficientes de dilatación diferentes, teniendo el hormigón una retracción inicial y deformaciones higroscópicas hay que recurrir a explicaciones sutiles y obtusas para explicar su adaptibilidad, pero la realidad es que el hormigón y el acero gracias a una serie de características no elásticas, se mantienen unidos sin roturas ni deslizamientos relativos.

Ciertamente la retracción del hormigón tiende (y lo logra en parte) a poner las armaduras en compresión quedando el en tracción; pero la deformación lenta amortigua el efecto perjudicial y no se llega a roturas peligrosas mientras las cuantías, los anclajes, los recubrimientos, se mantengan dentro de los límites señalados por la práctica.

Fuera de estos casos el acero antes de romperse se estira y después de alcanzar deformaciones muy grandes se rompe.

Igual que en la madera el problema del enlace es muy importante.

HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO.-

Se ha dicho que en el hormigón armado el acero da fibra a la piedra y el hormigón de masa al acero.

El hormigón armado es una piedra orgánicamente constituida dentro de cuya masa el complejo tendinoso de la armadura se distribuye optimamente se dosifica para prestar al hormigón la resistencia a la tracción que necesita en cada punto y se orienta y refuerza según las exigencias del plano tensional previsto.

En el hormigón armado las armaduras no van enlazadas entre sí, el trabajo conjunto va confiado a la adherencia (incluida en ella el rozamiento entre hormigón y acero).

Las armaduras rara vez pasan de 35 m/m. y llevan modernamente pezones o nervaduras para impedir su deslizamiento en el hormigón.

Al mismo tiempo al estar las armaduras incluidas en el hormigón, aseguran su falta de oxidación.

Inicialmente el hormigón armado no es ningún producto de la ciencia y su creación por Monier para hacer tiestos no preveía su alcance actual.

Teniendo el hormigón y el acero coeficientes de dilatación diferentes, teniendo el hormigón una retracción inicial y deformaciones higroscópicas hay que recurrir a explicaciones sutiles y obtusas para explicar su adaptabilidad, pero la realidad es que el hormigón y el acero gracias a una serie de características no elásticas, se mantienen unidos sin roturas ni deslizamientos relativos.

Ciertamente la retracción del hormigón tiende (y lo logra en parte) a poner las armaduras en compresión quedando el en tracción; pero la deformación lenta amortigua el efecto perjudicial y no se llega a roturas peligrosas mientras las cuantías, los anclajes, los recubrimientos, se mantengan dentro de los límites señalados por la práctica.

De todos modos hay que seguir estas reglas con carácter bastante estricto. Basta aumentar la cuantía de las armaduras y su diámetro para que el hormigón se rompa por retracción cortando la continuidad de la pieza, o que en una placa se separen excesivamente las barras para que se agriete entre barra y barra.

El hormigón se caracteriza porque el proyectista tiene que tocar mas teclas que en otro material, la armadura puede aumentarse o disminuirse, repartirse o concentrarse, pasar de una cara a otra, variar de dirección a las barras y por tanto su cálculo es más prolijo, teniendo en cuenta además el estudio de las posibilidades de su ejecución y encofrado.

La idea matriz del hormigón armado es que las tracciones las resistan las armaduras y las compresiones el hormigón, sin embargo, dentro del hormigón las armaduras principales (bien enlazadas con otras transversales para evitar que pandeen) son elementos que añaden resistencia a compresión a la del hormigón.

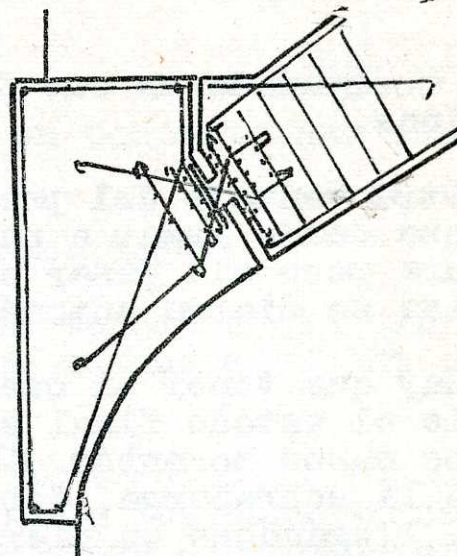
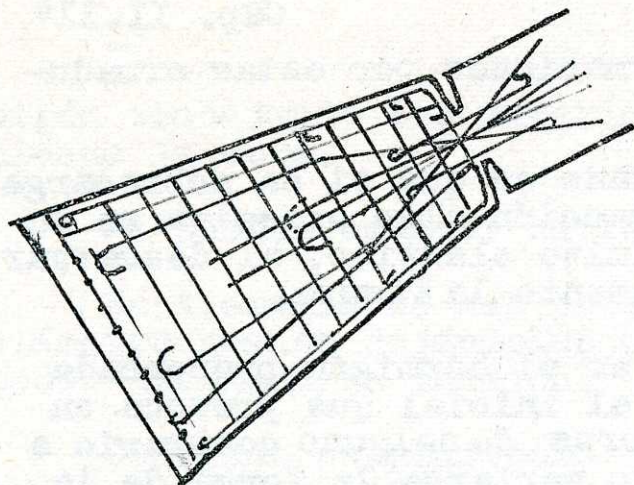
En general en casos corrientes es más barato hacer trabajar a compresión el hormigón puesto que trabajando el hormigón a 50 kg./cm² y el acero a 1.200 con densidad del hierro 8 solo será igual de costo cuando el kg. de hierro valga $\frac{24}{8000} = 0,003$ del precio del m³ de hormigón.

Como ya se ha dicho antes es difícil justificar teóricamente la ausencia de fisuras en el hormigón, y aún más prever la importancia de las fisuras. En esto influye favorablemente la multiplicación y buen reparto de las armaduras y disminución de sus diámetros. Con ello y buena disposición de enlaces puede llegarse a garantizar la no aparición de fisuras apreciables (se aceptan las inferiores a 1/3 de m/m., por estar estas defendidas de la oxidación con estas aberturas.

Este fenómeno de la fisuración hace que se vea limitado el empleo de acero de alta calidad, ya que al aumentar su tensión de trabajo aumenta su alargamiento y aumenta su fisuración y únicamente se pueden emplear armaduras corrugadas y tipos especiales de perfiles.

El problema del enlace no existe en el hormigón ya que basta el simple recubrimiento de las armaduras.

Generalmente las rótulas exigen el empleo de elementos metálicos, pero en general las rótulas Mesnager o Freysinnet dan resultados suficientemente satisfactorios (los ángulos de giro previsibles son pequeños).



HORMIGÓN PRETENSADO.-

Es aquel en que las armaduras se tensan antes de verter y fraguar el hormigón.

HORMIGÓN POSTENSADO.-

Es aquel en que las armaduras se tensan después de endurecido este y quedan bien al exterior e independientes del hormigón toda la vida de la obra o adheridas a él por la adhesión de nuevas masas de hormigón.

Con el hormigón pretensado se pueden desarrollar técnicas mucho más depuradas y únicamente lo que determinará su empleo es el coste de la mano de obra adicional que requiere su empleo.

Con el hormigón pretensado se pueden emplear alambres de acero especial que alcanzan grandes resistencias.

El pretensado se emplea casi exclusivamente en taller. Se emplean armaduras de muy alto límite elástico para que su alargamiento sea grande y al sobrevenir la retracción y deformación lenta del hormigón la compresión que originen sobre ellas no sea más que una parte alicuota pequeña de la tensión inicial a que fueron sometidas.

En el hormigón pretensado la tracción en el acero y la compresión en el hormigón se mantienen gracias a la adherencia, por tanto hay que dar a las armaduras diámetros pequeños y a los alambres formas especiales de laminación, (en la práctica se recurre a sujetar las armaduras con pequeños anclajes especiales).

Con esto el hormigón se hace apto para resistir tracciones, ya que al superponerse estas a las compresiones debidas al pretensado se convierten en simples descompresiones. Por otra parte el hormigón se hace más dúctil.

al ir acompañado en sus deformaciones por estas armaduras finas.

Otra ventaja del pretensado es que si se sobrecarga la pieza dando lugar a una tracción algo excesiva en la armadura pero sin pasar el límite elástico, al descargar la pieza se cierra automáticamente la fisura.

Hay que tener en cuenta en el hormigón pretensado no solo el estado final sino el inicial que provoca en ciertos casos momentos flectores de selguno contrario a los de la sobrecarga, debiendo variarse la forma de la pieza, llegándose en ciertas vigas T a invertir la posición de la cabeza para que sea capaz de soportar la compresión excéntrica producida por los alambres antes de actuar la carga.

La tensión admisible en el hierro puede elevarse a igualdad de tensión de rotura ya que las armaduras han sido sometidas a tracción superior a la que tendrán una vez vertido el hormigón y destensadas por la retracción y deformación lenta del hormigón.

Por otra parte al trabajar en el taller la preparación y hormigonado se hace con más cuidado obteniéndose piezas mucho mejor terminadas, pudiéndose en caso necesario efectuar tensados en tres direcciones perpendiculares, elevando fuertemente la resistencia.

En el hormigón corriente fabricado con piezas prefabricadas el enlace es un punto débil y la adherencia entre el hormigón endurecido y el fresco es un punto débil, eso se suele remediar dejando salientes las armaduras en el sentido longitudinal.

En el hormigón postensado estas deficiencias desaparecen ya que la junta plana y a tope de dos bloques contiguos simplemente recibida con mortero se mantiene indefinidamente en compresión por las armaduras postesas que le atraviesan. Por este procedimiento se ha desenvuelto la construcción de vigas de puente por ensamble de trazos yuxtapuestos y postensados.

El pretensado se emplea en taller y el postensado in situ.

Aunque el hormigón postensado aparece como piezas compuestas de dos materiales la realidad es que es solamente en la construcción, dejando en las piezas huecos tubulares donde se meten después las armaduras para tensarlas y después de terminada la operación se inyecta hor-

hormigón trabajando los materiales en conjunto una vez terminada la obra.

Se pueden emplear cables trenzados.

En Alemania se han realizado tensados con barras de diámetro grande dejándolas libres en sus alveolos para poder corregir la tensión.

Conviene señalar como caso particular el tensado del hormigón sin armaduras pretensadas o postensadas con gatos hidráulicos (apertura de los arcos con gatos hidráulicos).

CAPITULO III

GENESIS DE LOS ESQUEMAS ESTRUCTURALES.

Para comenzar el planteamiento del proyecto es necesario..

1º).- Concretar las condiciones funcionales que constituyen el planteamiento del problema teniendo en cuenta.

- A.- Condiciones a cumplir absolutamente necesarias.
- B.- " " " en el mayor grado posible.
- C.- " supletorias a cumplir si es posible sin sacrificar las anteriores.

2º).- Estudio de las condiciones locales.

- A.- Naturaleza del terreno.
- B.- Posibilidades de ejecución.
- C.- Estética (construcciones colindantes).
- D.- Materiales propios de la localidad.

3º).- Croquización a ser posible en perspectiva de distintas soluciones estructurales.

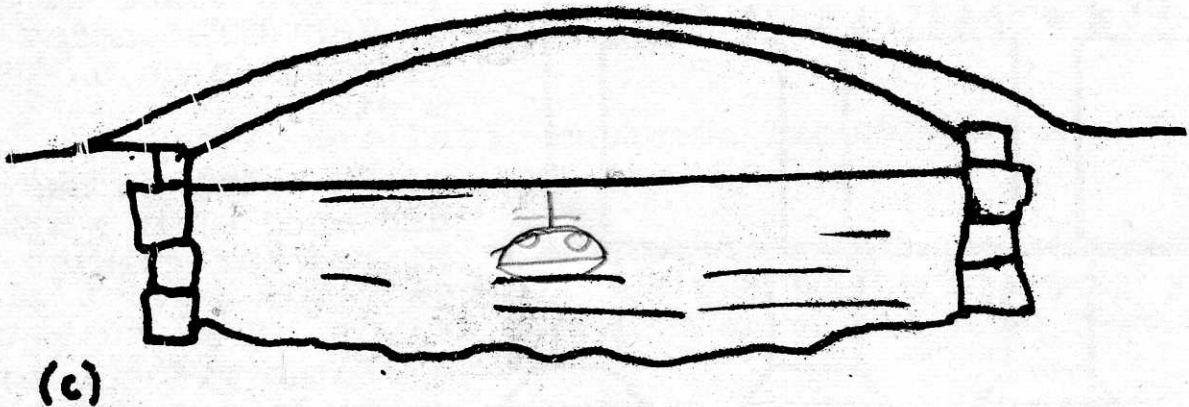
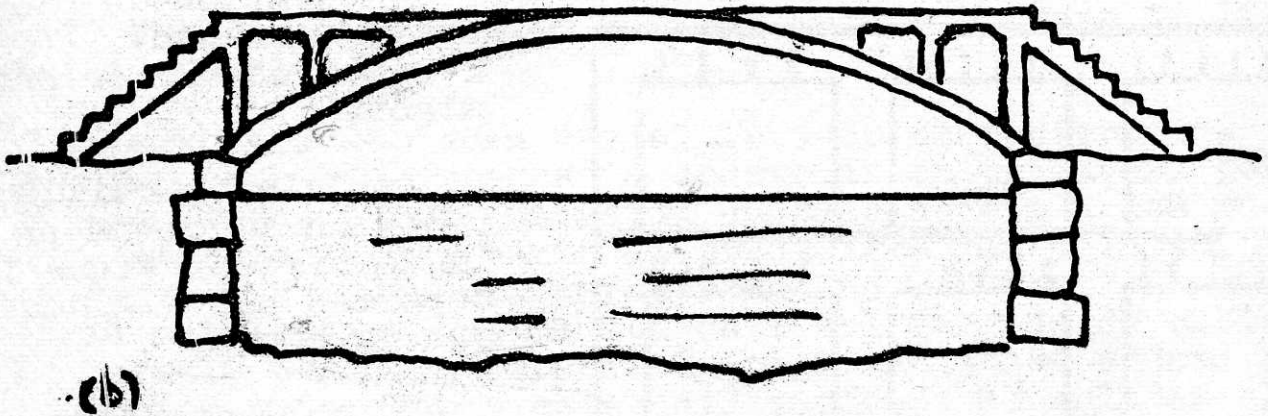
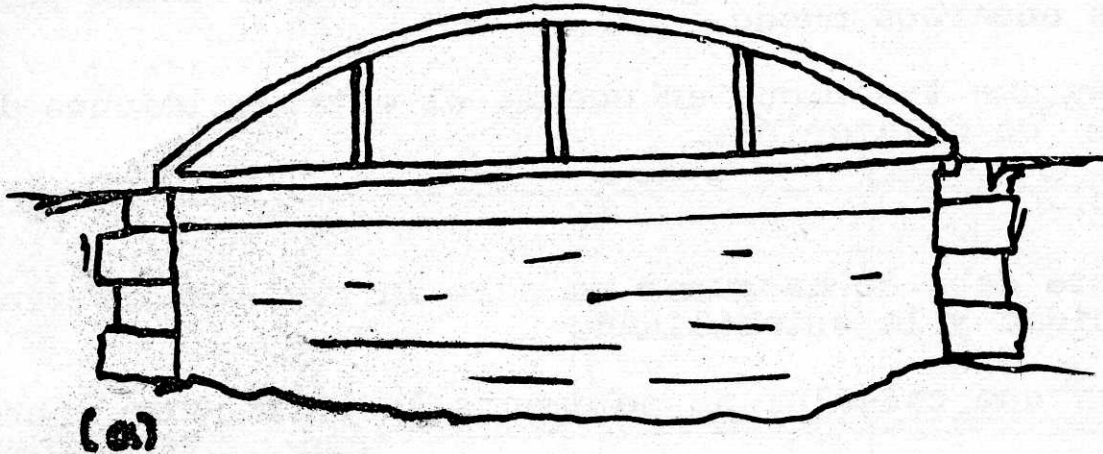
4º).- Estudio crítico de estas posibles soluciones superando todas las circunstancias existentes desechando aquellas con las que no estemos completamente seguros de asumir las condiciones requeridas. Función a cumplir. Cálculo. Ejecución. Estética local y Costo de la obra.

Ejemplo de tres soluciones para construir un puente en un pueblo por el que pasasen peatones y a ser posible caballerías, siendo el factor más importante su costo (Ayuntamiento pobre).

Se eligió el arco por ser más económico que la viga.

Se eligió la solución (b) por ser más económica que la (a) aún cuando en ella las caballerías no podían pasar.

Si se hubiese adoptado la solución (c) hubiese sido más económica y hubieran podido pasar las caballerías.



Una vez elegido el material y la estructura ha de mirarse concienzudamente los fenómenos tensionales, tener en cuenta la influencia de los cambios de temperatura, acciones exteriores, viento, nieve y tener en cuenta que sobre todo en estructuras metálicas no es más barata la que cuesta menos teóricamente, sino que hay que tener en cuenta, su ejecución y los gastos de conservación.

Perfiles excesivamente delgados tienen una pérdida de resistencia por oxidación mucho mayor proporcionalmente a otros más gruesos y asimismo la conservación por pintura se encarece mucho.

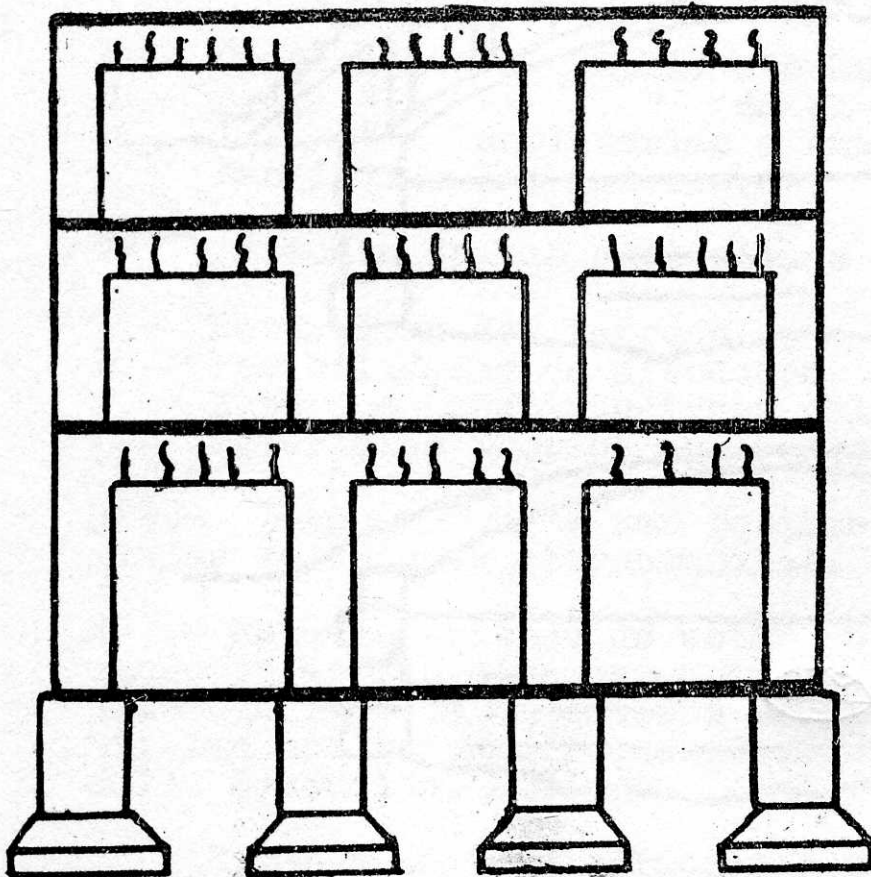
Hay que tener muy en cuenta el establecimiento de juntas de dilatación.

CÁLCULO.-

Este debe de asegurar no solo la resistencia sino la estaticidad y la estabilidad.

Hay que calcular no solamente la estructura cuando está montada sino durante el período de ejecución.

Ejemplos de mal comportamiento.
1^o. Estructura de hormigón.



La única particularidad no correcta es la de ofrecer vigas y soportes más rígidos que la usual.

Cálculo correcto pero sin tener en cuenta las diferencias de retracción de un piso a otro.

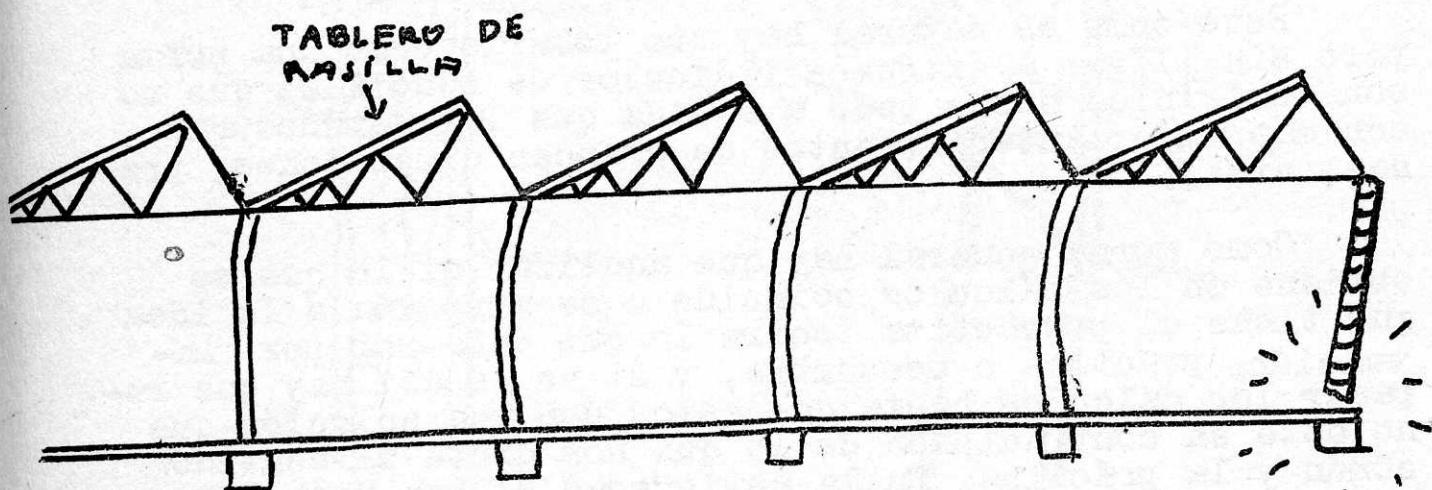
La obra se suspendió unos años y aparecieron las grietas de la figura.

Estas grietas no pasaban la armadura y eran verticales con el mismo espesor, evidentemente no eran producidas por trabajo normal.

Hechas las averiguaciones se supo que se habían observado después de una prolongada sequía y unas fuertes tormentas de verano (las vigas se habían agrietado por la retracción consecuencia del entumecimiento del hormigón del forjado no habiendo podido seguir su movimiento al estar secas

en su parte inferior.

2^o. - Nave de dientes de sierra.



La estructura estaba bien calculada pero produjo unos empujes que tendían a hacer volcar el muro de ladrillo final.

Esto era debido a que el forjado de cubierta de rasilla se había empezado a construir en primavera por la izquierda, o sea que había quedado sujeta a los muros laterales y por tanto al producirse las dilataciones lo único que podía dilatarse eran las cerchas en su parte metálica ya que el conjunto del forjado de cubierta formaba como una especie de viga inclinada sujeta en los muros laterales y estas dilataciones acumuladas al quedar las cerchas sometidas a los calores directos del sol antes de estar cubiertas dieron lugar a este fenómeno.

Se tenían que haber cubierto las cerchas a medida que se fuesen montando una por una.

Hay que tener en cuenta no solo las sollicitaciones sino los fenómenos secundarios que pueden aparecer y vencerse de si hay que tenerlos en cuenta o no pero nunca olvidarlos.

Hay que estudiar perfectamente el terreno sobre el que se va a construir con toda clase de datos (sondeos, reconocimientos, etc.). Esto es particularmente importante si la estructura es hiperestática.

Hay que elegir el método de cálculo más sencillo entre los que den más garantía de seguridad y de economía.

Un error en el cálculo de un 10 o un 20% no tiene importancia y en cambio un error de cálculo por exceso de complicación pretendiendo conseguir una mayor exactitud

puede ocasionar una catástrofe. ().

Esto como es natural hay que tomarlo como una norma pero sin llegar a extremos ridículos de sencillez que no son admisibles sobre todo a medida que las estructuras son más importantes (puentes de grandes dimensiones, presas, etc.).

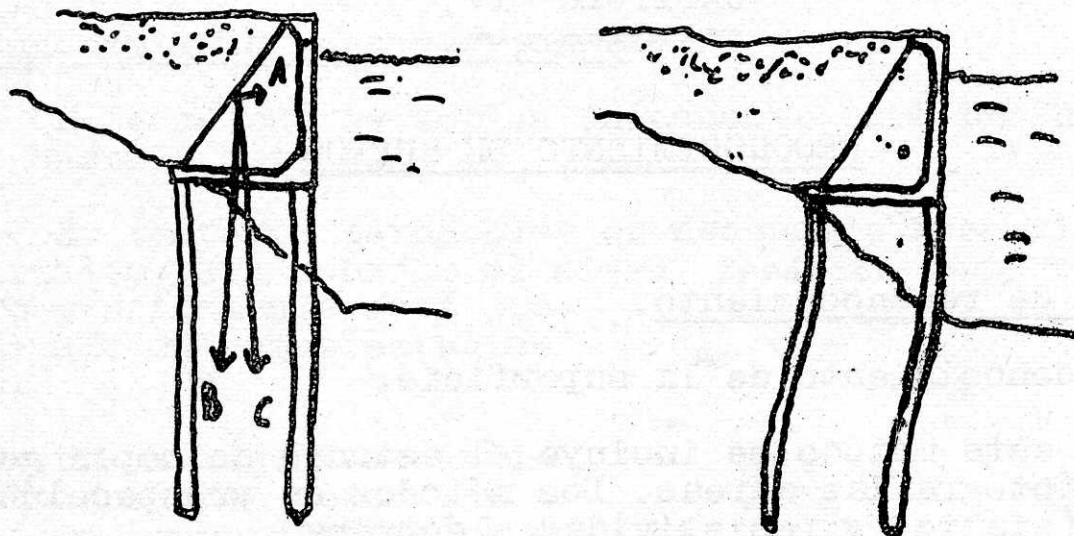
Como norma general hay que analizar si lo que se obtiene en los cálculos coincide o se aproxima a la idea que tiene el proyectista sobre lo que debe ser por intuición, práctica o costumbre, y si no es así hay que repasar los cálculos hasta que estos den una solución que no esté en contradicción de lo que nos dicta el sentido común y la práctica. En la antigüedad se han hecho obras maravillosas nada más que por sentido del equilibrio y conocimiento de los materiales y en aquellos tiempos no tenían posibilidad de comprobar con el cálculo si lo que iban a construir se sostendría o no.

Cuando no se tenga una idea muy clara de lo que va a ocurrir en una estructura una medida muy buena es hacer un cálculo aproximado con hipótesis de sustentación fáciles de calcular y después de obtenidas unas dimensiones preliminares, aplicar un sistema de cálculo más exacto y más complicado, pero teniendo el primero como referencia de que no se ha cometido una equivocación de bulto.

Una cosa importantísima es el no cometer errores en las hipótesis de sustentación, por ejemplo si creemos que una viga o un arco va a estar empotrado y en realidad no lo está no vale de nada el que el cálculo se haga maravillosamente bien y la estructura puede caerse. Lo mismo nos ocurre si pensamos que un material se va a comportar según la teoría de la elasticidad y no lo hace, o si no tenemos en cuenta los esfuerzos que pueden aparecer como consecuencia de la dilatación, retracción, etc. (rotura puente de Brooklym, mejor sustentación al quitar ciertos tirantes que daban exceso de hiperestatismo).

En la estructura de la figura se contó con el empuje de tierras A, y con su peso B y la resultante C, pasaba por la base de sustentación y sin embargo se cayó.

Estudiado el caso se vió que los pilares no resistían a la flexión producida por la pequeña componente A, (el descuido de esta comprobación originó el desastre).



Muy importante es la fijación del coeficiente de seguridad.

Aunque las instrucciones de cada país fijan estos coeficientes, no debería fijarse este con carácter de uniformidad.

Este debe ser diferente según la probabilidad de que las cargas previstas sean sobrepasadas, por ejemplo no puede ser el mismo en un depósito de agua en el no puede pasarse de la presión hidrostática correspondiente a su máximo nivel que en un piso de vivienda donde una aglomeración impensada de una multitud inconsciente del peligro puede dar sobrecargas excesivas.

Asimismo el coeficiente debe de variar según el grado de vigilancia que se haya de ejercer durante la obra. (este no es el mismo en una obra importante que en una obra de poca monta).

Asimismo también depende de la responsabilidad de la obra (el coeficiente en una presa que tenga aguas abajo una población de 100.000 habitantes no puede ser el mismo que el de una presa en una zona deshabitada).

CAPITULO IV

=====

RECONOCIMIENTO DE SUELOSMétodos de reconocimiento.

1º.- Reconocimiento de la superficie.

En este método se incluye el estudio de mapas geológicos, fotografías aéreas. Los métodos de prospección geofísica (sísmico y resistividad eléctrica).

Estos dan sólo indicaciones aproximadas de las probables condiciones del suelo.

2º.- Reconocimiento del subsuelo.

Este método es más lento y más caro pero es indispensable dependiendo la naturaleza del reconocimiento y método empleado de la importancia y vulnerabilidad de la obra.

Método de estudio geológico.

Es muy importante para tener una idea del método a seguir para evitar sorpresas posteriores por aparición de fallos de terreno de menos resistencia o simas, debidas a corrientes subterráneas (Figuras en ejemplos en Tschebotariof).

Métodos eléctricos y sísmicos.

El primero está basado en las variaciones de resistencia eléctrica entre dos puntos colocados a cierta distancia lo cual está relacionado con la naturaleza del suelo. Este método no es válido para profundidades superiores a 30 metros. El método sísmico está basado en que la propagación de la onda es más rápida al aumentar la densidad del material.

La velocidad de propagación en roca puede alcanzar 7.600 m/seg. en el agua es de 1.400 m/seg. y en suelos normales; oscila entre 150 y 2.400 m/seg.

Las ondas se originan por explosión de un cartucho de dinamita en la superficie captando la explosión por

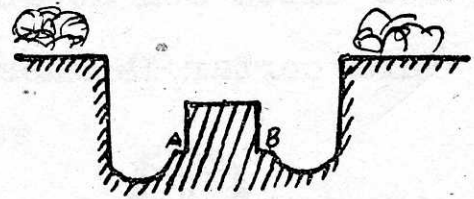
sismógrafos colocados a diferentes distancias.

Reconocimiento mediante pozos.

Este método se emplea únicamente para profundidades hasta 5 metros.

En terrenos permeables es necesario recurrir a pozos puntuales para rebajar el nivel freático. Este método es caro y únicamente está justificado en casos especiales.

En la figura se indica la forma de tomar una muestra, generalmente de 20 a 30 cm.



El suelo A B, se corta con cuidado y se cubre con parafina de 3 m/m. de espesor para evitar la evaporación de agua.

Tratándose de arenas no se puede emplear este procedimiento y lo que se hace, es pesar el material in situ, y luego enviarlo al laboratorio para hallar la densidad relativa.

Reconocimiento del suelo mediante toma de muestras por sondeos.

Excepto en arenas se puede taladrar con el trepano hasta 4 a 6 m. de profundidad por encima de la capa freática.

Para mayores profundidades o por debajo del nivel freático es necesario entubar las paredes.

En Estados Unidos, se extraen los productos de los tubos con agua a presión y otros se vierten en un depósito donde se depositan. Este método tiene el inconveniente de que la mayor parte de los finos no se depositan.

Con estos procedimientos no podemos tener idea más que de la composición del terreno pero no de su consistencia.

Para obtener resultados de garantía hay que recurrir a la toma de muestras inalteradas.

Toma de muestras inalteradas.

Cap. IV.3ª

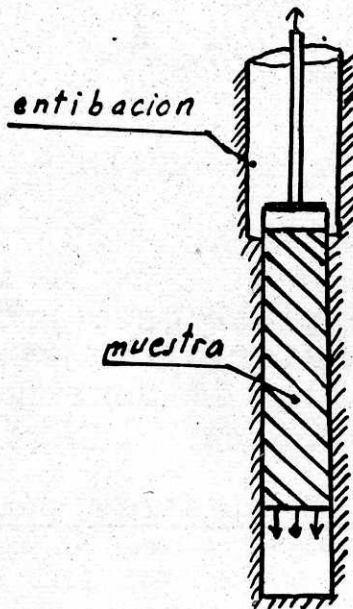
En realidad no son totalmente inalteradas ya que son inevitables deformaciones del suelo y además al separar la muestra de la masa del suelo varían las tensiones en su superficie.

Para tomar muestras de garantía se emplean tomamuestras de paredes delgadas y con línea continua (no intermitente).

Los tubos usuales son de 50, 70 y 85 m/m con longitudes de 45 a 75 c/m.

Los tubos son de acero o latón.

Para cortar la muestra, basta girar la verilla.



Quando el terreno es poco consistente, hay que poner una válvula en el fondo.

Sondeos con obtención de testigos.

Se emplean cuando se desea penetrar en roca y obtener una muestra continua de ella.

Sondeos y ensayos de penetración.

El más simple sistema de sondeo es hincar una varilla de acero para ver la profundidad de la roca (da resultados engañosos).

Otro tipo es el de penetración por percusión viendo el número de golpes para hincar una varilla una longitud determinada (es de aplicación a débiles profundidades).

Otro procedimiento es la hinca de conos, viendo la resistencia que ha de vencer el cono (este método se emplea en Holanda) este método se llama también prefilataje, y vale para terrenos con turbas y arcillas blanda a 18 m. seguidas de arenas de densidad variable.

Ensayos de carga.

El asiento de un área cargada, crece con el área a igualdad de la carga por unidad superficial, por tanto los ensayos con zapatas pequeñas solo son válidos si el tamaño de la zapata del ensayo corresponde al área cargada.

Clasificación de los suelos.

Ia de Casagrande es:

G = Grava

S = Arena

M = Arenas finas y limas

C = Arcillas sin contenido orgánico

O = Arcillas con contenido orgánico

Pf= Turbas y suelos cenagosos

CAPITULO V

=====

EL SUELO - SU ORIGEN5.1.- EL SUELO:

Si examinamos un corte esquemático del globo terrestre (Fig. 5-1) se ve en el centro, un núcleo rígido y pesado de compuestos de Ni y Fe. Sobre él una capa oscura y plástica de silicatos pesados. Sobre este profundo conjunto de piedras, unas escorias de silicatos ligeros forman una corteza, interrumpida por depresiones y grietas ocupadas por el agua de los mares.

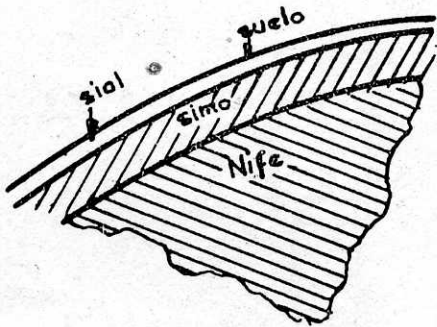


Fig. 5-1

Observando este globo con más detalle podríamos percibir una ligera capa sobre esa corteza, que proviene de la descomposición de la roca y de los residuos de la actividad de los seres

vivos que en él se asienta, esta delgada capa es el suelo.

Para realizar un estudio cualquiera, es necesario delimitar primeramente su campo; ver cuales son sus límites. Hemos visto qué es el suelo, veamos ahora sus límites.

Para algunos el suelo termina allí donde acaba la acción de los seres vivos; para otros el suelo llega hasta la profundidad a que los efectos actuales de la erosión dejan de ser perceptibles. El ingeniero toma muchas veces como suelos todo el espesor de terrenos compuestos de rocas sueltas; esto en realidad es una ampliación de la última definición.

Nosotros consideraremos como suelo además de la parte incluida en las definiciones anteriores, todo aquel espesor de la corteza terrestre que se encuentra afectado por la actividad del hombre.

5.2.- ORIGEN DE LOS SUELOS.

Los suelos generalmente proceden de las rocas de la corteza terrestre, a través de un proceso de erosión.

Esta erosión puede ser de dos tipos:

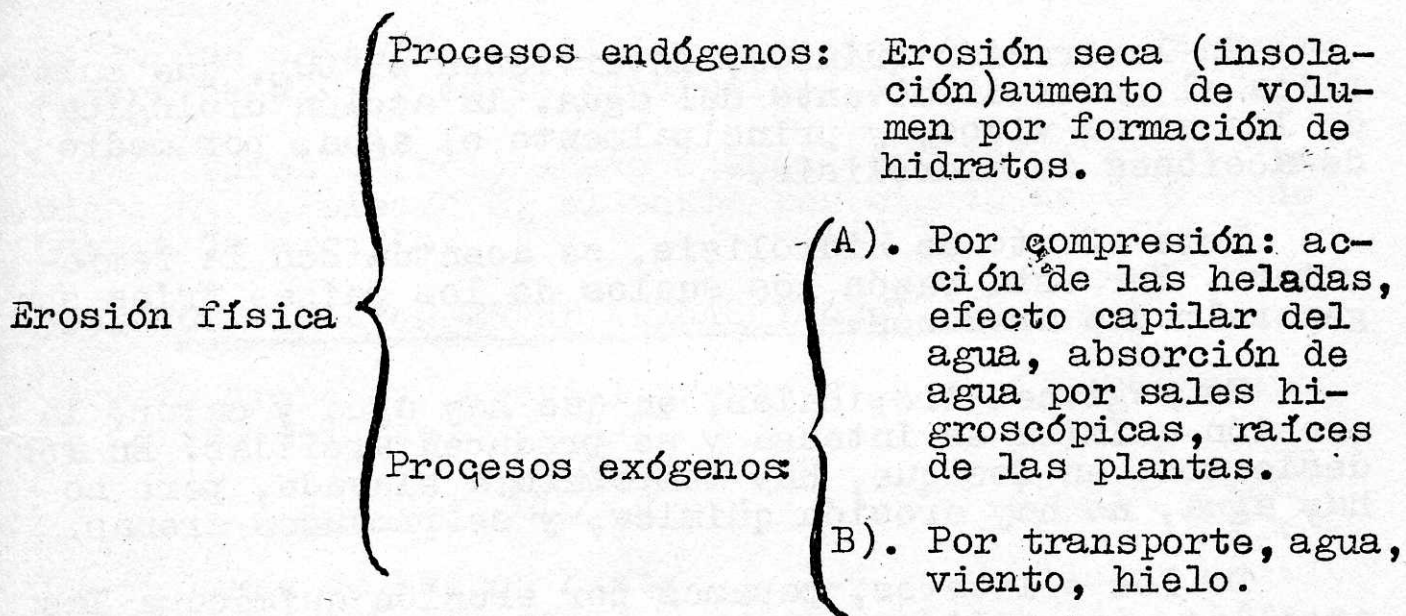
- a).- Erosión física, que procede de fraccionamiento de la roca, sin cambio de composición.
- b).- Erosión química, por medio de la cual se obtiene un suelo cuya constitución es distinta de la que tenía la roca de que procede.

Tanto la una como la otra, producen un esponjamiento, un aumento de volumen de la capa límite de la corteza terrestre.

5.3.- EROSION FISICA. ARENAS.

Las causas que producen el desmenuzamiento de las rocas son principalmente los cambios de temperatura y la acción del agua.

La erosión física la podemos dividir de la siguiente forma:



La insolación produce cambios de volumen por aumento de temperatura distintos en cada uno de los minerales de que la roca está formada y distintos también en la superficie de la roca que en su interior. Esto da origen a tensiones internas alternativas que rompen las rocas.

La acción de las heladas es otra de las causas más intensas de erosión física. Todas las rocas tienen un cierto grado de porosidad. El agua absorbida, al aumentar de volumen con la helada, pulveriza la roca.

Una vez que la roca ha sido fragmentada en trozos pequeños es presa de las acciones erosivas por transporte. El agua de los torrentes arrastrará los bloques, golpeán-

dolos entre sí o contra el lecho, rompiéndolos de nuevo y desgastándolos por el roce. En los glaciares la erosión se verifica en la superficie de fricción con el suelo.

Los materiales resultantes son muy pequeños.

Por último, el viento se apodera de las fracciones ya pulverizadas y las arrastra, golpeándolas contra las rocas, y desgastándolas.

Disminuye el tamaño de los granos, y estos se hacen ya homogéneos, compuestos de un solo mineral. La erosión física llega a producir las arenas y los limos, como último grado de fraccionamiento.

5.4.- EROSION QUIMICA. ARCILLAS:

El proceso de formación de las partículas de tamaño inferior a las del limo, es químico, y son de constitución distinta a la de la roca primitiva.

En la erosión química, intervienen el CO₂, que multiplica el poder disolvente del agua, la acción biológica de los seres vivos, y principalmente el agua, por medio de acciones de hidrólisis.

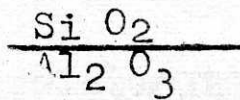
Este efecto de hidrólisis, se acentúa con la temperatura. Por esta razón los suelos de los países fríos son generalmente arenosos.

En regiones tropicales, en que hay agua y calor, la erosión química es intensa y se producen arcillas. En los desiertos, en los que, hay temperatura elevada, pero no hay agua, no hay erosión química, y se producen arenas.

De los silicatos, pasamos por erosión química a las arcillas. Los silicatos que forman las rocas se componen de: ácido silícico, sesquióxidos de Fe y Al, óxidos alcalinos y alcalino-térreos. La hidrólisis afloja las uniones de estos elementos: los óxidos de los alcalino y alcalinotérreos, forman bases solubles, que son lavadas por el agua y desaparecen de la misma forma que el ácido silícico. Los sesquióxidos son más fijos. El resultado de esto es que la arcilla, tiene menor cantidad de bases alcalinas y de sílice que la roca primitiva.

Para ver las características de una arcilla, se emplean las razones moleculares.

razón de sesquióxidos:
$$\frac{\text{Si O}_2}{\text{Fe}_2 \text{O}_3 + \text{Al}_2 \text{O}_3}$$



Los valores de estas razones dependen de las condiciones climatológicas de la formación de la arcilla y de la roca primitiva.

Las rocas ricas en bases, retienen la sílice, mientras que las pobres, se lavan con facilidad. Un valor alto de estas razones puede, provenir de que la erosión química ha sido poco intensa o bien de que la roca primitiva era muy rica en bases.

Crowther, basándose en resultados obtenidos por Robinson y Holmes en el análisis de suelos procedentes de 30 áreas de Estados Unidos, da la siguiente ley:

$$\frac{\text{Si O}_2}{\text{Al}_2 \text{O}_3} = S_0 \quad K_1 p + K_2 t$$

en la que S_0 es un coeficiente geológico, t es la temperatura en $^{\circ}\text{C}$ y p es la pluviosidad anual.

Alvarez Quirol, añade a esta fórmula un cuarto término: $K_3 K$, siendo K , el tanto por ciento de CaO que hay en la arcilla.

5.5.- COMPARACION ENTRE ARENAS Y ARCILLAS.

La arena es material inerte y la arcilla es elemento activo del suelo.

ARCILLA



ARENA



- | | |
|---|---|
| 1.- <u>Volumen de huecos hasta 98% del volumen total.</u> | 1.- <u>Puede llegar hasta un 50%.</u> |
| 2.- <u>Retrae al secarse.</u> | 2.- <u>No retrae.</u> |
| 3.- <u>Gran cohesión que depende del grado de humedad.</u> | 3.- <u>Poca cohesión si esta limpia.</u> |
| 4.- <u>Es plástica.</u> | 4.- <u>No es plástica.</u> |
| * 5.- <u>Si se aplica una carga en su superficie, se comprime lentamente.</u> | 5.- <u>Si se aplica una carga, se comprime casi instantáneamente.</u> |
| * 6.- <u>Es muy comprensible.</u> | 6.- <u>Mucho menos comprensible que la arcilla.</u> |

↓ dependencia directa en la construcción

5.6.- TIPOS DE SUELOS.

Presentan una enorme variedad. Vamos a dar una clasificación de los nacionales desde el punto de vista del ingeniero.

a).- Suelos turbosos.

Están constituidos por materia orgánica poco transformada con restos de plantas. Su color es negro o pardo. Se forman solo en sitios pantanosos. Son malos desde el punto de vista del Constructor. Lo mejor que se puede hacer es quitarlos y cimentar después sobre una capa más resistente. Son muy comprensibles y varían de volumen con la desecación.

b).- Suelos orgánicos.

Contienen materia orgánica, pero en menor cantidad de los turbosos, que ha sido transformada por la acción del tiempo, el clima y los organismos vivos. Esta materia orgánica, se encuentra en forma de humus.

El humus, aumenta la compresibilidad del suelo y disminuye el rozamiento. En España esta disminución es pequeña pues hay poco humus. Por esto no se debe eliminar la "tierra vegetal".

La cantidad de materia orgánica, se conoce por el color oscuro del suelo. Esto no quiere decir que todo suelo oscuro sea orgánico, pues hay suelos oscuros sin materia orgánica, y tampoco que todo suelo orgánico sea oscuro, pues hay algunos que son casi blancos.

Se puede valorar cualitativamente el contenido de materia orgánica, agitando unos granos de suelo con una disolución diluida de sosa cáustica, y después se compara la coloración obtenida con la de la solución patrón. Cuantitativamente se hará mediante un análisis químico.

c).- Arcillas.

Los suelos llamados "arcillas", contienen, en realidad solo una parte de arcilla propiamente dicha; esta parte puede ser menor que 25%. Hay gran variedad de arcillas. Podemos dividir las en arcillas modernas y antiguas.

a).- Las modernas (diluviales y aluviales), suelen proceder de la sedimentación en los cauces de avenida de los ríos. Son muy heterogéneas, con capas de di-

ferente composición y consistencia. Estas capas tienen a veces espesores de milímetros con lo cual los ensayos de laboratorio son de difícil interpretación. Suelen estar muy húmedas en parte por lo breve del tiempo transcurrido desde su deposición, y sobre todo por su situación, próximas al nivel del agua. Sin embargo la capa superior, suele estar endurecida por desecación en un espesor de uno a varios metros, pudiendo inducir a error en una apreciación superficial del terreno.

- b).- Dentro de las antiguas hay una gran variedad. Las arcillas azules del final del terciario (Guadalquivir y Málaga) son más consistentes por haber tenido más tiempo para consolidarse y más homogéneas. Suelen estar fuertemente preconsolidadas. Son duras y firmes pero su comportamiento varía mucho. Son sensibles a la humedad, pero las circunstancias hacen que esta sensibilidad sea más o menos perjudicial.

La estructura de una arcilla no siempre es homogénea sino que está formada por trozos separados por fisuras capilares, causadas por la retracción durante la desecación o por las deformaciones de los movimientos geológicos.

Si las arcillas trabajan a compresión, las fisuras se cierran y conservan sus propiedades resistentes. Si trabajan a tracción las fisuras se abren y por ellas entra el agua, que ablanda la arcilla adyacente, la hincha y deja de ser resistente y falla. Esto se suele apreciar en taludes; se hacen casi verticales y al cabo de un tiempo está inclinado.

d).- Limos y fangos:

Los modernos proceden también del depósito fluvial, en cauce o desembocaduras de los ríos. Su cohesión es pequeña y a veces su rozamiento interno, si tienen mucha arcilla. Son permeables y dejan atravesar fácilmente el agua.

Los limos antiguos están secos y consolidados. Son resistentes, o sea buenos para cimentaciones, pero hay que protegerlos del agua. El aspecto es muy parecido al de las arcillas. Se distinguen de la siguiente forma: se toman unos terroncitos del tamaño de granos de arroz, y se dejan secar completamente. Si estos terrones se deshacen al apretarse con los dedos, el suelo es limoso; si son resistentes será arcilloso. Este método se basa en la diferente cohesión que tienen estos suelos desecados.

Otra forma de diferenciarlos es echar esos terrones en agua; si el suelo es limoso se deshace enseguida; si es arcilloso tarda más.

Fangos se suele llamar a los depósitos de aluvión que conservan una proporción de agua muy elevada. Hay suelos denominados fangosos, que son arcillas muy puras, y hay otros que son orgánicos. Estos fangos orgánicos son los peores suelos que se pueden encontrar para una cimentación, pues son comprensibles por su contenido en agua y materia orgánica y puede contener bolsas de gas, debido a la descomposición orgánica. Suelen presentarse en lentejones, con lo que los asientos son importantes y además desiguales que es lo más peligroso.

e).- Arenas:

Tienen un elevado rozamiento interno, y poca compresibilidad. Son buenas para cimentar. Hay que protegerlas de la erosión interna y externa. Hay terrenos arenosos que experimentan asientos, debido a la acción de corrientes subterráneas. Las arenas pueden ser peligrosas también, si las corrientes de agua dan lugar al fenómeno de las "arenas vivas". Las excavaciones de las arenas por debajo del nivel freático son muy difíciles, pues el agua que sale de los taludes, los desmorona.

Son también peligrosas las arenas flojas, con densidad inferior a la crítica, en las que una pequeña perturbación, puede causar asientos considerables, repentinamente.

f).- Gravas. Acarreos. Rocas sueltas:

El único problema que presenta es el de su permeabilidad. Se pueden clasificar por la naturaleza de la roca primitiva.

