

GEOTECNIA III

CAPITULO 2

FUNDACIONES SUPERFICIALES

Roberto Terzariol

Marcelo Zeballos

CAPITULO 2

FUNDACIONES SUPERFICIALES

2.1. DEFINICIÓN DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.	3
2.2. COTA DE CIMENTACION.....	5
2.2.1. Estructuras Convencionales.....	5
2.2.2. Estructuras Enterradas.	7
2.2.3. Interacción de la Fundación con el Agua.....	9
2.2. CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	13
2.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA BASE DE APOYO	15
2.3.1. Secuencia de Análisis.	15
2.3.2. Definición de la Carga de Rotura.....	17
2.3.3. Cálculo de Asentamientos.	21
2.3.4. Tensiones Admisibles. Factor de Seguridad.	25
2.4. DEFINICIÓN DE LA CIMENTACION SUPERFICIAL.....	29
2.4.1. Presiones de Contacto.	30
2.4.2. Transferencia de Esfuerzos desde la Estructura.....	31
2.4.3. Criterios para Elegir Cimentaciones Aisladas, Continuas o Vinculadas.	34

2.1. DEFINICIÓN DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Como se ha indicado con anterioridad, las fundaciones pueden clasificarse en dos grandes categorías: Fundaciones Superficiales y Fundaciones Profundas.

Entre las fundaciones superficiales, se pueden señalar, a modo de ejemplo:

- Las zapatas individuales para cargas concentradas por medio de columnas,
- Las zapatas combinadas que distribuyen las cargas de un grupo de columnas y
- Las zapatas continuas, o sea aquellas que transmiten la presión de un elemento cuya longitud es considerablemente superior al ancho (prácticamente es una faja cargada).

Otro tipo de fundación superficial es lo que se conoce como platea, en la cual se han unificado todas las cargas que transmite una estructura sobre una sola placa de fundación.

La Figura 2.1 permite realizar algunas consideraciones sobre las fundaciones superficiales.