- 1).- Acarreos: Se les llama a los suelos mezclados con grava, bolos de roca, arena, y en ocasiones algo de arcilla.
- 2).- Mar de bloques: Se forman por acumulaciones de grandes trozos de roca, que provienen de la erosión de rocas fisuradas o de desigual resistencia; estos bloques de piedra unas veces quedan en los sitios donde han sido formados. Otras veces los mares de bloques se forman por acumulación de rocas desprendidas de laderas. Estos últimos son peligrosos por la posibilidad de nuevos desprendimientos, y porque también el mar entero, tiene un movimiento lento de descenso, hacia el valle.

g).- Suelos cementados:

Las partículas que lo forman, se hallan unidas por una sustancia resistente, que suele ser caliza, algunas veces por un gel endurecido de ácido silícico y sesquióxido de Fe y AL.

Los más importantes de este grupo son las margas, que son arcillosas con $\text{CO}_3 \text{ Ca}$. Las propiedades de este suelo varían según la cantidad de $\text{CO}_3 \text{ Ca}$.

Muchas veces se denominan margas a arcillas desecadas duras y compactas, que luego resultan tener muy poco carbonato o nada; hay que tener mucho cuidado porque las margas verdaderas tienen más resistencia a la humedad que las arcillas.

Un suelo que tiene importancia es de loss; éste es arenoso o limoso cuyos granos están cementados por $\text{CO}_3 \text{ Ca}$, que no llena todos los poros. Las uniones de carbonato son resistentes pero frágiles, y el suelo es erosionable, incluso por el viento.

Las areniscas, son también suelos arenosos cementados generalmente por $\text{CO}_3 \text{ Ca}$, pero suelen considerarse como rocas. Como suelos cementados con sílice coloidal y sesquióxido hallamos las capas de depósito propias de algunos terrenos esteparios. Las lluvias se filtran en el terreno y arrastran los productos de la erosión química de la cara superficial del terreno, depositándolos a profundidades variables (unos 50 cm.), donde se endurecen por la desecación en tiempos secos. Se forma por tanto, una capa dura e impermeable, por debajo de una capa de arena, suelta, ligera y permeable. En cimentaciones esto no tiene mucha importancia, pero en vías de comunicación, etc., sí, pues estos suelos que a primera vista parecen permeables no lo son y se encharcan.

h).- Suelos salinos yesos:

Son aquellos que tienen una elevada proporción de sales, entre las que predominan las de metales alcalinos y principalmente las de sodio. Son muy plásticos y pesados, y también impermeables y muy compresibles.

Pueden ser primarios y secundarios, correspondiendo los primeros a suelos formados por sedimentación, en aguas salinas, y los segundos, a suelos salinizados por infiltración de estas mismas aguas. Estos últimos pueden quitarse por formar pequeñas venas.

Los suelos yesosos son peligrosos, porque aparte de su acción agresiva sobre el hormigón, el yeso que contienen puede disolverse en agua produciéndose así una desagregación completa de su estructura. Son plásticos y correizos.

i).- Rocas:

Las rocas pueden ser: hipogénicas, estratocristalinas y sedimentarias.

Vamos a estudiar cada uno de estos grupos.

a).- Rocas hipogénicas y estratocristalinas:

Las hipogénicas se pueden dividir a su vez en:

Intrusivas, entre las que tenemos: el granito, diabasa, la sienita, la ofita, y los pórfidos.

Efusivas o volcánicas como son: la fraquita, las andesitas y los basaltos.

Entre las estratocristalinas, la más importante es el gneis, y después algunas cuarcitas, micacitas y las filitas o pizarras.

Todas estas rocas son muy resistentes cuando están sanas, pudiendo recibir cargas mayores que las que puede transmitir cualquier cimentación, pero debe tenerse cuidado de las diaclasas que pueden producir la inestabilidad de una masa grande de roca. Se alteran con facilidad por erosión química.

La descomposición del granito se verifica de la siguiente manera. A veces hay masas de granito que a primera vista parece intacto, pero en realidad, el fedespato se ha transformado en caolín, y el terreno que aparentemente es una roca, en realidad es una arcilla con un contenido en arena correspondiente al de cuarzo en el granito primitivo.

Algunas veces el agua arrastra el caolín y quedan en la roca balsadas de arena suelta, limpia o ligeramente arcillosa, que pueden producir desprendimientos en excavaciones. Esta descomposición del granito es peligrosa.

Las filitas, son arcillosas muy comprimidas, pero que con la humedad, se hinchan produciendo grandes presiones sobre las obras de contención y entibaciones.

b).- Rocas sedimentarias:

No difieren en esencia de los suelos estudiados; la única diferencia está fundada en su resistencia mecánica:

Se pueden dividir en:

1).- Siliciosas, que se corresponden con las arenas y están representadas por las areniscas, cuyo cemento puede ser silicioso, arcilloso o calizo.

Entre las areniscas siliciosas, tenemos las cuarcitas, en las que la arena silícea está unida con un cemento silicioso.

Las arcosas son granitos y recompuestos, y constan de trozos de cuarzo, feldespato y mica, unidos por un cemento caolítico, o silíceo, o de sesquióxido de AL y Fe.

Los macitros y molasas son areniscas más blandas, con granos de cuarzo unidos con cemento calizo arcilloso.

Las psamitas, están compuestas de arena cuarzosa, pero su cemento es arcilloso con mica. Son rocas fáciles de trabajar y se emplean en sillería.

Todas estas areniscas pueden contener grava, y entonces se convierten en conglomerados que se dividen en brechas si las gravas tienen forma angulosa y pudungas, si la tienen redondeada.

2).- Arcillosas:

Además de las filitas, tenemos las pizarras, cuya estructura hojosa se debe a grandes esfuerzos de compresión de origen geológico.

La compacidad debida a la compresión impide entrar el agua a los poros, y hay pizarras que resisten bien los agentes atmosféricos. Sin embargo la sequedad, humedad, las heladas, etc, van produciendo desegregaciones superficiales que penetran por los planos de esquistosidad en el interior de la masa.

Hay pizarras bastante blandas que son intermedias entre la pizarra propiamente dicha y la arcilla; son las arcillas esquistosas.

Otras pizarras son sin embargo muy duras por estar impregnadas de ácido silícico, que se incorporó a la arcilla en forma coloidal en la sedimentación: son los filadidos.

Las tegulares, se pueden dividir en láminas y se emplean en tejados.

Hay también pizarras margosas:

3).- Calizas.

Se componen fundamentalmente de $\text{CO}_3 \text{Ca}$.

Las dolomías están formadas por $\text{CO}_3 \text{Ca}$ y $\text{CO}_3 \text{Mg}$.

Ambas son solubles en agua, y especialmente si ésta tiene CO_2 , H_2O , por lo cual en estos terrenos hay muchas fisuras, grietas, simas y cavernas. En obras grandes (presas) hay que tener mucho cuidado.

Las calizas pueden ser compactas y resistentes. Cuando tienen microestructura cristalina son duras y pueden pulirse (mármoles).

Los falunes son conglomerados flojos de conchas y restos de corales.

Las tobas, son muy porosas, por evaporación de aguas cargadas de $\text{CO}_3 \text{Ca}$.

4).- Salinas:

Aquí tenemos los yesos y la anhidrita, algo solubles en agua.

5).- Carbones minerales:

Podemos considerar en las rocas sedimentarias estos carbones, aunque son malos terrenos de cimentación. Las antracitas y hullas son resistentes, pero los lignitos son flojos y compresibles.

6.1. PROCEDENCIA DEL AGUA DEL SUELO:

El agua que contiene el suelo, se puede clasificar, por su origen de la siguiente forma:

- a).- Agua de sedimentación: que es la que ha quedado incluida en los suelos sedimentarios al producirse el depósito de sus partículas.
- b).- Agua de infiltración: que proviene de la superficie del terreno donde ha sido depositada por las lluvias o por una corriente de agua.
- c).- Agua de condensación: que proviene del vapor del agua existente en la fase gaseosa, que rellena una parte de los pozos del suelo.

5.8. FORMAS DEL AGUA DEL SUELO:

Las formas en que el agua puede presentarse en el suelo son las siguientes:

- a).- Libre: esta, se rige por las Leyes de la Hidráulica, en su movimiento. En todos los puntos de su masa, la presión es igual o mayor a la atmosférica.
- b).- Capilar: En suelos de grano fino, las fuerzas de capilaridad ponen en tensión a masas de agua, que se convierten en agua capilar, la cual puede ser cerrada, si está en contacto con una masa de agua libre, o abierta en caso contrario.
- c).- Absorbida: Forma una película que recubre la superficie de las partículas sólidas, en un espesor que puede ser como máximo, el radio a que llega la atracción de las moléculas de dichas partículas.

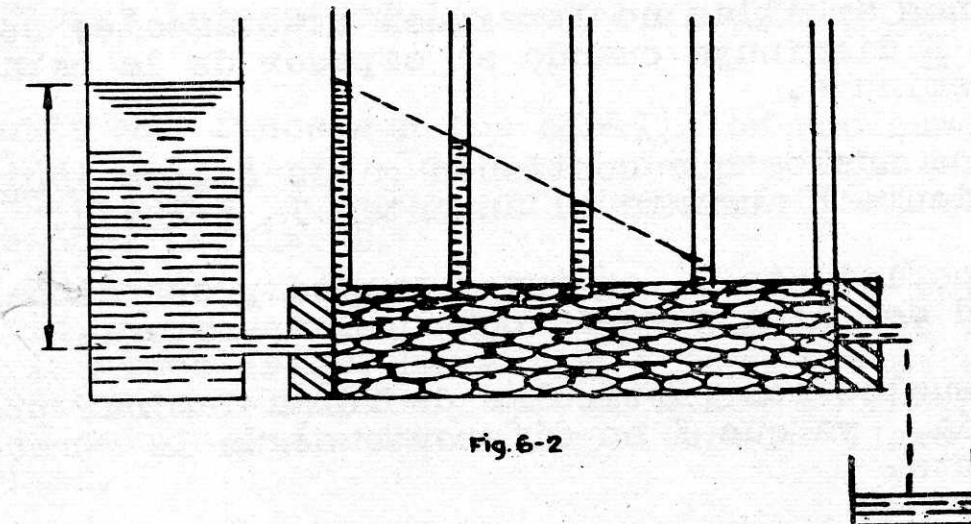


Fig. 6-2

6.2. MOVIMIENTO DEL AGUA LIBRE DE DARCY: (Fig. 6-2)

Consideremos un tubo horizontal lleno de suelo y atravesado por una corriente permanente de agua. Al entrar en este tubo, el agua está a una presión $p = p_0 + p_a$ (siendo $p_a =$ la atmósfera). Al salir el agua la presión es $p' = p_a$. Por tanto a lo largo del tubo, ha habido, una pérdida de carga o de altura piezométrica p_0/γ siendo γ el peso específico del agua.

Si el suelo es homogéneo la pérdida de carga, se distribuye uniformemente a lo largo del recorrido.

La diferencia entre la altura piezométrica en cada tubo y la inicial p_0/γ constituye la pérdida de carga y es proporcional a la distancia del punto considerado (de donde sale del tubito) al extremo por el que entra el agua. La pérdida de carga por unidad de longitud de camino recorrido, se llama pérdida de carga unitaria, o gradiente hidráulico y se designa por i .

Si probamos con tubos de distintos diámetros y longitudes y damos distintas presiones al agua que entra en la masa del suelo, comprobamos que el caudal que pasa por unidad de tiempo a través de los diversos tubos puede expresarse por la siguiente ley, debida a Darcy:

$$Q = k.i.S.$$

en donde Q , es el caudal; i , es el gradiente hidráulico; S , la sección del tubo y K , un factor de proporcionalidad que se llama coeficiente de permeabilidad.

6.3. LIMITES DE LA LEY DE DARCY:

Para que se cumpla esta ley, la velocidad del agua en los pozos ha de ser pequeña.

Algunas arcillas no lo siguen exactamente; se observa que el K disminuye cuando el espesor de la capa filtrante disminuye.

En los suelos que contienen gases o aire incluido, el coeficiente K aumenta al aumentar la presión.

El coeficiente K , es inversamente proporcional a la viscosidad del agua y varía con la temperatura.

Los suelos con partículas de forma laminar presentan anisotropía, ya que K es diferente según la dirección de la corriente.

6.4. PRESION DEL AGUA INTERSTICIAL, PRESION EFECTIVA Y PRESION NEUTRA. (Fig. 6-3)

Un suelo en contacto con una superficie impermeable, puede ejercer una presión de dos formas distintas:

- a).- Presión efectiva: Por medio de los esfuerzos transmitidos por sus partículas sólidas, apoyadas contra la superficie.
- b).- Presión neutra o exceso hidrostático: por la presión hidrostática del agua o gas intersticial.

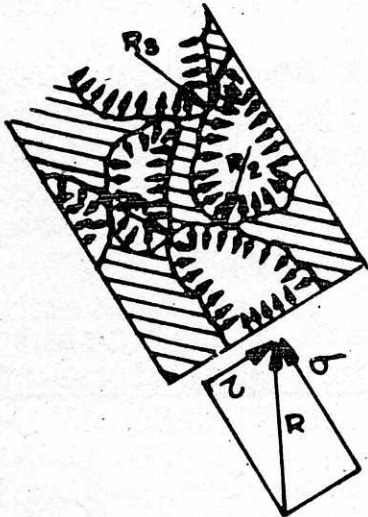


Fig. 6-3

Si los poros están llenos de agua a la presión p_a , sobre una partícula cualquiera del suelo actuará ésta presión en toda su superficie con una resultante nula. Lo único que hace es disminuir algo su volumen, pero esta disminución es despreciable.

Por tanto la presión intersticial se llama neutra, porque no puede influir directamente ni en el rozamiento del suelo ni en sus variaciones de volumen.

Durante mucho tiempo estuvo planteado el problema del valor de la presión neutra con relación a la hidrostática, suponiendo que la primera era solo una fracción de la segunda, correspondiente a la fracción de superficie que quedaba expuesta al fluido, ya que el resto quedaba protegida por las partículas del suelo. Se ha comprobado que son iguales y que los contactos entre las partículas son prácticamente puntuales.

6.5. AGUA CAPILAR.

Se distingue del agua libre, en que su presión es inferior a la atmosférica, no por acciones dinámicas sino por las tensiones intersticiales entre el agua y las partículas del suelo.

Cuanto más finos son los canalillos que quedan entre partículas, mayores son las tensiones superficiales, y por tanto, cuanto más pequeñas son las partículas, mayores son las tensiones capilares.

En un suelo, el agua se eleva por encima del nivel del agua libre, o por encima del nivel en el que la presión es igual a la atmosférica, hasta una altura que depende de las características del suelo y que se llama ascensión capilar. La franja correspondiente a esta altura se llama franja de capilaridad.

CAPITULO VII

=====

PROPIEDADES DE LOS SUELOS.7.1. GRANULOMETRÍA.-

Hemos visto que la arena y la arcilla tienen propiedades muy diferentes por lo cual nos interesa poder averiguar rápidamente si un suelo es arcilloso o arenoso.

Hay muchos suelos, que son una mezcla de los dos, y además de limo, que es de tamaño intermedio.

La arcilla, la arena y el limo, rara vez constituyen solas un suelo, siendo siempre fracciones granulométricas del mismo.

Las propiedades del suelo dependen de las proporciones de esos materiales, y para determinarlas, se hace normalmente una clasificación de partículas por sus tamaños, operación a la que se da el nombre de análisis granulométrico .

No es el único procedimiento, ya que puede averiguarse el contenido en arcilla por otras propiedades como calor de hidratación, absorción de cationes, etc. Se emplea el ensayo granulométrico porque es más sencillo.

Una vez clasificadas las partículas por tamaños es preciso interpretar los resultados de esta clasificación, fijando unos límites para el tamaño de las partículas de cada fracción granulométrica.

Sobre este punto no hay un criterio universalmente aceptado. Resulta difícil por tanto, interpretar cuando nos dicen que un suelo contiene un tanto por ciento de arcilla si no se indica qué diámetro se ha tomado como límite entre las partículas de limo y arcilla.

Con todo, las diferencias no son muy grandes entre las distintas clasificaciones, pero si apreciables.

Clasificación de la Sociedad Internacional de Cien-

ciá del Suelo (Attenberg):

Arcilla	< 0.002 m/m.
Limo	0.002 á 0.02 m/m.
Arena fina	0.02 á 0.2 m/m.
Arena gruesa	0.2 á 2 m/m.
Gravilla	2 á 20 m/m.

Hay otras distintas, pero predominando el límite máximo de 0.002 m/m. para la arcilla.

En Alemania se ha normalizado una clasificación general, análoga a la anterior, pero separando dentro de cada tipo de suelo los distintos tamaños: grueso, medio, fino, muy fino, etc.

Los límites son los mismos aunque establece la denominación de ultraarcilla, para partículas entre 0.00002 y 0.0002 m/m.

La ultraarcilla es completamente coloidal y por debajo de 0.00002 m/m. se entra en el campo de disoluciones verdaderas.

Estas separaciones son un poco arbitrarias ya que no hay una distinción definida entre las propiedades de arenas finas y gruesas y ni siquiera de las gravas.

La separación entre limo y arcilla es perfectamente clara puesto que son distintos por su origen y su composición mineralógica, ya que en una arcilla puede haber partículas > 0.002 m/m. y en un limo < 0.002 m/m. sin que por ello cambien las propiedades de uno y otro.

Además, en los distintos métodos de hacer el análisis hay errores por distintas dificultades que veremos. La mayor de ellas es que las partículas de arcilla son laminares y por lo tanto no se puede definir su tamaño por una sola dimensión sin establecer un convenio previo.

7.2. MÉTODOS DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

1º.) Tamizado: Es el más sencillo. Hay distintas series de tamices, aunque las más utilizadas ahora, y especialmente en suelos son la TYLER y la ASTM que son muy parecidas. Están normalizados los tamaños en DIN, UNE, B.S., etc.

En realidad, puede hacerse el ensayo con cualquiera de las series, ya que lo interesante es la curva de distribución que como se hace por puntos es lo mismo.

Este método va bien hasta 0,1 m/m, y para $< 0,06$ hay que recurrir a otros procedimientos.

El material ha de estar completamente seco porque de lo contrario se embotan las telas.

2º.) Ley de Stokes: Para tamaños finos, todos los métodos se basan en la Ley de Stokes, según la cual, la velocidad de caída de una esfera sumergida en un fluido es igual a

$$v = \frac{2g}{9} r^2 \frac{s - \gamma_f}{\eta}$$

v = velocidad de caída en (cm. seg.¹)

r = radio de la esfera.

η = viscosidad del fluido (gr. cm⁻¹ sg⁻¹)

s = peso específico del material (poises) gr cm⁻³

γ_f = peso específico del fluido (gr, cm⁻³).

g = aceleración de la gravedad (cm. seg⁻²).

Basándose en esta ley, se ha ideado numerosos métodos que pueden clasificarse en dos grupos: levigación y sedimentación.

Tanto en unos como en otros, se comienza por echar en un líquido, generalmente agua, una cierta cantidad de suelo, y agitar fuertemente para lograr la dispersión de las partículas. Se agregan pequeñas cantidades de ciertos productos químicos (agentes dispersores) con la misma finalidad.

Una vez conseguida la dispersión, se estudia la velocidad de caída de las partículas por diversos procedimientos.

a).- Método de Kopecky. Es el típico de levigación.

Estos métodos de levigación son engorrosos y además poco exactos a causa de las circulaciones secundarias que se producen en los recipientes. Para la separación de partículas muy finas, que tienen velocidades de caída muy pequeñas, es casi imposible aplicarlos.

Tienen la ventaja de hacer una separación real por tamaños útil si se van a hacer ensayos sobre las distintas porciones.

b).- Método de Robinson o de la pipeta.- Es característico de los de sedimentación; es el adoptado por la Sociedad Internacional de Ciencia del Suelo, y de excelentes resultados.

En los suelos reales, el tamaño de las partículas varía de una manera continua. La concentración del líquido de la pipeta con relación a la concentración inicial nos dará la proporción de partículas menores de un cierto tamaño, con relación a su velocidad de caída y a la profundidad y momento de la toma de muestra.

En realidad, la pipeta no toma la muestra de un punto, sino de un volumen que es una esfera con centro en su punto, aunque se ha comprobado que no es error importante.

c).- Método de Bauyencos-Casagrande, o del densímetro.- Es en esencia, igual que el anterior, pero la concentración del suelo en la suspensión se mide por la densidad de esta, sumergiendo un densímetro en el líquido. De la densidad de la mezcla, se deduce la concentración, conociendo la densidad del agua, y el peso específico de las partículas.

La temperatura influye aquí de dos maneras: en la velocidad, como en el método anterior, y en la densidad a leer.

Aquí no podemos separar directamente las partículas mayores de un cierto tamaño según el tiempo y el punto de toma de la muestra ya que el densímetro se sumergirá más o menos según la concentración.

Lo que se hace es hacer muchas lecturas a intervalos regulares de tiempo, con lo cual se obtiene la distribución granulométrica uniforme continua.

Es menos exacto que el de la pipeta porque el densímetro aprecia menos que la balanza y además al introducirlo se producen agitaciones del líquido. En cambio es rápido y permite, con poco trabajo, obtener muchos puntos de la curva granulométrica.

7.3. LIMITACIONES DE LA LEY DE STOKES. -

a).- Esta ley se refiere a la caída de una esfera en un fluido, pero las partículas del suelo no tienen forma esférica, y si las arenas se aproximan no ocurre lo mismo con las arcillas que tienen forma de láminas o agujas.

Por eso, algunos proponen clasificar por velocidades de sedimentación en lugar de por diámetros. Como es menos intuitivo se emplea la clasificación por diámetros equivalentes que son las citadas.

- b).- Hay que determinar el p.e. del material y este varía de unas partículas a otras. Al determinar sobre el conjunto, el valor obtenido del análisis granulométrico es sólo una media.
- c).- La velocidad de caída ha de ser suficientemente pequeña para que el movimiento sea en régimen laminar. Por esto, con agua a 20° y partículas de p.e. 2.7, la ley de Stokes pierde validez para diámetros > 0.024 m/m., estos se clasifican mejor por tamices.
- d).- Para aplicar la fórmula, el medio de dispersión ha de ser homogéneo respecto a las partículas. Cuando el tamaño de estas llega al molecular, 0.0002 m/m. aparece el movimiento Browniano y la ley deja de tener validez.
- e).- Dispersión de las partículas.- Es el problema fundamental. Es fácil desmenuzar terrones pero muy difícil hacerlo con los grupos microscópicos de pocas partículas de arcilla. La falta de dispersión produce errores de consideración y por ello parte importante de la arcilla puede quedar así clasificada como limo o incluso como arena.

Por ello hoy en día se considera indispensable la dispersión enérgica que individualice las partículas.

Otro problema es la arena caliza que da CO_2 Ca disuelto que coagula la arcilla. Por ello se elimina primero con ClH y luego se dispersa el suelo, aunque esto hace considerar una composición del suelo, distinta de la real. Para fines agrícolas es mejor eliminar el CO_2 Ca pero para Mecánica del Suelo es preferible no destruir la arena caliza.

7.4. REPRESENTACION DE LOS RESULTADOS.

1º). Curva granulométrica acumulativa en escala natural (fig. 6-3).

2º). Curva granulométrica acumulativa en escala semilogarítmica (fig. 6-4).

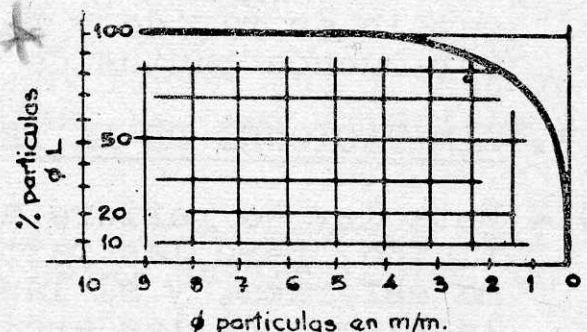


Fig. 7-3

3º). Para que un suelo se denomine arcilla, más es que en él predominan las propiedades de la arcilla que el que la mayor parte de las partículas entre en el tamaño de la arcilla.

b).- Diámetro mediano.- El correspondiente al 50%.

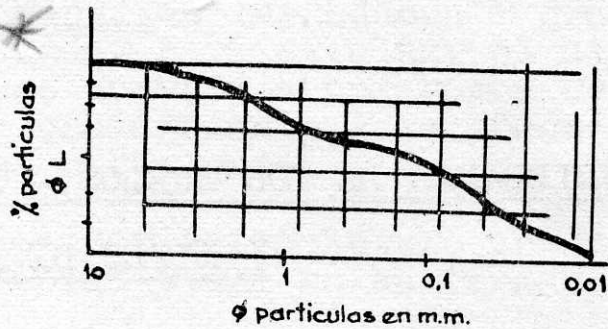


Fig. 7-4

No vale el ensayo granulométrico para caracterizar un suelo, pero si para dar una idea del comportamiento.

No es un ensayo cuantitativo. Es en cambio ensayo de identificación que con otros, describe al suelo en cifras con lo cual se despiertan inquietudes.

A veces se emplea como ensayo de identificación, que en unión de otros que se indicarán, establecen una descripción en cifras, del terreno, y que con una experiencia anterior permite definir si el suelo se comportará como aquél otro que ya conocemos.

CAPITULO VIII

PROPIEDADES DE LOS SUELOS.- ESTADOS DE CONSISTENCIA.-

LIMITES DE ATTERBERG.

8.1.- RELACION DE ESPACIOS VACIOS Y LLENOS.-

Un suelo es al menos un sistema de dos fases: partículas sólidas y un líquido, o bien de 3 fases: partículas, un líquido y un gas. El líquido es generalmente agua y el gas, aire con vapor de agua.

La densidad aparente, del suelo es menor que la real de sus partículas. La proporción de materia sólida en un suelo es casi constante con el tiempo. Las de agua y aire varían más.

Porosidad de un suelo, n , es la fracción de su volumen ocupada por los poros, tanto vacíos como llenos de agua o aire.

Índice de poros, e , es la razón del espacio ocupado por los poros al espacio ocupado por las partículas sólidas.

La fig. 8-1 aclara los conceptos de porosidad e índice de poros.

Entre los coeficientes existen las relaciones:

$$e = \frac{n}{1-n}$$

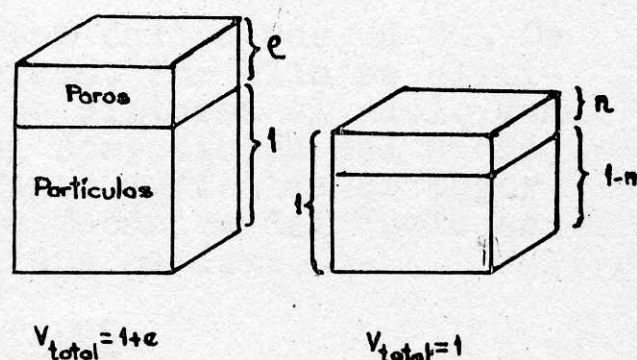


Fig. 8-1

8.2.- DENSIDAD PESO ESPECIFICO.-

La densidad aparente de un suelo varía, según la proporción de poros que esté llena de agua. Si el suelo está saturado es $\gamma_a = S(1-n) + n$, siendo S el p. e. de las partículas sólidas.

S, se halla en el picnómetro. Es un aparato, cuyo volumen hasta un enrase se conoce. Se introducen P gramos de suelo seco y se añade agua. Para expulsar el aire entre poros se hierve todo o se conecta a una bomba de vacío. Se vuelve a la temperatura ambiente y se añade agua hasta enrasar. Se pesa el recipiente.

En lugar de agua se puede usar tetracloruro de carbono, de menor tensión superficial y así no se forman burbujas.

S varía muy poco, de 2,6 á 2,9. Se suele tomar 2,65.

El valor de γ_s densidad seca, cuando todos los poros están llenos de aire, en contraposición a γ_a densidad saturada será $\gamma_s = S(1-n)$ de donde las relaciones $\gamma_a = \gamma_s + n$

Si el suelo está bajo el nivel hidrostático o capa freática, experimenta un empuje hacia arriba y la densidad aparente es

$$\gamma'_a = \gamma_a - 1 = \gamma_s - (1-n)$$

8.3.- HUMEDAD, GRADO DE SATURACION.-

Entre γ_a y γ_s un suelo puede tener distintas densidades aparentes dependiendo de S, grado de saturación o fracción del volumen total de poros ocupado por el agua, h, es el grado de humedad en % y se halla desecando en una estufa una porción de suelo hasta que no disminuya más de peso. Se enfría en un desecador para que no reabsorba agua y se pesa.

La estufa de secado debe ser muy vigilada, pues si se desecan los suelos a temperaturas distintas, se llegan a resultados diferentes P.ej. en arcillas, convenimos en tener 105° a 110°C. La curva de pérdida de humedad con la temperatura es característica de cada especie mineralógica de arcillas y sirve para identificarlas por medio del "análisis térmico".

8.4.- DETERMINACION EN LABORATORIO DE LA DENSIDAD APARENTE.-

O bien pesando un trozo bastante grande de forma y volumen conocido o mejor tomando un pequeño terrón de suelo que se pesa y se sumerge en mercurio, midiendo el volumen desalojado por pesada del mercurio sobrante.

8.5.- EQUIVALENCIAS ENTRE COEFICIENTES.-

Hay unas tablas y ábacos que tienen relacionados todos estos coeficientes de modo que dados un par de ellos quedan definidos los demás.

8.6.- SUELOS SUELTOS Y COHERENTES. ESTADO DE CONSISTENCIA LÍMITES DE ATTERBERG.-

Los suelos se dividen en sueltos y coherentes. Estos tienen una ligazón que mantiene unidas sus partículas y aquellos no. En los coherentes, la coherencia varía según el grado de humedad. Su estado de consistencia es variable.

Si el grado de humedad es muy grande el suelo es un líquido viscoso, con menos humedad es un sólido plástico moldeable con poco esfuerzo, con menos aún es un sólido blando que rompe al moldear pero que es soldable y finalmente el suelo seco es un sólido duro.

Atterberg separó estos cuatro estados de consistencia por unos límites, que se definen por la cantidad de humedad expresada en tanto por ciento de suelo seco, cuando está entre:

líquido y plástico es el límite líquido
plástico y sólido blando es el límite plástico
sólido blando y duro es el límite de retracción.

Aunque las definiciones de estos límites son arbitrarios y no tienen valor como valores absolutos, son los ensayos que más se realizan pues por la experiencia acumulada permiten dar una idea bastante clara del tipo de suelo y sus propiedades. Pertenece con el análisis granulométrico a los ensayos de identificación, completándolo. Es un ensayo rápido y fácil que permite enfocar mejor otros ensayos posteriores más complicados.

Índice de plasticidad.- Es la diferencia entre el límite líquido y el plástico. Es más alto cuanto más plástico es el suelo. A pesar de no ser realizable, a las arenas se les da índice nulo.

Índice de fluencia.- Es el coeficiente angular de la recta del gráfico para la determinación del límite líquido, con el signo cambiado. Parece indicar la susceptibilidad del suelo frente al agua. Su valor es escaso.

Índice de consistencia.-

$$IC \equiv \frac{\text{Límite líquido} - \text{Humedad suelo}}{\text{Índice de plasticidad}} \quad y$$

puede ser tomado como una medida de la consistencia del suelo

IC negativo	es suelo líquido
entre 0 y 0,25	" " semilíquido
" 0,25 y 0,50	" " plástico muy blando
" 0,50 y 0,75	" " " blando
" 0,75 y 1	" " " duro
mayor de 1	" " estado sólido.

8.7. - DETERMINACION DEL LIMITE DE RETRACCION.-

Un suelo al secarse retrae. En el proceso de desecación la retracción sigue una ley (lineal en las arenas), pero al llegar a un cierto contenido de humedad, el fenómeno de retracción cesa y aunque el suelo siga perdiendo agua el volumen es constante. Al contenido de humedad en ese momento (en tanto por ciento de suelo seco) se le llama límite de retracción.

En el momento de cesar la retracción es el que el suelo tiene sus poros llenos de agua.

Basta pues hallar la porosidad del suelo seco, y así conocemos la cantidad de que está contenida (límite de retracción).

OBSERVACIONES: El fenómeno de retracción es en realidad muy complicado y depende de la humedad inicial. Por eso, se toma la correspondiente al límite líquido. El límite de retracción de terrones de suelo es también distinto del obtenido con suelos amasados.

CAPITULO IX

PROPIEDADES DE LOS SUELOS. COMPRESIBILIDAD.

9.1.- COMPRESIBILIDAD DE LA ARCILLA.

En mayor o menor grado, todas las arcillas se caracterizan por su gran compresibilidad, y poder de retención de agua, en comparación con la arena.

Se atribuye la compresibilidad a causas físicas. Al ser las partículas de forma laminar, hace que al estar desordenadas, formen una especie de castillo de naipes.

Esta teoría, que explica la histéresis, no explica, sin embargo, otras cosas como la cohesión, etc.

En resumen, la explicación cuantitativa de la compresibilidad de la arcilla constituye un problema todavía no resuelto. Las aplicaciones prácticas se basan en resultados experimentales.

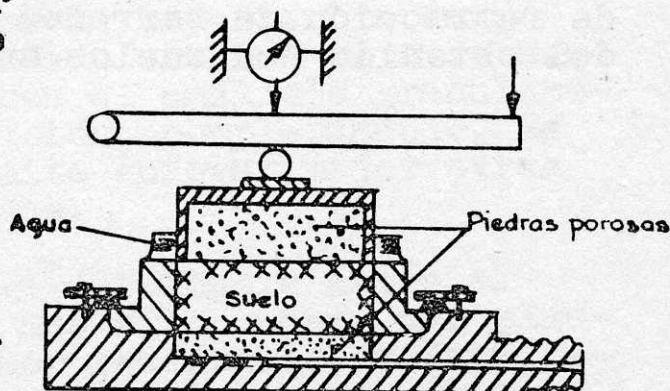
9.2.- EL EDOMETRO.- (Fig. 9-1).

Lo ideó TERZAGHI para medir el entumecimiento (hinchazón) de arcillas muy consolidadas por efecto de la humedad.

Consiste en un recipiente cilíndrico en el que se coloca el suelo en el centro de dos placas porosas, cuyos desplazamientos pueden medirse con exactitud.

Si las placas no fueran porosas, mediríamos la compresibilidad del agua y no la de la arcilla.

Hay que hacer el ensayo con muestras inalteradas, cortando el terreno bien y preservándolo de la desecación. Luego se prepara la probeta de suelo en cámara húmeda.



Edómetro tipo Casagrande

Fig. 9-1

Otras veces por razones de urgencia, por las características del suelo, o por razones económicas, no se puede hacer esto, y se emplean muestras alteradas, en las que se prepara la probeta por medio de amasado energético del suelo con agua correspondiente al límite líquido. Los valores obtenidos no son directamente comparables con los del terreno natural, pero dan muy buenas indicaciones.

Tanto en un caso como en otro, para evitar la desecación del material, que ocasionaría una disminución de volumen, se pone agua arriba y abajo durante el ensayo.

Y una vez colocado el edómetro en su bancada, y el cuadrante de medida en su lectura inicial, se aplica sobre el pistón una carga, que corresponda a una presión de 60 ó 100 g/cm². sobre el suelo. La aguja se mueve al principio con rapidez, pero luego poco a poco hasta que no se aprecia su movimiento. Se van anotando las lecturas cada 5 ó 10 minutos y cuando tengamos dos lecturas iguales se tiene el suelo consolidado con la consolidación correspondiente a esa presión.

El retraso se debe a que la consolidación es por disminución de volumen de los poros ya que con esas cargas, la disminución de volumen de las partículas es insignificante.

Pero si los poros tienen agua, hay que expulsarla por los canales de los mismos poros y la velocidad de derrame de aquella depende del gradiente hidráulico y de la permeabilidad de la arcilla. Como ésta es pequeña, se explica la lentitud del proceso.

Una vez la aguja en reposo, se aplica otro escalón de carga, ni muy grande que perturbe la estructura de la arcilla ni muy pequeño que haga muy largo el ensayo. Pueden ir haciéndose mayores a medida que la arcilla se consolida y adquiere cohesión y resistencia. Por ello se suele hacer que cada carga sea doble que la anterior.

Después de llegar al final, se descarga también por escalones, observándose los mismos retrasos en el aumento de volumen que al cargar.

Terminada la carga, se desarma el aparato, se extrae la muestra del suelo y se determina su espesor y su índice de poros. Este será el índice de poros final e_f .

Al principio, si la altura de la probeta es H , tendremos una parte sólida H_s y una parte de poros H_v , que constará de una parte líquida H_l y una parte gaseosa H_g .

El índice de poros es H_v/H_s . Al final tendremos ...
 $\dots e_f \dots H_{vf} / H_{sf}$.

$$H_{sf} = H_s = \text{constante}$$

Como H_s no varía las diferencias de lectura corresponden a las variaciones de H_v y a partir de H_{vf} pueden calcularse los valores de H_v , y por tanto, el índice de poros correspondiente a la consolidación completa bajo cada una de las cargas aplicadas.

9.3.- REPRESENTACION DE LOS RESULTADOS Y FORMA GENERAL DE LA CURVA.-

Se colocan en abcisas las presiones, mejor en escala logarítmica, y en ordenadas índice de poros. (fig. 8.2).

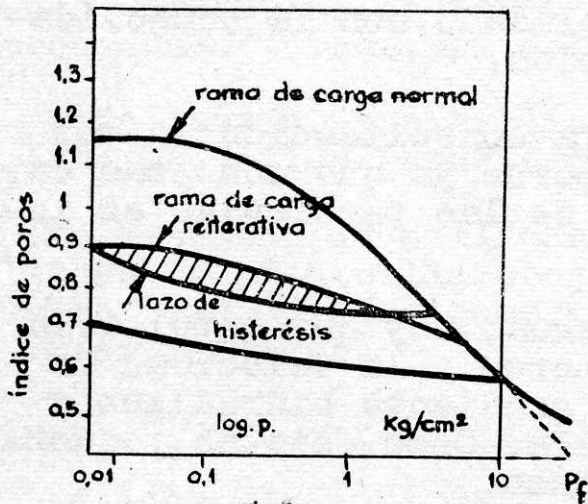


Fig. 8.2

A partir de un punto, para presiones elevadas, se convierte en una recta, cuya pendiente es el índice de compresibilidad. Si se sigue aumentando la presión deja de ser recta y se convierte en curva asintótica del eje de abcisas, pero sólo para presiones muy elevadas, no corrientes en la práctica. (20 Kg/cm².)

Si prolongásemos la recta, cortaría al eje de abcisas en un punto p_f que es la presión equivalente para e nulo.

Si en un punto del ensayo disminuimos la presión sobre el terreno, la arcilla se entumece, aumenta de volumen, pero no llega al que tenía antes, ni con mucho. La rama de descarga es también recta en una parte y su pendiente define el índice de entumecimiento C_s .

Repitiendo el proceso de cargas y descargas se obtienen lazos de histerésis. En cada uno de ellos C_s , es diferente, aumentando cuanto mayor sea la presión máxima a partir de la cual se ha comenzado la descarga.

Módulo edométrico.-

Es la razón de dividir la deformación unitaria que

experimenta el suelo al pasar de una a otra presión, por la diferencia de éstas.

También puede definirse el módulo edométrico para una presión dada E_p a la correspondiente deformación del suelo bajo un incremento infinitesimal de presión.

Teoría de la consolidación.-

Consolidación primaria. - Expulsión del agua intersticial sobrante.

Consolidación secundaria - Reajuste de partículas y disminución de la película de agua que es muy viscosa.

Consolidación inicial - La consolidación rápida que se observa en los primeros segundos.

Compresibilidad de la arena.-

Las curvas edométricas de las arcillas y de las arenas son parecidas pero en las arenas.

- 1º).- El agua absorbida por una película, es mucho menor respecto a los granos.
- 2º).- La compresión de las arenas se debe casi sólo a reajuste de partículas.
- 3º).- Los asientos son mucho más irreversibles que en la arcilla.
- 4º).- Los asientos son mucho menores.
- 5º).- La permeabilidad es muy grande y la consolidación primaria tiene menos influencia.
- 6º).- Los asientos se producen más rápidamente.
- 7º).- Las cargas dinámicas apenas influyen en la arcilla y en cambio si en la arena.

CAPITULO XPROPIEDADES DE LOS SUELOS. RESISTENCIA AL ESFUERZO
CORTANTE.10.1.- ROZAMIENTO INTERNO DE LAS ARENAS.-

Llamamos rozamiento a la fuerza que tiende a oponerse al deslizamiento de un sólido sobre otro, que es máxima al comenzar el movimiento para disminuir una vez iniciado.

Si se hace sin presión entre las superficies de contacto, se llama rozamiento bajo presión nula. Es debido a la adhesión entre los dos cuerpos fenómeno distinto del que se produce cuando existe una presión importante entre las caras.

Por eso, cuando digamos "rozamiento" entendemos el aumento experimentado en la fuerza que se opone al movimiento al producirse una presión entre la superficie de contacto. Este rozamiento es proporcional a la presión. Para presiones bajas no se cumple tan bien pero sigue admitiéndose.

Se llama coeficiente de rozamiento a la razón del rozamiento a la presión normal. Se suele expresar en forma de tangente trigonométrica de un ángulo que se llama ángulo de rozamiento. Esto se debe a que si el rozamiento bajo presión nula es despreciable, al ángulo φ así definido es el mayor ángulo que puede formar la resultante con la normal común a las superficies en contacto sin que se produzca deslizamiento. Si el de presión nula no es despreciable no tiene φ significación física concreta.

En la arena, al ser un amontonamiento de partículas de roca los contactos son prácticamente puntuales. La adhesión no puede manifestarse apenas y por lo tanto el rozamiento bajo presión nula de unos granos contra otros que es insignificante excepto si existe una materia cementante que los ligue.

Dentro de los grados de humedad que se dan en la

práctica el ángulo de rozamiento interno de la arena no se modifica con el contenido de agua ya que las presiones son suficientes para hacer desaparecer la película de agua que rodea las partículas. En ensayos realizados, se ha visto que la influencia de la humedad es positiva unas veces y negativa otras.

10.2.- APARATO PARA MEDIR LA RESISTENCIA AL ESFUERZO COR-TANTE.-

El aparato (fig.10-2) consta de una base (1) que se sujeta a una bancada fija. Sobre esta se desliza un bastidor móvil (2). La muestra del suelo queda contenida en (3). La componente normal de la resultante R se produce por medio de un pistón (4). La componente T se produce por medio del gancho (5) al bastidor superior. La mues-

tra se halla entre las dos piedras dentadas (6) porosas para permitir la expulsión del agua intersticial) Para mantener el suelo saturado de agua se utiliza el depósito 7, que evita las tensiones capilares (los 7 tienen agua también).

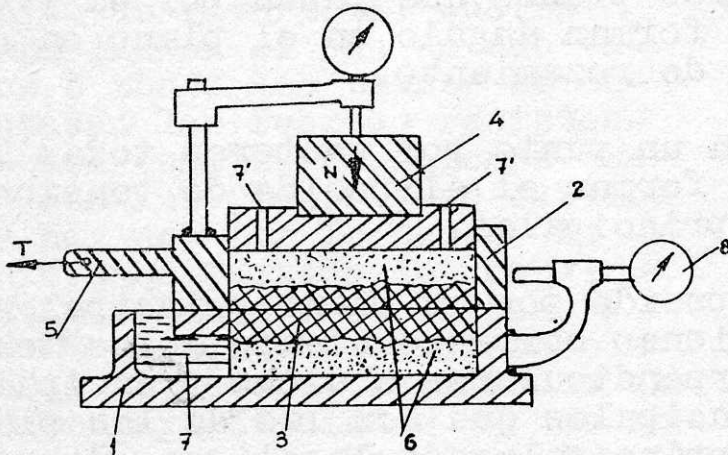


Fig.10-2

El modo de operar es el siguiente:

Se aplican cargas normales sobre el pistón, estas crecientes, hasta llegar a una componente normal que se desea N. Una vez aplicado N se ve que no varía el cuadrante

10

Se tira con una fuerza T y se van indicando desplazamientos en (8) hasta que para una T dejan de ser proporcionales a las cargas y hay un deslizamiento de la parte superior respecto a la inferior. Entonces tenemos $tg \varphi = \frac{T}{N}$.

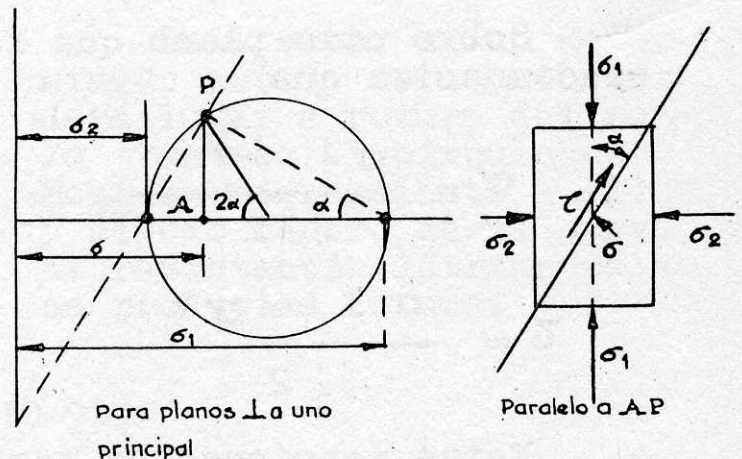


Fig.10-4

Es conveniente decir que existen varios tipos de probetas.

10.3.- ESTADO DE TENSIONES. CIRCUNFERENCIAS DE MOHR.-

El concepto de rotura parece implicar la idea de separación de distintas partes de un cuerpo. Esto no es aplicable a la arena ya que en ésta los granos se encuentran sueltos desde el principio.

El concepto rotura se encuentra sustituido en la arena por el de fluencia plástica, durante la cual se producen corrimientos discretos de unas partículas respecto a otras. Esta fluencia se produce en un punto de la masa cuando la resultante de las tensiones aplicadas sobre un elemento de superficie contenido en un cierto plano llega a formar con la normal al plano un ángulo superior al de rozamiento interno. Para que se produzca esta fluencia hay que conocer en un punto las tensiones que actúan sobre todos los planos que pasan por él y ver cual de ellas, o cuales forman ángulo en el plano en que actúan mayor que el φ de rozamiento.

Si representamos en un punto por vectores todas las tensiones, los extremos forman el elipsoide de tensiones con sus tres tensiones principales.

Si cortamos al elipsoide por un plano principal se forma la elipse de tensiones correspondiente a las tensiones en los planos perpendiculares a dicho principal. Entre estas hay dos principales que son las de los planos que contienen los ejes principales de la elipse. Sobre ellos actúan tensiones principales que llamaremos σ_1 y σ_2 .

Sobre otro plano que forme un ángulo α con la normal a uno de los principales se demuestra que

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha$$

Estas tensiones se representan de una manera sencilla por medio de la circunferencia de Mohr. (fig.10-4).

10.4.- CURVA DE RESISTENCIA INTRINSECA.-

Consideremos una probeta cilíndrica sometida a una compresión unitaria longitudinal σ_1 y otra actuando uniformemente sobre su superficie lateral igual a σ_2 (fig.10-6).

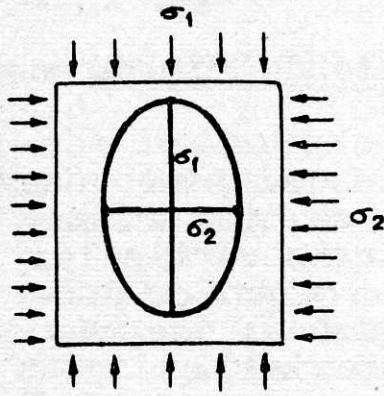


Fig. 10-6

El elipsoide correspondiente es de revolución y son tensiones principales. La circunferencia de Mohr es la representada en la figura 10-7.

Aumentemos progresivamente los σ_1 los diferentes estados de tensiones son los representados con líneas de trazos. Al seguir aumentando σ_1 llega un momento en que se produce la rotura. El estado de tensiones es el

representado por la línea gruesa. Su circunferencia es el límite de rotura. El que se rompa indica el que en uno varios o todos los planos se sobrepasan las fuerzas resistentes del cuerpo. No sabemos cuales son los planos pero sabemos que hay uno por lo menos. Si hubiéramos partido de una σ_2 distinta hubiéramos llegado a una σ_1 distinta circunferencia límite de rotura. Repitiendo el ensayo para distintas σ_2 se obtienen una serie de circunferencias cuya envolvente es la

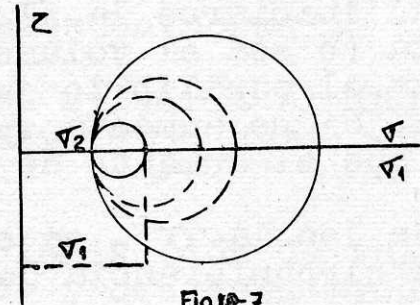


Fig. 10-7

cuya envolvente es la curva de resistencia intrínseca (fig. 10-8).

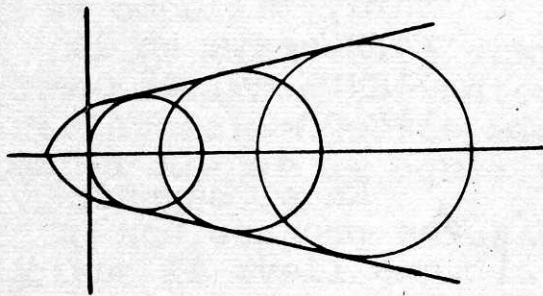


Fig. 10-8

Para saber si un determinado estado de tensiones dará lugar a rotura del suelo trazamos al círculo de Mohr correspondiente a ellas, y si cae dentro de la curva de resistencia intrínseca no se producirá rotura.

10.5.- APARATO TRIAXIAL. (fig. 10-9).

En este aparato, se puede estudiar la curva de resistencia intrínseca.

Una probeta cilíndrica de suelo, se encuentra comprimida entre dos piedras porosas y enfundada lateral en una cubierta delgada de goma, sobre la cual (probeta) se ejerce presión por medio de un fluido que puede ser agua ó glicerina.

Para hallar una circunferencia límite de rotura puede operarse de dos maneras.

1).- Con σ_2 constante: Por medio de la bomba, se da una presión lateral arbitraria σ_2 , la cual se mide en manómetros. Después empezamos a aplicar cargas verticales por medio del yugo, que constituirán la σ_1 . Los descensos del pistón al principio serán pequeños; después grandes al llegar a la rotura. (ensayo triaxial).

2).- Con σ_2 variable: Se aplica una presión σ_2 pequeña (0,2 Kg/cm²) para sostener la probeta y se cierra la llave y se aplica σ_1 hasta que empieza a fluir (ensayo de células).

Al iniciarse la fluxión, aumenta el diámetro de la probeta (o sea el volumen) y aumenta σ_2 , hasta que se alcanza el equilibrio justamente en las condiciones de rotura. Si se aumenta σ_1 vuelve a producirse la fluxión hasta que el aumento de σ_2 restablezca el equilibrio.

Se lee la σ_2 en ese momento de equilibrio y tenemos la circunferencia de presión límite.

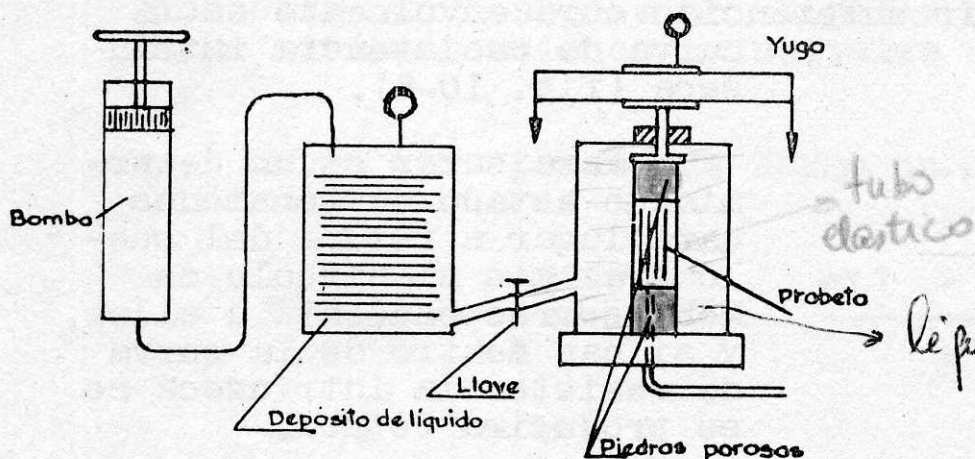


Fig. 10-9

En la primera forma de operar se fija σ_2 y se aumenta σ_1 , hasta llegar a la rotura, tal como se representa en la figura del n^o anterior.

En el segundo se produce una σ_1 que lleve al suelo a un estado de fluxión lo que produce un aumento de σ_2 que no cesa hasta que se llega al equilibrio límite.

La segunda forma tiene la ventaja de rapidez, pero no vale para los suelos con rozamiento bajo presión nula, porque esta desaparece al empezar a fluir y obtenemos resultados inferiores a la realidad.

Con el aparato triaxial se pueden medir las variaciones de volumen de suelos saturados, midiendo el agua expulsada.

10.6.- ENSAYOS TRIAXIALES CON ARENAS.-

Si las arenas están limpias, aproximadamente el esfuerzo cortante es proporcional a la componente normal de la resultante que actúa sobre la superficie considerada.

Si la arena no tiene ningún material, que cimente sus granos, el rozamiento bajo presión nula será cero, y la curva de resistencia intrínseca se convierte en dos rectas que pasan por el origen y forman con el eje OI el ángulo $\pm \psi$ (fig.10-11).

Si bien en una probeta de arena, la resistencia al esfuerzo cortante es proporcional a la presión normal, ésta resistencia no es la misma para diversas probetas aunque estén sometidas a la misma presión normal.

Sin embargo éste no es el mismo si varía el índice de poros de la arena, pues cuanto más flojo esté menor es

Las arenas flojas sufren una disminución de volumen bajo la acción del esfuerzo cortante y que este produce reajuste entre sus partículas y por eso se dice que tienen dilatación negativa. En las densas hay un aumento de volumen, pues las partículas que se hallan encajadas unas en otras en posiciones estables se desencajan para que sea posible el deslizamiento, y por tanto tienen dilatación positiva.

El aumento de compacidad de las arenas flojas, bajo los esfuerzos cortantes, se traduce en un aumento de su resistencia a estos mismos esfuerzos durante la fluxión hasta llegar al equilibrio. En las demás la resistencia

es máxima al iniciarse el movimiento para disminuir una vez establecido este.

Existe una densidad de la arena para la cual la fluencia no produce aumento ni disminución de volumen; se llama densidad crítica, y hay que determinarla en ensayos triaxiales numerosos, apisonando muestras hasta densidades diferentes.

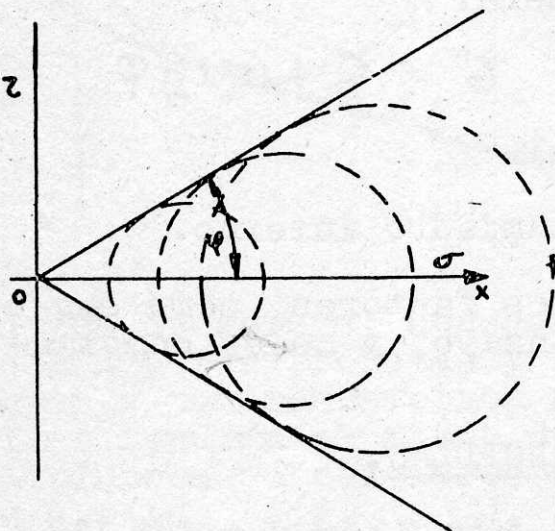


Fig.10-11

10.7.- RESISTENCIA DE LA ARCILLA AL ESFUERZO CORTANTE:

Entre las partículas de arcilla hay también rozamiento, aunque menos que en la arena.

Cuando la N es pequeña, el rozamiento disminuye porque interviene la película de agua entre partículas.

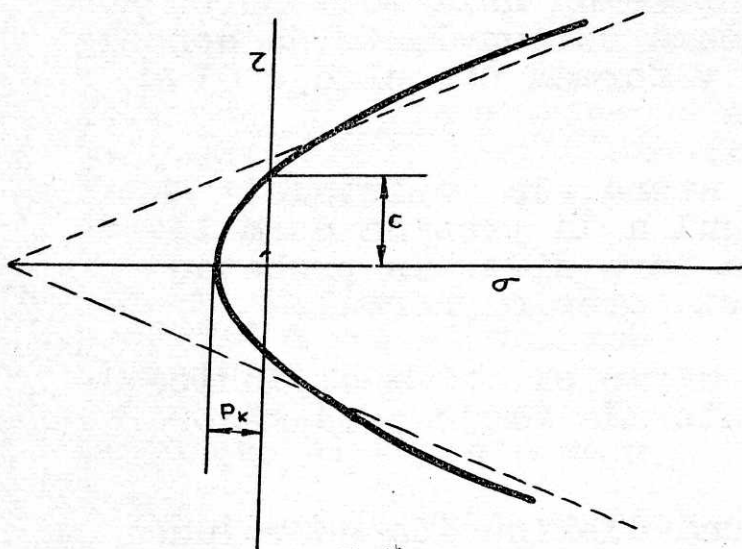


Fig. 10-12

Por ello la curva de resistencia intrínseca no es una recta sino que tiene curvatura (fig. 10-12).

Por otra parte, las partículas de arcilla están unidas por atracciones moleculares y por tanto pueden resistir una tracción simple hasta un valor p_k , que se llama presión de cohesión de la arcilla.

Las partículas tienen también un rozamiento bajo presión nula C , que se llama cohesión.

Como es difícil dar la fórmula de la curva, se suele sustituir por dos rectas, que es suficiente aproximación siempre que no se opere a presiones muy bajas.

Entonces la resistencia de la arcilla al esfuerzo cortante (ecuaciones de la recta) será:

Según la ecuación de COULOMB. $\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \psi$

σ = presión normal

ψ = ángulo de rozamiento interno.

La cohesión C , depende de varios factores, como son el estado de compresión antes del ensayo, y no es constante.

10.8.- ENSAYOS LENTOS Y RAPIDOS DE ARCILLAS.-

Tomamos una probeta de arcilla cuyos poros están llenos de agua y la metemos en un aparato triaxial.

Elevamos la presión del líquido de la célula (aparato 3º de la figura) hasta un valor σ_2 . Esta presión actuará sobre la arcilla, y se transmitirá en el momento inicial íntegramente al agua que llena los poros.

Esperamos el tiempo suficiente para que se haya efectuado la consolidación total y producimos entonces cargas verticales suplementarias a través del pistón. Estas cargas producirán esfuerzos cortantes, las cuales tenderán a producir una nueva consolidación de la arcilla.

Aumentamos la carga vertical y dejamos el tiempo suficiente para que se consolida, y así llegaremos a una presión vertical σ_1 que producirá la rotura de la probeta. Habremos realizado un ensayo lento. Esto se representa mediante un círculo de Mohr. (C_1). Repetimos el ensayo con otra probeta y una presión lateral, σ_2 y obtendremos una presión de rotura y así tendremos el círculo C_2 . Con otras probetas haríamos lo mismo y tendríamos una serie de círculos C_3, C_4, \dots . Entre todos ellos definirán una curva típica de resistencia (fig.10-13)

que también podríamos asimilarla a dos rectas.

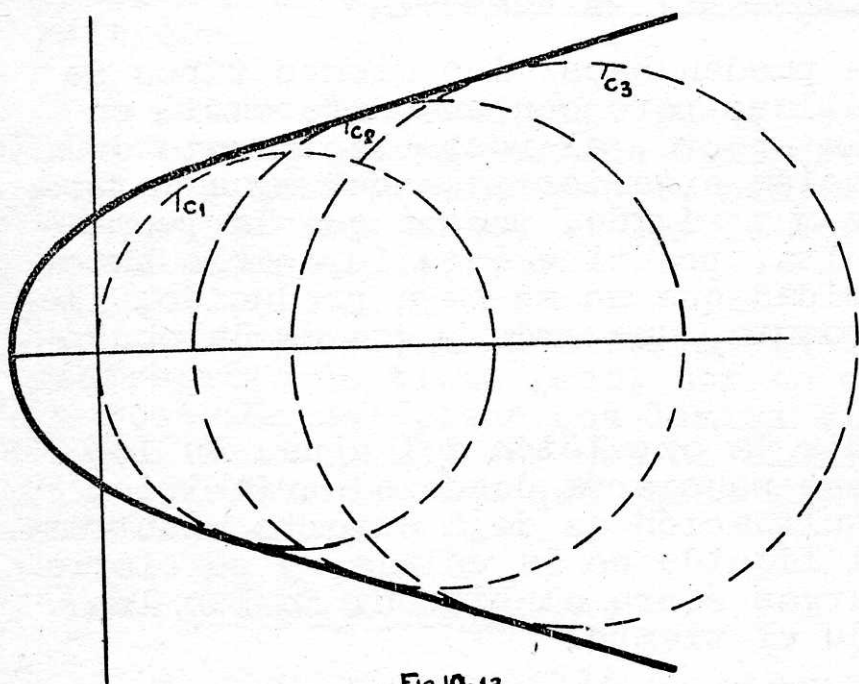


Fig.10-13

Tomamos ahora una serie de probetas y colocamos una en el aparato. Elevamos rápidamente la presión lateral hasta el valor σ_2 , inmediatamente, a continuación, aplicamos cargas verticales hasta llegar a la rotura, que se producirá bajo una presión menor que σ_1 .

Este es un ensayo

rápido de rotura, nos dará una curva C_{1r} . Hacemos lo mismo con otras probetas y las mismas presiones laterales que antes y tendremos otros círculos C_{2r}, C_{3r}, \dots . Todas ellas tendrán el mismo diámetro y la curva de resistencia intrínseca se convierte en dos rectas paralelas al eje de abscisas (fig. 10-14). La arcilla aquí se comporta como si tuviera el ángulo de rozamiento nulo y una cierta cohesión, que es parecida a la obtenida en ensayo lento, pero algo superior.

La explicación de esta diferencia se debe a las presiones neutras del agua que llena los poros.

Si aplicamos rápidamente la presión lateral y producimos la rotura sin esperar a que la consolidación se produzca, la presión del líquido de la célula se transmite íntegramente

al que llena los poros estableciéndose el equilibrio, sin que parte alguna de dicha presión actúa sobre las partículas sólidas. Por tanto el valor de la presión lateral es indiferente, y todos los ensayos triaxiales rápidos son en realidad equivalentes a ensayos con presión nula.

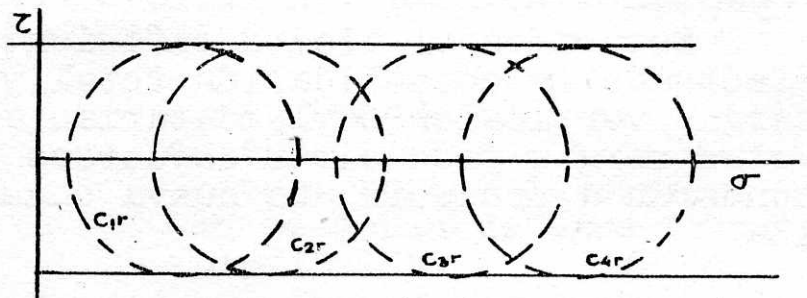


Fig. 10-14

10.9.- ENSAYOS RAPIDOS Y LENTOS EN ARENAS.-

Con las arenas, se pueden hacer los mismos tipos de ensayos que en las arcillas, pero con una diferencia en el método operatorio. En efecto, al restablecimiento del equilibrio entre la presión exterior y la del agua intersticial es en las arenas muy rápido, puesto que la permeabilidad es grande. Resulta, prácticamente imposible hacer el ensayo con tal velocidad que no se haya producido, llegado el momento de la rotura, una gran parte de la consolidación.

Se recurre a impedir la expulsión del agua. En los ensayos rápidos. La llave se cierra desde el principio. En los rápidos con consolidación se deja abierta mientras se eleva la presión del líquido de la célula, y se cierra antes de aplicar las cargas sobre el pistón. En los lentos se deja abierta todo el tiempo.

CAPITULO XI

=====

DISTRIBUCION DE LAS PRESIONES EN UN SEMIESPACIO ELASTICO HOMOGENEO E ISOTROPO.

11.1.- EL SEMIESPACIO ELASTICO, HOMOGENEO E ISOTROPO.-

El suelo es muy heterogéneo, y por tanto el considerar todas las variables que entran en su estudio sería prácticamente imposible. Es preciso operar sobre abstracciones, examinando antes la correlación que existe entre estas y la realidad. Vamos a estudiar la propagación de presiones en este espacio ideal elástico, homogéneo e isótropo.

Este ente geométrico puede ser utilizado como una idealización de un terreno homogéneo, de superficie plana y con unas propiedades de compresibilidad que permiten aceptar que sigue la ley de Hooke para las cargas normales en el terreno.

Se supone que la materia elástica que rellena el semiespacio no tiene peso, por lo cual es indiferente la posición del plano que limita el semiespacio. Sin embargo, vamos a suponer que el plano límite es horizontal y que el semiespacio que queda lleno de materia elástica es el inferior.

11.2.- CARGA CONCENTRADA.-

El caso más sencillo de carga es el de carga concentrada, vertical, en la superficie del semiespacio (fig. 11-1).

Sea:

Q = la carga

r = la distancia radial horizontal entre un punto arbitrario N , del semiespacio y la recta de aplicación de la carga.

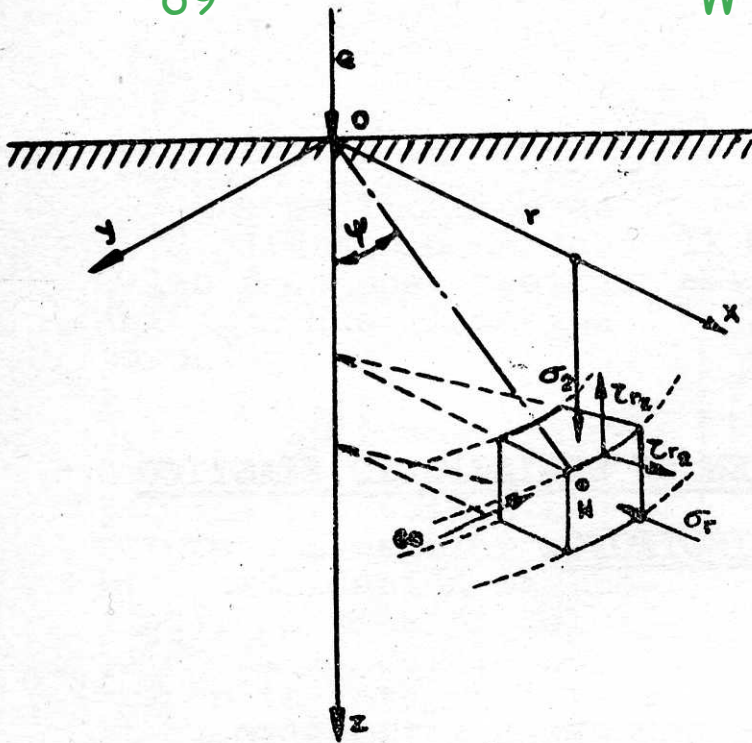


Fig. 18-1

ψ = ángulo de ON con OZ.

z = profundidad del punto N por debajo del plano que limita el semiespacio.

σ_z = tensión vertical.

σ_r = " radial.

σ_θ = " circunferencial horizontal.

τ_{rz} = tensión tangencial en las direcciones de r y z .

μ = módulo de Poisson para el sólido.

$\frac{1}{\mu}$ = coeficiente de contracción transversal.

El estado de tensiones que se produce tiene simetría circular respecto a la recta de aplicación de la carga, y por ello las tensiones tangenciales (τ) en los planos que pasan por dicha recta son nulas y σ_θ es una tensión principal.

El problema así planteado fué resuelto por BOUSSINESQ, y las expresiones que dan las tensiones son:

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos 5\psi$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi z^2} \left[3 \cos^3 \psi \sin^2 \psi - (1-2\mu) \right]$$

$$\left[\frac{\cos^2 \psi}{1 + \cos \psi} \right]$$

$$\sigma_\theta = - (1 - 2\mu) \frac{Q}{2\pi z^2} \left[\cos^3 \psi - \frac{\cos^2 \psi}{1 + \cos \psi} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^4 \psi \sin \psi.$$

Examinando estas fórmulas vemos que:

- a).- Las tensiones normales a planos horizontales son independientes del módulo de Poisson. Estas tensiones se encuentran tabuladas.
- b).- La tensión sobre un plano horizontal pasa siempre por el punto de aplicación de la carga, ya que:

$$\frac{\tau_{rz}}{\sigma_z} = \operatorname{tg} \psi$$

- c).- Si pasamos a polares las fórmulas anteriores se ve que σ_p tensión según el vector polar que pasa por el punto de aplicación se anula cuando

$$\cos \psi = \frac{1 - 2\mu}{2(2 - \mu)} \quad \text{el valor}$$

de σ_p como vemos en la fórmula que nos da, que es:

$$\sigma_p = \frac{Q}{\pi^2 p^2} \left[(2 - \mu) \cos \psi - \frac{1 - 2\mu}{2} \right]$$

es una compresión dentro de un cono de abertura y una tracción fuera de él, incluso en los puntos de la superficie.

11.3.- PROPAGACION RADIAL EN UN SOLIDO INCOMPRESIBLE:

Tomando las fórmulas en coordenadas polares:

$$\text{Si } \mu = \frac{1}{2}, \text{ entonces } \sigma_p \text{ queda: } \sigma_p = \frac{2Q}{2\pi p^2} \cos \psi$$

$$\text{y además } \sigma_v = 0 \quad \sigma_\theta = 0 \quad \tau_{pv} = 0$$

siendo σ_p , σ_v y σ_θ la tensión en la dirección del radio vector, la tensión situada en el plano de la meridiana, perpendicular al radio vector, y la tensión en la meridiana; todas normales. La τ_{pv} es la tangencial en las direcciones p y v .

La materia se encuentra sometida solamente a compresión simple en todos los puntos del semiespacio, y esta compresión está dirigida en el sentido radial.

La carga se propaga en forma rectilínea y para un mismo radio vector, su magnitud es inversamente proporcional al cuadrado de la distancia al punto de aplicación de la carga.

11.4.- CARGA REPARTIDA.-

En el caso de que la carga aplicada sobre el plano que limita el semiespacio no esté concentrada, sino que sea una carga repartida sobre una cierta línea o área según una ley cualquiera, podrían obtenerse los valores de las tensiones en cada uno de los puntos del semiespacio por medio de una integración.

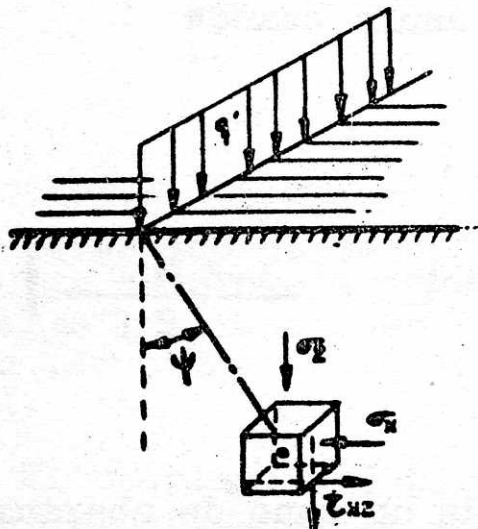


Fig. 11-2

Si se trata de una carga uniformemente repartida sobre una recta y siendo q' la carga por unidad de longitud, las tensiones en un punto arbitrario N, son de la forma:

$$\sigma = f(q', z, \psi) \quad (\text{fig. 11-2})$$

Si la carga uniforme está distribuida sobre una faja infinitamente larga, las tensiones son de la forma:

$$\sigma = f(q, \psi_1, \psi_2)$$

(fig. 11-3)

En el caso de carga uniforme sobre un círculo (fig. 11-4) en los puntos situados bajo la vertical del círculo cargado, las expresiones se simplifican, a causa de la simetría.

La tensión sobre un plano horizontal es igual a:

$$\sigma_z = q (1 - \cos^3 \psi) \quad (1)$$

y sobre un plano vertical:

$$\sigma_h = - (1-2\psi) [2 - 3 \cos \psi + \cos^3 \psi - (1-2\mu)(1-\cos \psi)]$$

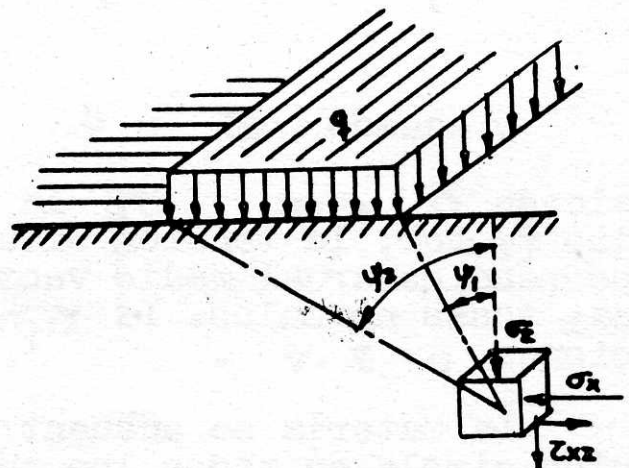


Fig. 11-3

La expresión (1) se emplea en el cálculo aproximado de asientos y hay tablas tabuladas para distintos valores de ψ .

11.5.- REPRESENTACION DE LA DISTRIBUCION DE TENSIONES.-

Para dar una idea más concreta de la distribución de tensiones, se recurre a gráficos (Fig. 11-5).

En la 1ª figura, tenemos una serie de isóbaras correspondientes al caso de carga concentrada. Isóbaras son las líneas que unen los puntos de igual tensión vertical válida para cualquier valor de μ .

La 2ª representa una curva que une puntos de igual tensión tangencial (τ_{rz}).

La 3ª, curvas que unen puntos de igual tensión radial horizontal (o sea σ_r). Las distintas curvas corresponden a valores distintos de μ .

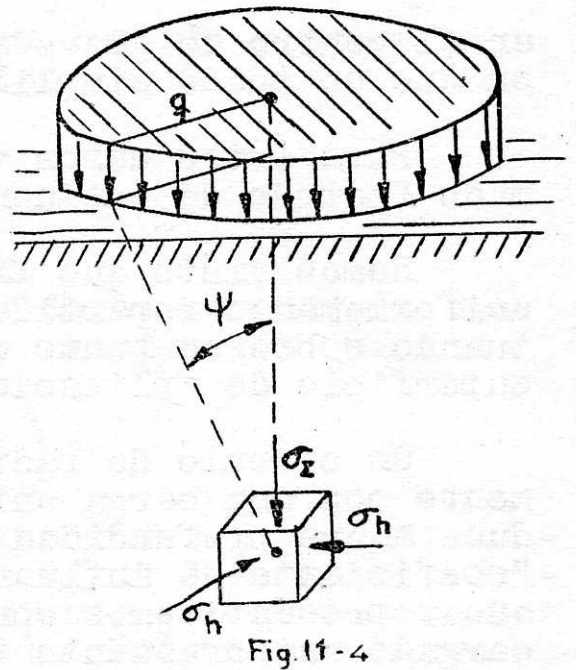
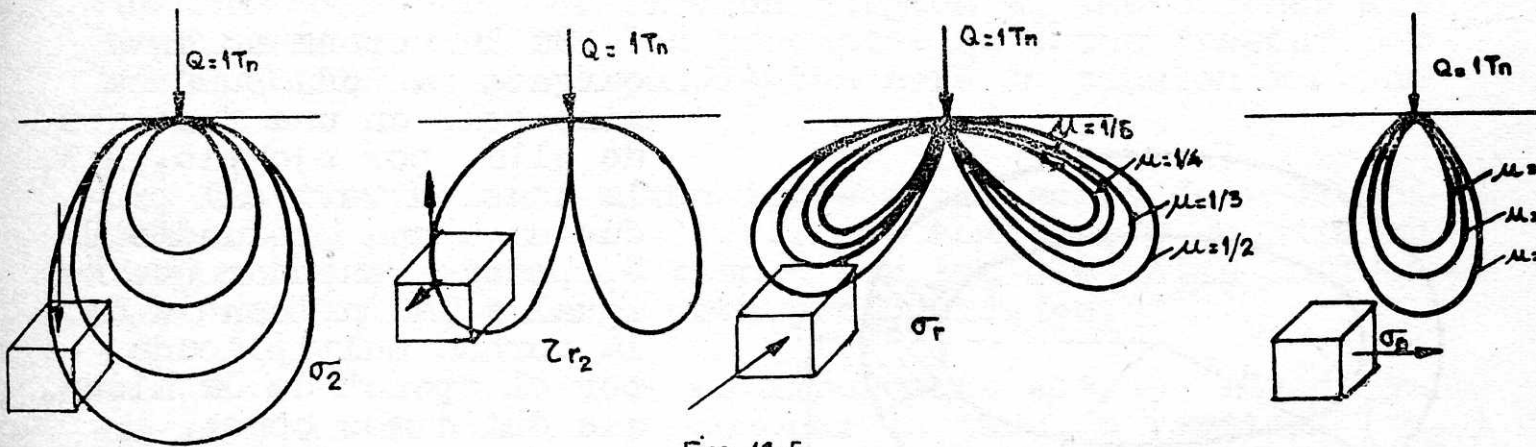


Fig. 11-4



Figs. 11-5

La 4ª, curvas que unen puntos de igual tensión o circunferencial horizontal (σ_θ), para distintos valores de μ .

11.6.- METODO GENERAL PARA EL CALCULO DE TENSIONES VERTICALES.-

Aún cuando muchas veces un caso complicado puede reducirse a otro más sencillo, dividiendo el área cargada en áreas parciales y suponiendo las cargas concentradas

en el centro de gravedad de aquellas, hay otros casos en que no puede simplificarse tan fácilmente.

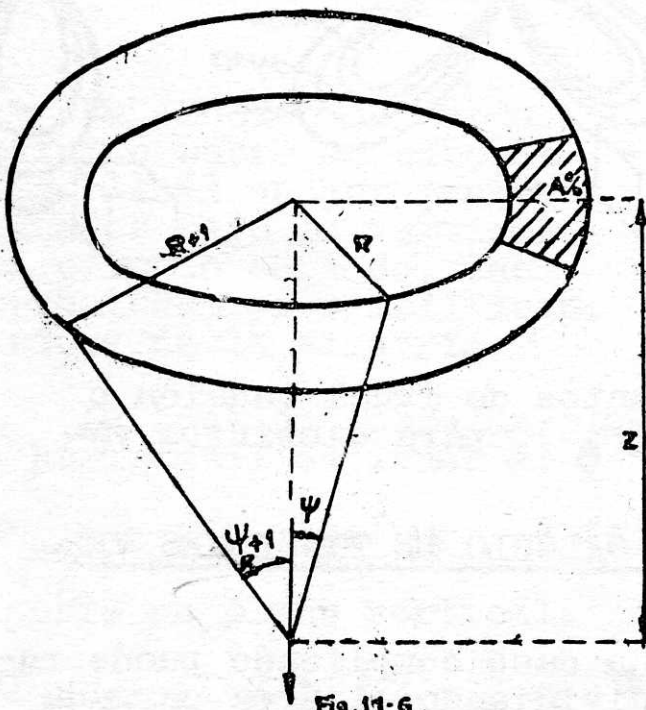
Para estos casos vamos a ver un método general llamado "método de influencias".

Hemos visto que $\sigma_z = q (1 - \cos^3 \psi)$ para una carga uniformemente repartida de valor q , sobre un círculo actuando sobre un punto desde donde se ve el radio de la superficie de aplicación de la carga bajo el ángulo ψ .

Un círculo de radio R (fig. 11-6) cargado uniformemente con una carga unidad por unidad de superficie produce a una profundidad z una tensión que llamaremos "coeficiente de influencia" o simplemente "influencia" y que representaremos con I_R^z . Un círculo de radio $R + 1$, cargado uniformemente tendrá una influencia I_{R+1}^z .

Por lo tanto una corona circular, limitada por las circunferencias de radio R y $R + 1$, y cargada uniformemente con la carga unidad por unidad de superficie, producirá a una profundidad Z una tensión vertical igual a:

$$I_{R+1}^z - I_R^z = \cos^3 \psi_R - \cos^3 \psi_{R+1} = I_{R+1,R}^z$$



Si la corona no está cargada en toda su área sino solo en una fracción de ella, por ejemplo, $A\%$, la tensión vertical producida a una profundidad Z , podemos suponer que es igual a la influencia de la corona multiplicada por el "peso" de la misma, que definimos como:

$$\pi = \frac{A\%}{100}$$

Si la carga sobre la unidad de superficie no fuera la unidad sino igual a q , el "peso" de la corona sería:

$$\pi = \frac{q \cdot A\%}{100}$$

Y si la carga no fuera uniforme, sería preciso hallar la carga media, q_m , y entonces:

$$\pi = \frac{q_m \cdot A \%}{100}$$

Una vez determinado el "peso" de la corona, la tensión vertical a una profundidad Z , es igual a:

$$\sigma_z = \pi \left(I_R^Z + 1 - I_R^Z \right)$$

Esta fórmula, no es más que aproximada, ya que, dentro de la misma corona, la influencia de las áreas próximas a la circunferencia de radio R es mayor que la de las próximas a la circunferencia de radio $R+1$. Sin embargo este error no es importante.

Por lo tanto, si tenemos un área irregular e irregularmente cargada y deseamos calcular la tensión vertical que produce a una profundidad Z , en la vertical de un punto P , basta dibujar con centro en P una serie de circunferencias concéntricas de radios iguales a 1, 2, 3, 4, etc, hasta que en ellas quede comprendida la totalidad de dicha área. Después se determinarán los "pesos" de las partes interceptadas por el área cargada en las coronas así limitadas. La suma de los productos de estos "pesos" por las influencias correspondientes será la tensión buscada (σ_z).

El cálculo de las tensiones a una serie de profundidades Z_1, Z_2, Z_3, \dots es análogo, y se hará multiplicando los mismos "pesos" por las distintas influencias correspondientes a esas profundidades.

Esta característica es importante en este método ya que normalmente interesa conocer la tensión vertical (σ_z) a distintas profundidades en la vertical del punto donde queremos saber el asiento.

11.6.- PRACTICA DEL METODO DE LAS INFLUENCIAS.-

- 1ª).- Se dibuja una serie de circunferencias concéntricas de radios proporcionales a 1, 2, 3, 10, 12, 14, 20 (Al final se toman de dos en dos, porque como la influencia disminuye no importa ampliar el ancho y tomar como constante la corona).
- 2ª).- Se dibuja el área a una escala conveniente $1/\lambda$ de forma que quepa dentro de los círculos, y de modo

que P esté en el centro de los círculos. Lo mejor es dibujar las circunferencias en papel transparente. y superponerlo al área cargada.

3º).- Se hallan los "pesos" de las coronas tal como se ha indicado. Para facilitar el hallar los A %, se dibujan una serie de radios que limitan sectores en las coronas, y por estimación se puede tomar el área, lo mismo que si se ve que la mayor parte de una de ellas está muy próxima de una circunferencia R, y lejos de la R + 1, se puede suponer que parte está en la corona anterior.

4º).- Se hallan después mediante tablas las influencias de las distintas coronas para las distintas profundidades.

Esta tabla es de la forma siguiente:

R/Z	C_{σ}
---	---
---	---

en la que C_{σ} es la influencia del círculo de radio R a la profundidad Z.

5º).- Se prepara un cuadro de la forma siguiente:

R/λ	π	Z/λ				
		0,05	1	2	5	10
20-18	0,03	-	-	-	-	-
18-16	0,08	-	-	-	-	-
16-14	0,18	-	-	-	-	-
	$\sigma_{Z=}$	ε ...	ε ..	ε ..	ε ..	ε ...

En los dos primeros casilleros se ponen los radios a escala de las coronas y sus pesos, y en las otras columnas los productos de los pesos por el coeficiente de influencia correspondiente a las diferentes profundidades a la mis-

ma escala o sea a z/λ .

Sumando estas columnas tendremos la presión vertical deseada σ_z .

CAPITULO XII

=====

CALCULO DE ASIENTOS.

12.1.- EL ASIEN TO ELASTICO.-

Podemos empezar diciendo que el asiento de una obra es algo inevitable. Por lo tanto no aceptamos salvo casos previstos el que se diga que "esta obra no ha experimentado asiento alguno".

Sin embargo, el hecho de que asiente no es un signo de ruina ni mucho menos; el peligro está en que una parte asiente más que otra. Lo cierto es que toda obra, salvo excepciones previstas, experimenta asientos más o menos grandes. Decir que no asienta nada es lo mismo que decir que una viga cargada no tiene flecha.

Lo que ocurre es que no la apreciamos con los métodos empleados. Una inspección ligera no aprecia asientos sino "diferencia de asientos". Para poder apreciar estos asientos, es necesario tomar buenas referencias exteriores que se hallan alejadas (relativamente) para no ser arrastradas por la propia obra durante su asiento e impedir la obtención de datos falsos.

Los asientos que estudiamos (debido a la compresión del suelo) se clasifican en elásticos y plásticos.

Elásticos.- Son aquellos en el que el suelo conserva íntegra su capacidad resistente y no se produce deslizamiento entre sus partículas.

Plásticos.- En ellos se produce rotura del suelo, que fluye bajo la carga.

Los asientos elásticos no significan peligro de hundimiento de la obra en lo que respecta al terreno, pues este resiste, pero las deformaciones producidas pueden ser tales que la estructura no pueda soportarlas. A veces los asientos son de m.m. y las diferencias de fracciones de m.m. pero otras veces aquellas son de dm. y las diferencias alcanzan hasta cm.

Las estructuras metálicas resisten bien, pero no así las isostáticas de hormigón y aún menos las hiperestáticas que son mayoría. Se formarían en estos casos, importantes grietas y para evitarlas sería necesario o re-formar la cimentación para disminuir diferencias de asientos o bien la estructura para aumentar su flexibilidad.

Por todo ello es sumamente interesante el cálculo de asientos y como las bases de su estudio son los ensayos en laboratorio y el cálculo teórico de fatigas, haremos primeramente una exposición de los errores y de su alcance.

12.2.- CORRESPONDENCIA ENTRE CALCULO Y EXPERIENCIA.-

Existen dos causas de error, la primera experimental, y la segunda de carácter teórico.

Experimental.- En el ensayo edométrico vimos las dificultades y errores debidos a la toma de muestra inalterada, velocidad de ensayo, rozamiento con las paredes y otras de que no hablamos por no estudiar más a fondo la cuestión. Todas ellas dan lugar a inexactitudes de tipo experimental.

Teórico.- En el cálculo de tensiones en el suelo a diferente profundidad por el método de BOUSSINESQ y el de "las influencias", vimos que hacíamos una serie de suposiciones para simplificar el problema, que darán lugar a errores en la apreciación de las tensiones.

De las dos causas de error la experimental es con mucho la más importante y por tanto aceptamos el cálculo teórico, admitiendo suelo isótropo, elástico, etc..... como cierto.

En un número de casos limitados se ha calculado el asiento exactamente y estos resultados han confirmado que la aplicación de la teoría de BOUSSINESQ con todos sus errores es suficientemente exacta en la práctica.

12.3.- CAMPO DE APLICACION.-

Los ensayos con el edómetro limita el número de tipos de terrenos al que es aplicable la teoría que desarrollaremos.

En terrenos arenosos, los mayores asientos se producen por reajuste de partículas, debido al esfuerzo cortante, que no mide el edómetro; además la toma de muestra inalterada es casi imposible debido a la poca cohesión de sus partículas.

En arcillas desecadas o muy preconsolidadas, las curvas edométricas no se corresponden bien con la realidad.

Por lo tanto en estos casos no tendremos resultados exactos con la teoría que se expondrá, sino estimaciones más o menos groseras.

En arcillas blandas, los valores calculados y medidos coinciden.

Por último en el caso de terrenos en que no existe esa coincidencia el análisis permite interpretar los resultados de los asientos de estructuras construidas y por comparación determinar los asientos de otras obras cimentadas sobre terrenos de iguales características.

Podemos resumir diciendo que en el caso de arenas hay errores grandes y en el de arcillas, "las blandas", que son las más interesantes pueden estudiarse perfectamente.

12.4.-- CARGAS FLEXIBLES Y RIGIDAS.--

Flexibles.-- Se dice que la carga aplicada es flexible cuando las diferencias de asientos de la superficie del terreno no influyen en la repartición de la carga. Véase figura 12-1.

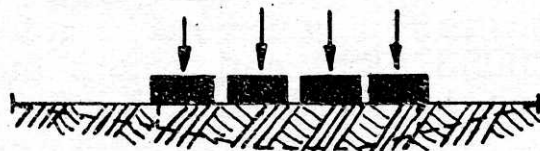


Fig. 12-1

Los bordes asientan menos que el centro

Rígidas.-- Es el caso de que una carga se aplica a través de una estructura rígida (placa de cimentación) que no se deforma con el terreno dando lugar a diferencias de asientos que conducen a una redistribución de la carga aplicada sobre el terreno.

Esta redistribución depende del sistema de cargas aplicadas y de la rigidez de la misma figura 12-2 a) y b).

12.5.- CARGAS LISAS Y RUGOSAS.-



Fig. 12-2(a)

Semirrigida

Lisas.- Cuando permite el libre movimiento lateral de deslizamiento entre ella y el terreno. El terreno puede "salir" y fluir debajo de la carga.

Rugosas.- Cuando el movimiento lateral está totalmente impedido. El terreno no "sale".

12.6.- CALCULO DE ASIENTOS EN EL CASO DE CARGAS FLEXIBLES Y LISAS: METODOS.-

Solamente en este tipo de cargas se conocen las que actúan en cada punto del terreno y son independientes de las deformaciones que se produzcan. Partiendo de esas cargas pueden calcularse repitiendo los métodos que ya se vieron, las tensiones en cada punto de terreno y con ellas calcular las deformaciones correspondientes. Este último paso presenta dificultades, pues se presentan estados de compresión triaxial y para calcular la deformación habría que conocer el módulo de Poisson del terreno. Para esto habría que hacer ensayos de compresión triaxial que son muy lentos, lo que hace que sean prohibitivos generalmente.

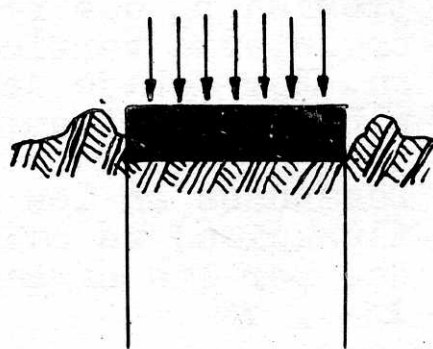


Fig. 12-2(b)

Infinitamente rígida
Todos asientan igual pero la distribución de presiones en el terreno no es uniforme

Se utilizan más los resultados de los edómetros que son más fáciles y rápidos de determinar y que son la base del método edométrico.

a) METODO EDMETRICO.- ERRORES Y CALCULO.-

El asiento del terreno tiene dos partes. Una debida a la disminución de volumen del suelo debida a la compresión directa, y una segunda por expansión lateral, del suelo. En el método edométrico se desprecia esta última. El valor calculado será menor que el real. Naturalmente, cuanto más compresible sea el suelo, con μ bajo, más nos aproximamos a la realidad pues influye menos la expansión lateral.

Además, como se parte de muestras inalteradas y la compresibilidad de estas en el edómetro es mayor que la

del terreno natural resulta que ambas causas de error actúan en sentido contrario y se compensan en mayor o menor grado.

La marcha a seguir en el cálculo es:

- 1).- Se extraen muestras inalteradas del terreno en suficiente número para identificar las distintas capas del mismo, fig. 12-3.
- 2).- Se determinan sus densidades aparentes y curvas edométricas, fig. 12-4.
- 3).- Con las densidades aparentes puede determinarse la presión p_0 que reina en cada punto del terreno en una cierta vertical antes de la aplicación de la carga. Por debajo del nivel freático este p_0 viene disminuida en el empuje hidrostático Fig. 12-5.
- 4).- Basándose en los métodos explicados (Boussinesq, Influencias) se calculan las presiones Δp producidas por las cargas en los puntos de la vertical Fig. 12-6.
- 5).- La presión total en un punto de la vertical será la suma de la p_0 y Δp $p_1 = p_0 + \Delta p$. Fig. 12-7.
- 6).- A p_0 (presión correspondiente al punto medio de una capa) le corresponde en la curva edométrica e_0 y a p_1 , e_1 , que pueden admitirse como los índices de poros al principio y al fin.
- 7).- La disminución de espesor en las capas del suelo por unidad de longitud será:

$$\delta_{z1} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$$

y si la capa tiene espesor H_a la disminución será:

$$\Delta_a = H_a \left(\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \right)$$

- 8).- Haciendo lo mismo para cada capa y sumando se tendrá la disminución total:

$$\Delta_r = \Delta_a + \Delta_b + \Delta_c + \dots = H_a \left(\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \right)_a + H_b \left(\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \right)_b + \dots \Delta_r = \sum H_i \left(\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \right)_i$$

Si alguna capa es de gran espesor se dividirá en varias a las que corresponderá distintos valores de Δ

Este método conviene cuando el terreno está formado por muchas capas distintas o distribución irregular de cargas. En los otros casos conviene el método elástico.

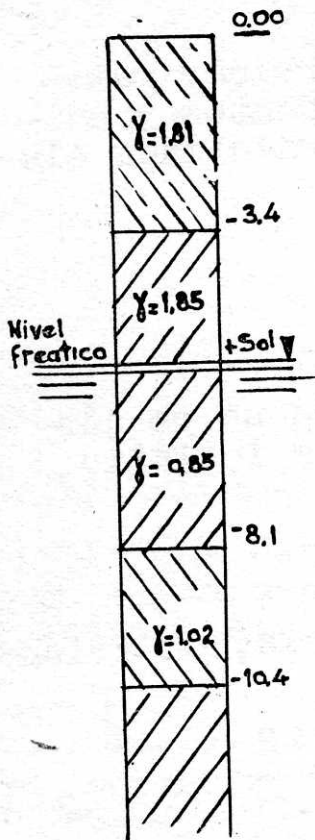


Fig. 12-3

Densidades absolutas

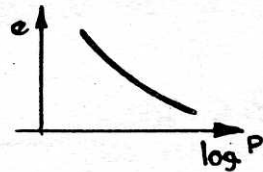
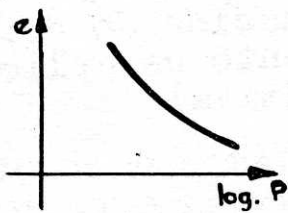
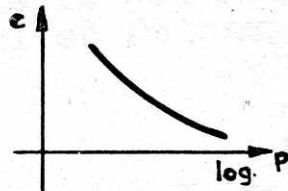


Fig. 12-4

Curvas edométricas

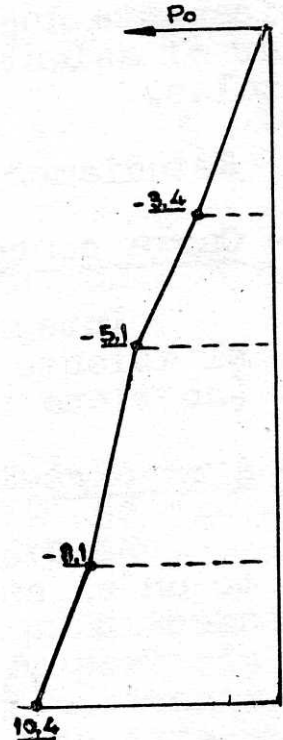


Fig. 12-5

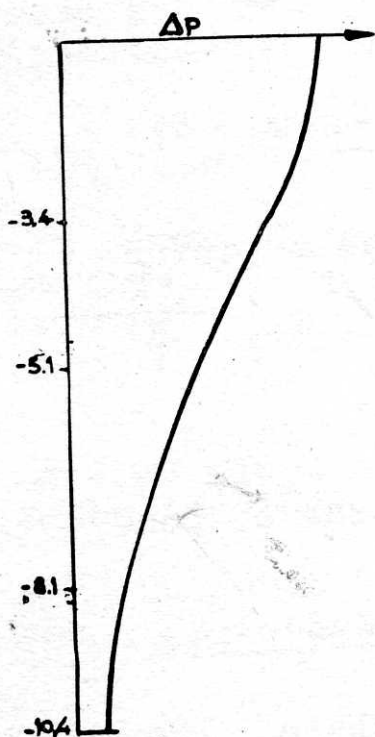


Fig. 12-6

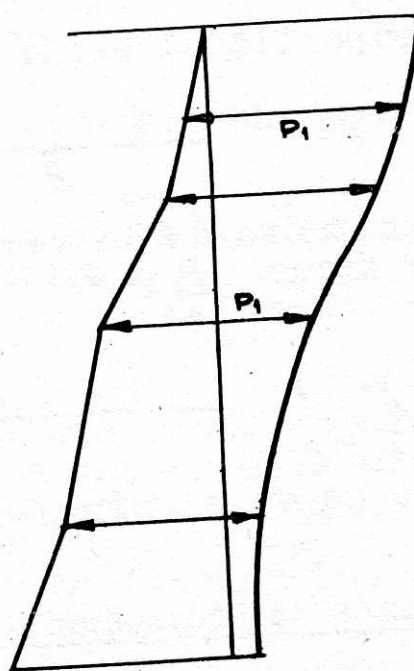


Fig. 12-7

Presiones totales

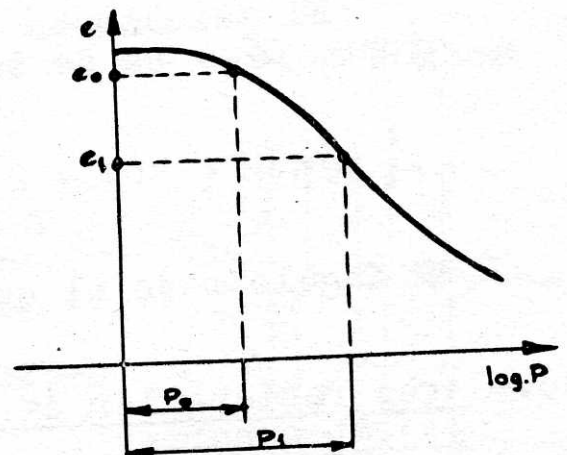


Fig. 12-8

Método Elástico..- En este método hay que suponer que se cumple la ley de Hooke y estimar bien el módulo de elasticidad E' tomando una media ponderada en la que influyen más los valores de E' en las capas que más asienten $E = E' \frac{1 - \mu}{1 - \mu - 2\mu^2}$ siendo E el módulo edométrico

En esencia este método consiste en determinar matemáticamente dos tensiones en los diferentes puntos y calcular el asiento por integración de las deformaciones elementales.

Estudiamos dos casos:

1).- Carga concentrada.

Integrada la ecuación de deformación se ve que el asiento para el punto de aplicación es infinito (no tiene realidad física).

2).- Area circular.

Si R es el radio y q la carga unitaria, el asiento en el centro es:

$$\Delta_{z0} = 2q \cdot R \frac{1 - \mu^2}{E'}$$

El asiento en el borde es:

$$\Delta_z = \frac{4}{\pi} q R \frac{1 - \mu^2}{E'}$$

y el asiento medio superficial será:

$$\Delta_{zm} = 1,7 q R \frac{1 - \mu^2}{E'}$$

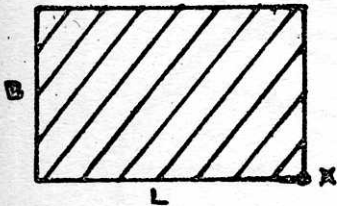
El asiento en un punto de la vertical a profundidad Z_z es de la forma $\Delta_{zz} = (1 + \mu) \frac{qR}{E'}$

$$\cdot \left[\text{sen } \psi + (1 - 2\mu) \right] \frac{1 - \cos \psi}{\text{sen } \psi}$$

ψ ángulo bajo el que se ve el círculo desde el punto.

3).- Area rectangular cargada uniformemente. Método de Steimbrenner..-

Steimbrenner calculó y redujo a un abaco los



valores de la integral de las deformaciones elementales del suelo en la vertical de la especie de un rectángulo uniformemente cargado, en el segmento comprendido entre la superficie y una profundidad Z y es de la forma

$$\Delta_z = q \frac{B}{E'} [(1-\mu^2) F_1 + (1-\mu-2\mu^2) F_2] z \quad \text{o bien}$$

$$\Delta_2 = \frac{B}{E'} F \mu :$$

Las presiones F_1 y F_2 están en abacos en función de $\frac{L}{B}$ y $\frac{Z}{B}$.

Cimentaciones rígidas.-

Lo que hemos visto corresponde a carga flexible y lisa en el caso de un dino cargado uniformemente se vió que el asiento es mayor en el centro que en los bordes.



Fig. 12-14

Si la capa es infinitamente rígida los asientos superficiales han de ser iguales y por tanto la presión distinta en los diferentes puntos.

Para hallar la distribución se plantean las ecuaciones.

Capa $P = \sum$ reacciones
Asientos = en todos los puntos

Solo puede resolverse en casos sencillos.

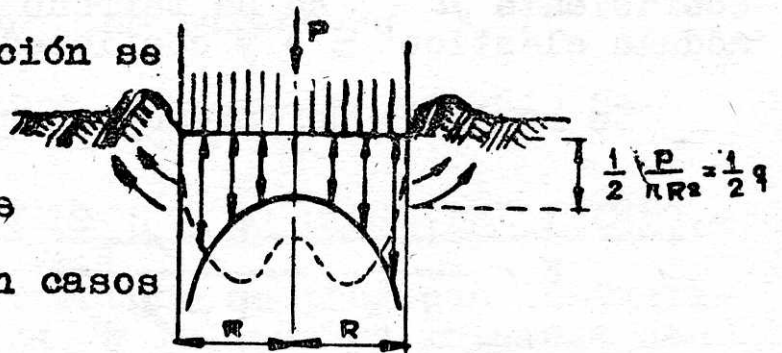


Fig. 12-15

Para el caso de cimentación lisa circular se ha calculado y da $p = \infty$ en los bordes $p_m = \frac{1}{2} \frac{p}{\pi R^2}$ en el centro.

Como el terreno no puede soportar $p = \infty$ fluye en los bordes y la distribución real es la de la figura 12-15

En rocas con poca fluxión las capas son, como la figura 12-17.

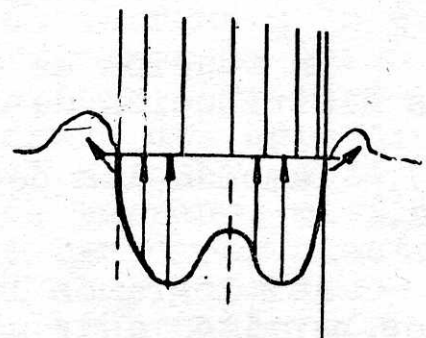


Fig. 12-16

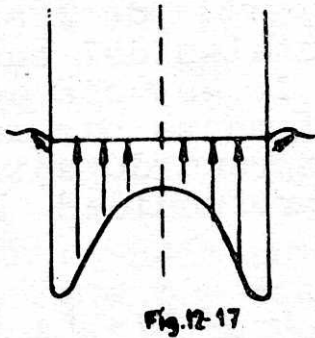


Fig. 12-17

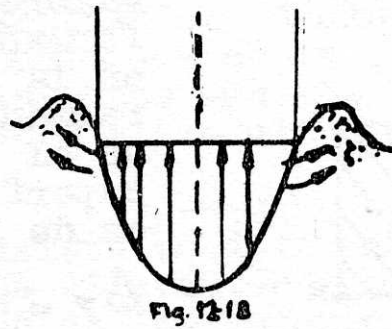


Fig. 12-18

b).- En arcillas firmes la concentración es como fig. 12-16. Lo mismo sucede en cimentaciones profundas de arenas.

c).- Desde luego al aumentar la carga la concentración de p disminuye.

d).- En arenas superficiales, la fluxión en los bordes es tan intensa que se invierte la distribución y ésta queda según fig. 12-18.

3).- En todo esto hemos supuesto cimentaciones infinitamente rígidas, en el caso de que, sean semirrígidas, la distribución de presiones depende además de la rigidez de la cimentación.

a).- Este caso se ha resuelto para placa circular elástica de radio R , espesor H , módulo de elasticidad E y coeficiente μ_p , en un terreno homogéneo e isótropo de módulo elástico E_s y coeficiente de Poisson μ_s .

Se comienza definiendo el coeficiente de rigidez:

$$K = \frac{1}{6} \frac{1 - \mu_s^2}{1 - \mu_p^2} \frac{E_p}{E_s} \left(\frac{H}{R} \right)^2$$

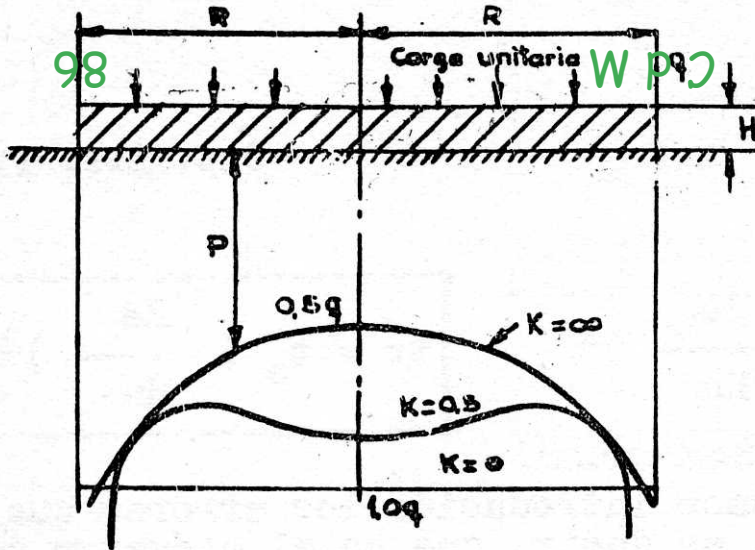
Si $K = 0$ carga flexible

$K = \infty$ carga infinitamente rígida.

En función de este K BOROWICKA determinó las curvas de distribución de las presiones Fig. 12-19.

b).- También las determinó para faja de longitud infinita.

Así logramos la distribución de p en el terreno que nos permite pasar a carga flexible y terreno uniforme y poder calcular asentamientos.



Muchas veces es imposible encontrar funciones analíticas que nos permitan estudiar el terreno real. Entonces buscamos el coeficiente de balasto.

12.7.- COEFICIENTE DE BALASTO.-

Cuando la cimentación es irregular y de distintas rigididades, es difícil aplicar las fórmulas halladas anteriormente y encontrar la analogía entre la realidad y la teoría.

Al no ser posible, el cálculo exacto se hacen simplificaciones; de los que la más elemental es suponer el asiento en cada punto es proporcional a la carga que está aplicada en él o sea que

$$\Delta z = \frac{q}{K}$$

Siendo \$K\$ el "coeficiente de balasto".

El origen de este nombre procede del estudio del asentamiento de la traviesa ferrocarril.

12.8.- APARICION DE LOS ASIENTOS A LO LARGO DEL TIEMPO.-

Los asientos de un terreno no se producen instantáneamente al aplicar la carga, y lo que nos interesa determinar ahora es el tanto por ciento, del asiento total que va a producirse en cada instante posterior al de la aplicación de la carga.

Para ello, se empieza asimilando el terreno a lo que obtengamos de él, en el edómetro, determinamos la curva tiempo-consolidación y como los tiempos, por otra parte, son inversamente proporcionales al cuadrado del espesor de la capa de terreno, si llamamos \$H_e\$ al espesor de la probeta edométrica y \$H_n\$ el de la capa de terreno, el tiempo preciso para alcanzar un determinado tanto por ciento de consolidación en el terreno es igual al tiempo necesario para alcanzarlo en el edómetro multiplicando por \$(H_e/H_n)^2\$.

$$\frac{t_r}{t_e} = \left(\frac{H_e}{H_n} \right)^2$$

$$t_r = t_e \left(\frac{H_e}{H_n} \right)^2$$

En este cálculo hemos introducido los errores que ya destacamos otras veces, es decir, que en el edómetro el terreno está con constricción lateral y en la naturaleza no.

Además tendría que estar la capa de terreno entre otras dos permeables que se aproximarán a las placas porosas del edómetro.

CAPITULO XIII

FUNDACIONES.

13.1.- PRESION ADMISIBLE EN CIMIENTOS.-

Es la misma que puede aplicarse sin que se produzcan desperfectos en la estructura, contando además con un aceptable margen de seguridad.

Por ello, la carga admisible no depende sólo del terreno y de la cimentación, sino de las características de la estructura y del coeficiente de seguridad que queramos adoptar por las condiciones de la obra.

En ocasiones, son los asentos o sus diferencias los que determinan las cargas admisibles, ya que han de mantenerse dentro de ciertos límites para evitar deformaciones excesivas que la estructura no podría resistir sin romperse.

No hay que exagerar ésto, pues aplicado a las construcciones corrientes, resulta que deberían estar todas ruinosas. La verdad es que la mayoría está bien, y otras han tenido fisuras que una vez reparadas no vuelven a abrirse y solamente algunas pocas tienen averías de importancia.

Aún cuando no está bien estudiada la razón de este fenómeno, parece que se debe a la plasticidad del hormigón que le permite seguir las lentas deformaciones debidas a la plasticidad de las arcillas. También es verdad que parte de los asentos se producen mientras se está construyendo, cuando la estructura es más flexible.

Pero no siempre podremos conseguir asentos iguales, como vamos a verlo en el siguiente ejemplo.

Sabemos que el asiento debajo de una zapata circular de radio R, con una carga P es:

$$\Delta_{z_0} = \frac{2}{\pi} \frac{P}{R} \frac{1 - \mu^2}{E'} = K \frac{P}{R}$$

por tanto para un mismo asiento los radios de las zapatas deberán ser proporcionales a las cargas.

Si tenemos pilares que carguen 20 tn. y otros 80 tn. si el terreno puede cargarse por resistencia a 10 tn/m². Los primeros deberán tener una superficie de 2 m². y por tanto un radio de 1,6 m.

Los segundos para el mismo terreno se podrían hacer de $\frac{80}{10} = 8$ m²., o sea de 3,19 m. de radio. Pero para que los asientos sean iguales, la presión debe ser de 2,5 Tn/m². y necesitarán un radio de $\frac{80}{20} \cdot 1,6 = 6,4$ m. lo cual es prohibitivo.

Hay veces que la heterogeneidad del suelo favorece la igualación de los asientos, cuando existe una capa menos compresible a una profundidad del orden de las dimensiones de las zapatas. Al aumentar éstas, queda más influida esta 2ª capa y el asiento disminuye más rápidamente.

Si por el contrario la capa inferior es más compresible aumenta la diferencia de asientos por esta causa (fig. 13.1)

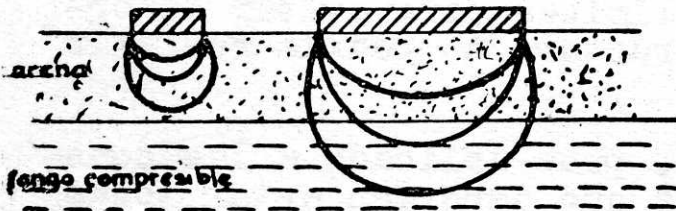


Fig.13-1

Cabe mejorar esto, haciendo más profundas las cimentaciones pequeñas para que influyan más en la capa inferior.

Otro medio es el de modificar la estructura para repartir las cargas o para hacerla menos rígida.

Resulta, por todo lo dicho, inútil proyectar disposiciones muy afinadas para lograr la igualación de asientos. Si los asientos son pequeños, no hará falta grandes precauciones para que sus diferencias sean pequeñas. Si son grandes, será mejor recurrir a dar flexibilidad a la estructura, o hacer una cimentación general con zapatas unidas por vigas o incluso con placas con lo que la igualdad de asientos viene forzada por la rigidez de la cimentación.

Hay otra dificultad derivada del tipo de suelo. Si es arenoso basta un tiempo muy corto para producir el asiento, pero si es arcilloso tarda en consolidarse y es difícil estimar las cargas que irá teniendo con el tiempo.

En la estructura es fácil conocer el coeficiente de se-

guridad, no se puede hacer lo mismo con el suelo.

Si por ejemplo queremos construir sobre suelo arcilloso una nave triple, y en la nave central hay unos tanques, que en normal de fabricación han de permanecer siempre llenos. Al no estarlo en los primeros años, el asiento de la nave central será menor que el calculado y se producirán las grietas dibujadas en la fig. 13.2.-

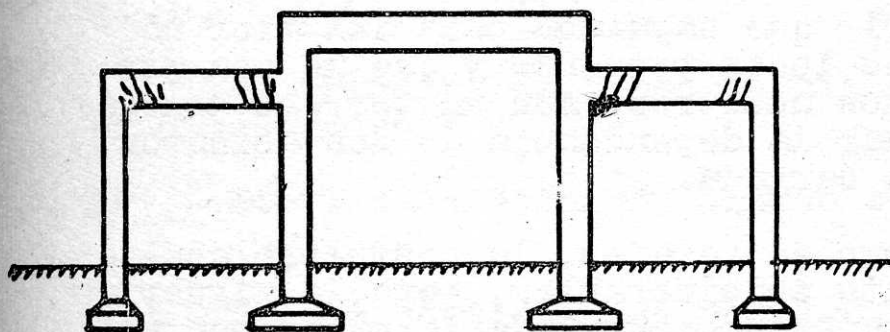


Fig. 13-2

13.2.- CARGA CRITICA DE HUNDIMIENTO.-

En el cálculo de los asientos se supone que el suelo permanece en estado elástico, es decir, que no se han producido deslizamientos de las partículas del suelo.

Si solo hay asientos elásticos es fácil que les pueda soportar la estructura.

Pero si se producen asientos plásticos es difícil que los pueda soportar ninguna estructura, sino que al llegar a un valor de la carga, la cimentación se hunde en el terreno.

Este criterio del hundimiento es independiente del de los asientos, y habrá que tomar como base el menor de los dos.

Respecto al hundimiento el coeficiente de seguridad se suele tomar 3. En esto influye la hipótesis de cálculo que se hayan hecho. No obstante es de aconsejar no bajar de 2 en este coeficiente.

Como carga crítica de hundimiento se toma:

$$q_h = 5,14 C = 2,57 R_c.$$

siendo C la cohesión y R_c la resistencia a compresión simple.

13.3.- VALORES EMPIRICOS DE LA CARGA ADMISIBLE.-

Junto a estos procedimientos que, como hemos visto, no tienen un valor absoluto, está el de la observación de

las construcciones existentes en el área donde haya de estar situada la obra que se proyecta, y la consideración de las costumbres locales sobre este punto.

Estos datos son de un valor innegable porque se fundan en verdaderos "ensayos" en tamaño natural, pero no pueden emplearse ni extrapolarse sin un cuidadoso examen.

Así puede ocurrir que haya una capa inferior no influida por construcciones pequeñas y que lo sea por otra mayor que hayamos nosotros. Aún en terreno homogéneo no hay que olvidar la dependencia de los asientos con relación al área cargada.

Otras veces, como en Pasajes, la costumbre admite diferencias de asiento considerables, pero la viguería de madera las soporta, y no ocurriría lo mismo con una estructura de hormigón.

Cuando no tenemos nada de esto, hay que recurrir a las tablas que se dan para distintos tipos de terrenos. Hay que tener cuidado con ellos, pues es difícil encuadrar el terreno en los de la lista, y además, en esta lista no está tenido en cuenta el tipo de estructura, superficie de cimientos, etc.

Así el Código de Boston da entre otros:

Clase	Tipo	Carga
1	Roca sin extratificar	110 Kg/cm ² .
2	" estratificada	38 "
6	Gravas, grava-arena	5,5 "
7	Arenas gruesas compactas	4.4 "
8	Arenas gruesas flojas	3.3 "
9	Arenas finas flojas	1.1 "
10	Arcilla compacta	6.6 "
11	Arcilla media	4.4 "
12	Arcilla floja	1.1 "
13	Las que no estén, a juicio del inspector.	

El Código establece aquí una serie de normas para la aplicación de esta tabla cuando existen circunstancias especiales.

13.4.- ENSAYOS DE CARGA.-

Se han utilizado mucho para determinar la carga de hundimiento de terrenos, pero tal como se hacen, rara vez dan resultados seguros.

La dificultad fundamental es que se carga una superficie mucho menor que la de cimentación, con lo cual se afectan después capas más profundas donde no ha llegado la acción de la carga de ensayo.

El Código de Boston establece también una serie de condiciones para estos ensayos, en cuanto a cargas, superficies de carga, métodos de medida de asentos, etc.

13.5.- TIPOS DE CIMIENTOS.-

Los principales tipos de cimientos se pueden dividir en cinco grupos:

- 1º).- Zapatas de hormigón armado o sin armas, aisladas o corridas.
- 2º).- Placas continuas de hormigón armado.
- 3º).- Pilotes.
- 4º).- Cajones (aire comprimido).
- 5º).- Los modernos de estabilización e inyección.

Primer grupo: Es lo más empleado, ya que podemos hacerlo siempre que no aparezcan fangos, arenas movedizas o rocas muy sueltas.

a).- Zapatas corridas.- Tratándose de zapata corrida para apoyo de un muro se suele adoptar siempre la sección trapecio aumentada en su parte inferior por una sección rectangular (fig. 13-3). Si son de hormigón en masa tienen vuelo pequeño, y suelen estar sobradas de resistencia por lo cual no se calculan. Si por alguna circunstancia habría de calcularse, se tomará la carga uniformemente repartida, y los vuelos como ménsulas empotradas en la sección del paramento.

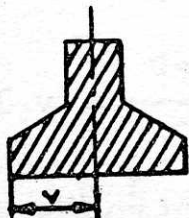


Fig. 13.3

Si el terreno es flojo habrá que recurrir al hormigón armado para anchar la base y lograr una mayor repartición de cargas.

El voladizo se toma como ménsula con carga uniformemente repartida.

Se suelen tomar tensiones de trabajo en el hormigón bajas de 25 a 30 Kg/cm². para que la zapata sea rígida, pues

si fuera flexible se levantarían los extremos y las presiones serían mayores en el centro pudiendo llegarse a una fatiga demasiado grande para el suelo, aunque la zapata lo aguante.

En realidad la flexión del voladizo estará producida por la diferencia de la reacción del terreno y los pesos de la zapata y las tierras que están encima.

Si la zapata corrida es, no para un muro continuo sino para varios pilares, habrá que calcularla como viga continua uniformemente cargada y apoyada en tantos puntos como pilares haya. Después de calcularla como viga hay que comprobar los voladizos.

b).- Zapatas aisladas.- Es el más frecuente. Suelen ser de forma de tronco de pirámide con base prismática o de forma de cono con base cilíndrica.

Su cálculo puede hacerse considerando dos bandas que se cruzan sobre el centro, de un ancho igual al lado o diámetro del pilar normal a ellas y suponiendo en esa cruz las reacciones del terreno.

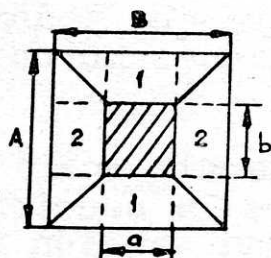


Fig. 13-4

Para el cálculo de las ménsulas empotradas en el parámetro del pilar, hay que suponer unas cargas unitarias como si sobre las ménsulas correspondientes actuara la carga del pilar en cada dirección (fig. 13-4).

$$\text{Para el terreno } \sigma = \frac{P}{AB}$$

$$\text{Para la ménsula 1 } \sigma_1 = \frac{P}{Aa}$$

$$\text{Para la ménsula 2 } \sigma_2 = \frac{P}{Bb}$$

Sobre cada ménsula actúa $P_1 = \sigma_1 \frac{A-b}{2} a$ y lo mismo P_2 .

Se suponen P_1 y P_2 aplicadas en el centro de gravedad de cada ménsula como cargas concentradas, y luego de determinar el armado necesario se pone una armadura de repartición hasta los extremos.

La altura de la base se tomará e $\geq h/3$ siendo h la altura de la ménsula.

Estos cálculos son aproximados y por ello deberán tomarse coeficientes de seguridad grandes.

Hay que comprobar, sobre todo en cargas grandes la tensión de cortadura del pilar y zapata, punzonamiento.

Se divide la carga total por la superficie que resulta de multiplicar al perímetro del pilar por la altura máxima de la zapata y hacer que esta no pase de los 8 Kg/cm².

La Instrucción Española fija el vuelo:

$$v = \sqrt{\frac{4EI}{C.B}}$$

siendo B el ancho de la zapata y C el coeficiente de balasto, relación entre la presión ejercida y el descenso del terreno, si esto se cumple se puede suponer reparto uniforme de tensiones de reacción del terreno

c).- Zapatas con nervios.- Cuando $\frac{A}{B} > 2$ los momentos flectores en el ala mayor son muy grandes, el reparto de cargas sobre el terreno difiere mucho de la hipótesis de reparto uniforme, y la altura de la zapata resulta antieconómica.

Entonces se refuerza la zapata con un nervio en la dirección del lado mayor, lo que da lugar a un sistema de vigas en voladizo empotradas en la columna y losas en voladizo empotradas transversalmente en las vigas (fig.13-5).

Si son grandes las cargas se ponen dos nervios octogonales y serán vigas en voladizo con losas en voladizo sobre las anteriores.

Se calcula como placa doblemente empotrada. Pero se hace como si estuviera sólo empotrada en AA' ó BB' pero con carga mitad.

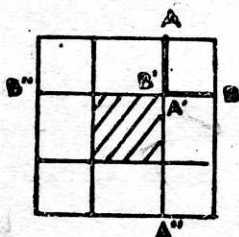


Fig.13-5

Algunas veces se encofran pero otras no. Si se puede es mejor lo segundo porque la adherencia del cemento con el terreno es mucho más perfecta y además la economía suele ser grande.

Se deben dimensiones con exceso y gran recubrimiento (4 cm).

La profundidad de la cimentación vendrá dada por la calidad del terreno, y por tanto, una misma construcción puede presentar diferencias de unos cimientos a otros.

Se deben evitar estas diferencias en lo posible y se debe procurar que los desniveles entre dos zapatas contiguas sean tales, que la recta que las una forme con la horizontal un ángulo menor al del deslizamiento del terreno.

d).- Zapatas excéntricas.— Hay que tener en cuenta dos cosas (fig. 13-6).

1º).— Es necesario absorber con un tirante un par P.e., de donde

$$T = \frac{P \cdot e}{h}, \text{ ya que la}$$

reacción del terreno tiende a volcar columnas hacia fuera.

2º).— La zapata se calcula a flexión compuesta con P_y el par P.e. necesario para desplazar la carga P hacia el centro de la zapata ya que se reparte la carga de un modo uniforme.

2º Grupo.— Placas de cimentación.— Son necesarias para rangos y terrenos muy blandos, no sólo para repartir cargas sino para que queden flotando las construcciones.

Pueden ir como forjados nervados entre pilares, con un piso invertido o como capiteles.

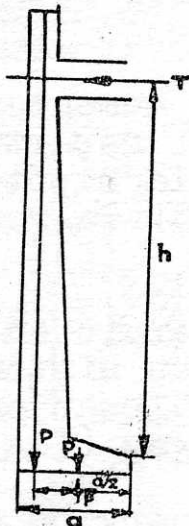


Fig. 13-6

CAPITULO XIV

=====

CIMENTACION DE MAQUINAS.

14.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.-

Debido al perfeccionamiento habido en la construcción de motores y máquinas, han aumentado los esfuerzos estáticos y dinámicos que las cimentaciones han de soportar, y son necesarias en ellas fuertes armaduras para absorber las tracciones que se presentan, pues de otro modo las cimentaciones se agrietarían.

Las cimentaciones, son los macizos que es preciso colocar bajo las máquinas, para soportar las fuerzas derivadas de su peso y de los esfuerzos dinámicos producidos, y para distribuir dichas fuerzas en el suelo de tal manera, que no se produzcan asentamientos, desplazamientos, ni vibraciones que puedan perturbar el trabajo normal de las máquinas o la estabilidad de las construcciones contiguas. Se nos pueden presentar varios casos:

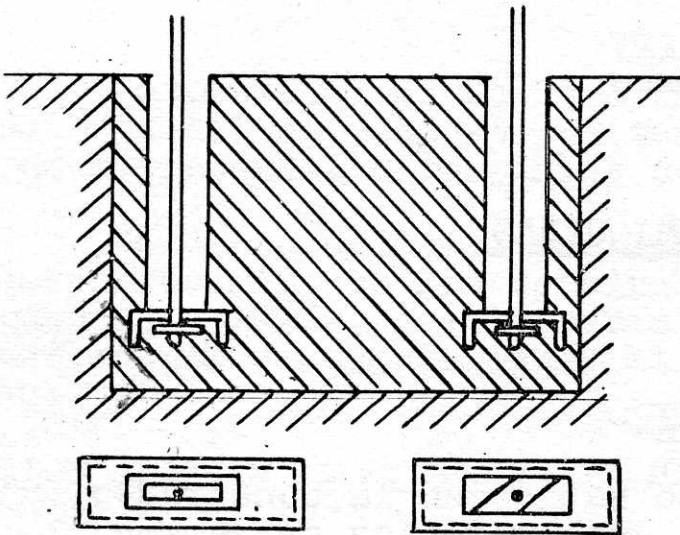
1º.- Si la cimentación no va a sufrir más que esfuerzos estáticos, se puede construir de ladrillo o bien de hormigón pobre con un peso de 150 - 200 kg/m².

2º.- Si la cimentación ha de estar sometida a esfuerzos dinámicos de pequeña magnitud, se utilizará un hormigón rico, de 300 - 400 kg/ m³.

3º.- Si la cimentación ha de soportar choques y vibraciones importantes, es preciso que ella además de poseer la masa necesaria para absorber las vibraciones resista los esfuerzos de tracción que se presenten, por lo cual es imprescindible la utilización del hormigón armado.

Las máquinas se fijan a las cimentaciones por medio de pernos, que habrán de ser tanto más resistentes cuanto mayores sean los esfuerzos a soportar. Se suele utilizar muy a menudo pernos pasantes (fig. 14.1).

En las cimentaciones de hormigón en masa, después de haber hormigonado una capa de 30 - 50 cm., se coloca



Los detalles indican las posiciones para meter y fijar los pernos

Fig. 14-f

un marco metálico formado por perfiles laminados en U ó L, provistos de agujeros redondos o rasgados en los emplazamientos de los pernos, para la sujeción de éstos. Una vez colocado el marco se disponen unos tubos en los puntos en los que irán los pernos; después de esto se hormigona, se introducen los pernos por los tubos, se sujetan al marco metálico, y se rellenan los tubos, con mortero, quedando así asegurado el anclaje.

Si la cimentación es de hormigón armado, no hace falta colocar el marco metálico, bastando meter los tubos y haciendo terminar los pernos en un gancho o bien en cola de carpa; una vez hormigonado se introducen los pernos en los tubos, y se rellenan los huecos con un mortero rico.

Si se pueden presentar esfuerzos horizontales, habrá que colocar pernos inclinados para evitar el deslizamiento

Hay que tener cuidado con la clase y propiedades del suelo en el que se va a cimentar, así como con el nivel freático. Se habrá también de aumentar los coeficientes de seguridad, en el caso que hayan de soportarse esfuerzos dinámicos.

14.3.- CIMENTACIONES SOMETIDAS A ESFUERZOS DINAMICOS.-

Habrá que considerar además de los esfuerzos estáticos los esfuerzos dinámicos, los cuales serán diferentes según el tipo de máquina.

Una masa m moviéndose a velocidad v , da lugar a una energía $\frac{mv^2}{2}$.

Al chocar esta masa con la cimentación, la cual a su vez posee una masa M , le comunica una velocidad V tal que se verifique:

$$\frac{1}{2} mv^2 = \frac{1}{2} MV^2$$

De aquí que aumentando la masa de la cimentación M ,

Disminuya la velocidad comunicada V . Pero considerando la elasticidad del terreno y a los fenómenos de resonancia, hay casos en que para mejorar la cimentación hay que reducir su masa.

Las vibraciones de las máquinas se manifiestan en forma de trepidaciones y ruidos. Las primeras son perceptibles pronto, y pueden dar lugar a roturas en la propia cimentación y en las construcciones cercanas al emplazamiento de la máquina. Los ruidos tienen menos importancia en general y pueden ser eliminados con la utilización de un aislamiento adecuado. El aislamiento se consigue, suprimiendo todo contacto entre la cimentación y el terreno, para lo cual:

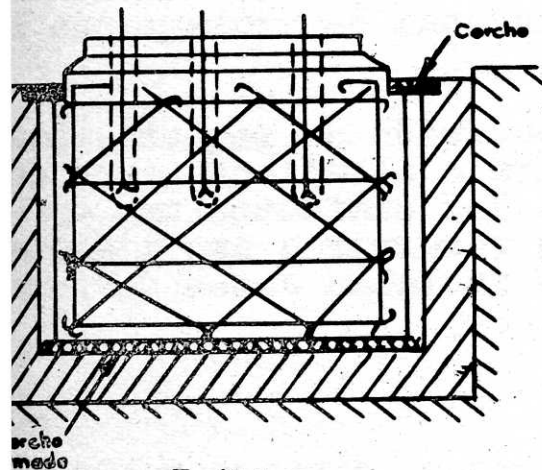


Fig. 14-3

a).- Se construye un foso, de ladrillos, hormigón en masa u hormigón armado, según la importancia de la máquina.

b).- Se coloca en el fondo un material elástico, que absorberá parte de las vibraciones, y que puede ser una placa de corcho, fieltro, goma, etc. (armados en general, para darles más consistencia).

Sobre esta placa se hace la cimentación de hormigón armado, sobre la que ha de ir la bancada (fig. 14-3).

Se deja lateralmente entre la cimentación y el foso un espacio de 1 a 3 cm. sin rellenar, y se cubre con tapas, que se sellan con unas tiras de goma o corcho, para que así en dicho espacio no entren cuerpos extraños.

Quando se trata de máquinas muy grandes, la capa elástica se sustituye por unos muelles o ballestas, cuya posición se puede modificar por medio de gatos o tornillos; también se disponen muelles laterales sujetando al macizo, y una zona visi-

CAPITULO XV

FUNDACIONES HIDRAULICAS.

15.1.- AISLAMIENTO DEL RECINTO DE LA FUNDACION.-

A fin de evitar que el agua corra por los cimientos y los socave, hay que proteger la zona de trabajo, de las filtraciones laterales.

Si la profundidad de la excavación es pequeña, basta colocar unos mamparos de madera o metálicos, pero cuando se trata de bajar el nivel de los cimientos muy por debajo del de las aguas, hay que recurrir a las atagufas y tablestacados estancos, que se instalan antes de comenzar los trabajos de excavación.

15.2.- TABLESTACADOS.-

Los tablestacados se constituyen hincando tablestacas una junto a otra de manera que formen una pared continua que aisle una zona del terreno de las aguas.

Las tablestacas pueden ser de madera o de hierro.

Para pequeñas profundidades (1 - 1,25 m) se emplean tablestacas de madera; una serie de tablones de 4 a 5 cm. de grueso cortados en su punta en bisel y que se clavan por medio de una porra. Con objeto de hacer mejor la estanqueidad se disponen dos filas de tablestacas de forma que las de la 2ª fila tapen las juntas de la 1ª (fig. 15-1). Los biseles de las tablestacas correspondientes a las dos filas están en sentido opuesto de forma que el empuje del terreno hace se unan más íntimamente.

Para mayores profundidades se usan tablones machimbrados (fig. 15-2) y a veces éste se hace con espiga postiza (fig. 15-3). El inconveniente es su costo elevado.



Fig. 15-1



Fig. 15-2



Fig. 15-3

Puede conseguirse también la estanqueidad colocando tabloncillos rectangulares de madera uno junto a otro y luego impermeabilizando una cara con tela embreada.

meabilizando una cara con tela embreada.

Mayores ventajas que las tablestacas de madera tienen las metálicas pues pueden hincarse incluso en terrenos duros y pedregosos, la hincia es más rápida y pueden usarse varias veces. Existen gran variedad de tipos que pueden apreciarse en las figuras siguientes:

A veces se rellenan las cajas con morteros de cemento.

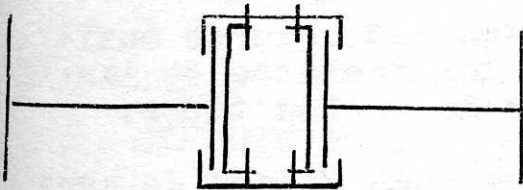


Fig. 15-4

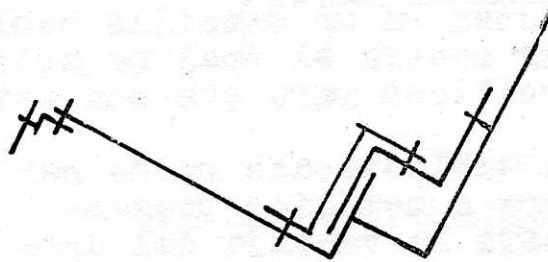


Fig. 15-6

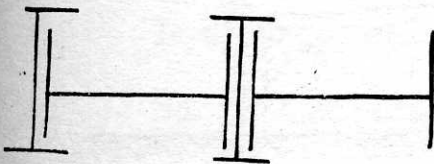


Fig. 15-5

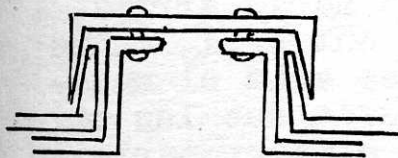


Fig. 15-7

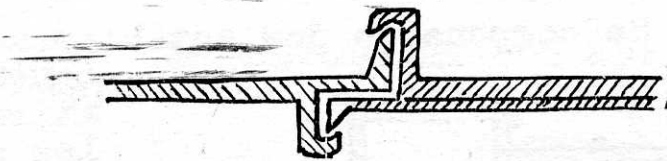


Fig. 15-8

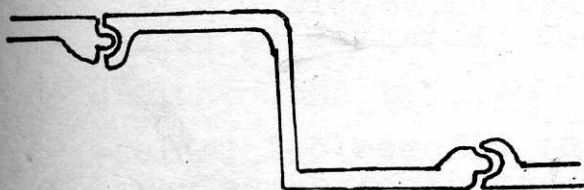


Fig. 15-9

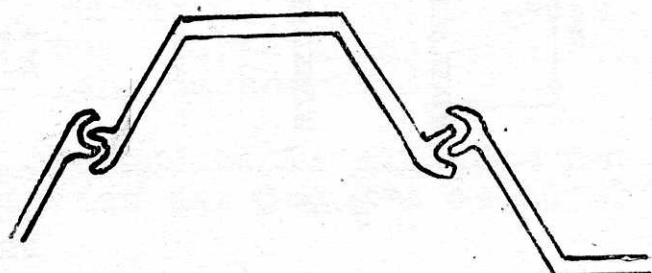


Fig. 15-10

Existen también tablestacados de chapa ondulada, pero si no son de chapa galvanizada duran poco. Tienen el inconveniente de la hincada que es muy difícil. Las uniones pueden rellenarse con hormigón para que haya ajuste y estanqueidad. Espesor 4 - 5 mm.



15.3.- ATAGUIAS.-

Cuando las tablestacas resultan insuficientes hay que recurrir a las ataguías, diques o malecones.

En general podemos decir que son estructuras auxiliares destinadas a cerrar al agua los recintos de las estructuras principales. Pueden ser de varios tipos.

a).- De simple pared.- Se usan para poca altura de agua y consisten en un sencillo tablestacado de sección rectangular contra el cual se aplica un talud de tierras de tipo arcilloso para que sea estanco. (fig. 15-11).

El tablestacado puede ser de madera o metálico presentando éste la ventaja del desmontaje.

b).- De doble pared.- Caso de haber fuerte oleaje o mucha altura de agua.

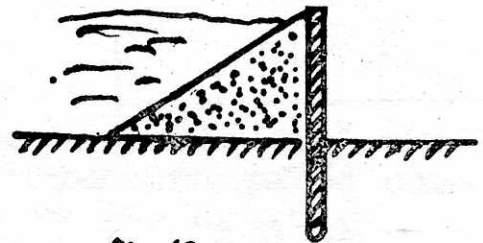


Fig. 15-11

Se compone de dos establestacados paralelos o algo convergentes hacia arriba, atirantados entre sí, entre los cuales se echa el material de relleno que les da resistencia e impermeabilidad. (fig. 15-12).

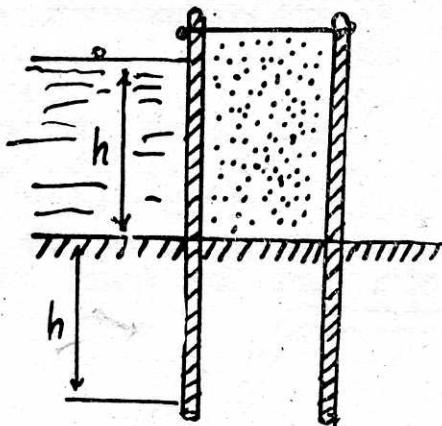


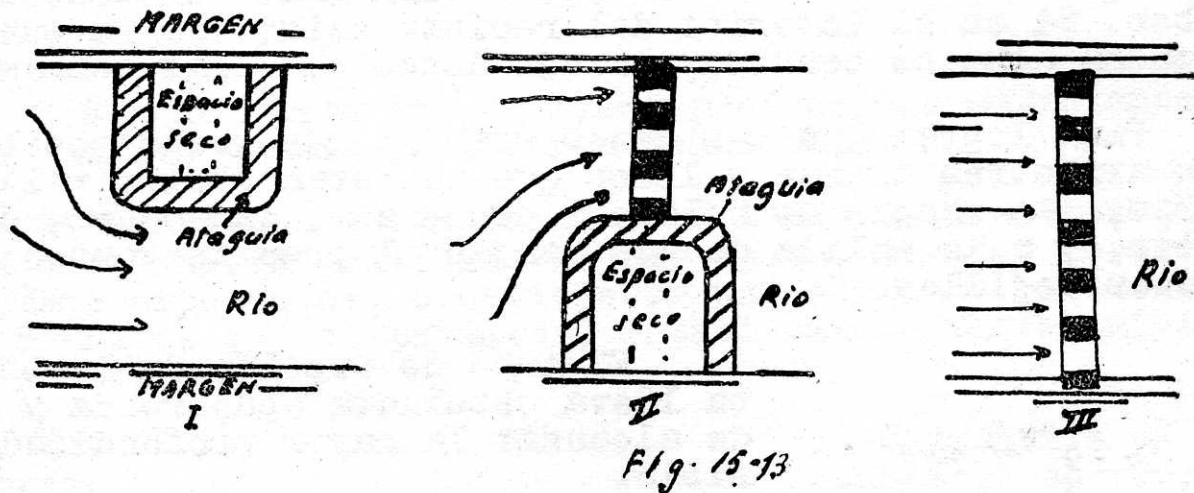
Fig. 15-12

El tirante superior puede ser de madera o hierro, los restantes mejor de hierro.

Los pilotes del tablestacado han de hincarse una longitud h igual a la altura de agua.

5).- De pared triple.- Se emplean para grandes profundidades, dando a la pared situada dentro del recinto solamente la mitad de la altura.

Como ejemplo del empleo de ataguías en la fig. 15-13 se observan las fases de construcción de una cimentación en un río caudaloso.



15.4.- MATERIAL DE RELLENO.-

Los mejores son los limos con arenas húmedas.

Si no se tienen estos materiales, se forman otras tierras artificiales poniendo una capa exterior de arena y una interior de arena o limo; teniendo cuidado que no queden capas de arena horizontales por las que pasaría el agua por la ataguía.

En el caso de fugas hay que taponarlas con arcilla o reforzando el tablestacado. Lo más efectivo es la tela embreada.

15.5.- DESMONTAJE.-

Casi siempre una vez terminada la obra, se deshace la ataguía; entonces son preferibles los tablestacados metálicos, pues se hincan y arrancan con más facilidad que los de madera, pudiendo servir de nuevo. A veces conviene emplear la ataguía como parte integrante del cimiento. En tal caso se rellena de hormigón.

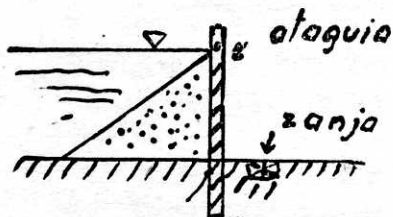
Los pilotes o estacas profundamente hincadas no se deben arrancar porque podrían dar lugar a asientos de las fundaciones.

15.6. - PROCEDIMIENTOS DE ACHIQUE:

Una vez aislada la zona de trabajo hacemos el achique. Para ello podemos seguir dos procedimientos; achicar directamente las aguas filtradas o rebajar el nivel freático.

En el primer caso, junto al tablestacado o la ataguía se construye una zanja perimetral para recogida de las aguas que son conducidas de esta forma hasta el pozo de bombeo. Si en el interior del recinto existiera un punto de mucha agua se construye zanja desde él a las bombas.

Para lograr que las aguas sean lo más puras posibles y no arrastren arenas y limos que pudieran obstruir las bombas, las zanjas se rellenan con grava, que ejerce de filtro, y a la salida de las zanjas al pozo de bombeo se colocan rejillas.



El tubo de succión de la bomba lleva cebolleta agujereada y ha de alcanzar la mayor profundidad posible.

Es muy peligroso que debido a una avería nos quedemos sin ningún medio de achique pues si el hormigón está blando y hay una filtración de limos y sales, al mezclarse con el hormigón, éste no fraguará.

Cuando hay que hacer obras en terrenos donde el agua no se ve aparentemente pero al ir a excavar aflora, e impide el trabajo, se rebaja el nivel freático mediante pozos de filtración y se establece una red que los una con las bombas centrífugas.

Los pocitos (well points) empleados cuando hay que rebajar el nivel freático 5 a 6 metros constan de un tubo agujereado de 1 m. de largo y 40 mm. de \varnothing cubierto de una pantalla filtrante que evita la entrada de partículas finas. Esta parte se coloca en el extremo de un tubo de aspiración de 40 mm. de \varnothing que se introduce verticalmente en el suelo (fig. 15-14).

Se colocan una serie de estos pocitos cada 1 ó 2 m. formando una línea en la que se achica el agua. Todos estos tubos de aspiración se unen por otro tubo colector y van a parar a las bombas de aspiración (fig. 15-15).

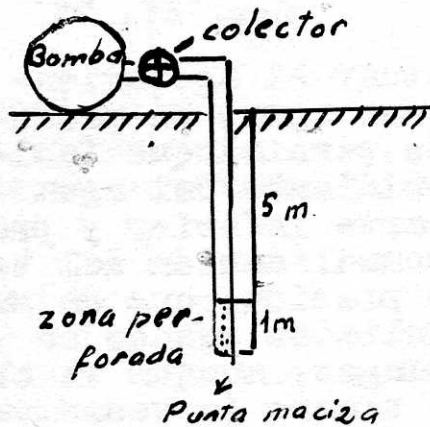


Fig. 15-14

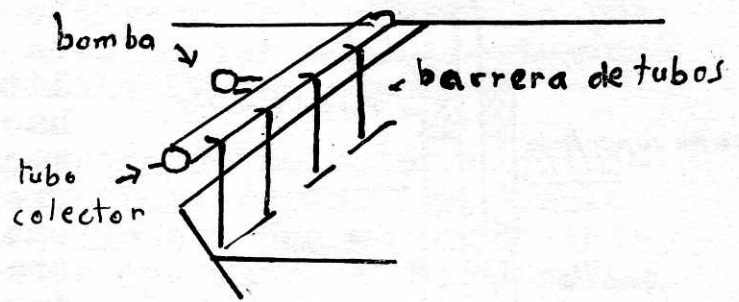


Fig. 15-15

Todos los pozos han de tener profundidad suficiente para que las bombas no aspiren nunca aire.

Si el plano de fundación está a más de 6 metros por debajo del nivel primitivo de las aguas, hay que recurrir a bombas especiales, o establecer una serie de pocitos a los 6 metros de los primeros, estableciendo varios niveles escalonados.

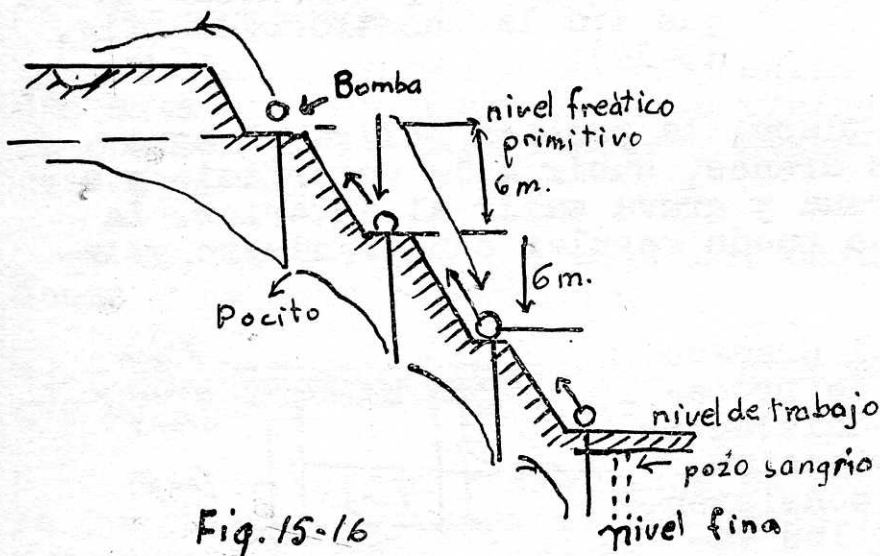


Fig. 15-16

Cada serie de bombas puede enviar el agua al nivel superior o bien hacerlo directamente hasta arriba. (fig. 15-16).

Si en el fondo hubiera una capa impermeable, la diferencia de presión podría dar origen a que reventara el fondo; para evitarlo se colocan pozos sangría.

15.7.- CONSOLIDACION DE TERRENOS.-

Si la permeabilidad es pequeña no podremos bombear por este procedimiento, pues las fugas capilares no dejarán fluir el agua. Sin embargo podremos drenar por consolidación.

En el método de vacío se utiliza el sistema de los pocitos. Se clavan en el terreno con agua a una presión suficiente para producir un agujero de 200 mm. alrededor de todo el tubo del pocito, que gradualmente se rellena de arena a medida que decrece la velocidad del agua. En la parte alta del tubo se coloca un tapón hermético de arcilla (fig. 15-17.).

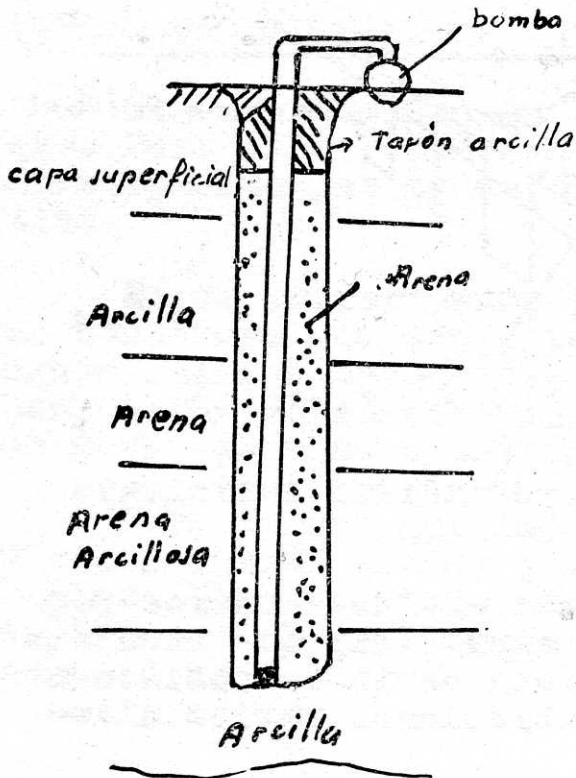


Fig. 15-17

Al efectuar el agotamiento y no pasar agua, se produce un vacío parcial que facilita el movimiento del agua hacia la parte inferior y provoca una consolidación del terreno bajo presión, que da muy buenos resultados cuando se trata de fangos, aunque la obra dure mucho tiempo (a veces varias semanas).

Si el suelo es demasiado blando se emplean los drenes de arena.

Se colocan una especie de pilotes de arena cubriéndose la superficie con grava y arena, elementos todos muy permeables. Sobre esta capa se construye la placa sobre la que irá la construcción (fig. 15-18).

Al ir cargando la placa, la presión obliga al agua a pasar a través de los drenes, subir a la superficie y a través de la capa de arena y grava salir al exterior. La velocidad del drenado se puede regular con el número y tamaño de los drenes.

Si no es posible el drenado se recurre a una serie de procedimientos casi todos consistentes en la inyección de sustancias que al endurecerse den consistencia al suelo. Al llenar los vacíos del terreno también se disminuye la permeabilidad.

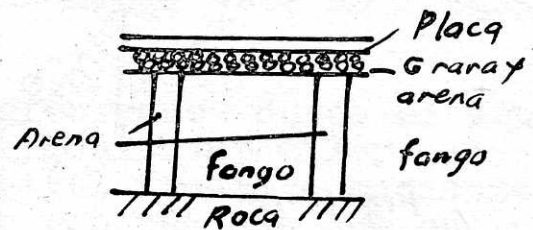


Fig. 15-18

La inyección de lechada de cemento se ha empleado mucho y da buenos resultados, pero solo si el terreno es homogéneo y no estratificado y el tamaño de grano no muy pequeño.

El tamaño de las partículas de cemento limita la finura de las arenas que pueden ser inyectadas. Sin embargo, pueden obtenerse suspensiones de arcilla del tamaño que queramos, y por ello se ha probado la inyección de suspensiones de arcilla.

Tiene el inconveniente de que se forma rápidamente un

escudo alrededor del punto de inyección, favorecido por la existencia de electrolitos en el terreno. Además aunque da impermeabilidad no aumenta la resistencia.

Se ha practicado la inyección de soluciones químicas, que reaccionan en el suelo para formar una mezcla cohesiva. En otros métodos se inyecta una solución única que contiene un amortiguador que retrasa y controla el tiempo de puesta en obra.

Dan buen resultado con arenas limpias de grano 0,1 mm. y dependen de gran manera de la composición del agua del suelo.

Son procedimientos caros y de resultados inciertos.

A veces se ha recurrido al procedimiento de helar el agua del suelo, procedimiento caro por lo costoso del montaje de grupos frigoríficos y de efectos pasajeros.

15.8.- CAJONES.-

En las cimentaciones de puentes y muelles y siempre que haya que trabajar en aguas profundas, es muy difícil la colocación de tablestacas y ataguías, empleándose grandes cajones.

Hay tres tipos principales: cajones con fondo, sin fondo y de aire comprimido.

a).- Cajones con fondo: están formados por unos cajones que al sumergirlos permiten el trabajo en su interior.

Los de madera y metálicos se construyen de una forma que pueden recuperarse las caras laterales, quedando únicamente el fondo perdido.

Si la superficie del suelo donde debe ir colocado a cierta profundidad lo permite, se construye el cajón directamente in situ, y a medida que se va hundiendo se añaden nuevas secciones laterales.

Si el nivel del suelo está bajo las aguas, la parte inferior del cajón se construye en otro sitio y se lleva flotando al lugar elegido. Después se va hundiendo y añadiendo nuevas secciones hasta que asiente en el nivel fijado.

El mayor cajón del mundo se empleó en U.S.A. para la construcción de un muelle y era de 60 x 11 x 9 m.

^{LOT} b).- Cajones sin fondo.- ^{WPC} Se hunden generalmente por dragado. Están constituidos por una serie de células que permiten el dragado.

El sistema más antiguo consistía en construir el cajón sobre su situación definitiva en una plataforma y hundirlo después. El método del falso fondo consiste en proveer de un fondo provisional de madera a cada célula del cajón que pueden mantenerse así parcialmente achicadas para que el cajón flote hasta que llegue a suelo firme. Entonces se quita el falso fondo para permitir la excavación. En algunos cajones las paredes de las células se hacen huecas para la flotación (fig. 15-19).

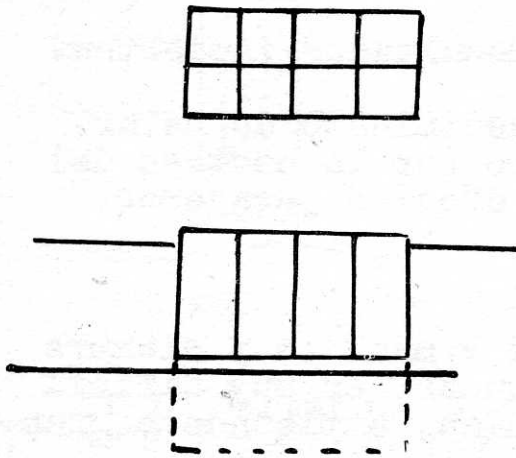


Fig. 15-19

La excavación en el interior de las células de los cajones sin fondo suele hacerse con cucharas de mandíbulas.

Una vez terminada la excavación cuando el cajón ha alcanzado su posición final, se hormigona el fondo de cada célula.

c).- Para profundidades entre 15 m. y 20 m. se utilizan los cajones neumáticos. En esencia son cajones sin fondo en los que la presión impide la entrada de agua y fango (fig. 15-20)

Se construye la parte inferior y a continuación se hormigona lo que se llama llave del cajón en la que se coloca el comienzo del pozo metálico para subida de materiales y hombres y el tubo de aire comprimido.

Después se hinca y se prosigue la excavación, enviándose los materiales a la superficie por medio de un skip.

Los obreros han de trabajar bajo presión que a veces si la profundidad es grande puede ser hasta de 3,5 kg/cm². En estas condiciones el turno de trabajo dura media hora,

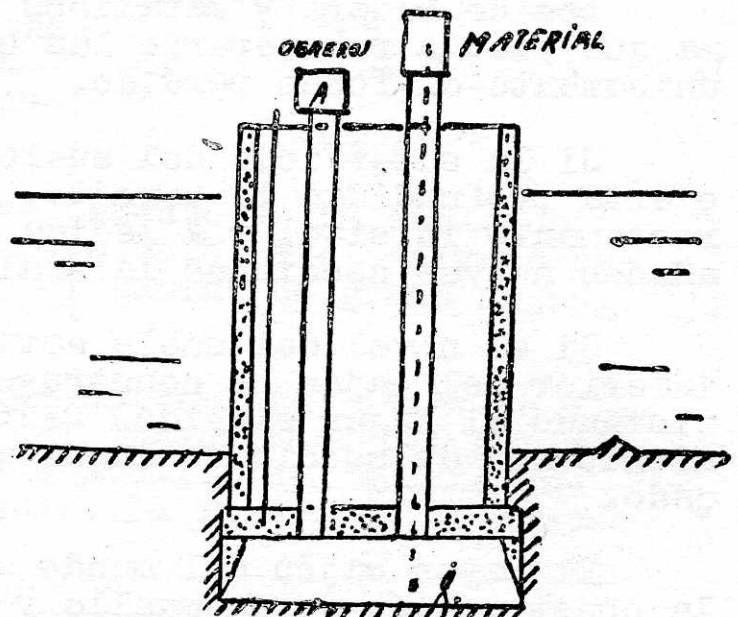


Fig. 15-20

necesitando el obrero antes de salir al ambiente permanecer durante 50 minutos en la cámara. A llamada de descompresión, donde se les va disminuyendo lentamente de presión hasta llegar a la atmosférica.

El peso del cajón ha de ser tal que permita la hincada a medida que excavamos el fondo.

Cuando el cajón ha llegado a la posición definitiva por la presión bajo la cual puede trabajar el hombre, por lo que solo se emplean en condiciones muy difíciles del subsuelo.

Al trabajar en suelo fangoso aparecen grandes piedras, que impiden la penetración del borde cortante del cajón normal, con el cajón neumático las pican los obreros y pueden continuar el trabajo.

Pueden combinarse los métodos de cajón sin fondo y neumático, trabajando con el primero hasta el fondo resistente y allí para facilitar un mejor asentamiento convertirlo en neumático.

CAPITULO XVI

FUNDACIONES POR PILOTES.

16.1.- TIPOS DE PILOTES.-

La función de los pilotes es transmitir las cargas de la cimentación a capas más profundas del terreno.

Los numerosos tipos de pilotes que existen pueden dividirse por su procedimiento de construcción en tres clases: los hincados, los moldeados in situ, y los de rosca.

Los primeros pueden ser de madera, hormigón armado, acero, o bien combinaciones de estos materiales. Se fabrican previamente en un taller aparte y se hincan por medio de golpes de maza, ayudando en ocasiones con inyección de agua.

Para construir los pilotes moldeados in situ, es preciso perforar previamente un agujero en el terreno, de dimensiones iguales o menores que las previstas para el pilote. Este agujero se rellena después con hormigón, en general con una ligera armadura.

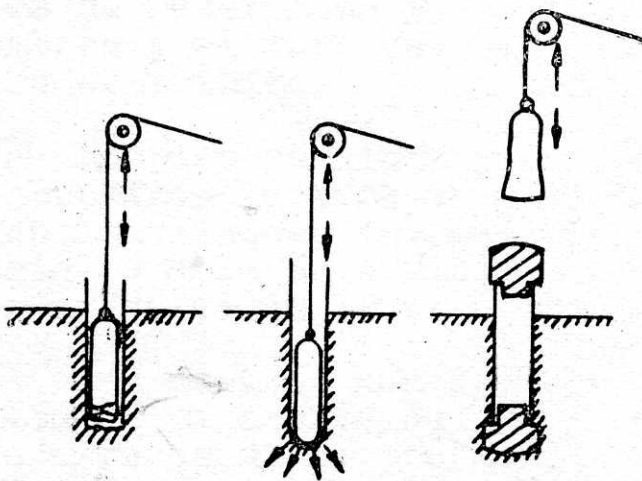


Fig. 16-1.

La perforación del agujero destinado al moldeado del pilote, puede hacerse por diversos procedimientos, algunos de los cuales se esquematizan en la fig. 16-1.

El hormigón del pilote se comprime, apisona, o vibra, durante su puesta en obra, con el fin de asegurar su compacidad; pero, al mismo tiempo, estas operaciones producen una compresión de las paredes del

agujero y, con frecuencia, un aumento del diámetro del

mismo, de modo que el del pilote terminado, es mayor que el de la primitiva perforación. Se puede forzar este fenómeno o determinados niveles, de modo que el pilote presente ensanchamientos locales o bulbos, que, en ocasiones, pueden incrementar su capacidad resistente.

Los pilotes de rosca constan de un fuste y de un plato de diámetro mucho mayor que aquel (fig. 16-2) que tiene forma de superficie helicoidal. En general se fabrican de acero o fundición, pero últimamente se emplean también de hormigón armado. Se hincan dándoles vueltas con máquinas especiales.

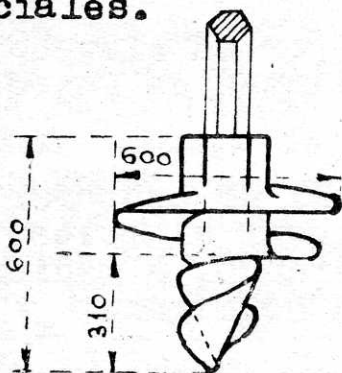


Fig. 16-2

Según la forma de transmitir las cargas al terreno los pilotes se llaman "de punta" o "de fuste". Los pilotes suelen ser verticales; pero, si es necesario resistir esfuerzos horizontales, se pueden clavar inclinados.

16.2.- PILOTES DE MADERA.-

Los pilotes más antiguos fueron de madera. Se han empleado por el hombre desde épocas prehistóricas p. ej. en los palafitos. Hoy en día se utilizan por su bajo costo comparados con los de otros materiales.

Tienen el inconveniente de no poder soportar los grandes esfuerzos que pueden ser necesarios para penetrar en capas de terreno altamente resistentes. La carga de trabajo de estos pilotes está limitada a 25 Tn. y en muchos sitios a menos.

Para no causar daños, durante la clava, en las cabezas de los pilotes, se protegen éstas con azuches (capuchones de hierro), o bien se recurre al chorro de agua que bate el terreno en las inmediaciones de la punta del pilote y éste se hunde sin ningún esfuerzo, hasta que llegando a las proximidades de la profundidad deseada se suprime la acción del chorro y se hinca el pilote.

Los pilotes de madera se deterioran rápidamente si están sometidos a alternativas de sequedad y humedad. El creosotado y otros tratamientos químicos de impregnación demoran el proceso de pudrimiento pero no lo evitan totalmente. Por esta razón, las cimentaciones de estructuras permanentes sobre pilotes de madera deben llevarse a profundidades tales que los pilotes quedan PERMANENTEMENTE por debajo del nivel freático mínimo.

16.3.- PILOTES DE HORMIGÓN.-

Comenzaron a fabricarse en 1.900. Los hay de dos clases: hormigonados in situ y prefabricados.

1.- PILOTES HORMIGONADOS IN SITU.-

Hemos de distinguir los que se hormigonan, dejando la funda metálica utilizada, para la perforación del agujero y los que se hormigonan recuperando la funda.

Los primeros son utilizados poco, por su elevado precio, los estudiaremos en el grupo de Pilotes de Acero. A continuación estudiaremos los últimos.

La forma habitual de ejecutar estos pilotes, es hincar el revestimiento e irlo separando, a medida que se rellene con hormigón.

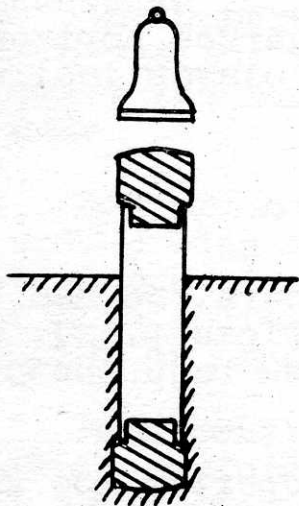


Fig. 16-3

En el tipo Simplex antiguo, esta hincia se hacía golpeando el revestimiento debidamente provisto de un azuche metálico o de hormigón (fig. 16.3) azuche que se abandonaba al recuperar la vaina.

En el tipo Franki se hincia la envolvente de forma algo distinta; empleando una masa que luego se utiliza para apisonar el hormigón y taponando el tubo metálico por su fondo con un abovedamiento de hormigón seco. (fig. 16-4).

El tubo se mete en el terreno por golpes directos del martillo sobre el tapón. Cuando se alcanza la profundidad deseada, se eleva la masa, lo más posible y se deja caer de modo que rompa el fondo de hormigón y se separe de la vaina.

Para recuperar la vaina metálica, el proceso de hormigonado es muy delicado. La altura H (fig. 16-4b) no puede ser mayor de tres veces el diámetro interior de la vaina, pues de otra forma el golpe de la masa no es suficiente para empujar el hormigón fuera. Al mismo tiempo es peligroso tener muy poco hormigón en la vaina ó aún peor el apisonarle por debajo del fondo de ésta, puesto que puede mezclarse con el suelo. Como vemos su ejecución adecuada depende de la vigilancia constante del operador.

Estos dos tipos de pilotes descritos tienen un inconveniente. Resulta que un equipo puede hincar varios pilotes en un día y estos se hincan sucesivamente uno junto a otro, pues el movimiento de estos equipos es una operación cara. El hormigón de un pilote no tiene tiempo de endurecerse y a veces ni de fraguar, antes de que se hincue el pilote inmediato a él. Y es frecuente al hacer el segundo agujero forzar el terreno contra el hormigón todavía fresco del anterior y originar su rotura.

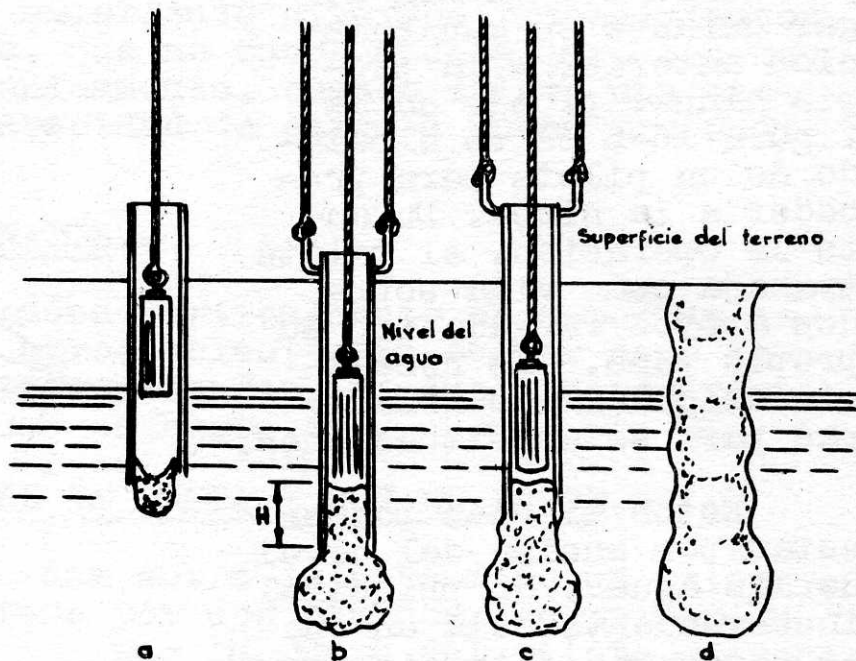


Fig. 16-4

El procedimiento utilizado en la actualidad, consiste en introducir en el terreno una vaina, metálica abierta por ambos extremos que tiene un movimiento de rotación alternativo. Una vez introducida se vacía el terreno comprendido en su interior por un procedimiento como el de la fig. 16-5. Vaciado se procede al hormigonado. Debido al movimiento de rotación alternativo de la funda metálica se impide la adherencia del hormigón con la funda y de la funda con el terreno, de esta manera el encargado de la obra no ha de tener ningún cuidado y se recupera la funda con toda facilidad.

2.- PILOTOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN ARMADO.-

Este tipo de pilotes puede soportar hasta 50 Tn. por pilote, según sus dimensiones. Su sección más frecuente suele ser cuadrada o exagonal. Llevan una armadura longitudinal y transversalmente estribos circulares o un arrollamiento en hélice.

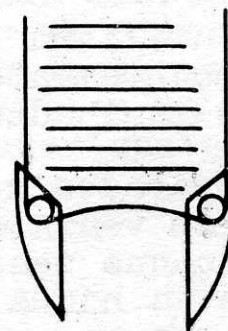
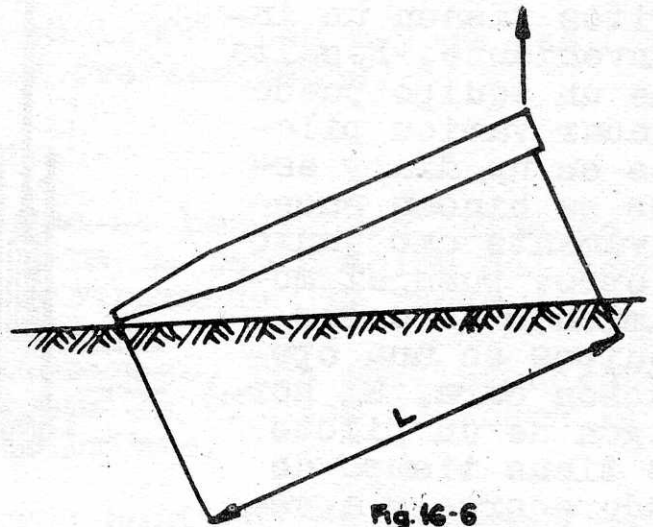


Fig. 16-5

Las mayores tensiones a que se someten los pilotes

prefabricados tienen lugar durante su manipulación anterior a la propia hinca; p. ej. en la figura 16-6 se ve el izado de un pilote para proceder a la hinca. Durante la operación, el pilote trabaja como viga sobre dos apoyos cargada con su propio peso. Es necesario calcular las armaduras para estas situaciones.



Estos pilotes pueden estar por encima del nivel de las aguas. Su principal inconveniente está en que es necesario determinar con precisión su longitud, antes de realizar el pilotaje, lo cual no siempre es posible. Las variaciones de longitud después de hincado son caras.

16.4.- PILOTES COMPUESTOS DE MADERA Y HORMIGÓN.-

La parte inferior del pilote es de madera y debe permanecer sumergida de modo permanente. La parte superior es de hormigón. Ambas partes van unidas por una fuerte junta y se hincan simultáneamente. Su finalidad es lograr una economía.

16.5.- PILOTES DE ACERO.-

Se utilizan para lograr grandes penetraciones. Los más frecuentemente usados están constituidos por robustos perfiles laminados en una de las anchas.

Comparados con los pilotes prefabricados de hormigón tienen las ventajas de ser más manejables en obra, y no ser necesario que tengan una longitud exactamente determinada antes de la hinca, pues se pueden cortar con el soplete si resultan largos o aumentar su longitud por soldadura con facilidad.

Si están embebidas en el terreno no hay peligro de oxidación a menos que el terreno no sea permeable y exista una corriente continua de agua que aporte soluciones corrosivas.

Otro tipo muy empleado para lograr grandes penetracio-

nes y gran capacidad de penetración, son los pilotes tubulares de acero, rellenos de hormigón. Su diámetro es de 25 a 75 cm. y longitud hasta 70 metros. Estos pilotes se fabrican in situ, existiendo diversos procedimientos para clavar la vaina, que no vamos a detallar. Son muy caros y se utilizan únicamente, cuando existe una capa de terreno de gran capacidad de carga a mucha profundidad.

16.6.- PILOTES INCLINADOS.-

Los pilotes hincados verticalmente no soportan esfuerzos horizontales apreciables; para salvar este inconveniente se colocan inclinados. La inclinación máxima que se les puede dar es hasta 45° .

16.7.- RESISTENCIA POR LA PUNTA Y CON EL FUSTE.-

Las cargas aplicadas sobre la cabeza de un pilote, se transmiten al terreno por dos caminos: en primer lugar la punta del pilote encuentra resistencia a penetrar en el terreno; esta es la resistencia del pilote por la punta; pero, por otra parte, el terreno roza contra la superficie lateral (fig. 16-7) y se adhiere a la misma; dificultando así el descenso de aquel; esto constituye la resistencia por el fuste.

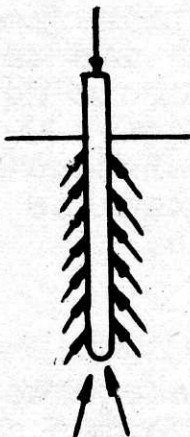


Fig. 16-7

En muchos casos la mayor parte de la capacidad resistente de un pilote corresponde al primero de los dos efectos. Esto ocurre cuando el pilote atraviesa un estrato de terreno blanco hasta tropezar con un terreno

considerablemente más duro. Se dice entonces que el pilote resiste como una columna.

Sin embargo, para el cálculo de la sección del pilote y de las armaduras, hay que tener en cuenta que la construcción lateral causada por el terreno blando (fig. 16-8-a) aunque sea pequeña disminuye muchísimo la posibilidad de pandeo con re-

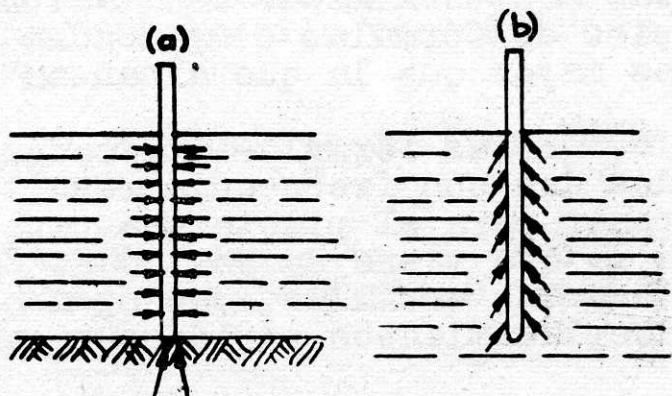


Fig. 16-8

lación a una columna verdadera de igual esbeltez y carga. A poco consistente que sea el terreno no es necesario tener en cuenta en absoluto el pandeo, excepto si una longitud importante del pilote queda fuera del terreno.

El terreno resistente, sin embargo, se encuentra otras veces a profundidades que no pueden alcanzarse económicamente con los pilotes. En este caso se renuncia a alcanzar con la punta del pilote al terreno resistente, de forma que queda rodeado únicamente de terreno blando (fig. 16-8-b). En estas condiciones la resistencia por la punta es pequeña y la mayor parte de la capacidad resistente del pilote corresponde al fuste. Un pilote así recibe el nombre de "flotante".

En los libros que tratan de este tema existen fórmulas que, en función del tipo de pilote y del tipo del suelo, dan separadamente la resistencia por el fuste y la resistencia por la punta.

Existe también un procedimiento práctico para determinar simplemente la resistencia por la punta, que a veces es importante. Consiste en hacer primeramente un ensayo de carga en forma ordinaria (que más tarde veremos como se hacen), lo que da la resistencia de punta más la de fuste y después se realiza un ensayo de extracción del pilote, lo que proporciona la resistencia de rozamiento. La diferencia de los valores obtenidos indica la resistencia de punta del pilote aislado.

16.8.- FORMULAS DE HINCA.-

Sirven para predecir la capacidad resistente a los pilotes, es decir, la carga que pueden soportar sin que se produzca el hundimiento, basadas en el estudio del proceso de hinca de los mismos. Todas ellas parten de la medida del rechazo δ_r , que es el descenso permanente que sufre un pilote al recibir un golpe de la maza que sirve para hincarlo.

Todas las fórmulas de hinca de pilotes están sujetas a determinadas limitaciones. No se recomienda el empleo de fórmulas complicadas ya que su aproximación no es mayor que la que alcanzan las sencillas.

Estas fórmulas aplicadas a suelos arcillosos blandos dan con frecuencia resultados erróneos, y hacen suponer para el pilote una capacidad resistente superior a la que tiene en realidad. Esto se debe a la viscosidad de estas arcillas, que oponen una gran resistencia a los desplazamientos rápidos; siendo, en cambio, muy fácil pro-

vecar en ellas una fluxión lenta cuando se aplican cargas permanentes.

En otras arcillas, en cambio, ocurre lo contrario; la capacidad resistente dada por la fórmula de hinca es inferior a la real, pues su cohesión disminuye mucho en cuanto se produce una perturbación, regenerándose, en parte al cabo de un cierto tiempo de reposo.

A pesar de todo, dichas fórmulas son un auxiliar imprescindible, y permiten obtener en general resultados de gran utilidad, siempre que su empleo se complete con un estudio del terreno.

16.9.- FORMULA DE HINCA DE HILEY.

Vamos a indicar una fórmula de hinca escogida entre las más modernas y mejor comprobadas.

En un momento dado de la hinca, la masa, de peso P_m , cae desde una altura H . El trabajo producido es igual a $P_m \times H$. Esto es cierto, siempre que la caída sea libre. Ahora bien, la maza está siempre guiada de una forma u otra y el trabajo aprovechable es solamente una cierta parte del indicado.

$$T_{\text{total}} = \eta \times P_m \times H$$

η es el coeficiente de rendimiento de la masa. En el caso de mazas de doble efecto, el fabricante suministra el trabajo proporcionado por cada golpe.

$\eta = 1$ para maza simples con escape en la maza.

$\eta = 0,75$ para mazas de vapor de simple efecto.

El descenso del pilote da lugar también a un trabajo útil que es igual a la suma del peso de la maza y el del pilote, multiplicada por el rechazo. Este trabajo se desprecia, por su pequeñez en comparación con el producido por la caída de la maza.

Este último suponemos que se consume de tres formas distintas.

a) En la pérdida de trabajo correspondiente al choque llamando P_p al peso del pilote, esta pérdida es igual a:

$$T_{\text{choque}} = T_{\text{total}} \times \frac{P_p(1-p^2)}{P_p + P_m}$$

En donde ρ es el coeficiente de percusión que depende de las propiedades elásticas de los cuerpos que chocan. Es igual a 1 en el choque perfectamente elástico e igual a 0 en el choque perfectamente inelástico.

b).- En el trabajo consumido en la hincada: Al recibir el golpe de la maza, la punta del pilote desciende una cierta magnitud δ_r que es el rechazo. A este descenso se opone una cierta fuerza, Q , que es la capacidad resistente del pilote a los esfuerzos estáticos; dos hipótesis inexactas pero admitidas en la deducción de todas las fórmulas.

En estas condiciones, el trabajo consumido en la hincada será igual a:

$$T_{\text{hincada}} = Q \times \delta_r$$

c).- En el trabajo consumido en compresiones elásticas: El fenómeno real es muy complicado, pero se supone reducido a lo siguiente: en

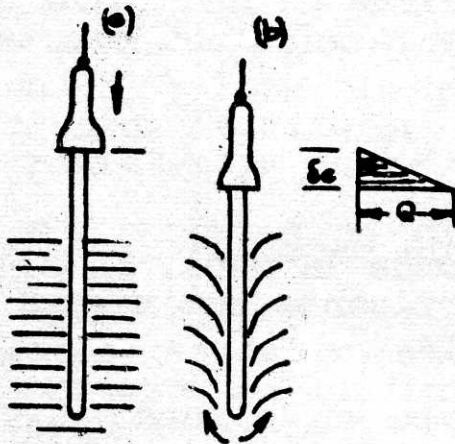


Fig. 16-9

el momento de tomar contacto la maza que cae con el pilote, la fuerza entre ambos es nula (fig. 16-9). Al continuar la masa su descenso el pilote y el terreno empiezan a comprimirse, apareciendo entre la maza y el pilote una fuerza que crece linealmente con el camino recorrido por aquella. El fenómeno continúa hasta que esta fuerza llega a igualarse con la capacidad resistente del pilote, Q ,

en cuyo momento la compresión elástica llega a su valor máximo, que llamaremos δ_e y el pilote comienza a hincarse en el terreno. El trabajo consumido por compresión elástica es igual a:

$$T_{\text{comp elástica}} = \frac{1}{2} Q \times \delta_e$$

Este trabajo, sin embargo, queda almacenado y es devuelto posteriormente; pero, se supone que sin efecto útil alguno. Se disipa en vibraciones, que causan rozamientos internos y del pilote con el terreno circundante.

La magnitud δ_e se puede descomponer en tres partes que son:

δ_{es} debida a la compresión elástica del sombrerete.

δ_{ep} correspondiente a la compresión elástica del pilote.

δ_{et} debida a la compresión elástica del terreno.

La compresión elástica de la maza también consume un cierto trabajo que se considera despreciable.

De esta manera la fórmula anterior puede escribirse

$$T_{\text{comp elástica}} = \frac{1}{2} Q (\delta_{es} + \delta_{ep} + \delta_{et})$$

Con todo esto podemos igualar el trabajo producido por la caída de la maza con el consumido en cada una de las tres formas distintas.

$$T_{\text{total}} = T_{\text{choque}} + T_{\text{hinea}} + T_{\text{comp elástica}}$$

Y sustituyendo los valores conocidos

$$\eta P_m \times H = \eta \times P_m \times H \frac{P_p(1 - \rho^2)}{P_p + P_m} + \rho \delta_r + \frac{1}{2} Q (\delta_{es} + \delta_{ep} + \delta_{et})$$

Despejando Q resulta:

$$Q = \frac{\eta \times P_m \times H}{\delta_r + 1/2(\delta_{ep} + \delta_{et})} \times \frac{P_m + \rho^2 P_p}{P_m + P_p}$$

que es la fórmula de Hiley.

Los valores de η y ρ vienen dados en tablas para cada material. Por el contrario δ_{es} , δ_{ep} , δ_{et} se obtienen de unas relaciones algebraicas, aplicadas de una forma bastante aleatoria. Para evitar este inconveniente, se utiliza otro procedimiento, consistente en determinar sucesivamente el rechazo δ_r para dos alturas de caída de la masa diferentes. Tendremos así:

$$Q = \frac{\eta \times P_m \times H_1}{\delta r_1 + 1/2(\delta e_s + \delta e_p + \delta e_t)} \times \frac{P_m + \beta^2 P_p}{P_m + P_p}$$

$$Q = \frac{\eta \times P_m \times H_2}{\delta r_2 + 1/2(\delta e_s + \delta e_p + \delta e_t)} \times \frac{P_m + \beta^2 P_p}{P_m + P_p}$$

$$\delta e = \delta e_s + \delta e_p + \delta e_t = 2 \frac{H_2 \delta r_1 - H_1 \delta r_2}{H_1 - H_2}$$

de donde resulta

de esta forma obtenemos el valor de δe , que sustituido en la fórmula de Hiley queda:

$$Q = \frac{\eta P_m (H_1 - H_2)}{\delta r_1 - \delta r_2} \times \frac{P_m + \beta^2 P_p}{P_m + P_p}$$

Es recomendable ensayar con más de dos alturas de caída de la maza, para obtener un valor de δe medio.

16.10.- ENSAYOS DE CARGA.-

Tanto si la capacidad resistente de los pilotes se calcula por fórmulas estáticas como por las fórmulas de hincas, es conveniente, en obras de alguna importancia, comprobar los resultados por medio de algunos ensayos de carga.

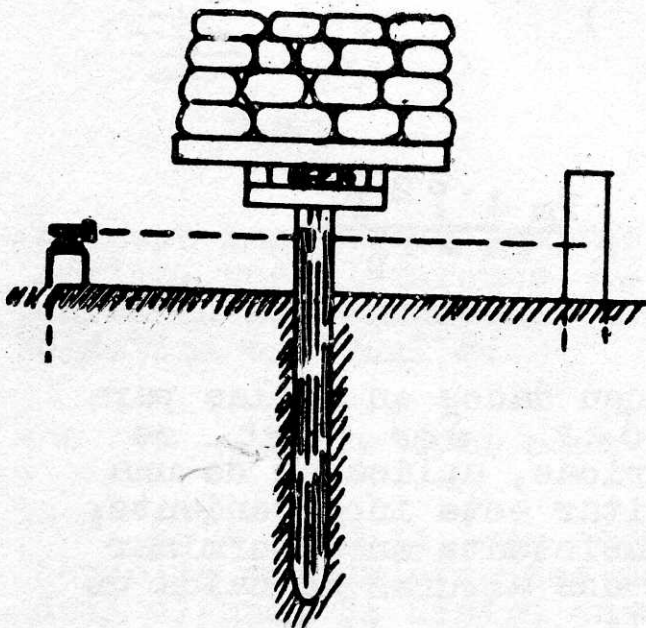


Fig. 16-10

Los dispositivos que pueden emplearse para ello son muy variados. Las figuras 16-10 y 16-11 representan dos de ellos. En el primero la carga se produce por lastre y en el segundo por un gato hidráulico, apoyado en una traviesa sujeta a las cabezas de otros dos o cuatro pilotes próximos, que trabajarán a fracción, completando con lastre si es preciso.

El primer procedimiento debido al manejo de las considerables cantidades de lastre precisas es incómodo, caro y hasta peligroso.

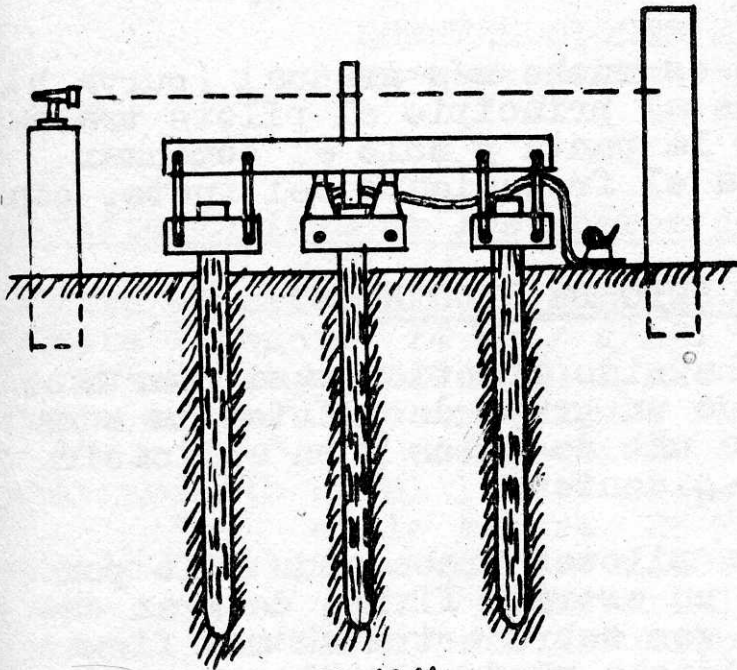


Fig. 16-11

El segundo es mucho más cómodo y económico, si los pilotes se encuentran distribuidos a distancias pequeñas; pero las acciones mutuas de los mismos, trabajando en sentidos opuestos, pueden introducir algún error.

Los ensayos de carga deben efectuarse en un momento en que pueda estarse seguro de que se ha llegado, en el terreno a un estado permanente, después de las perturbaciones importantes que producen las operaciones de hincado o fabricación de los pilotes. Si se

trata de suelos arenosos suele ser suficiente 24 horas; pero, en suelos arcillosos será preciso una semana o más.

Este ensayo se ha de llevar con lentitud, esperando después de cada incremento de carga a que se establezca de nuevo el equilibrio, lo cual, sobre todo en los suelos arcillosos, puede no ocurrir hasta después de varios días.

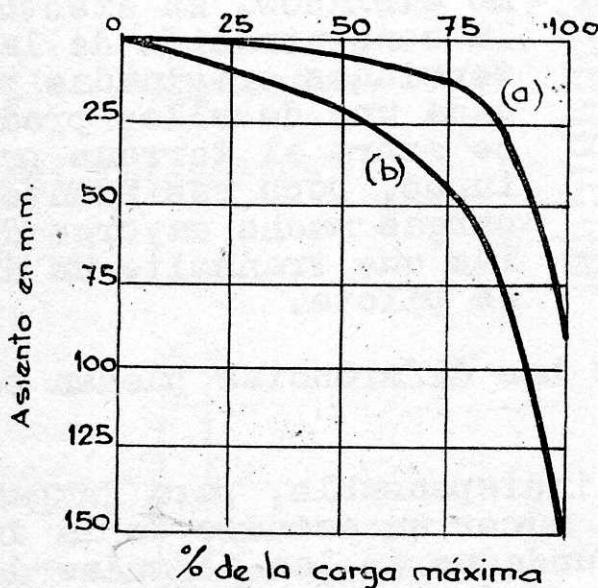


Fig. 16-12

En un ensayo de carga se obtiene una curva de cargas-asientos del tipo de las representadas en la fig. 16-12. En los pilotes, que trabajan casi exclusivamente por fricción, la curva suele tener un codo bastante marcado, que representa el momento en que la capacidad resistente del pilote empieza a ser sobrepasada (curva a). Pero, en pilotes cuya punta descansa sobre un estrato más resistente que aquel en el que está alojado el fuste, ocurre con fre-

cuencia que el hundimiento es mucho más gradual (curva b). Este fenómeno se debe a que al principio el pilote trabaja casi exclusivamente por la punta y sólo al comenzar ésta a hundirse se moviliza el frotamiento del fuste, con el terreno.

16.11.- RESISTENCIA DE UN GRUPO DE PILOTES.-

Durante mucho tiempo ha sido práctica casi constante el tomar como resistencia de un grupo de pilotes la suma de las resistencias de cada uno de ellos y su aplicación ha conducido a numerosos accidentes.

Si tenemos un grupo de pilotes trabajando sólo por la punta, incidiendo sobre un estrato firme, de gran espesor, o que descansa a su vez sobre estratos más firmes todavía, la suposición antedicha puede admitirse como exacta (fig. 16-13.a).

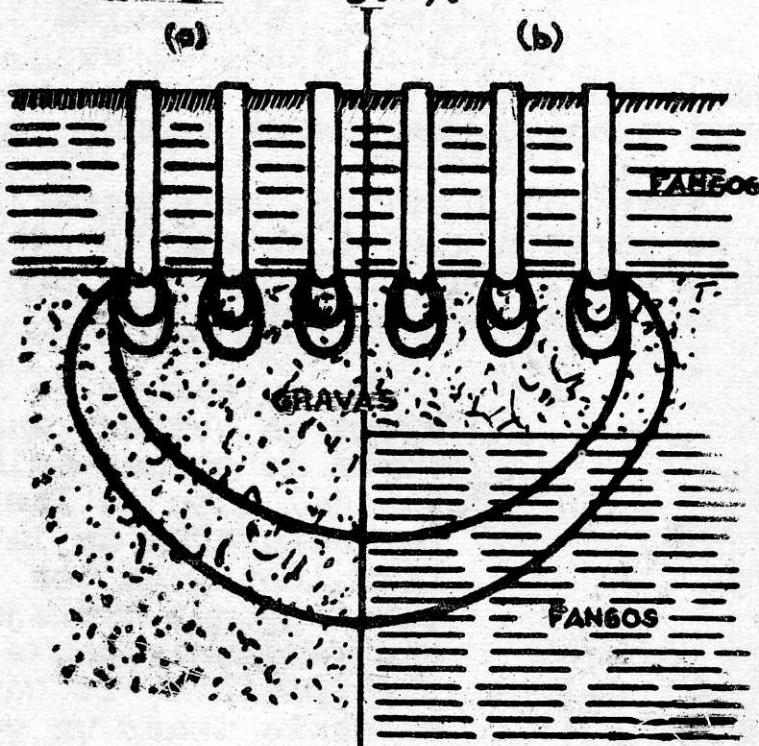


Fig. 16-13

En los pilotes flotantes las diferencias pueden ser todavía más acusadas.

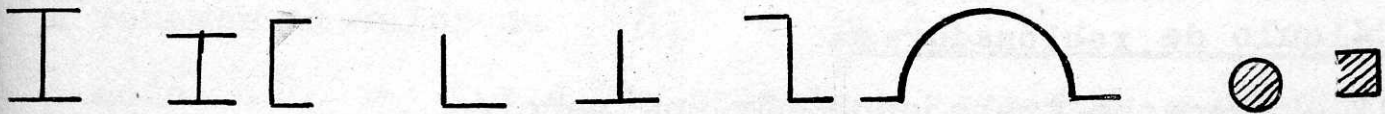
En todos estos casos es indispensable, para juzgar las condiciones del conjunto, hacer un estudio de la distribución de las tensiones, fundados en las fórmulas de MINDLIN.

Ahora bien, si el grupo de pilotes incide sobre un estrato firme, pero de espesor relativamente pequeño, que descansa sobre un terreno menos resistente (fig. 16-13-b), la resistencia del grupo es menor que la suma de la de los pilotes, considerados como aislados. En efecto, la concentración de las tensiones originadas por cada uno de ellos produce sobre el terreno profundo, poco resistente, cargas mucho mayores de las que transmite un único pilote.

CONSTRUCCIONES METALICAS

Características de los aceros de Construcción.-

Límite elástico	20 Kg./ m/m ² .
Límite fluencia	24 Kg./ m/m ² .
Carga rotura	40 á 50 m/m ² .
Carga admisible e tracción q flexión	12 Kg./ m/m ² .
" " compresión	10 " "
Alargamiento en el límite de proporcionalidad	11 %
" " en le rotura	25 %
Módulo de elasticidad E	= 2.000.000 a 2.200.000 kg./cm ² .
" " transversal G	= 810.000 kg./cm ² .
Ensayos de Wöhler para esfuerzo intermitente permanente = $\sigma_d = \frac{2}{3} \sigma_r$	$\left[4 \pm \frac{1}{2} \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right]$

Perfiles laminados:

Chapas lisas.

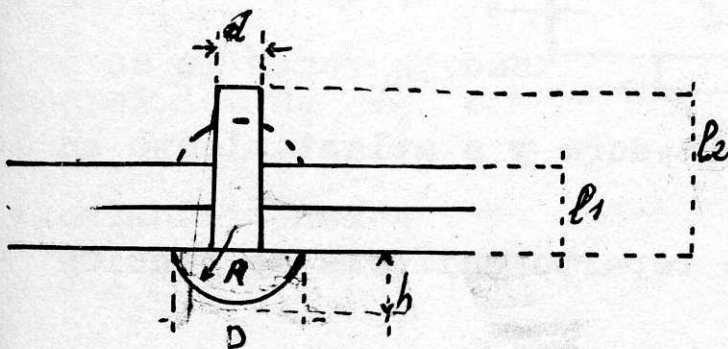
Chapas estiradas.

Chapas onduladas.

Flejes. Pletinas. Llantas.

Planos anchos.

Perfiles compuestos.

Uniones roblonadas!.Remaches.

diámetro caña 1 m/m.
menos que el tala-
dro.

$l_2 = l_1 + \frac{4}{3} d$ (re-
machado mecánico).

$l_2 = l_1 + \frac{7}{4} d$ (re-

machado a mano).

$l_1 \geq 4$ a $4,5 d$

$D = 1,5 d$ $h = 0,6d$

$R = 0,8 d$.

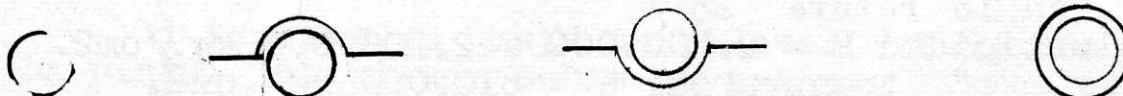
Cabeza perdida



Cabeza semiperdida



Representación de remaches.



normal

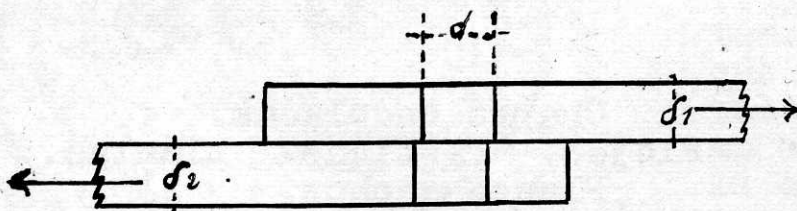
C.inferior
perdida.

C.superior
perdida.

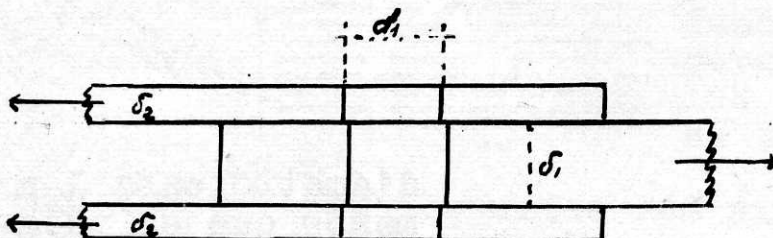
Las dos cabezas
perdidas.

Cálculo de roblonaduras.

1º.- Remache trabajando por una sección



2º.- Remache trabajando por dos secciones

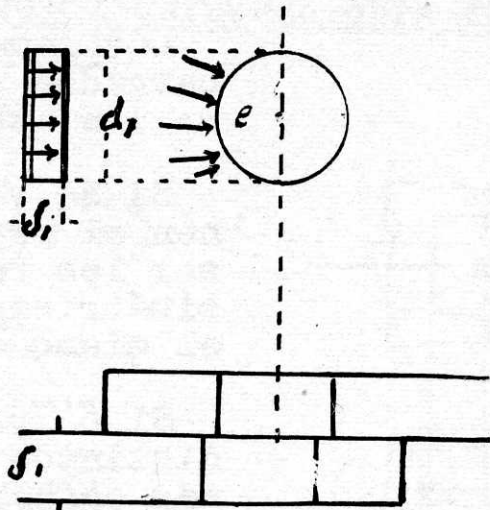


El cálculo se hace cortadura y a aplastamiento en ambos casos.

En cortadura se supone reparto uniforme de tensión en la sección $\frac{\pi d_1^2}{4}$.

En aplastamiento la presión máxima es en e y se considera la presión repartida uniformemente en la pro-

yección del semianillo o sea en $d, \delta,$



Caso en que el esfuerzo esté en el centro de gravedad de la junta.

en cortadure $P = n_{\tau} \frac{\pi d_1^2}{4} \sigma_{\tau} \text{ adm.}$

en compresión $P = n_c \sigma t \text{ adm } d_1 \delta_1$

se coge el n (número de remaches) mayor, igualando ambos n tenemos el valor de $\delta_1 = \frac{\pi}{8} d_1$

cuando $\delta_1 > 0,4 d_1$ se calcule a cortadura y cuando $\delta_1 < 0,4 d_1$ a compresión.

Conviene evitar las costuras simples para evitar el combado de las chapas al tener el esfuerzo descentrado

en caso de cortadura do-
ble

$$P = n_{\tau} \frac{2 \pi d_1^2}{4} \sigma_{\tau} \text{ adm}$$

$$y P = n_c \sigma t \text{ adm, } \delta d_1$$

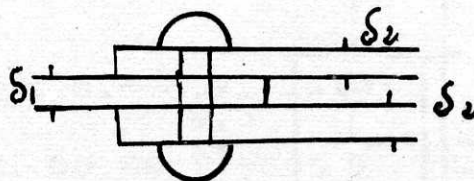
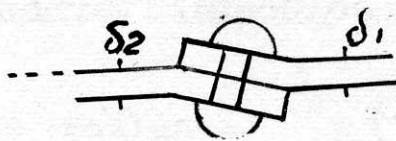
δ es el menor espesor comprimido de δ_1 o $2 \delta_2$.

igualando tenemos

$$\delta = 0,8 d_1$$

cuando $\delta > 0,8 d_1$ a cortadura

cuando $\delta < 0,8 d_1$ a compresión (es el más frecuente):



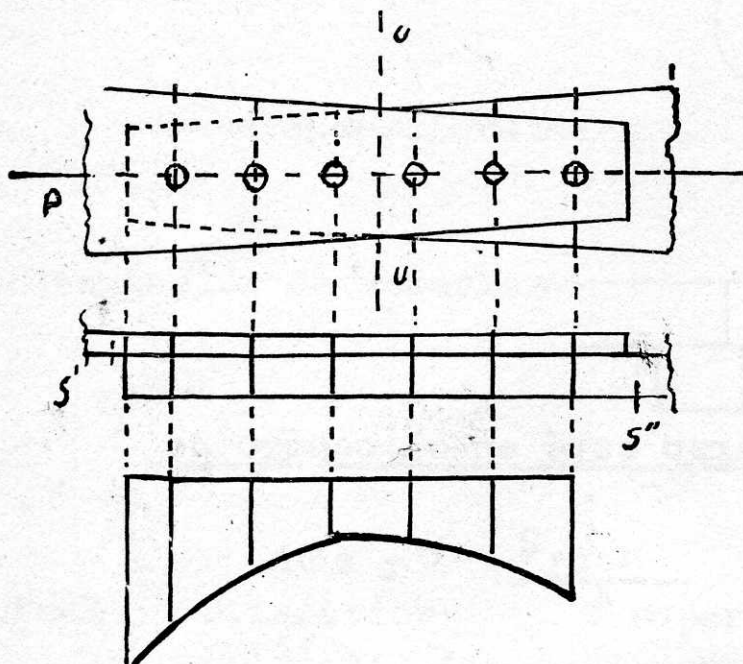
Distribución del esfuerzo P sobre los remaches.-

Los remaches más cargados son los de los extremos

Si S' y S'' tienen el mismo espesor los remaches simétricos sufren el mismo esfuerzo.

Si S' y S'' son distintos sufren más esfuerzos los de la chapa más gruesa en su extremo.

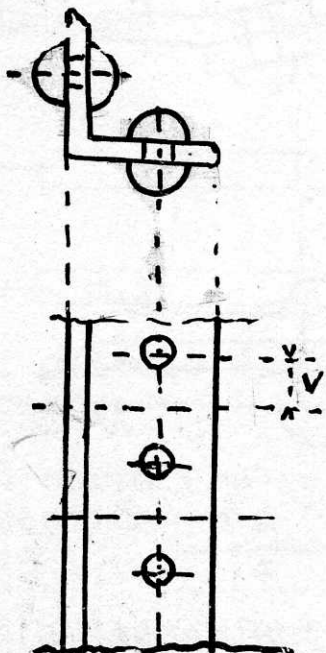
Cuanto mayor es el número de remaches la sobrecarga en los extremos es mayor.



En una fila de 6 remaches los extremos soportan una sobrecarga del 50% (en general no se pasa de esta cifra).

En la práctica se considera un reparto uniforme entre todos los remaches no pasando de 6 (la fluencia del material hace posible este cálculo).

Cuando los remaches hayan de ser dispuestos en las dos alas se colocan alternados.



La distancia V mas conveniente es

$$V = 2 d.$$

Caso en que el esfuerzo obre fuera del centro de gravedad de la junta.-

$$M = Pa$$

$$\frac{H_{max}}{e_{max}} = \frac{H_1}{e_1} = \frac{H_2}{e_2} \dots$$

$$H_1 = e_1 \frac{H_{max}}{e_{max}}$$

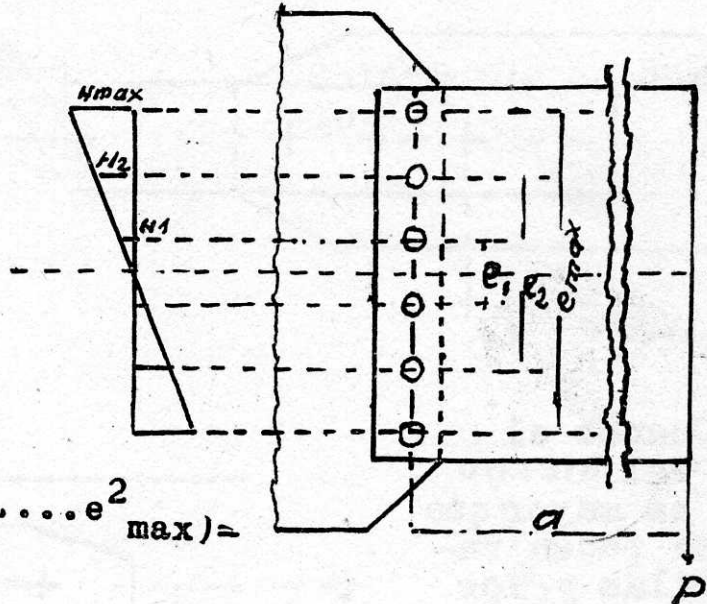
$$H_2 = e_2 \frac{H_{max}}{e_{max}} \dots$$

$$M = H_1 e_1 + H_2 e_2 +$$

$$+ H_{max} e_{max}$$

$$M = \frac{H_{max}}{e_{max}} (e_1^2 + e_2^2 + \dots + e_{max}^2) =$$

$$= \frac{H_{max}}{e_{max}} \sum e^2$$



$$H_{max} = \frac{M \cdot e_{max}}{\sum e^2}$$

El esfuerzo total para el remache más cargado será

$$R = \sqrt{\left(\frac{P}{n}\right)^2 + H_{max}^2}$$

Conocido R se determina si el diámetro es suficiente.

Si tiene una sola fila de roblones y t es el paso y n roblones

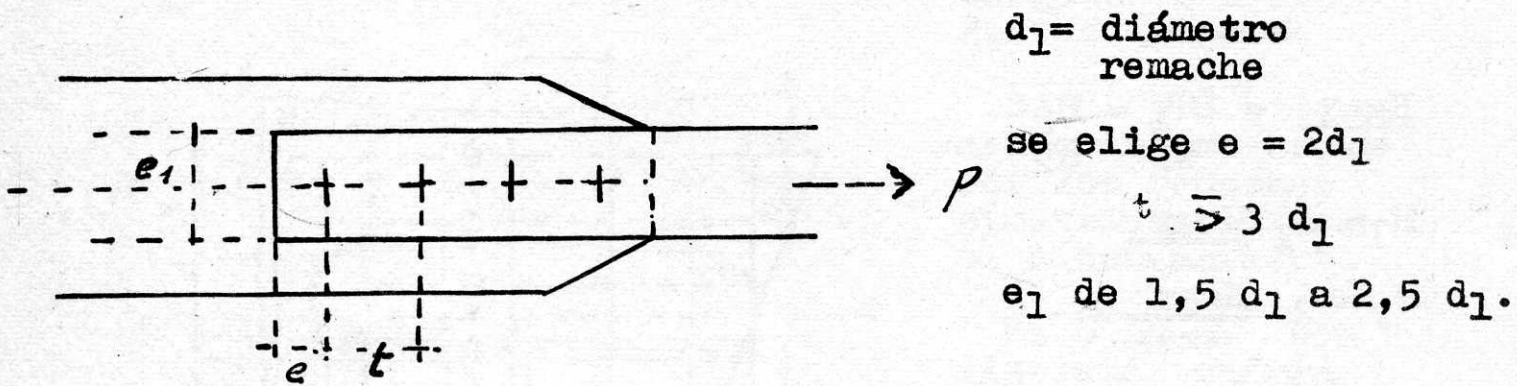
$$\sum e^2 = t^2 (1^2 + 3^2 + \dots + (n-1)^2) =$$

$$= t^2 \frac{n(n^2 - 1)}{6}$$

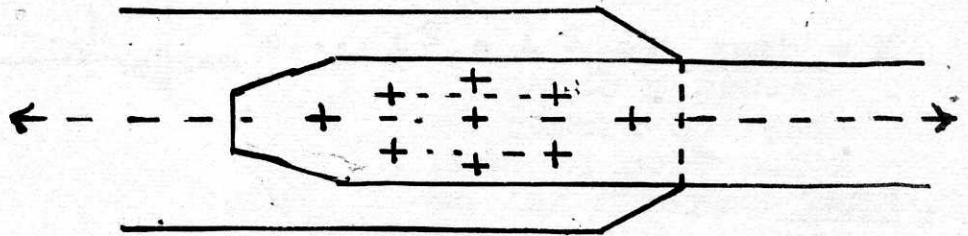
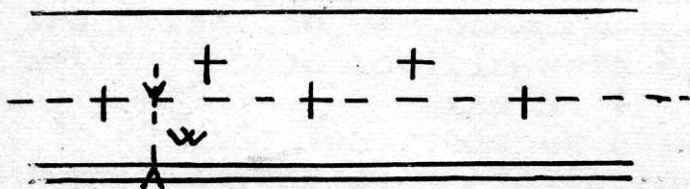
Cálculo de las piezas taladradas.-

Si trabajan a compresión no se tienen en cuenta los remaches.

Si trabajan a tracción se considera la sección neta y se considera el reparto uniforme aunque no lo es.

Disposición de los remaches.- (Roblonaduras planas).-

Cuando el ancho del hierro plano es mayor que $5 d_1$ se ponen varias filas y los remaches deben de estar colocados simétricamente.

Roblonaduras de hierros perfilados (angulares).-

W debe de ser tal que la cabeza del remache quede de 3 a 5 m/m del ala.

Uniones por tornillo.-

Se usan

- a).- durante montaje de la obra.
- b).- cuando no haya espacio para hacer la cabeza.
- c).- cuando el espesor de la punta excede 4 a 4,5 veces d .
- d).- en juntas desmontables.
- e).- en piezas de fundición.

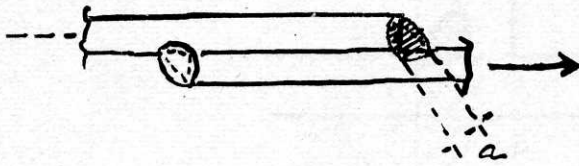
Cálculo de los tornillos.-

Se toma $\sigma_{adm.} = 800 \text{ Kg./cm}^2$

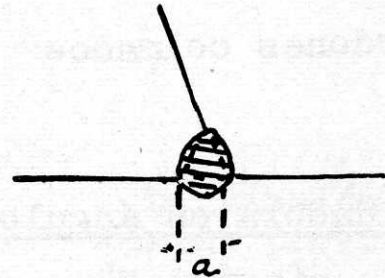
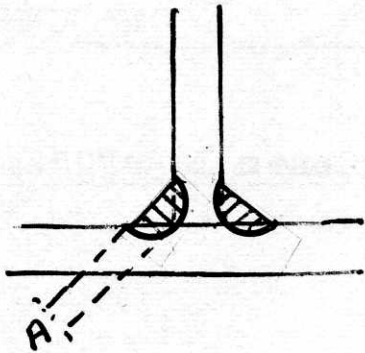
y se calculan igual que los remaches tomando como diámetro del cálculo el del núcleo

CAPITULO XVIII

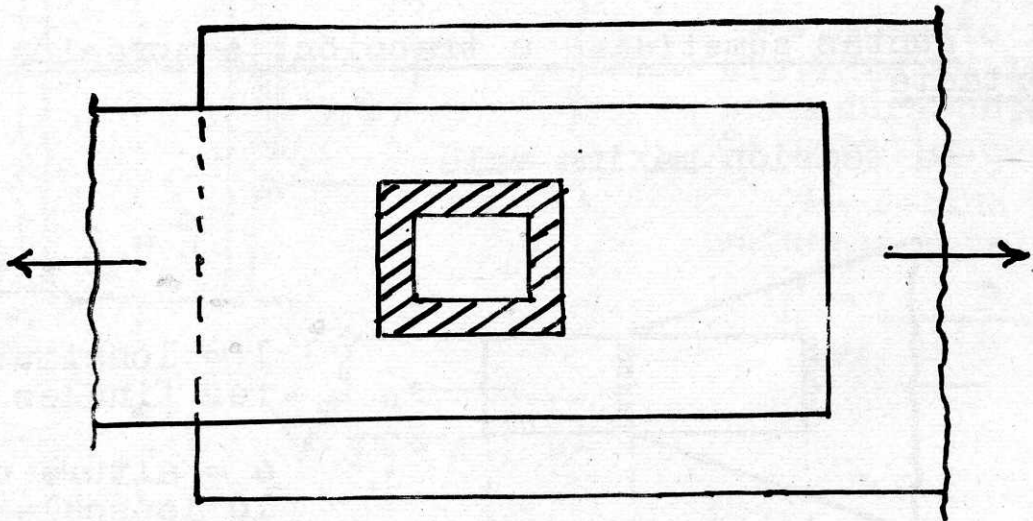
Soldadura



Soldaduras en ángulo.



Soldadura en hendidura.



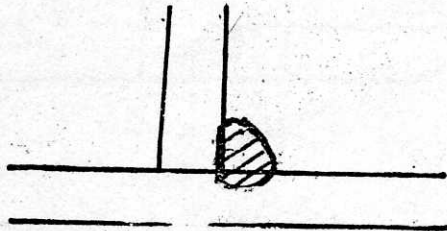
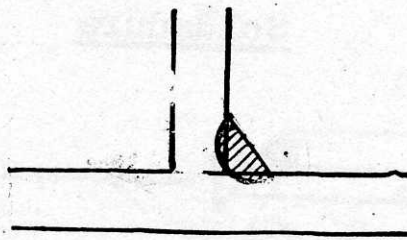
Soldadura a tope



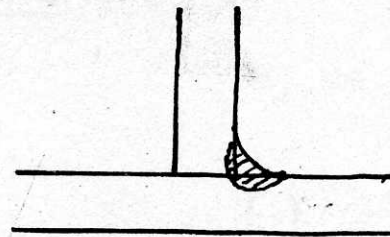
2

Los cordones pueden ser:

Cordones planos



Cordones colmados



Cordones ligeros

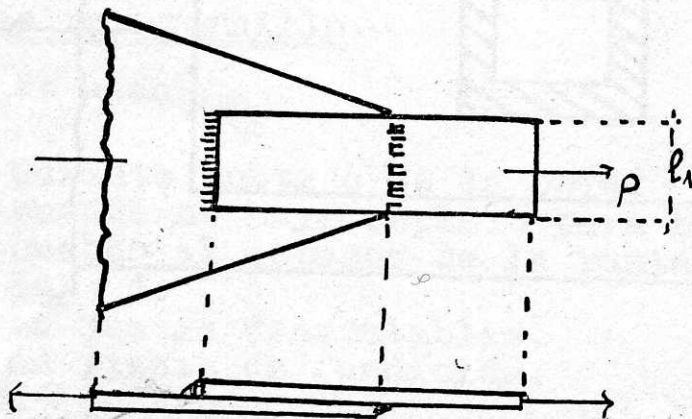
Soldadura en ángulo.-

Se llaman cordones frontales los perpendiculares al esfuerzo.

Cordones laterales en dirección paralela al esfuerzo.

Juntas sometidas a tracción, compresión o esfuerzo cortante.

La tensión máxima vale



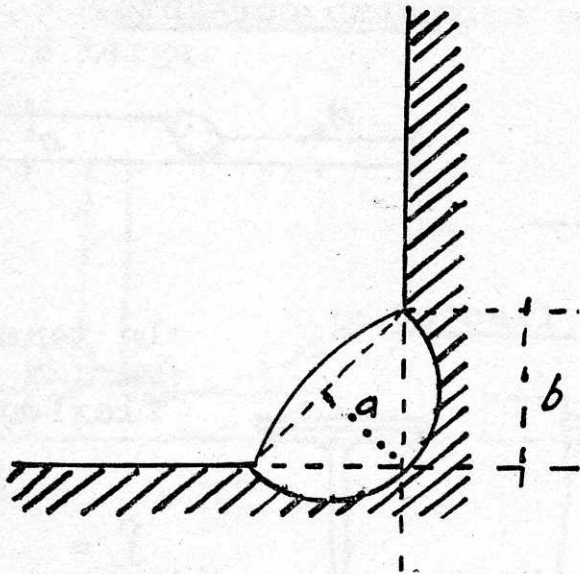
$$\rho = \frac{P}{\sum a l}$$

l = longitud sin crateres finales = $l_1 - 2a$.

a = altura del triángulo isósceles inscrito.

En la mayor parte de los casos el triángulo isósceles es recto y llamando b al cateto $a = \frac{b}{\sqrt{2}}$

Como es natural influye mucho la calidad de la soldadura.



Juntas sometidas a momento flector.-

La tensión máxima provocada por el flector es

$$\rho_1 = \frac{M}{W}$$

W = momento resistente de la soldadura obtenido rebatiendo a

La debida al esfuerzo P vale

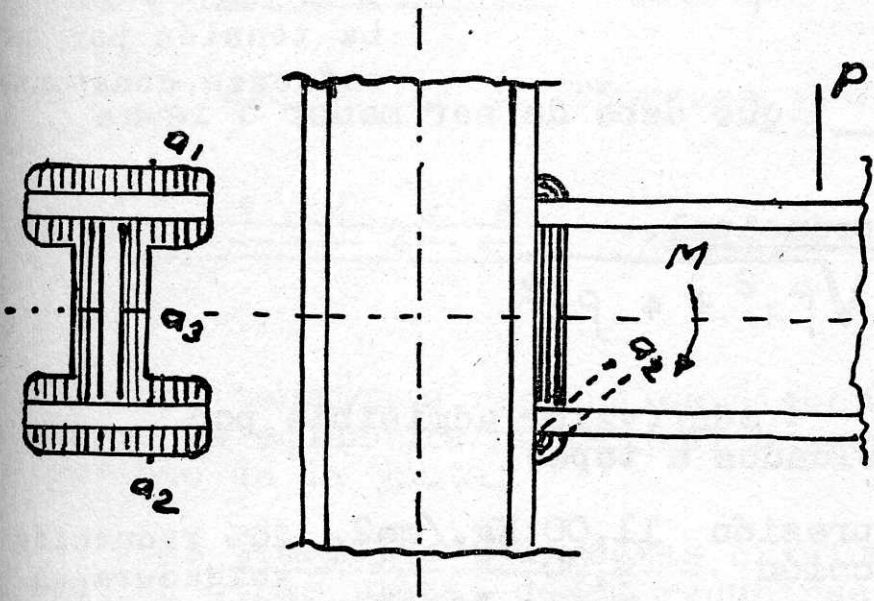
$$\rho_2 = \frac{P}{\sum (a \cdot l)}$$

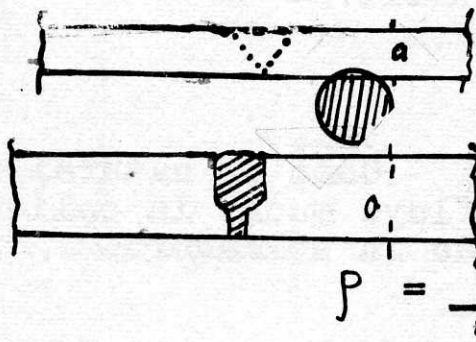
$$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$$

$\sum (ab)$ = cordones que soportan cortadura (en este caso los verticales).

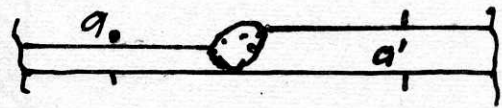
Soldadura a tope.-

Hay que preparar los bordes antes de soldar.

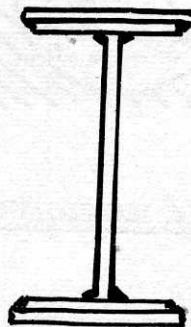
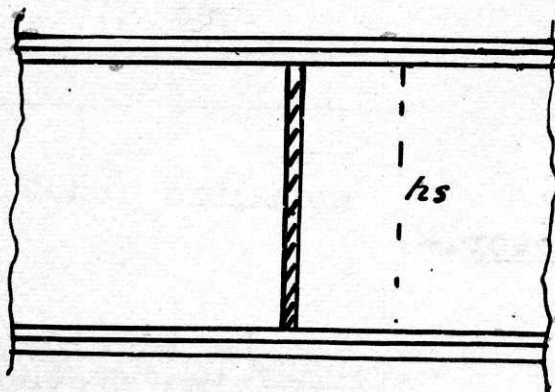




juntas sometidas a tracción, compresión o esfuerzo cortante.



Juntas sometidas a momento flector.-



La tensión máxima por flexión vale

$$\rho_1 = \frac{M \cdot h \cdot s}{I \cdot 2}$$

I = momento de inercia total de la sección a soldar y la La tensión por esfuerzo constante

vale que $\rho_1 \rho_2 = \frac{C}{a \cdot h_s}$ que debe de ser menor o igual

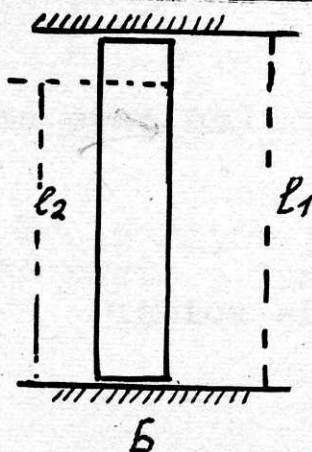
Cálculo de la tensión principal.-

$$\rho' = \frac{\rho_1}{2} + \frac{\rho_2}{2} \sqrt{\rho_1^2 + 4 \rho_2^2}$$

debe de ser $\rho' \leq \rho \cdot t_{adm}$ (valor admisible por tracción en cordones soldados a tope).

Cargas admisibles en el material de aportación.	Compresión	11,00	Kg./mm ² .	20% reducción soldadura en obra
	Tracción	9,00	" "	
	cortadura	7,50	" "	
	Flexión	9,00	" "	

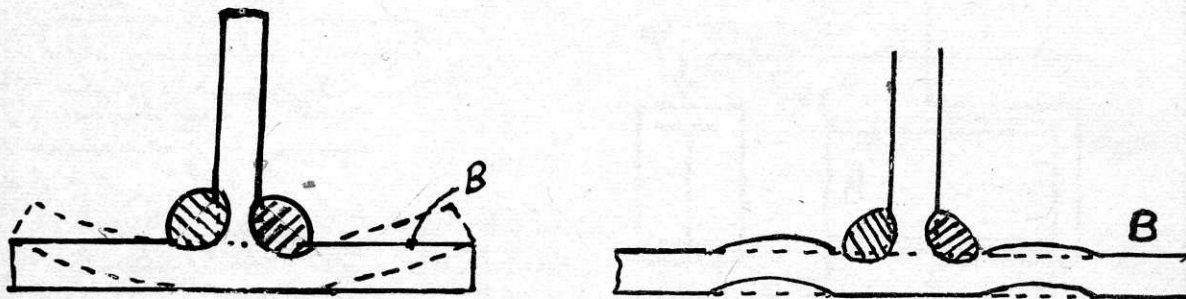
Análisis de las tensiones.-



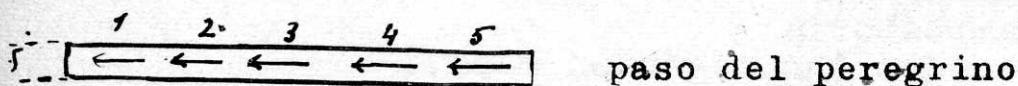
La barra l_1 al calentarse se comprime y al enfriarse adquiere la longitud $l_2 < l_1$.

Si está fija en a y b a masas indeformables como no puede acortarse queda al enfriarse sometida a tracción.

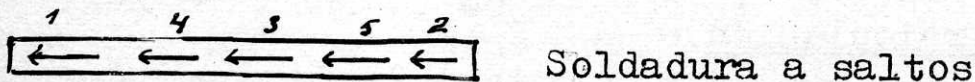
Si fuesen deformables la longitud serie $l'_2 > l_2$ en las figuras se ven los ejemplos de efectos producidos por dos chapas soldadas perpendicularmente con B corta o B larga.



Métodos para atenuar la tensión transversal.-



Paso = 10 a 15 veces δ chapa

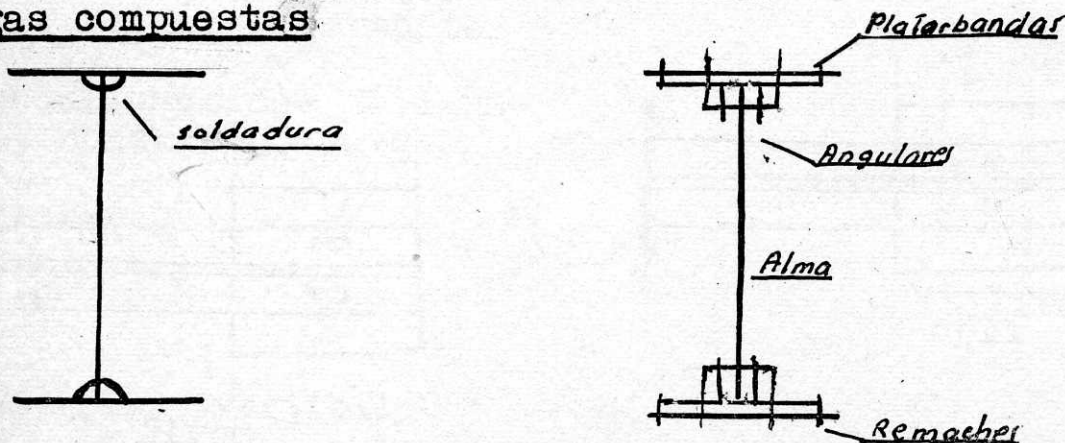


Las tensiones residuales directas si no hay finuras en la soldadura no perjudican gravemente el comportamiento de la junta.

Las tensiones indirectas originadas por los enlaces con otras piezas deben reducirse en lo posible dejando la máxima libertad posible a las piezas.

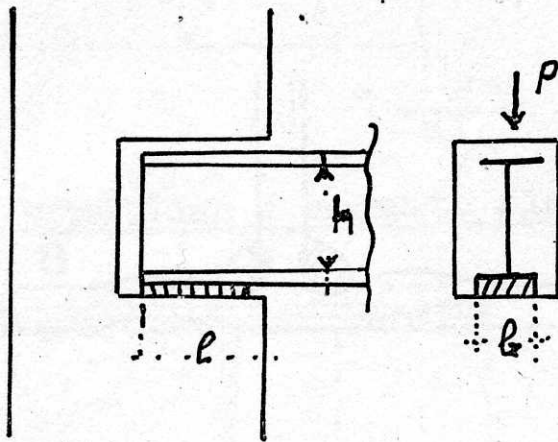
Sistemas de alma llena

Vigas compuestas



Apoyos sobre muros.-

Asiento directo sobre muro



$$\sigma_e = \frac{P}{b \cdot l}$$

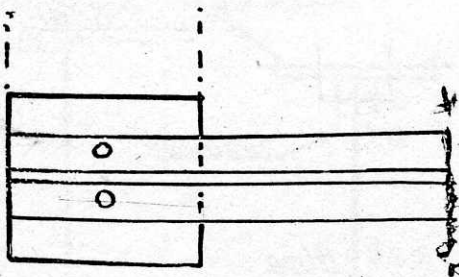
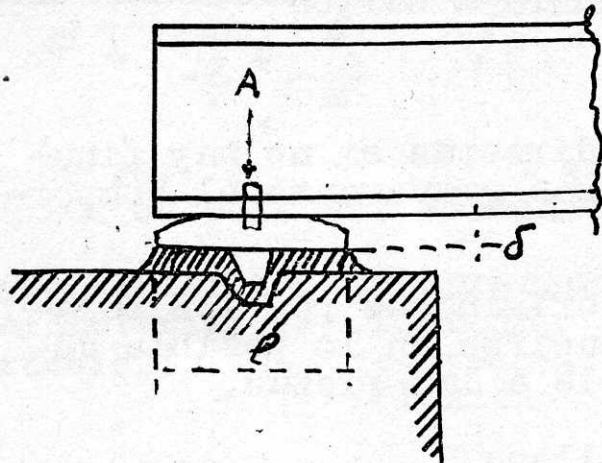
$$l \approx 15 + \frac{h}{2}$$

para que el reparto sea uniforme.

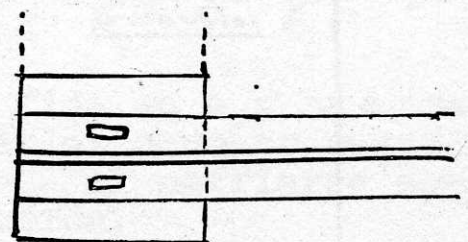
- $\sigma_e =$
- 45 granito
 - 30 caliza
 - 28 mamposteria
 - 18 cemento (hormigón en masa).
 - 10 ladrillo

se puede poner la placa más ancha para evitar σ_e excesivo.

Apoyos con articulación.-

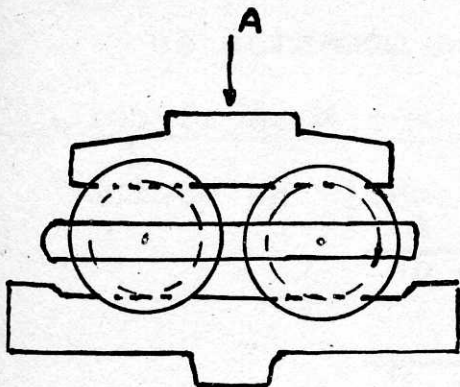


fijo



móvil

Apoyos de rodillos.-



diámetro de los rodillos
fórmula de Hertz

$$d = \frac{0,358 E A}{\sigma_c^2 l \cdot n}$$

- l = longitud rodillos
- n = nº. de rodillos
- σ_c = tensión admisible en los rodillos Ton/cm².
- E = módulo de elasticidad

Cálculo de las placas.-

Dimensión de la placa

b.l. $\sigma = F$

σ = coef. de resistencia del hormigón a comprimir.

Para calcular el espesor de la placa se supone que está empotrada en el centro y carga en sus voladizos:

$$\frac{F}{2} \cdot \frac{l}{4} = \sigma_f \text{ adm.} \cdot \frac{b \sigma^2}{6}$$

en fundición $\sigma_f \text{ adm.} = 300 \text{ Kg. cm}^2$.

en acero " = 1200 Kg./cm².

Apoyos empotrados.-

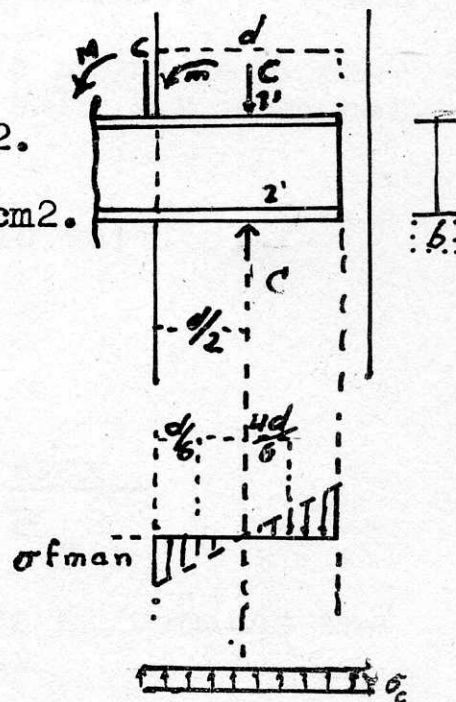
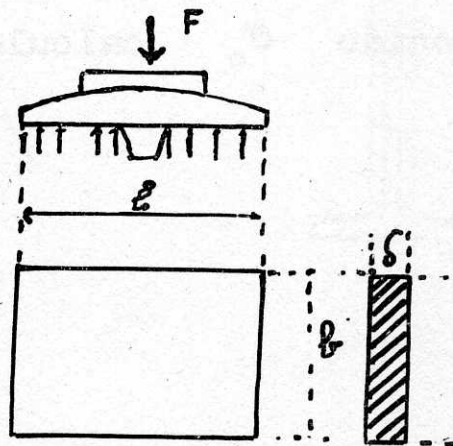
- M = momento exterior
- C = esfuerzo cortante

introduciendo dos C iguales y contrarias en $\frac{d}{2}$

tendremos en 1' 2'

$$M + m = M + \frac{C d}{2}$$

y una fuerza vertical C



La ecuación de equilibrios de momentos es

$$\frac{1}{2} \sigma_f \max \frac{d}{2} b \cdot \frac{4d}{6} = M + C \frac{d}{2}$$

$$y \quad \sigma_f \max = \left(M + \frac{C d}{2} \right) \frac{6}{b d^2}$$

$$y \text{ la de compresión } \sigma_c = \frac{C}{b \cdot d}$$

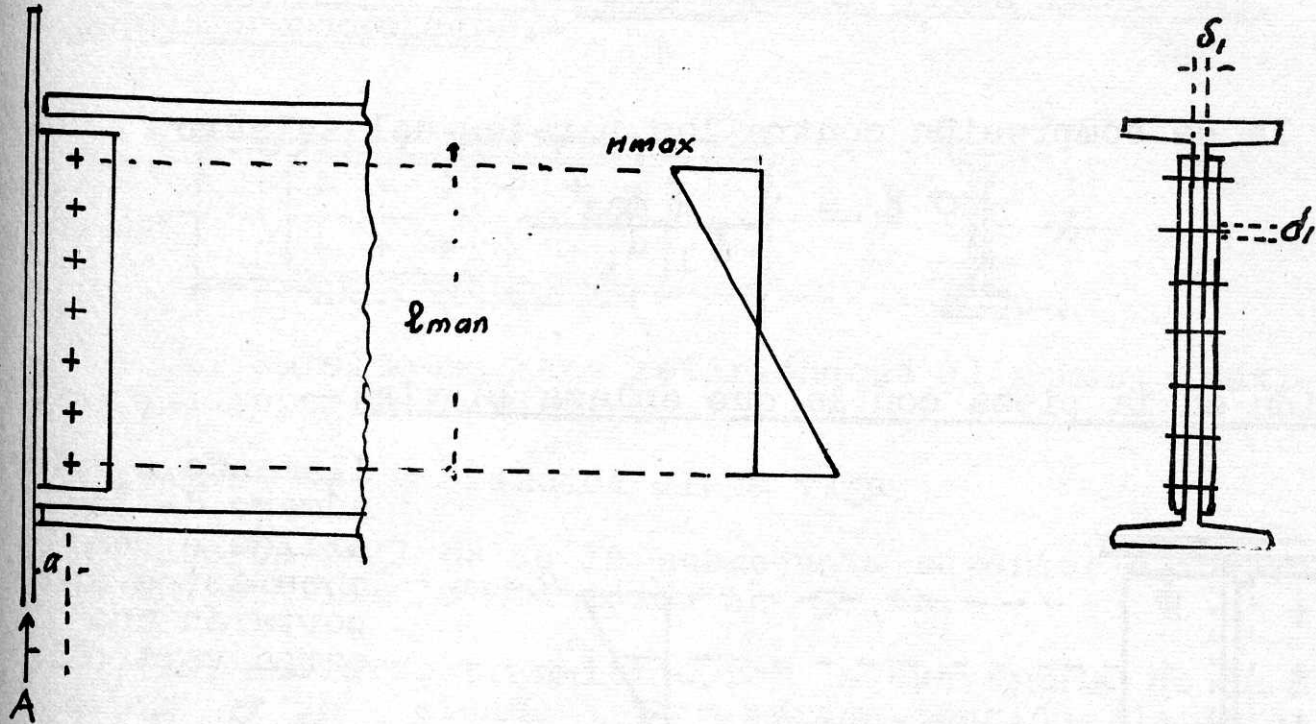
la tensión máxima correspondiente al borde del muro es

$$\sigma_{\max} = \frac{C}{b d} + \frac{6}{b d^2} \left(M + \frac{C d}{2} \right) \sigma_c \text{ adm}$$

conocido σ_c calculamos d

Cálculo y ejecución de los enlaces.-

Enlace en planos verticales con angulares



Los angulares tienen que soportar el esfuerzo cortante **A** (reacción de la viga) y el momento $M = A \cdot a$

Estos angulares tienen sección de sobra para soportar estos esfuerzos y se calculan solo los remaches.

Los remaches soportan un esfuerzo vertical

$$V = \frac{A}{n_1}$$

del mismo modo

$$H_{max} = M_1 \frac{e_{max}}{\sum e^2}$$

El esfuerzo total correspondiente al remache mas alejado es

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2}$$

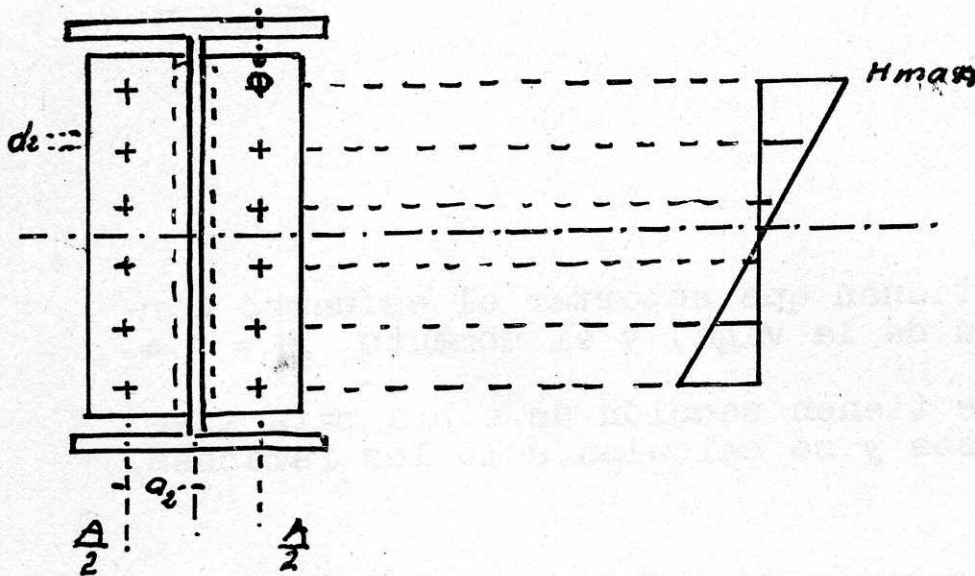
La tensión de cortadura en el remache mas cargado será

$$\tau = \frac{R \max}{\frac{2 n d_1^2}{4}}$$

y la de compresión contra las paredes del taladro

$$\sigma \ell = \frac{R \max}{\delta_1 d_1}$$

Unión en la pieza con la que enlaza la viga.-



llamando n_2 el número de tornillos o remaches, estos soportarán una carga vertical

$$V = \frac{A}{n_2}$$

Además tenemos un momento flector M_2 momento flector de la viga en el empotramiento.

$$H_{\max} = M_2 \frac{e_{\max}}{\sum e^2}$$

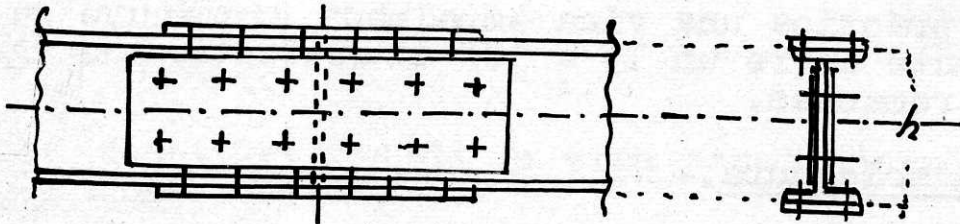
$$R \max = \sqrt{V^2 + H^2 \max}$$

la máxima tensión de cortadura es $\tau = \frac{R_{\max}}{\frac{n d_2^2}{4}}$

la mayor compresión contra las paredes

$$\sigma_e = \frac{R \max}{\delta \min d_2}$$

Cálculo y ejecución de empalmes de vigas laminadas.
Empalmes remachados.-



El empalme se hace refiriéndose al momento máximo que soporte la viga.

llamando S_n = sección aleta viga

la sección útil S_n de la cubrejunta superior o inferior deberá cumplir la condición $S_n \geq S_n$.

El esfuerzo transmitido por la cubrejunta de la aleta es σS_n siendo σ = máxima tensión flectora.

número de remaches = n

$$n = \frac{S_n \cdot \sigma}{\frac{n d^2}{4} K_c}$$

Cubrejuntas del alma.-

El espesor del cubrejuntas debe ser tal que el momento de inercia del alma descontados agujeros sea igual al de los cubrejuntas descontando asimismo los agujeros.

Los remaches deben soportar todo el esfuerzo cortante que actúe en el empalme y el momento correspondiente a la absorción de la fracción que correspondería al alma de la viga si fuese entera sin perforar.

El valor de M_a en función de M vale

$$M_a = M - \frac{I_a}{I}$$

I_a = momento de inercia del alma
 I = " " " " total

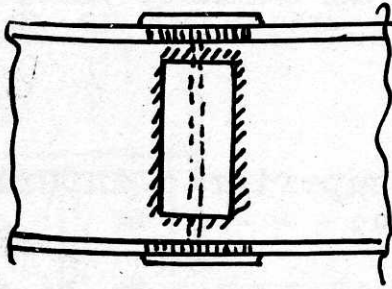
Conocidos M_a y C podemos calcular los remaches como dijimos en el caso de carga descentrada.

La tensión máxima flectora σ y el esfuerzo cortante máximo τ están ligados por la fórmula

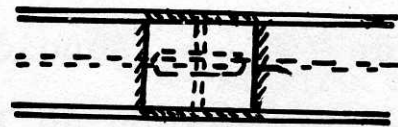
$$0,35 \sigma + 0,65 \sqrt{\sigma^2 + 4 \tau^2} \geq 1200 \text{ Kg./cm}^2.$$

En la práctica una viga empalmada disminuye su módulo remitante entre un 15 a 30% al descontar los agujeros de los remaches.

Empalme con soldadura.-



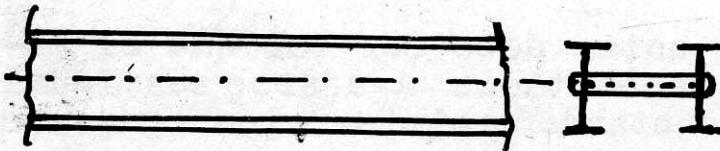
Soldadura a tope



Soldadura a tope

Acoplamiento de vigas laminadas.-

En ocasiones se acoplan con tornillos separados a distancia por tubos



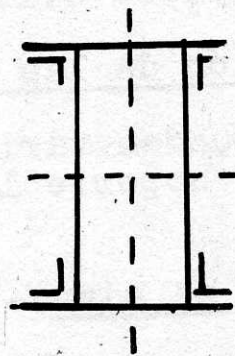
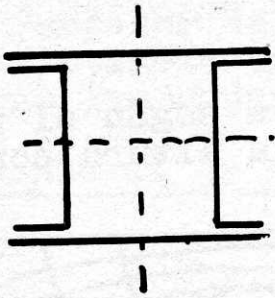
A veces se colocan dos en vez de uno; por ejemplo en cargaderos de ventanas

Vigas armadas remachadas.-

Viga armada normal



Si la altura ha de ser pequeña se emplean las vigas armadas de cañón.



En general no son económicas y no se pueden revisar en su interior.

Detalles constructivos de la viga armada normal.- Altura del alma.

La mas favorable es $\frac{l}{10}$ a $\frac{l}{12}$ siendo l = luz

n casos excepcionales $\frac{l}{15}$ a $\frac{l}{20}$.

Espesor del alma.-

Mínimo 8 m/m para carga ligera y altura hasta 750 m/m. altura para vigas con carga media y altura hasta 1.000 m/m, 10 m/m y 12 m/m para carga mayor y más de 1.000 m/m de altura.

Angulares.-

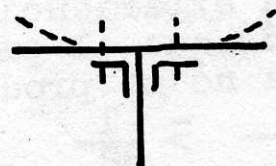
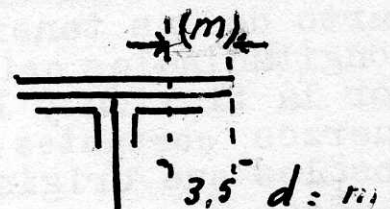
Si tienen lados desiguales el ala mayor en posición horizontal.

Platabandas.-

Número máximo 4 normalmente de 1 a 3 deben sobresalir por lo menos 5 m/m de los angulares ancho máximo de $m = 3,5 d$ si solamente hay una $m < 4,5 d$, si sobresaliesen mucho habría un pandeo local.

Sus espesores suelen ser iguales pero pueden ser distintos.

El espesor total de los cordones (hierros, angulares y platabandas) $\leq 3 d$.



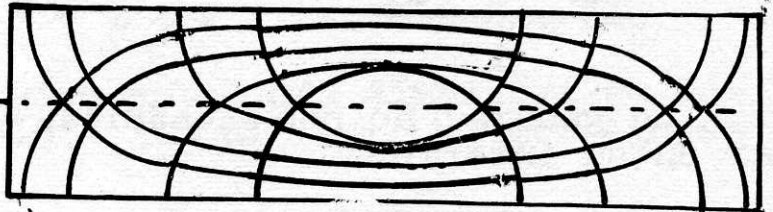
El alma debe de quedar 2 ó 3 m/m. más bajo que los angulares para evitar trabajo de lima en el montaje.

Disposición de las platabandas.-

Se pueden variar el número de éstas según el momento M. que soporte la viga manteniendo la altura constante.

Pandeo en el alma.-

Las tensiones principales son:



$$\sigma' = \frac{\sigma_n}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_n^2 + 4\tau^2}$$

σ_n = tensión normal

τ = tensión de cortadura.

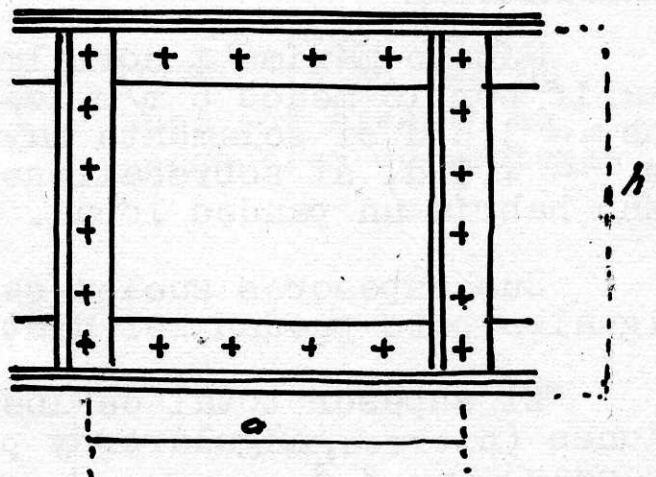


El alma no puede resistir el pandeo a que esta sometida por los esfuerzos principales de compresión.

Este pandeo determina en el alma deformaciones que son máximas en la línea neutra y mínimas en los cordones.

Para evitar esto se ponen refuerzos verticales a distancias (a).

Como se ve en el reparto de las tensiones longitudinales originados por la flexión y los esfuerzos cortantes, son estos los que originan el pandeo.



La experiencia ha demostrado que el pandeo en el alma no se produce cuando

$$\frac{\delta}{h} > \frac{1}{60}$$

Cap. XX - 7

δ = espesor del alma

h = distancia entre cordones

las vigas laminadas están dentro de este margen.

Timoshenko da la tensión crítica.-

$$\sigma'_z = \mu \left(\frac{\delta}{h} \right)^2$$

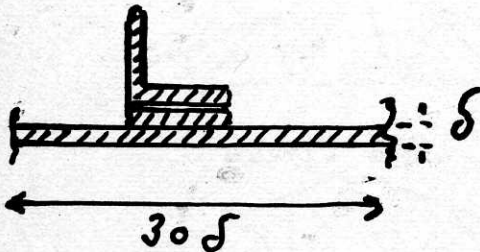
μ coeficiente que depende de $\alpha = \frac{a}{h}$

los valores de α vienen en tablas.

Los refuerzos verticales deben soportar el esfuerzo cortante C .

Para el cálculo de los refuerzos verticales se admite que los forros situados debajo de los mismos y una faja del alma $a = 30$ veces el espesor del alma colaboran con los refuerzos propiamente dichos.

Como longitud de pandeo se toma $0,8 h$.



Conocida la tensión existente σ_z y la crítica σ'_z el grado de seguridad es

$$V = \frac{\sigma'_z}{\sigma_z}$$

Este valor V debe de ser de 2 a 2,5 para cargas estáticas repartidas.

Para cargas concentradas V debe de ser 3.

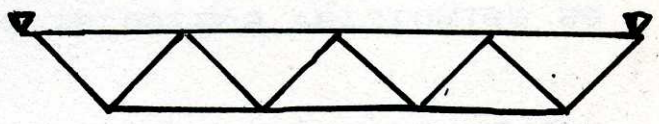
Sistemas reticulares planos.-

Las estructuras planas reticulares en construcción metálica son en general de retícula triangular y se admite para su cálculo que los nudos están articulados desprovistos de rozamiento o sea que las barras trabajan únicamente a tracción o compresión.

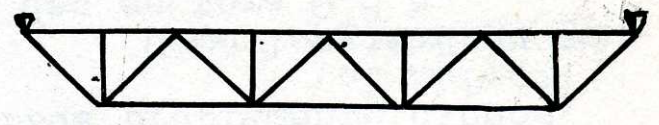
Tipos.-

Las más conocidas son las de las figuras .

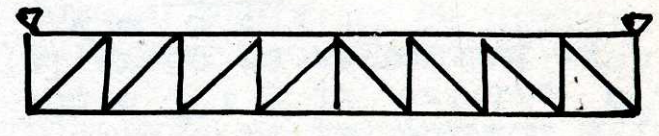
Viga Warren



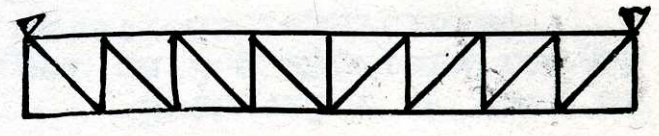
Viga Warren con montantes.



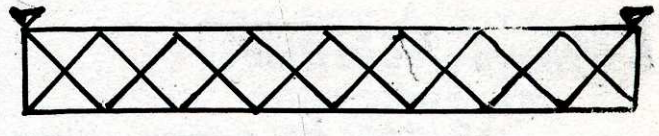
Viga Pratt



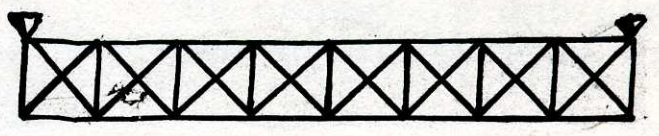
Viga Howe



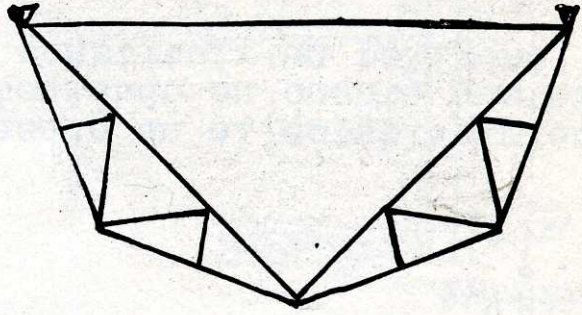
Celosía Simple



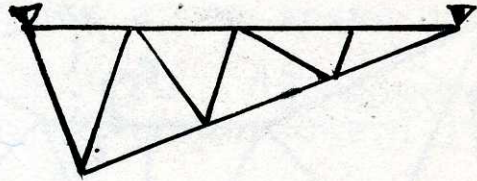
Triangulación en cruz de San Andrés.



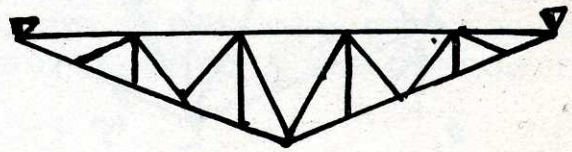
Mansarda



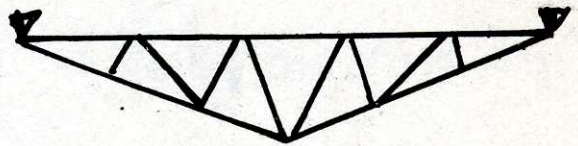
Diente de sierra



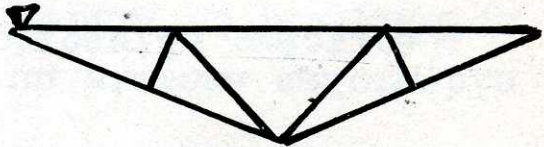
Swan con montantes



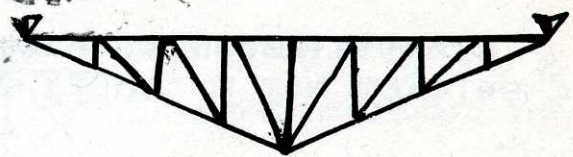
Swan



Polonceau sencilla



Armadura Belga



Armadura Inglesa



Las más comunes son las siguientes:

Armaduras de cubierta.

Hipótesis de cálculo.-

- 1º.- Nudos articulados sin rozamiento.
- 2º.- Las cargas se consideran aplicadas en los nudos.
- 3º.- Todas las barras son rectas.
- 4º.- Se consideran despreciables las deformaciones de las barras y los apoyos.

Procedimiento general de cálculo.-

Se establecen las condiciones generales de equilibrio en cada nudo con lo que tendremos 2 n ecuaciones siendo n el número de nudos.

Si llamamos r los apoyos fijos, m los móviles y b el número de barras, el número de incógnitas será $b + m + 2$.

Si $b + m + 2 = 2n$ tenemos un sistema determinado.

Si $b + m + 2 > 2n$ tenemos un sistema indeterminado.

Si $b + m + 2 < 2n$ tenemos un sistema deformable (no tiene aplicación práctica).

Cálculo de sistemas triangulados.-

Método de Ritter.-

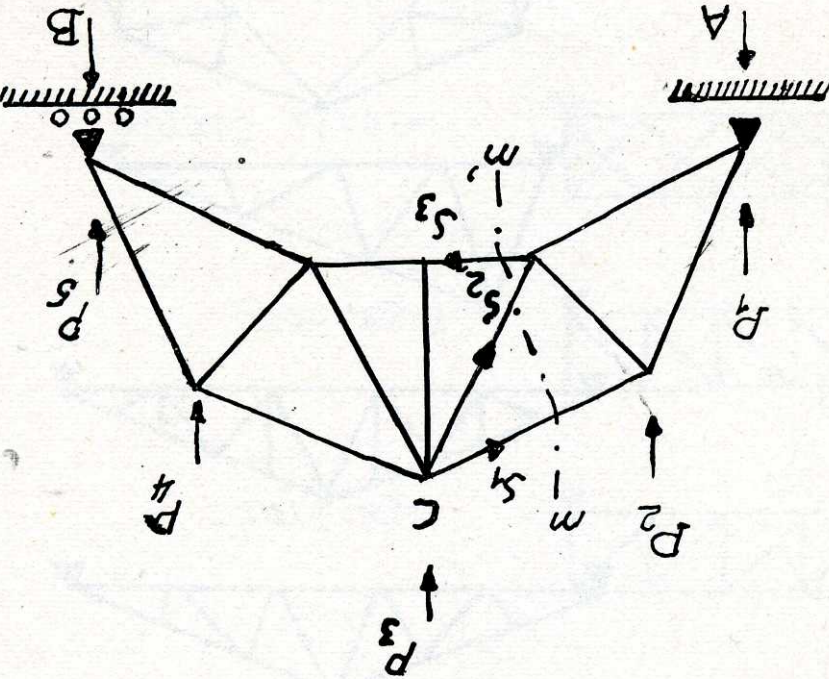
Tomando momentos respecto a C tenemos

$$M_C - S_3 h = 0$$

$$S_3 = \frac{M_C}{h}$$

$M_C =$ momento de las fuerzas anteriores A P_1 y P_2 .

Método de Cremona.-



Es un sistema gráfico pasado en el establecimiento de polígonos funiculares teniendo en cuenta que en cada nudo las fuerzas han de constituir un polígono cerrado.

Cálculo de las barras comprimidas.

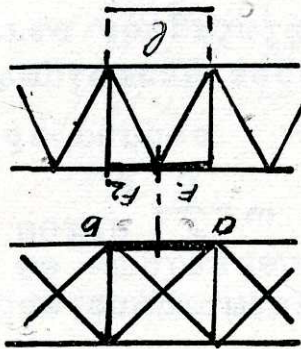
La longitud de pandeo en el plano de la armadura es la distancia teórica entre nudos.

En el plano perpendicular se toma la distancia entre los puntos del cordón que están arriostrosados perpendicularmente.

Ejemplo especial.

Caso de dos nudos a y b.

Si actúan compresiones F_1 y F_2 $F_2 < F_1$



amostriamiento contra el viento.

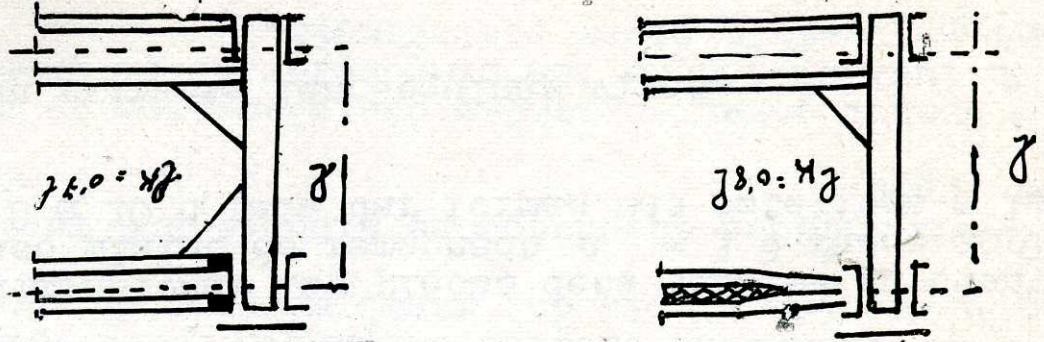
Viga principal

$$l_k = l(0,75 + 0,25 \frac{F_1}{F_2}) = \text{longitud de pandeo}$$

En montantes y diagonales, en el plano de la armadura se toma la distancia entre los centros de gravedad de los robles.

En el plano normal si las barras están rígidas en ambos extremos $l_k = l$.

En los casos de la figura



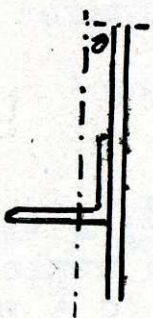
C D M

Condiciones que deben cumplirse al constituir un nudo.

1º.- Los ejes de todas las barras deben estar en el mismo plano.

Empleando secciones simples (caso de tracción con cargas poco importantes), aparece un momento de excentricidad $M = Fe$.

En barras de comprimidas, no se emplean (si se empleasen el cálculo exacto sería $\frac{S}{F} w + \frac{W}{Fe} \leq 0$ ad).



$w = \text{coef. de pandeo}$
 No suelen emplearse secciones semillias en barras comprimidas.

2º.- Los ejes de gravedad deben cortarse en un punto.

En la práctica y en casos de barras de media y pequeña sección (hierros L) se hacen coincidir con las líneas de remachado.

Para tener la seguridad de que son absorbidos los esfuerzos transversales hay que poner por lo menos 2 remaches.

Dimensiones y formas de las placas de nudo.

Se adopta el mismo grueso para todas las placas del nudo.

En general el espesor es $S = 0,8 d'$ siendo $d' =$ diámetro del remache que más se repite.

Al dimensionar las placas debe tenerse en cuenta que el paso mínimo de remachado $e = 3 d$ puede ampliarse hasta 8 a 10 d para dar formas más estéticas a las cartelas.

Deben evitarse las esquinas vivas.

Tensión en las placas.

Es muy complejo el cálculo y en general no se hace.

Se toman las dimensiones de modo que se verifique

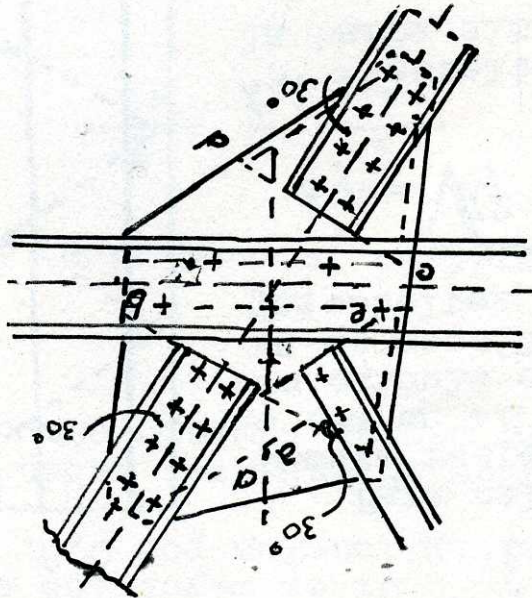
$$\frac{F}{b_0} \leq \sigma \text{ ad}$$

F = esfuerzo en la barra

σ = grueso cartela

b_0 = anchura de difusión de esfuerzo.

Zonas de difusión en la figura ab - ed y ef



2º.- Si no se puede cumplir esta condición, se puede hacer un cálculo aproximado teniendo en cuenta las tensiones normales y flectoras en regiones de la cartela bajo la hipótesis de distribución lineal de las mismas.

Paralelo de las piezas de sección compuesta.

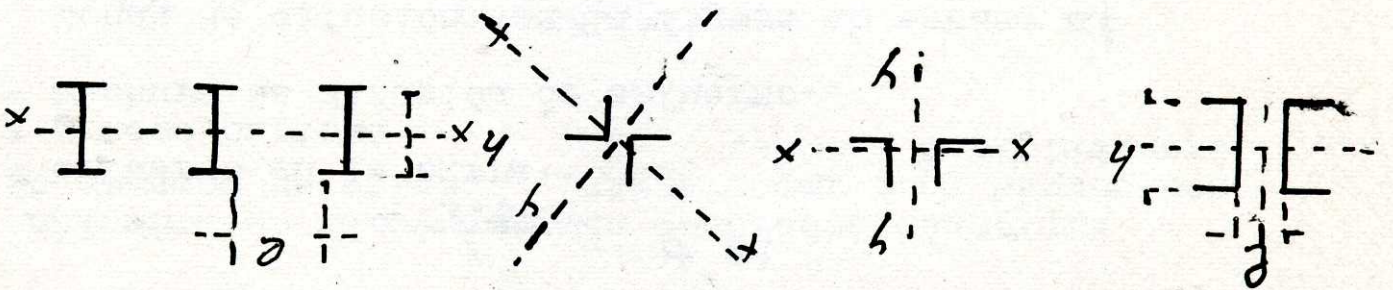
Las piezas de sección compuesta resisten menos que las de sección simple del mismo momento de inercia

Con enlaces adecuados se alcanza una resistencia casi igual.

Cuando están enlazadas con elementos de celosía si la inclinación de las diagonales no es grande se consigue casi la misma resistencia.

con presillas horizontales a cierta distancia la resistencia es menor.

Tipos de barras de sección compuesta.

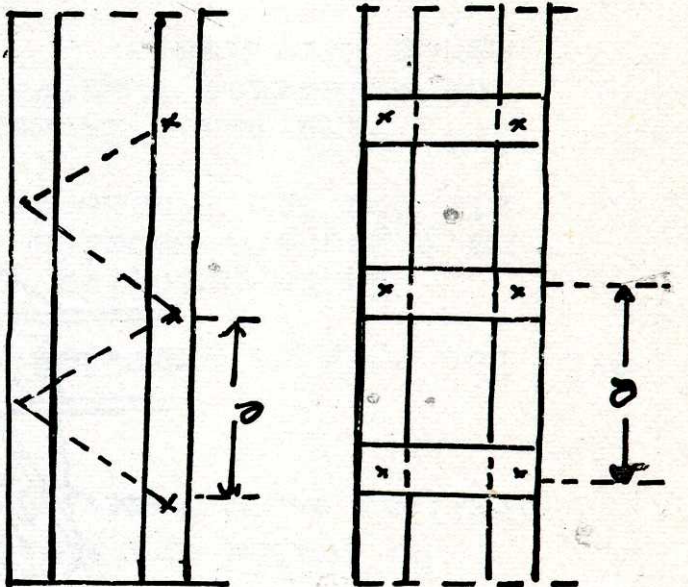


Para calcular el pandeo respecto a \$y\$ o sea en el plano \$x\$ se calcula como una pieza de sección simple cuya esbeltez sea

$$y_i = \sqrt{\frac{y^2}{2} + \frac{2}{n} y^2}$$

\$y_i\$ = esbeltez ideal de la barra simple.

\$y_y\$ = esbeltez respecto a \$y\$.



\$n\$ = número de elementos integrantes de la sección.

\$y_i\$ = esbeltez local de los elementos referida al eje mínima sección inercia de su sección.

En el plano \$y\$ se hace como si fuesen una sección simple.

Reglas a tener en cuenta.

El grado de esbeltez individual > 50.

Σ = sección bruta total de la sección compuesta.

$$\sigma_{adm} = \frac{80}{\Sigma}$$

El valor del esfuerzo transversal vale según las normas DIN

Los enlaces o barras deben poder soportar los esfuerzos transversales que se producen al producirse el pandeo.

r_y = radio de giro de la sección de cada elemento referido al momento de inercia menor.

$$\frac{I_y}{r_y^2} = \frac{I_x}{r_x^2}$$

Debe cumplirse la condición

Los elementos integrantes deben estar asegurados contra su propio pandeo tomando como longitud libre la

La distancia e entre centros de gravedad no debe ser mayor que h . Si es mayor los esfuerzos admisibles hay que multiplicarlos por 0,8.

No se pueden emplear tornillos.

Por lo menos deben unirse las presillas con dos remaches y las de los extremos un remache mas que las otras.

Cuando se ponen presillas horizontales por lo menos se deben de poner en los puntos tercios y en los extremos.

Para las diagonales de enlace.

$$D_{max} = Q_{max} \times \frac{e}{d}$$

En las presillas se desarrolla en su parte central un esfuerzo cortante τ que vale

$$\tau = Q_{max} \times \frac{I_y}{M \times e}$$

siendo $M = S \times \frac{I}{e} = m$ -
 mento estático individual respecto a y .

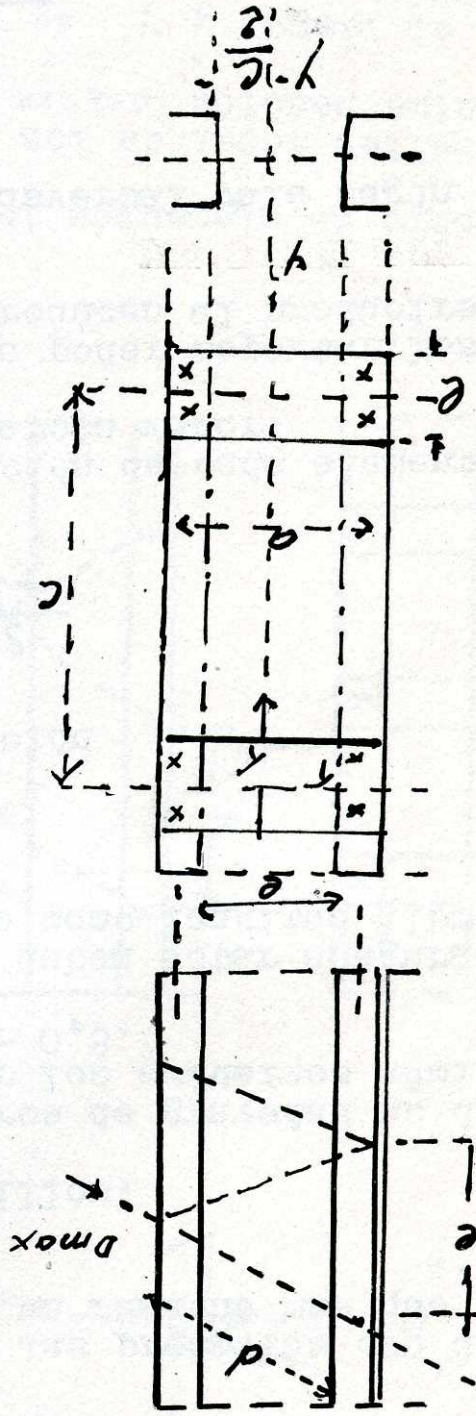
$$I_y = 2I_1 + 2S_1 \times \frac{e^2}{4} = m$$

mento de inercia de la sección total respecto al eje libre y .

Los remaches tienen que soportar un momento $\frac{M}{2}$ y el esfuerzo cortante τ o sea

$$M = \sqrt{N_1^2 + N_2^2}$$

$$M' = \frac{M}{2} = \frac{N_2}{2} = \frac{M}{2}$$



Los esfuerzos longitudinales a que están sometidas las barras los llamaremos F .

Si una barra tiene una longitud l y una sección S la variación de longitud valdrá

$$\Delta l = \pm \frac{F l}{E S}$$

el signo + corresponde a tracciones y el - a compresiones.

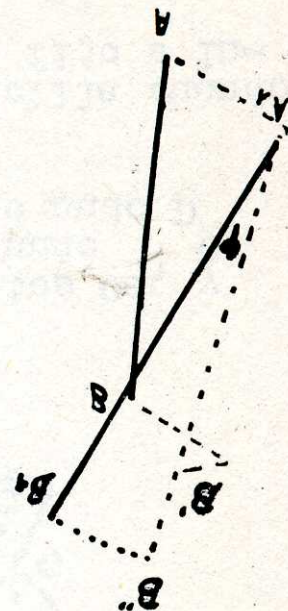
Si tenemos un incremento de temperatura t la variación de longitud por este concepto valdrá

$$\Delta l_t = \alpha t l$$

Consideremos una barra $A B$ de un sistema triangulado que pasa a la posición $A_1 B_1$.

La variación total es el resultado de tres movimientos.

- 1º.- Traslación de $A B$ a $A_1 B_1$.
- 2º.- Variación de longitud $\pm \Delta l$
- 3º.- Rotación del ángulo φ alrededor de A_1 .



Supongamos ahora dos barras $A C$ y $B C$, correspondientes a un nudo C vamos a ver como determinamos las posiciones finales conocidos los des-

plazamientos de los nudos A A', y B B'', así como las deformaciones de las barras en longitud y llamamos Δa y Δb , y son acortamientos.

El punto C como perteneciente a la barra AC hará el recorrido CC' , $C'C''$, y $C''C'''$ (giro equivalente C' y C'' perpendicular a Δa).

De modo análogo C como perteneciente a la barra B hará el recorrido CC'' , $C''C'''$ y $C'''C'''$.

El punto de encuentro de las direcciones perpendiculares nos da el punto C' y el desplazamiento real del punto C es el $C C'$.

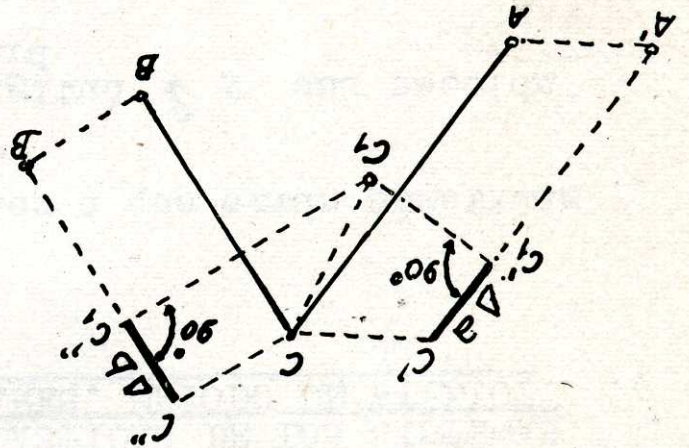
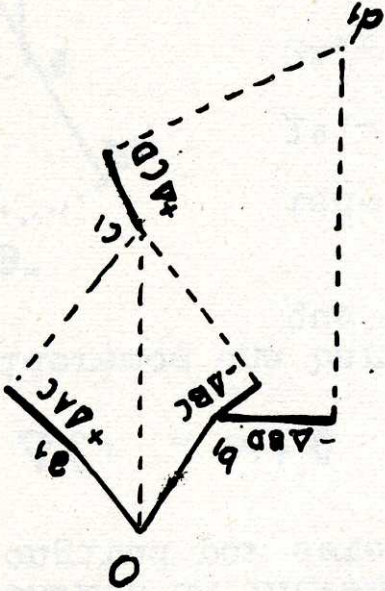
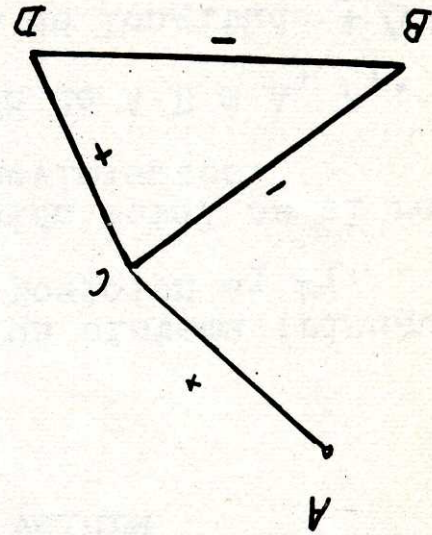


DIAGRAMA DE WILLIOT.

La aplicación reiterada de la construcción indicada constituye el diagrama de Williot que nos determina los desplazamientos de una armadura.

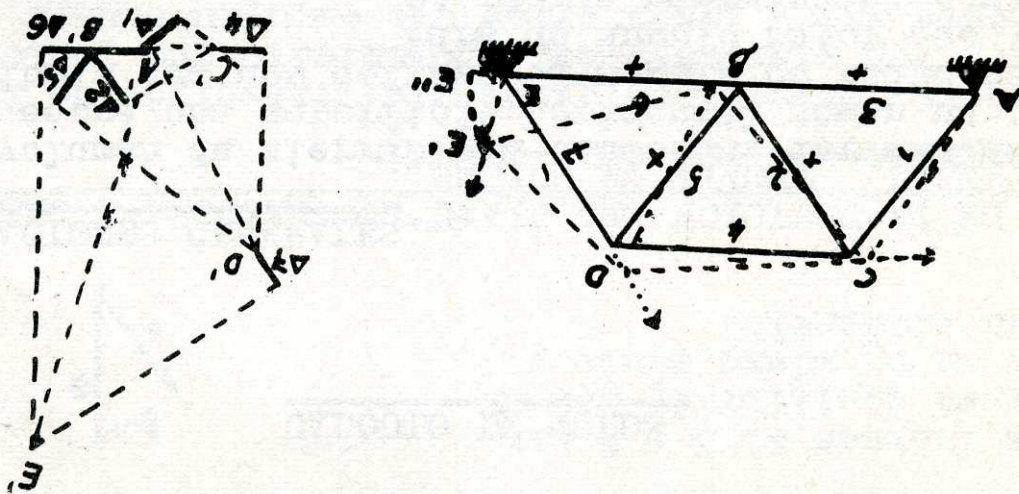


Supongamos que tenemos los desplazamientos Oa_1 y Oc_1 , de los nudos A y B así como el Oc_1 del nudo C, el desplazamiento correspondiente a un cuarto nudo D se obtendrá como señala la figura.

La construcción del diagrama es muy sencilla cuando la armadura tiene dos nudos fijos, o un nudo fijo e in-

variable la dirección de una barra.

Ejemplo de una armadura fija en A y con desplazamiento de rodillos en H



Construimos el diagrama de Williot como se ve en la figura a escala.

En la figura de puntos tenemos la estructura deformada.

Llevando el punto E' al punto E'' mediante un giro, ya que el nudo E tiene que seguir la dirección horizontal, tendremos la armadura deformada en su verdadera posición.

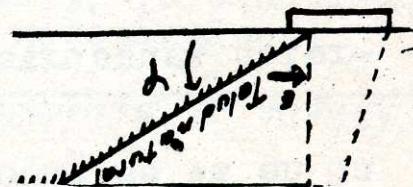
Si a causa del empuje de las tierras, el muro cediese (en uno u otro sentido), entre el talud natural y el paredo, aparecería una grieta (el terreno se rompería) cuya superficie se consideraría plana, y se designa con el nombre de plano de fractura o de deslizamiento.

Si por el contrario sobre el muro actuase una fuerza exterior que se transmitiera al relleno este opondría una resistencia al avance del muro, que se denomina empuje pasivo.

Si se coloca un muro al borde del terraplén cuyo ángulo de talud es ψ y se rellena con la misma clase de tierras del terraplén la parte comprendida entre este y el muro, el relleno ejercerá sobre la espalda del muro una presión que recibe el nombre de empuje activo.

Si tenemos que dar a las tierras una inclinación mayor que la que hay que poner un muro para evitar que se caigan, de las tierras, se tiene: $p \text{ sen } \psi = p' \text{ cos } \psi$ luego $i = p' \text{ cos } \psi = p \text{ sen } \psi$ que nos define el ángulo, de talud natural, que produce por $p \text{ cos } \psi$, al ponerse en movimiento el elemento. Si $i = \text{coef.}$ frotamiento componente y el frotamiento que

Consideremos un elemento en el talud de peso p . La componente según en el talud es $p \text{ sen } \psi$, y el equilibrio se tiene entre esta componente y el frotamiento que



se produce por $p \text{ cos } \psi$, al ponerse en movimiento el elemento. Si $i = \text{coef.}$ frotamiento componente y el frotamiento que el equilibrio se tiene entre esta componente y el frotamiento que se podría mantener el equilibrio y las tierras caerían.

Un volumen de tierras sin cohesión, derramadas libremente sobre una superficie horizontal toman un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural. Para un ángulo mayor que ψ , no se podría mantener el equilibrio y las tierras caerían.

CONSIDERACIONES GENERALES.

CALCULO DE MUROS.

La S tomare una inclinación ϕ respecto a AD . Si S_n es su componente normal, el frotamiento según AD será: $f \cdot S_n$, y tendremos: $S_n = f \cdot S \text{ntg } \phi$ luego

Supongamos que el muro ha cedido y las tierras seguirán en el movimiento al muro. La cohesión según AB y AD ha sido vencida y queda solo el frotamiento, dirigido de A a B y A a D .

Las fuerzas G , E , S , deben de estar en equilibrio, cortarse en un punto y formar un triángulo como antes hemos dicho. El triángulo no lo podemos construir porque desconocemos S y E .

3º.- La resultante R desconocida que el muro ejerce sobre el prisma.

2º.- La resultante S desconocida de las reacciones que ejerce el terreno sobre ABD en el plano AD .

1º.- El peso G de prisma y de las sobrecargas que pudiera haber en BD . La fuerza G , es conocida en posición, magnitud y dirección.

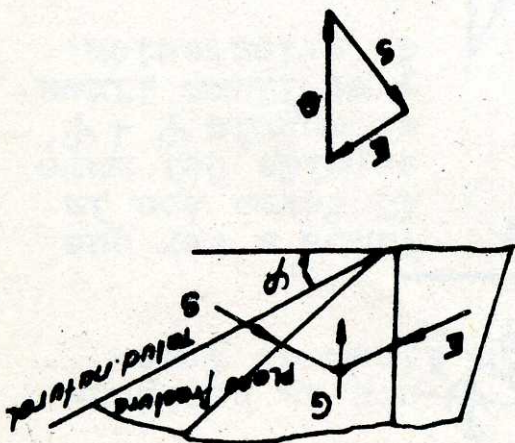
Suponemos un prisma de base ABD y altura l m. Las fuerzas que actúan sobre él son:

Hace las siguientes hipótesis: Prescinde de la cohesión entre las tierras y del frotamiento que pudiera haber lateralmente entre las tierras que empujan contra el muro y las tierras vecinas. Supone que la superficie de deslizamiento es plana (AD).

TEORÍA DE TIERRAS. TEORÍA DE CULOMB.-
CALCULO DE LA POSICION DEL PLANO DE FRACTURA Y DEL EMPU-

Sobre el plano de fractura actúan las fuerzas: $G =$ peso de las tierras situadas sobre él; el empuje E y la resistencia S que opone el plano de fractura al deslizamiento del prisma de peso G .

Las fuerzas G , E y S han de estar en equilibrio, han de cortarse en un mismo punto y formar un triángulo.



o sea

$$0 = \frac{\text{sen}(\alpha - \psi) \cos(\alpha - \psi + \psi)}{\text{sen}(\alpha - \psi)} + \frac{\text{sen}^2(\alpha - \psi + \psi)}{\text{sen}(\alpha - \psi)}$$

Derivando (1) queda $\frac{d\alpha}{dE} = G \frac{\text{sen}(\alpha - \psi) \cos(\alpha - \psi + \psi)}{\text{sen}^2(\alpha - \psi)}$

ción de α y según Culomb, para un determinado valor de α , el E alcanza un máximo que es el empuje activo de las tierras. Luego α será tal que $\frac{d\alpha}{dE} = 0$

Por tanto $E = G \frac{\text{sen}(\alpha - \psi)}{\text{sen}(\alpha - \psi + \psi)}$ (1) o sea que E es fun-

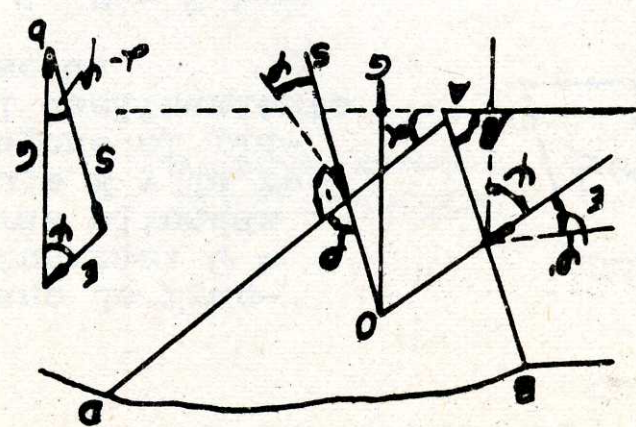
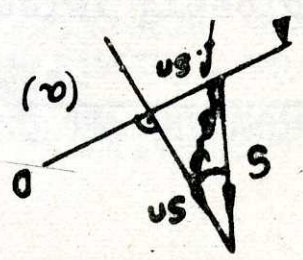
$$\frac{E}{G} = \frac{\text{sen}(\alpha - \psi)}{\text{sen}(\alpha - \psi + \psi)}$$

Halladas las direcciones de E y S podemos construir el triángulo de fuerzas. De este triángulo podemos sacar:

o sea que S forma con la normal al plano AD un ángulo ψ . De la misma forma podríamos hallar la dirección de E respecto a AB; formare ψ' con la normal, siendo $\psi' =$ ángulo de deslizamiento del terreno.

$$\text{tg } \rho = \frac{f}{l} \text{ y como } f = \text{tg } \psi \text{ queda}$$

$$\text{tg } \rho = \frac{1}{l} = \text{tg } \psi \text{ es decir: } \psi + \rho = 90^\circ$$



deducimos

$$G = \frac{1}{2} \lambda f n$$

Sustituyendo estas expresiones en (2)

$$\frac{\text{sen } \psi}{\text{sen}(\alpha - \psi)} = \frac{\text{sen } \psi}{\text{sen}(90 - \psi - \alpha + \psi)} = \frac{\text{sen } \psi}{\text{sen } \alpha} = \frac{AC}{CH} = \frac{f}{n} \text{ y } \frac{f}{n} = \frac{AC}{\text{sen } \psi} = \text{sen } \psi$$

tenemos

Si llamamos n a la longitud AD y f a la longitud CH

el signo menos aparece porque al aumentar α disminuye G .

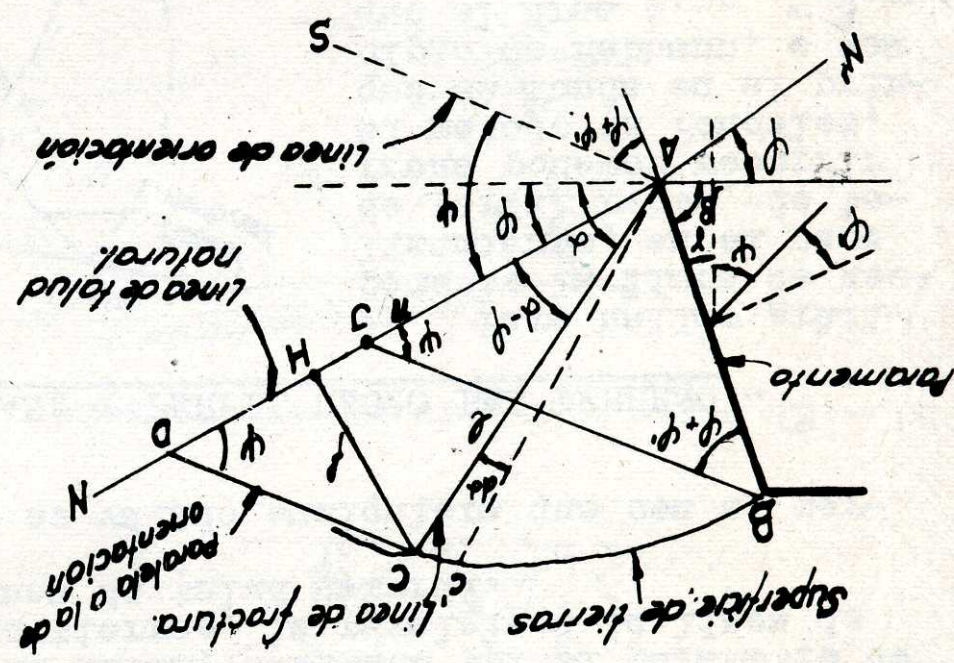
$$dG = - \frac{1}{2} \lambda^2 d\alpha$$

Si trazamos por el punto C una paralela a AS , obtenemos el punto D . Llamando l a la longitud AC y siendo λ el peso específico del terreno, la variación elemental de G al variar α una cantidad $d\alpha$ será

$$\begin{aligned} \text{BAJ} &= 180 - \text{BAN} = 180 - [\psi + \psi] \\ \text{luego el ángulo} &= 180 - \psi - \psi \\ \text{ABJ} &= 180 - \psi - \psi \\ \text{luego el ángulo} &= \psi + \psi \end{aligned}$$

En ABJ , BJ es paralela a AS , luego $BJA = \psi$

Vamos a ver que AS forma con la espada del muro el ángulo $\psi + \psi$ y se llama línea de orientación.



En la figura, AN forma un ángulo ψ con la horizontal y AS un ángulo ψ con AN ; AG es la línea de tracción.

$$G \text{ sen } \psi = - \frac{1}{2} \lambda G (\text{sen } \alpha - \psi) \text{ sen}(\alpha - \psi) \quad (2)$$

Si llamamos S_1 a la superficie ABC y S_2 a la superficie ACD, resulta que se cumple $S_1 = S_2$

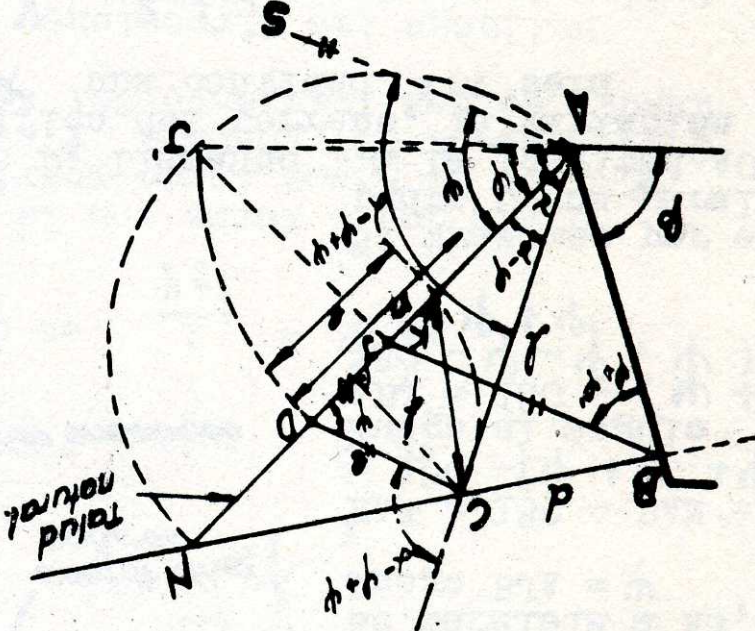
Este es el principio de REBHANN que dice: La línea de fractura o línea de deslizamiento divide en dos partes iguales la superficie ABCD, limitada por el perímetro de la superficie de las tierras, la paralela a la línea de orientación y la línea de talud natural.

Este principio es válido cualquiera que sea el perfil de las tierras.

MURO CON ESPALDA PLANA Y PERFIL RECTO DEL TERRENO.

Para hallar gráficamente la línea de deslizamiento, en el caso de perfil recto - de terreno podemos recurrir al método de PONCELET, que se funda en el principio de REBHANN, o sea que el área $S_{ABC} = S_{ACD}$.

Con AN como diámetro se construye una semicircunferencia. Se traza Bf paralela a AS. Por f trazamos una perpendicular que corta en J a la semicircunferencia. Con centro A, abatimos J' sobre AN, nos da D. Por D la paralela a AS nos da C y AC es la línea de deslizamiento.

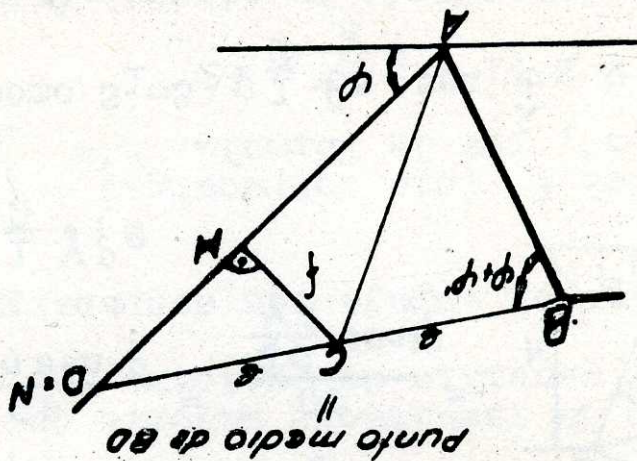


El empuje R viene medido por el área del triángulo que se forma entre CD y el punto de AN de abatir DC sobre DA. Es decir el empuje es igual al área CDK. La demostración puede verse en el libro de Construcciones Metálicas de F. Rodríguez Avial.

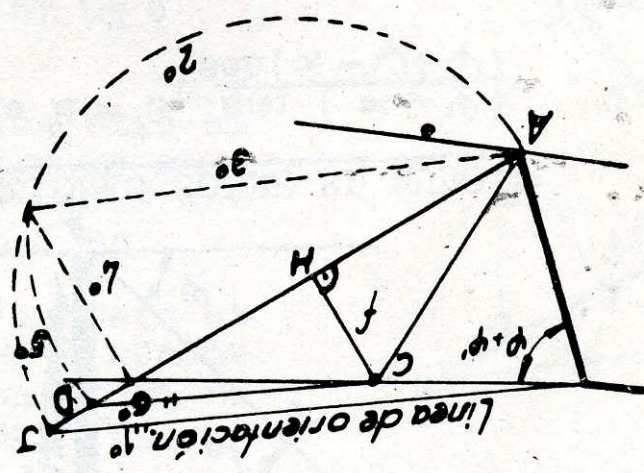
CASOS PARTICULARES.

La línea AD corta a la línea de tierra fuera de los límites del dibujo.

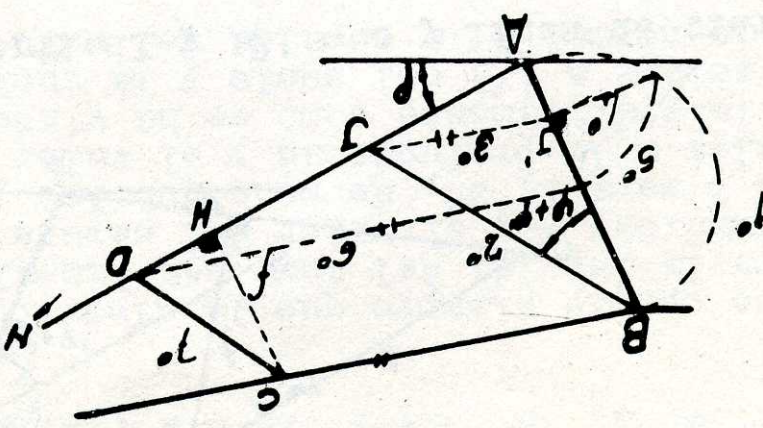
a).- La línea de tierra es la de talud natural $\delta = \psi$ y la paralela BS es e



c).- $\psi + \psi' = \beta + \delta$ La línea de tierra es la línea de orientación.

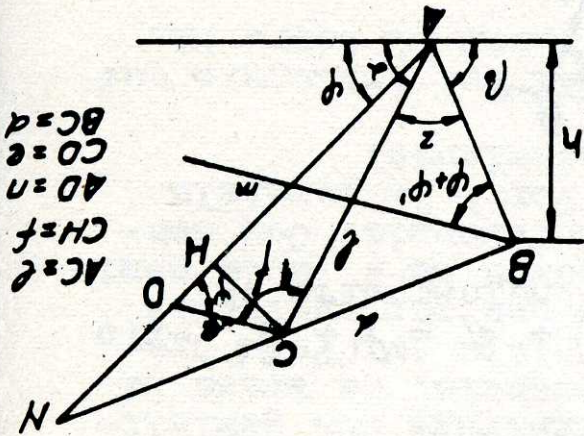


b).- El punto J cae fuera del terreno



Entonces $E = \frac{1}{2} \gamma \cdot e \cdot \sin \psi = \frac{1}{2} \gamma \cdot e \cdot \sin \psi \cdot e = K_2 \cdot e^2$
 Luego $e = K_1 \cdot h$
 $= \frac{1}{2} \gamma \frac{e \sin \psi}{h}$

como $S_1 = S_2$; $\frac{1}{2} \gamma e \sin \psi = \frac{1}{2} \gamma \cdot BA \cdot \sin \psi =$



AC = e
 CH = f
 AD = u
 CO = e
 BC = d

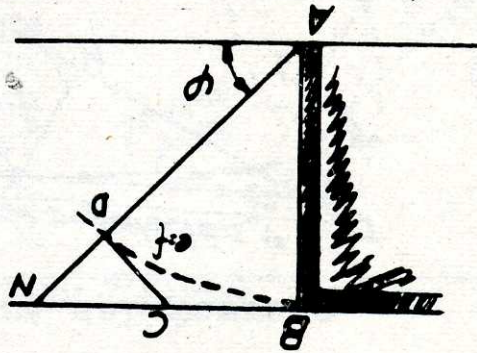
$$E = G = \frac{e \sin \psi}{\frac{f}{\sin(\alpha - \psi)}} = \frac{e \sin \psi \sin(\alpha - \psi)}{f}$$

$$= \frac{e \sin \psi \sin(\alpha - \psi)}{f} = \frac{e \sin \psi \sin(\alpha - \psi)}{f}$$

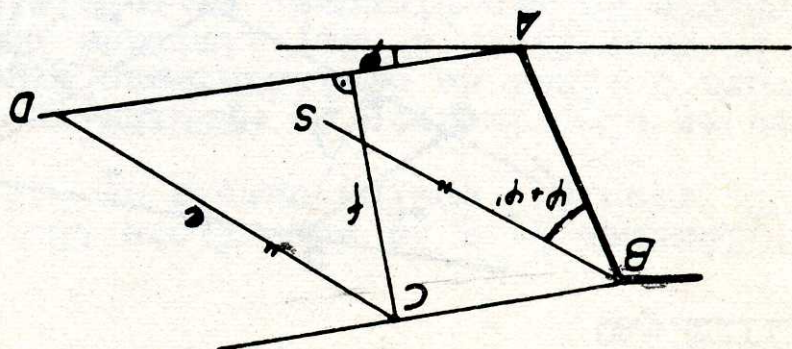
$$= \frac{e \sin \psi \sin(\alpha - \psi)}{f}$$

Hemos visto que $E = G = \frac{e \sin \psi \sin(\alpha - \psi)}{f}$

DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE EL MURO.



e) Parametro vertical y $\psi' = 0$ y línea de tierras horizontal



$$E = K_2 e^2 = K_3 h^2 \leftarrow K_3 = F(\alpha, \beta, \gamma, \psi \dots)$$

Esto se cumple siempre que la distribución de presiones sobre la espalda del muro sea lineal, ya que para una profundidad z , el valor del empuje en toda la zona de 0 a z será $K_1 z^2$, de modo que las presiones son proporcionales a la profundidad y el valor total del empuje se halla gráficamente como se ha visto. Su punto de aplicación estará a $1/3$ del suelo y la inclinación de E respecto a la normal a la espalda del muro será el ángulo ψ .

CASO DE MURO CON ESPALDA QUEBRADA.

Se hace el problema para la parte AB y se halla el empuje y su distribución como siempre.

Se prolonga CB hasta que corte a la línea de tierras en A', se hace lo mismo otra vez para la pared A'C.

En la figura vemos las dos distribuciones, los empujes que estarán aplicados en los centros de gravedad del triángulo y trapecio.

Este método da resultados mayores que los reales, pero es práctico y sencillo de aplicar.

Para calcular el empuje con sobrecarga se hace lo siguiente:

- 1º.- Se calcula el E' (sin sobrecarga) por la fórmula $h' = \frac{P}{\gamma \frac{\text{sen}(\beta + \delta)}{\text{sen} \beta}}$
- 2º.- Se calcula h' , por la fórmula $h' = E'(1 + 2 \frac{h}{h'})$
- 3º.- Se halla $E = E'(1 + 2 \frac{h}{h'})$

4º.- Según se ha demostrado la distribución será la de un trapecio construido tomando un muro ficticio de altura $h + h'$ y el punto de aplicación de E será el c.d.g. del trapecio resultante.

CASO DE PERFIL DE TERRENO IRREGULAR.

En general se asimila el terreno a una línea recta

Una vez determinadas las presiones en las distintas secciones del muro hay que comprobar:

- 1º.- Que R caiga en el tercio central: no haya tracción.
- 2º.- Estabilidad al vuelco.
- 3º.- Tensiones en el terreno.

$$\sigma = R_v + \frac{M \times S}{I} \quad M = R_v \cdot e$$

e = excentricidad

de R_v .

- 4º.- Seguridad al deslizamiento.

$$2 = \frac{R_v}{R_h} > 1.5 \quad f = \text{coef.}$$

rozamiento entre muro y terreno.

$$5^\circ.- \frac{R_v}{R_h} = \phi < \text{coef. frot.}$$

momento del material del muro.

- 6º.- Tensiones en el muro.

Comprobar tensiones en varias secciones, igual que se ha hecho en el fondo, considerando solamente la parte que queda por encima de la sección a comprobar.

También hay que comprobar la forma de trabajar al esfuerzo cortante. Si es muro de ladrillo o sillera, al esfuerzo cortante que soporta el mortero se desprecia y la componente H la tendrá que soportar por rozamiento, luego $2 = \frac{W}{V \cdot f \cdot h} > 1.5$

Para calcular la estabilidad, primero se calculan los momentos de vuelco y los estabilizadores respecto a O , luego la resultante de los momentos y la de las fuerzas verticales se halla la distancia a O , y por tanto la excentricidad

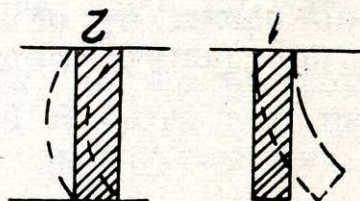
$$M_v = E_h \cdot z$$

El muro estará además sometido a su peso propio y al de la estructura que carga sobre él.

La solución del problema es compleja y puede resolverse aproximadamente suponiendo un empuje total E, hallado como hasta ahora, y calculando el muro como una viga con carga triangular de área E y apoyada en sus extremos. El momento máximo será mayor que el real y aumentará el coeficiente de seguridad.

Si el suelo es del tipo semilíquido, la distribución será triangular, pero si el muro soporta un terreno de arena será distinta.

Como consecuencia el empuje no es de tipo hidrostático, sino que dependerá de las condiciones elásticas del terreno soportado por el muro.



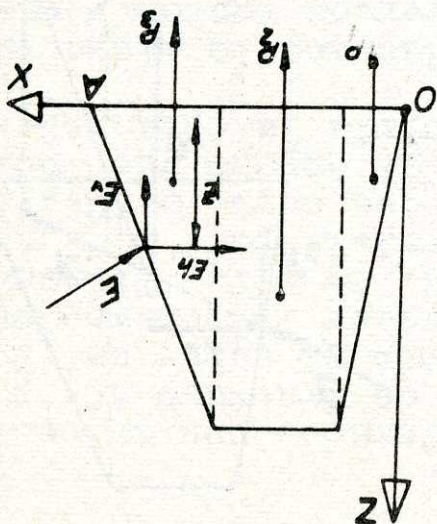
Antonces ya no podemos aplicar Culomb que pasa su hipótesis en la deformación del muro (1) y la que aquí tiene es (2).

En estos muros, muchas veces, el extremo superior está unido al forjado de la planta baja y no puede deformarse. Prácticamente entonces, queda el muro trabajando como una viga apoyada en A y B.

MUROS DE SOTANO.

Una vez calculados los empujes y sus puntos de aplicación se va calculando todo lo anteriormente dicho para cada parte, interviniendo, naturalmente, todas las fuerzas que están por encima para cada sección.

MUROS DE PERFIL POLIGONAL.



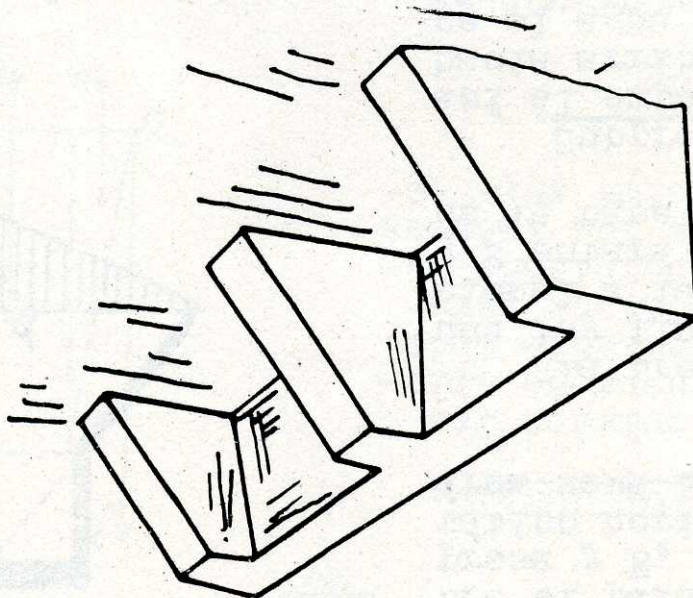
Grado de estabilidad $K = \frac{M_e}{M_v}$

$$M_e = P_1 \cdot x_1 + P_2 \cdot x_2 + P_3 \cdot x_3 + E_v \cdot x_v$$

$$x_g = \frac{M_e \cdot \bar{x} + E \cdot x_v}{M_e - M_v}$$

$$e = \frac{x_g}{OA} - \frac{e_g}{2}$$

Los contrafuertes se calculan como los muros de empuje y las pantallas a flexión sometidas a una carga triángular debido al empuje.



MUROS DE CONTRAFUERTE.-

CARACTERISTICAS DEL HORMIGON. -

Se puede definir el hormigón como un compuesto heterogéneo, formado por un conjunto de elementos agrupables en seis partes: pedra, arena, cemento, agua, impurezas, y huecos. De estos elementos se consideran activos el agua y el cemento; inertes, la piedra y la arena; perjudiciales los huecos y las impurezas.

La piedra deberá poseer una resistencia a la compresión igual o superior a la del hormigón, deberá ser limpia. La arena se clasifica en fina (0 a 1 m/m.) y gruesa (1 a 5 m/m.). Con la gruesa se obtiene buen hormigón, y malo con la fina. Puede admitirse en la arena hasta el 10% de arcilla en polvo.

El cemento será portland artificial de fraguado lento. En casos especiales se emplean cementos de alumina, super-cementos, etc.

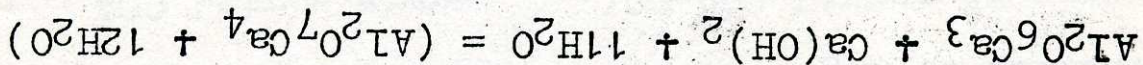
El agua basta con que no lleve impurezas. Las potables sirven perfectamente. Hay que desecharla que contengan sulfatos con más de 0,3 gr. de SO_3 , por litro. Las impurezas son debidas a los componentes del hormigón. Suelen ser arcilla, materias orgánicas, sales, etc. en la arena es donde suele haber más.

Los huecos se producen al formarse el hormigón, dependen de la dosificación y manipulación. Son perjudiciales puesto que aumentan la porosidad.

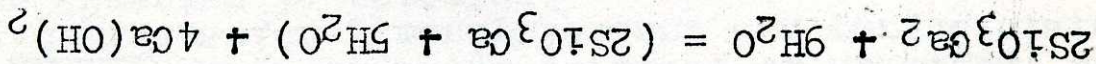
La composición del hormigón por m³ oscila alrededor de las siguientes cantidades:

800 Litros piedra 200-400 Kgs. de cemento

400 Litros arena 100-200 Litros de agua



Es probable que después la cal actúe sobre el aluminato tricálcico, dando lugar a un aluminato básico hidratado.



Según la teoría de Le Chatelier se supone que el silicato tricálcico en presencia del agua experimenta una hidratación con formación de silicato monocálcico dejando cal en libertad.

Fraguado.

El hormigón absorbe las tensiones de compresión y el acero las de tracción.

Se entiende por hormigón armado la unión íntima del hormigón y el acero en forma tal que las buenas características del uno compensen las malas cualidades del otro.

Hormigón armado.

Entendemos por hormigón en masa el anteriormente descrito, está indicado en piezas de gravedad, cimentaciones, etc. El ciclopeo está constituido con la adición al hormigón de piedras grandes.

Hormigón en masa y ciclopeo.

- a) -- Su resistencia a la acción del fuego.
- b) -- Su gran resistencia a los agentes atmosféricos.
- c) -- Su enorme resistencia a la acción del tiempo.
- d) -- Gran facilidad de moldeo.
- e) -- Impermeabilidad bastante acusada.
- f) -- No exige gastos de conservación.
- g) -- No necesita para su ejecución mano de obra esmerada.

haremos resaltar:

Mientras las propiedades características del hormigón el peso específico del hormigón de buena calidad oscila alrededor de 2.200 Kgs./m³.

La primera reacción da lugar al fraguado, constituyendo la segunda el proceso de endurecimiento.

Cemento Portland artificial.

Se obtiene cocinando hasta llegar a un principio de fusión, tierras calizas y arcillosas íntimamente mezcladas por trituración resultando unos granos de escoria se llama Klinker.

Al Klinker se le puede adicionar hasta el 3% de yeso para retrasar el fraguado.

La composición aproximada es la siguiente:

CaO	60-68 %
SiO ₂	20-26 %
Al ₂ O ₃	5-12 %
Fe ₂ O ₃	2-5 %
MgO	5 %
SO ₃	2½ %

} en determinadas ocasiones.

La finura de molido tiene gran importancia, se exige que sobre el tamiz de 900 mallas/cm². no deje residuo superior al 1% y sobre el tamiz de 4.900 mallas, el 16%.

La relación $\frac{CaO}{SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3}$ se llama

módulo hidráulico y debe estar comprendido entre 1,8 y 2,3.

La resistencia a la tracción del mortero normal compuesto de una parte de cemento y tres de arena en probetas de forma de ocho de 5 cm². de sección es

a los 7 días 19 Kg/cm².

a los 8 días " 23,5 "

La resistencia a la compresión en cubos de 50 cm². de sección es:

a los 7 días 190 Kg/cm².

a los 28 días " 280 "

Supercemento.

Se diferencia del normal en la finura del molido y que tiene un poco más de cal.

Su resistencia es:

Trazción: A los 7 días 30 Kg/cm²; a los 28 días 38 Kg/cm².
Compresión: A los 7 días 350 " ; a los 28 días 450 "

Cemento puzolánico.

Se obtiene añadiendo puzolana natural al Klinker en una proporción del 40%.

Se emplea en obras marítimas.

Cemento de escorias.

Es una mezcla de Klinker y de escorias básicas del alto horno molidas y mezcladas en proporciones convenientes.

Su fraguado es más lento y su resistencia algo menor, pero es menos atacable por los ácidos. Se emplean mucho en las obras marítimas.

Áridos.

Las arenas se dividen en dos grupos, silíceas y calizas. Estas últimas no deben de ser empleadas en el hormi-

Arena.

Es muy importante la calidad de la arena, casi tanto como la del cemento.

Las arenas deben de ser limpias, en general son más limpias las de río que las de mina.

El sistema más sencillo de comprobar la calidad de una arena es apretarla fuertemente con los dedos; al abrir la mano no debe de quedar arcilla ni barro adheridos a la piel.

En la mayor parte de los países las condiciones de la arena normal se fijan por la constancia de su composición granulométrica obtenida por tamizado a través de cribas de 1 a 1,50 m/m. de diámetro, adoptando la retenida por estos tamices.

Gravilla y grava.

Lo más frecuente es el empleo de elementos obtenidos por machaqueo de rocas adecuadas.

Las rocas más apropiadas son, el granito, la Diabasa, el Balsaite, el Porfido, la Arenisca, la Guarcita y la Grauwaca.

La clasificación puede ser:

- Gravilla de 7 a 30 m/m. {
- Pitoncillo de 7 a 15 m/m. {
- Garbancillo " 15 a 30 " {
- Grava mayor de 30 m/m. {
- Almendrilla de 30 a 60 m/m. {
- Morro mayor de 60 m/m. {

Dosificación.

Para mezclar los distintos componentes que constituyen el hormigón, es necesario efectuarlo en proporciones adecuadas.

Las dosificaciones empleadas en obras de hormigón son de la forma:

$$1 : n : 2n$$

Actualmente en España se dosifica el hormigón midiendo el cemento en peso, la arena y la piedra en volumen y referir el peso del cemento al metro cúbico del hormigón.

Por ejemplo un hormigón compuesto de

- 300 Kgs. de cemento
- 400 litros de arena
- 800 litros de gravilla
- 140 litros de agua

que puesto en obra ocupa un metro cúbico, se dice que es un hormigón de 300 Kgs. de cemento por metro cúbico.

La importancia de estas proporciones sobre la resistencia es muy grande y asimismo la relación

$$r = \frac{\text{cantidad agua en peso}}{\text{cantidad cemento en peso}}$$

es de una importancia enorme para la resistencia del hormigón.

Fórmula de Feret.

La fórmula de Feret es $R = K \alpha^2$ en la que

R = resistencia del hormigón

K = coeficiente que depende de la naturaleza del aglomerante y conservación de las probetas, varía entre 1.500 y 2.000

α = Volumen absoluto del cemento

Volumen huecos que quedan entre materiales inertes

Importancia de la relación agua cemento.

En el proceso químico del fraguado es necesario por lo menos el 25 ó 30% de agua en peso con relación al cemento. De esta cantidad únicamente interviene en el proceso del 13 al 16% y el resto permanece libre en los poros.

Los mejores valores se obtienen para la relación

$$r = \frac{\text{agua}}{\text{cemento}} = 0,25 \text{ a } 0,30$$

Cualquier variación en más o en menos disminuye la resistencia.

Este valor óptimo es difícil obtenerlo en la práctica, y para aproximarse al mismo se recurre al hormigón vibrado con lo cual se llega a la relación $r = 0,40$.

Instrucción Española.

Recomienda que la dosificación del cemento en el hormigón no pase de 450 Kgs. ni descienda de 200 Kgs. en obras de hormigón armado y de 150 Kgs. en obras de hormigón en masa.

A continuación se indican las relaciones agua cemento y resistencia de varias dosificaciones

Tipo	Cemento kg.	Agua Litros	Resistencia a los 28 días Kg/cm ² .
A	400	210	160
B	350	200	130
C	250	170	110
D	200	150	85
E	150	125	65

RESISTENCIA DEL HORMIGON.

Hemos visto que la resistencia de un hormigón depende de la cantidad de agua y de la composición granulométrica del árido.

La resistencia se puede calcular por varias fórmulas conocidas su composición y la relación agua/cemento.

En la práctica se practican ensayos de rotura. El que tiene más importancia es el ensayo de rotura a la compresión.

La forma de las probetas difiere en cada país. En España se hace con probetas cilíndricas de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura o con cubos de 15 cm. de lado.

Los ensayos normales para hacer los ensayos de rotura se hacen a los 7 días o a los 28 días.

Coefficientes de seguridad y tensiones admisibles.

La Instrucción Española fija como norma general el valor dos respecto al límite de elasticidad aparente en el acero y tres para la rotura en el hormigón.

Se toma en el hormigón como tensión de rotura la obtenida a los 28 días a compresión simple en probeta cilíndrica. Si se hace en probeta cúbica se reduce su resistencia en un 20%.

En el caso de tensiones alternativas, la tensión de rotura se rebajará en un 50%.

Las resistencias a tracción y esfuerzo cortante están relacionadas con la de compresión por la fórmula

$$R = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{R_c}{R_{c-cil}}}$$

Como datos normales de la Instrucción Española tenemos las siguientes tensiones admisibles.

Al comenzar el fraguado existen en el hormigón huecos llenos de agua y otros llenos de aire, cuando avanza el fraguado disminuyen estos huecos y el hormigón experimenta una retracción que es tanto mayor cuanto menor es la cantidad de agua que quede libre después del fraguado.

Retracción durante el fraguado.

También descomponen el hormigón algunos ácidos, y también las melazas. Asimismo el hormigón es atacado por lejías fuertes y alcalías.

El agua destilada (aguas de lluvia o de deshielos) atacan el hormigón.

Es muy importante no emplear aguas selenitosas en el amasado y no cimentar muros en terrenos selenitosos.

El yeso ataca al hormigón pues forma un sulfato aluminato que se agrega la masa.

El empleo de cloruro de cal es bueno hasta un 4% porque aumenta sensiblemente la retracción.

Pasados 7 días las heladas no influyen sobre el hormigón.

Cuando la temperatura pase de 40° hay que suspender el hormigonado cuando se emplea cemento aluminoso. Asimismo debe evitarse hornigonar a temperaturas inferiores a 0°. Cuando sea imprescindible se puede calentar el agua de amasar a 30°C y cubrir el hormigón con paja o sacos.

La elevación o disminución de la temperatura provoca dilataciones o contracciones, cuyo efecto hay que tener en cuenta en los calcúlos, estas acciones tienen gran importancia sobre todo durante el fraguado.

Hay que tener mucho cuidado con el agua del mar que ejerce una acción altamente nociva sobre el hormigón.

Alteraciones del hormigón.

Hormigón de 250 Kgs.	"	"	"
"	"	200	"
"	"	150	"
n = 10	n = 12	n = 15	

El riego del hormigón fresco disminuye la retracción y por lo tanto es muy conveniente si el ambiente es seco. Si el hormigón está demasiado seco no se adelanta nada regándolo.

Se obtienen resultados muy satisfactorios sometiendo al hormigón a una vibración muy energética.

Armaduras.

Exigencias españolas del acero:

Tensión mínima de rotura	36 Kg/cm ² .
Límite elástico mínimo	24 "
Alargamiento mínimo	23 "

En España se fabrica acero corrugado de las siguientes características:

Tensión mínima de rotura	52 Kg/m ² .
Límite elástico	35 "
Tensión admisible de cálculo	18 a 20 Kg/mm ² .

Adherencia.

Si metemos una barra en un bloque de hormigón para separarla del mismo es necesario un esfuerzo

largo para un esfuerzo de contacto entre barra y hormigón, cuando se la superficie de contacto es la adherencia y no solo a la presión del hormigón sobre la barra.

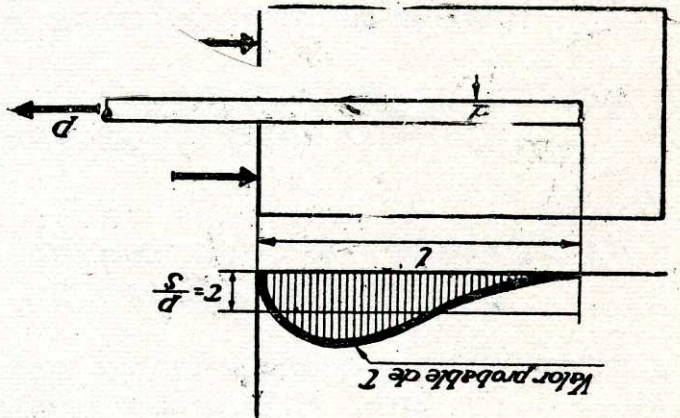
$$\sigma = \frac{P}{S}$$

Esta tensión es debida no solo a la adherencia sino también a la presión del hormigón sobre la barra.

La fórmula se puede poner $\sigma = \frac{nP}{S}$ siendo

n = perimetro de la barra
l = longitud.

La resistencia al deslizamiento se reparte desigualmente como indica la figura y será menor cuando la longitud aumente en proporción a lo que debería ser si esta fuera uniforme.



La Instrucción Española da como admisible:

$$2 \geq 2 + \frac{1}{2} \frac{R_t}{R_h}$$

R_t = tensión de rotura del hormigón a tracción.

Iguando la resistencia a la adherencia a la de tracción, tenemos: $P = F_a \sigma_a$

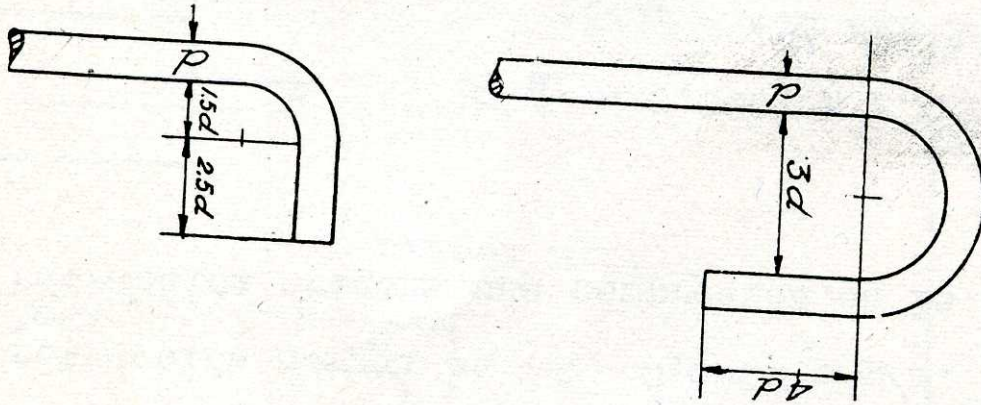
$$F_a \sigma_a = u l 2$$

$$l = \frac{F_a \sigma_a}{u 2}$$

tomando para $\sigma_a = 1.200 \text{ Kg/cm}^2$, y $2 = 5 \text{ Kg/cm}^2$.

$$l = 60 d$$

En general para asegurar la adherencia se colocan gan- chos en los extremos.



Instrucción Española de Ganchos

Trabajo de los dos materiales en una pieza de hormigón ar-
mado.

Si tenemos en el hormigón una fuer-
za P_h

$$\epsilon_h = \frac{l}{h} = \frac{\sigma_h}{E_h}$$

$$\sigma_h = \frac{P_h}{S_h}$$

en el hierro

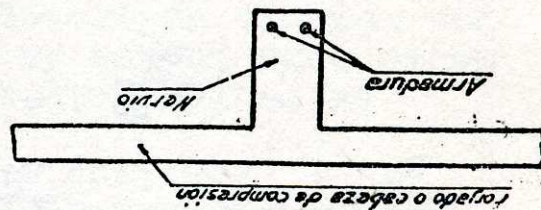
$$\epsilon_a = \frac{l}{\Delta a} = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$$\sigma_a = \frac{P_a}{S_a}$$

como $\Delta h = \Delta a$ tendremos

$$\frac{\sigma_h}{E_h} = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$$\sigma_a = \frac{E_a}{E_h} \sigma_h = C \text{ dm } \sigma_h$$



Forjado corriente
 $b = 12 d + a$

Formas típicas de armaduras.

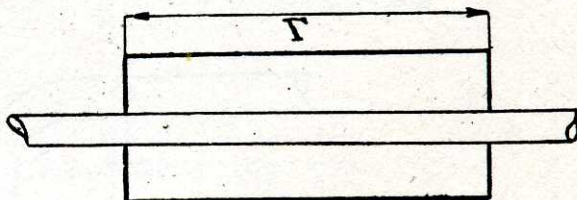
Si trabaja a compresión $l = 20 d$.

$l = (60 - 2 \times 10) d = 40 d$

si hay ganchos

de $l = 60 d$.
 Ya hemos visto que basta con hacer solapes que sean

Empalmes.



$\sigma_a = 0,0002 \times 2.100.000 = 420 \text{ Kg.}$

que vale
 La retracción origina una compresión en la armadura

La retracción normal es $\approx 0,0002 \text{ m/p/m.}$

Se tiene en cuenta en los cálculos como un descenso de temperatura de 15°C.

Retracción de fraguado.

Este efecto térmico es muy importante y hay que disponer de juntas de dilatación.

$0,00001$

Se toma para el hormigón armado

En el hormigón	$0,0000137$	por m y $^\circ\text{C}$
En el acero	$0,00001235$	" "

Dilatación térmica.

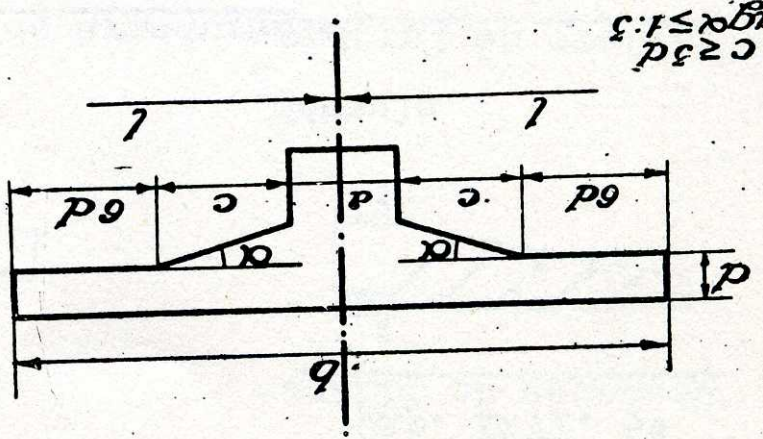
Forjado con cartabones

para b se toma:

$$b = 12d + 2c + a$$

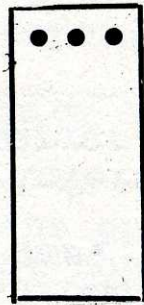
$$c \leq 3d$$

$$\tan \alpha \leq 1 : 3$$

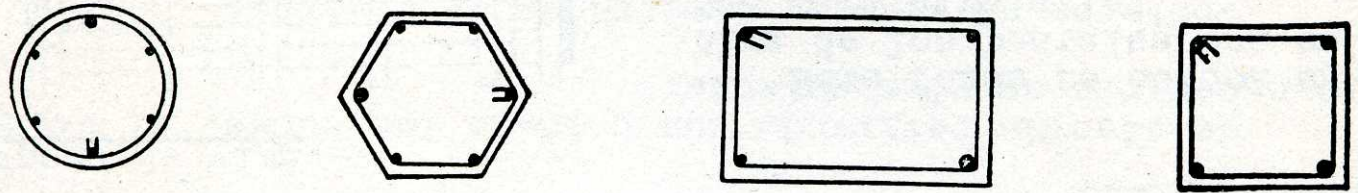


$c \leq 3d$
 $\tan \alpha \leq 1 : 3$

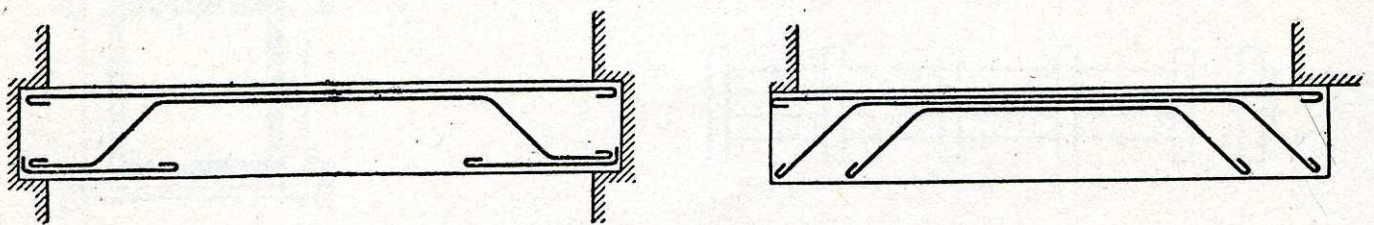
$$b = 4,5d + c + a$$



Formas típicas de pilares.-



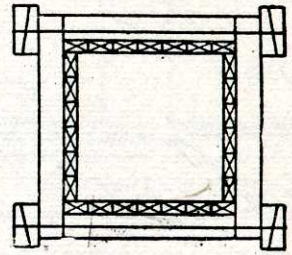
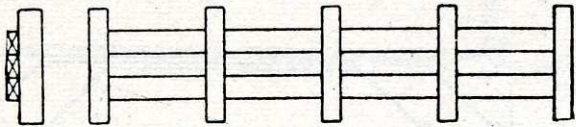
Disposición de las armaduras.-



Viga apoyada

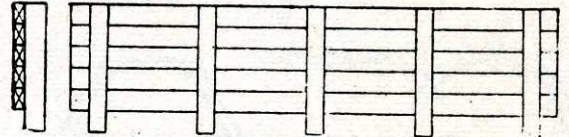
C D M

Viga empotrada 182



Costeros de viga.-

Este fondo se coloca en cima de los puntales con cuñas para nivelarlo.



Fondo de viga.-

Normalmente se hacen de madera de pino y su costo normal es entre el 20% y 40% del costo del hormigón. En casos especiales como arcos, etc. puede alcanzar el 100%.

Encorados.-

La distancia mínima entre barras no será inferior a 2 cms. y será como mínimo el diámetro de las barras.

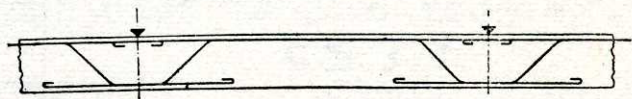
- 1 cm.
- 1,5 cms.
- 1,5 cms.
- 2 cms.

Para vigas y nervios, en general
 A la intemperie
 Columnas
 A la intemperie

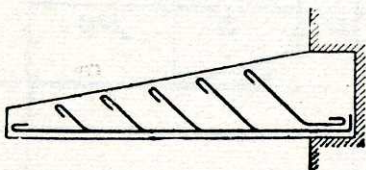
Recubrimiento (distancia de la superficie del hierro al exterior).

Recubrimiento y separación de armaduras.-

Viga continua



Ménsula



Para luces importantes se duplican los plazos.

Costeros de vigas y encofrados de pilares: 3 días.
 Encofrados de las losas: 8 días.
 Apoyos de vigas y losas: 21 días.

Se efectúa retirando con cuidado las cuñas. El tiempo necesario es el siguiente:

Desencofrado.

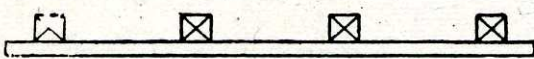
Tienen la ventaja de dejar muy bien la superficie y poder utilizarlos de 30 a 40 veces.

Pueden ser de chapa embutida, contruidos a base de chapa y perfiles.

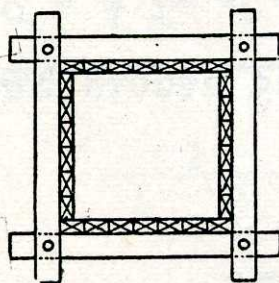
Moldes metálicos.

Son los elementos necesarios para soportar el encofrado cuya importancia es superior al propio encofrado.

Andamiajes y cimbras.



Tablero de forjado.



Costeros de pilar.

R_h = módulo de elasticidad para tracción que se puede tomar igual al de compresión cuando las deformaciones del hormigón sean menores que 0,05 m/m. por metro, cosa que ocurre con el zunchado.

La fuerza que actúe sobre una pieza de hormigón zunchado se descompone en:

$$P = P_h + P_a + P_z$$

P_h = resistencia del hormigón

P_a = " del hierro vertical

P_z = " del zunchado.

Admitiendo $m = 6$ y $n = 15$

$$P = \sigma_h (F_h + 15 F_a + 45 F_z)$$

En la Instrucción Española el paso de hélice debe de ser

ser

$$1/5 D$$

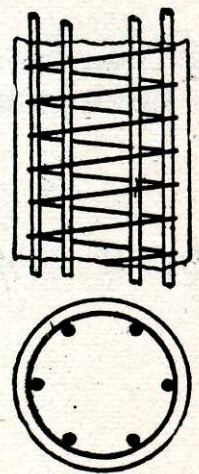
$p >$

8 cms.

Cuando la esbeltez sea $\frac{D}{l} > 13$ hay que considerar

en la Instrucción Española un coeficiente del pandeo

$$w = 1 + (0,08 \frac{D}{l} - 0,9) 2 \times 1,4$$



$$\epsilon = \sigma'_h = \text{deformación longitudinal}$$

$$\epsilon_t = \frac{m}{\epsilon} = \sigma'_t = \frac{F_h}{m F_h} = \sigma'_h$$

HORMIGON TRABAJANDO A FLEXION.

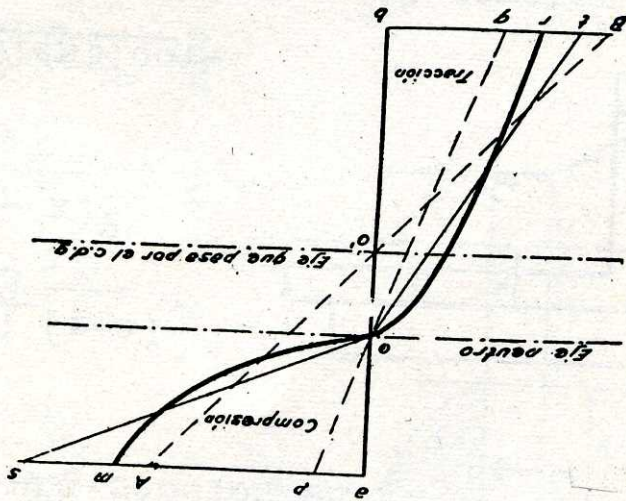
Hipótesis de cálculo.

1º.- Hipótesis de Bernoulli (secciones planas durante la flexión).

2º.- Cumplimiento de la ley de Hooke.

3º.- Prescindir de las resistencias a tracción del hormigón.

En realidad en el hormigón $\epsilon = \alpha \sigma$ en la que α oscila entre 1,10 y 1,20.

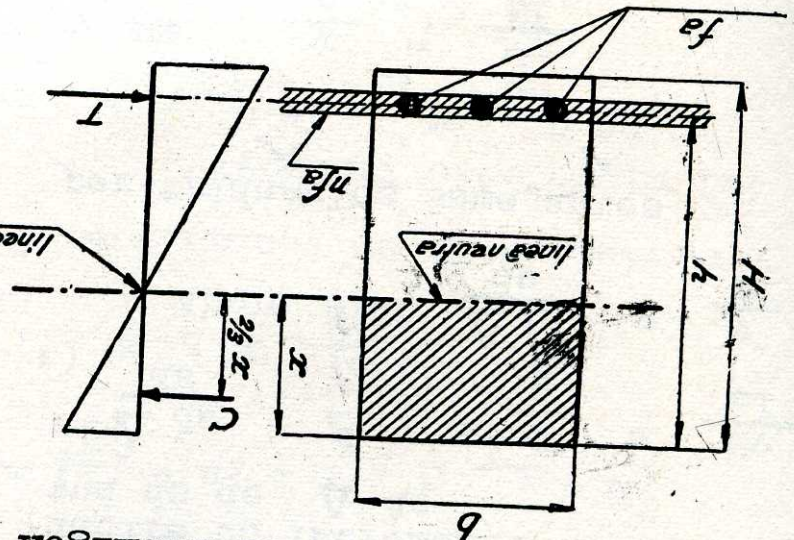


En el caso de hormigón y acero, prescindiendo del trabajo a tracción del hormigón tenemos para determinar la línea neutra.

$$n f_a (h - x) = b \frac{x^2}{2}$$

$$x = \frac{b}{n f_a} (1 - 1 + \dots)$$

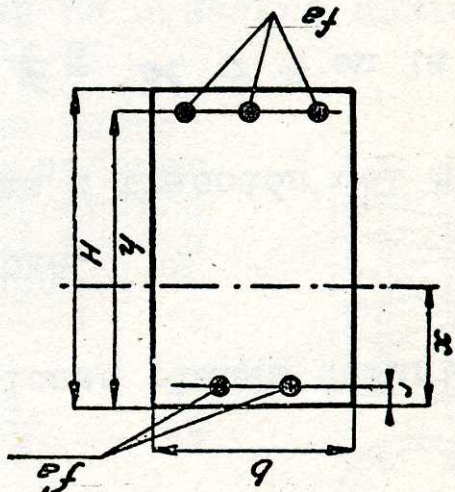
$$\left(\frac{n f_a}{2 b h} + 1 \right)$$



El momento de inercia valdrá:

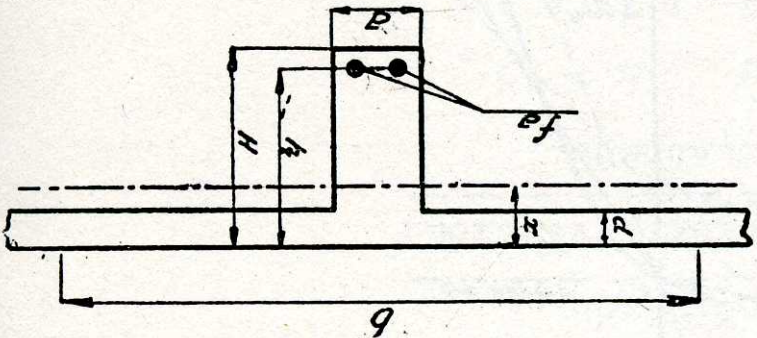
$$I = \frac{3}{1} bx^3 + n f_a (h - x)^2$$

Si tuviera doble armadura



$$I = \frac{3}{1} bx^3 + f_a' n (x - r)^2 + f_a n (h - x)^2$$

En caso de una sección en T.



$$I = \frac{3}{1} bx^3 - \frac{3}{1} (b-a) (x-d)^3 + f_a n (h - x)^2$$

Rígidez. Peso elástico.



o sea $\frac{r}{v} = \frac{EI}{Mv}$ por triángulos semejantes

Ahora bien $\frac{\Delta ds}{ds} = \frac{r}{v}$

$$\frac{\Delta ds}{ds} = \epsilon = \frac{E}{\sigma} = \frac{EI}{Mv}$$

Al someter una pieza al esfuerzo flector se deforma la sección en el borde inferior produciendo un incremento en la longitud ds de Δds

$$\frac{EI}{Mv} = \frac{r}{v}$$

No es económica y se emplea cuando la altura disponible es pequeña.
 Caso de doble armadura. -

Hay mas tablas que nos dan $\frac{h}{x}$ para cada par de valores $\sigma_h - \sigma_a$.

$$x = \frac{b}{n f_a} (- 1 + \sqrt{1 + \frac{n f_a}{2 b h}})$$

conocemos x por la fórmula

$$\sigma_a = \frac{F_a (h - \frac{x}{3})}{M}$$

$$\sigma_h = \frac{1}{M} x b (h - \frac{x}{3})$$

de donde

$$M = F_a \sigma_a (h - \frac{x}{3})$$

$$M = \frac{1}{2} \sigma_h x b (h - \frac{x}{3})$$

tenemos

$$b - h - F_a y M.$$

En este caso son datos:

Es muy frecuente en la práctica proyectar las dimensiones y comprobar las tensiones.

Cálculo de las tensiones.

t coeficiente que viene en tablas y que s función de σ_a y σ_b .

$$F_a = t \sqrt{M b}$$

$$M = F_a \sigma_a r \sqrt{\frac{b}{M}} (1 - \alpha \frac{3}{3})$$

$$h = r \sqrt{\frac{b}{M}}$$

Para un hormigón de 40 kgs. el hierro solo trabaja-
ría a 15 x 40 = 600 Kgs./cm².

Cálculo de dimensiones.

La altura h es conocida (altura máxima posible), el momento M se descompone en M₁ y M₂.

M₁ = momento resistente del hormigón y parte de la armadura de tracción f'α₁.

M₂ = momento resistido por f'α₂ y el resto f'α₂ de la armadura de tracción.

Sabemos que M₁ = b h² / r_z y

$$f' \alpha_1 = t \sqrt{M_1 b} = t b \sqrt{\frac{M_1}{b}} = \sqrt{M_1} = \sqrt{M_1} = \sqrt{M_1}$$

$$M_2 = M - M_1$$

$$M_2 = f' \alpha_2 (h - a) = \frac{M_2}{f' \alpha_2} (h - a)$$

$$y M_2 = f' \alpha_2 f' \alpha_2 (h - a) = M_2 f' \alpha_2 (h - a) \text{ y como } f' \alpha_2 = \frac{M_2}{f' \alpha_2 (h - a)} = \frac{M_2}{f' \alpha_2 (h - a)}$$

$$f' \alpha_2 = \frac{M_2 (h - x)}{M_2 (h - x)} (h - a) = f' \alpha_2 \frac{h - x}{h - a}$$

Hay las tablas de Geyer que sirven para calcular doble armadura como las armaduras simples.

En estas tablas según el valor $\frac{f' \alpha_2}{f' \alpha_1} = \beta$ para

tenemos los valores de n en función de r = $\frac{M/b}{h}$ para distintos valores de ϕ h.

En las tablas Geyer se supone que f'α₂ se halla a una distancia del borde a = $\frac{3}{x}$

si esto no es así hay que calcular f'α₂ por la fórmula:

$$f' \alpha_2 = \beta f' \alpha_1 = \beta \frac{C x M a}{2 x / 3}$$

en la práctica σ_a no se calcula.

$$\sigma_a = \frac{I}{nM(x-a)}$$

$$\sigma_a = \frac{I}{nM(h-x)}$$

$$\sigma_h = \frac{I}{Mx}$$

Calculo de las tensiones.

$$x = \frac{-n(f_a + f'_a) + \sqrt{[n(f_a + f'_a)]^2 + 2n(hf'_a + f_a) \frac{b}{a}}}{n f_a} = n f_a (h - x)$$

Iguando momentos estaticos $\frac{bx^2}{2} + n f'_a (x - a) =$

Posición de línea neutra.

Sección T con armadura de tracción.

Si la línea neutra está en el borde del forjado o dentro de él se calcula como una viga corriente.

Esto ocurrirá cuando:

$$bd^2 > n f_a (h - d)$$

Si corta al nervio

Se puede admitir

$$z = h - \frac{d}{2}$$

y tendremos

$$f_a = \frac{M}{M} = \frac{M}{\frac{b d^2}{2} (h - \frac{d}{2})}$$

igualando momentos estáticos tenemos:

$$bd (x - \frac{d}{2}) = n f_a (h - x) \quad \text{de donde}$$

$$x = \frac{n f_a h + \frac{bd^2}{2}}{n f_a + \frac{bd}{2}}$$

tendremos también

$$\frac{f_a}{h} = \frac{\frac{n}{bd} (h - x)}{x}$$

$$f_a = \frac{n}{x} (h - x)$$

sustituyendo x y f_a nos queda una ecuación de 2º grado que nos permite determinar h

$$h^2 - h (d + M) + \frac{M}{bd} + \frac{n}{2} (h - d) + \frac{n}{2} (h - d)^2 = 0$$

Métodos aproximados.

Método de la anchura ideal.

Se sustituye la viga por otra de ancho b_1 tal que $b_1 = I_b$ y se calcula como una viga corriente rectangular, I se determina igualando momentos estáticos

$$I_b x^2 = b d (x - \frac{d}{2}) + a (x - d)^2$$

de donde

$$1 = 1 - (1 - \frac{b}{a}) (1 - \frac{x}{d})^2$$

La posición aproximada de x se calcula por la fórmula $x = 0,14 \sqrt{\frac{M}{b}}$

En mas tablas se encuentran los valores de $\bar{I} = \frac{b}{b_1}$ en función de $\frac{x}{d}$ y $\frac{a}{b}$.

Método de la losa equivalente.

Se sustituye la sección en T de anchura b por una sección rectangular del mismo ancho. En el hormigón tendremos una tensión menor ya que la sección comprimida es mayor.

Obtenida la tensión equivalente σ se calcula la sección necesaria para remitir esta tensión con las fórmulas corrientes.

h se fija por la fórmula $h = 12 \sqrt{M}$ siendo

M expresado en Toneladas/metro.

Calculo de las tensiones.

Si se tiene que comprobar la sección primero tenemos que conocer x por la fórmula

$$x = \frac{n f_a h + b d^2}{n f_a + b d}$$

Cap. XXIX. 3ª
 conocido x y el momento de inercia I, los valores de tensiones son

$$\sigma_h = \frac{I}{Mx} \quad \sigma_a = n \frac{I}{M(h-x)}$$

Sección I con doble armadura.

Se calculan por los mismos métodos que las de armadura sencilla empleando las tablas Geyer para doble armadura.

Cálculo de tensiones.

Posición línea neutra $bx^2 + (b-a)(x-d)^2 +$

$$+ n f_a (x-r) - n f_a (h-x) = 0$$

Tensiones

$$\sigma_h = \frac{I}{Mx}$$

$$\sigma_a = \frac{I}{nM(h-x)}$$

$$\sigma_a = n \frac{I}{M(x-r)}$$

Esfuerzos cortantes y tensiones de deslizamiento en la flexión.

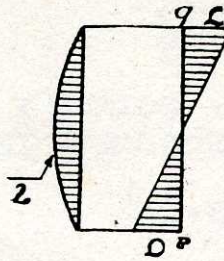
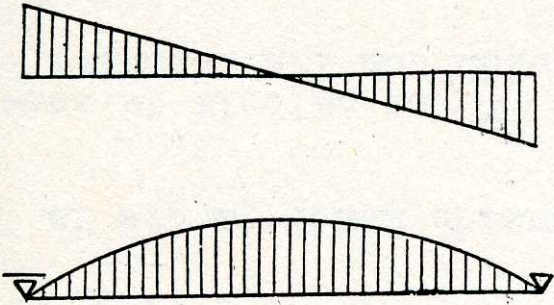
En una sección hay un momento $M = Tz$ y un esfuerzo cortante

El esfuerzo cortante tiende a producir una traslación de la sección en su plano.

En una viga tenemos el diagrama de momentos y el de esfuerzos cortantes que es la derivada del momento flector.

Sabemos que todo esfuerzo tangencial origina la aparición de otro perpendicular que son las tensiones rasantes.

En una sección tenemos que las tensiones debidas a los momentos son máximas en la línea neutra y máximas en los extremos y las tensiones rasantes son máximas en los extremos y máximas en la línea neutra.



En un elemento diferencial las tensiones son:

Este incremento de fuerza producirá el deslizamiento y la reacción que a él se opone el esfuerzo rasante que valdrá por unidad de longitud

al pasar a la sección próxima sufrirá un incremento

$$dCv = \frac{I}{Sv} dM$$

$$Cv + dCv - Cv = \frac{I}{M + dM} Sv - \frac{I}{M} Sv$$

$$Cv = \frac{I}{M} Sv$$

pero $\int y dF = Sv =$ momento estático respecto a la línea neutra de la parte de sección encima del plano de deslizamiento o sea

$$Cv = \int y dN = \frac{I}{M} \int y dF$$

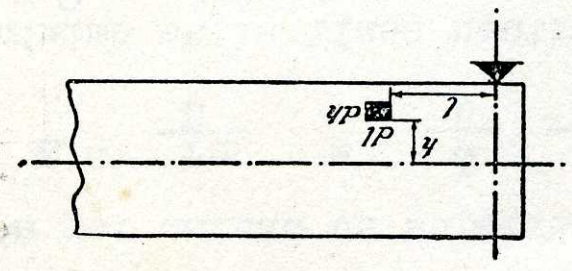
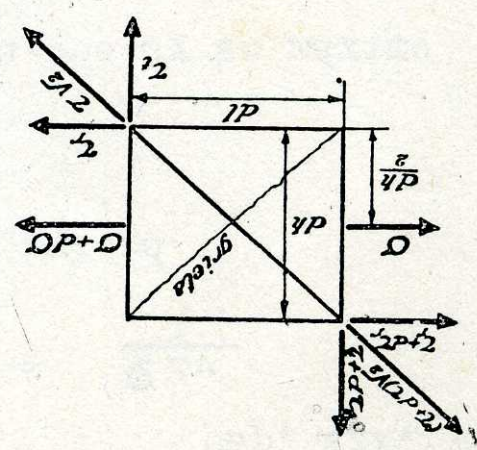
y la fuerza total correspondiente a la parte de sección que queda encima de AB será

$$dN = \sigma dF = \frac{I}{M} y dF$$

El esfuerzo producido por M en una zona de área dF vale

Se puede determinar la magnitud del esfuerzo rasante a la distancia v de la línea neutra en virtud del aumento de flexión en dos secciones infinitamente próximas.

Calculo de las tensiones rasantes.



$$\sigma_u = \frac{d\sigma}{dV} = \frac{dM}{dV} \times \frac{I}{Sv} = \frac{Q}{Sv} \frac{I}{I}$$

La tensión por unidad de superficie valdrá

$$\sigma = \frac{M}{I} \frac{b}{Sv} = \frac{Q}{Sv} \frac{b}{I}$$

este es máximo en la línea neutra ya que Sv es máximo cuando $v = 0$ y vale

$$\sigma_{max} = \frac{Q}{S} \frac{b}{I}$$

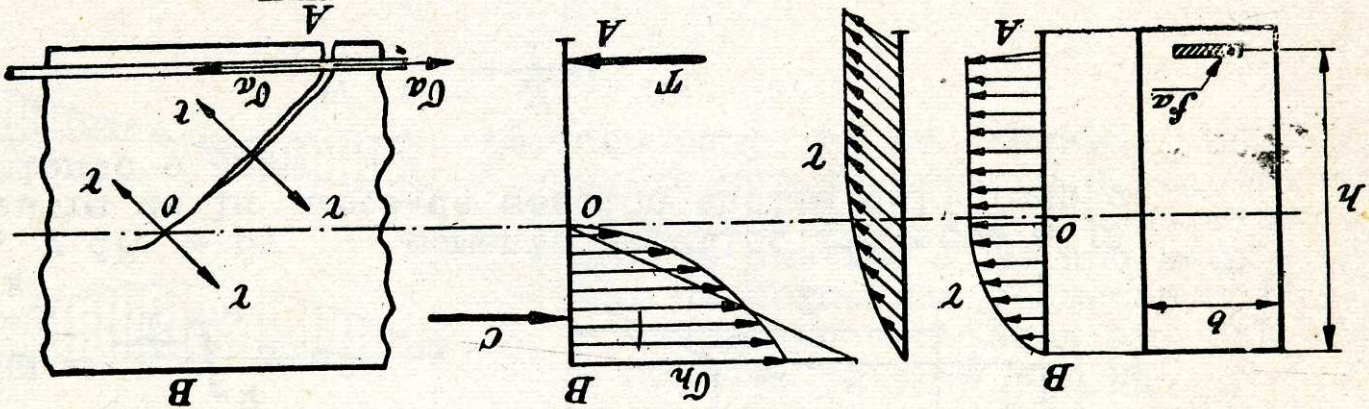
llamando $z = \frac{I}{S}$ $\sigma_{max} = \frac{Q}{I} \frac{bz}{I}$

El hormigón no debe soportar esfuerzos rasantes superiores a 4 a 5 kg/cm².

El exceso de tensión originado por los esfuerzos cortantes lo deben absorber las barras inclinadas y los estribos.

$\sigma_{max} < 14 \text{ kg/cm}^2$. siempre, aún cuando haya armaduras y estribos.

Formación de las grietas.



1º.- En el punto A las grietas sólo se podrán producir perpendicularmente; ($\sigma = 0$) y tracción.

2º.- Sólo emitirán las tensiones $\sqrt{2}$ a 45º las grietas sólo podrán ser de 45º.

3º.- En B sólo existen compresiones (no puede haber grietas).

4º.- Entre O y B sólo habrá grietas cuando $\sqrt{2}$ sea mayor que σ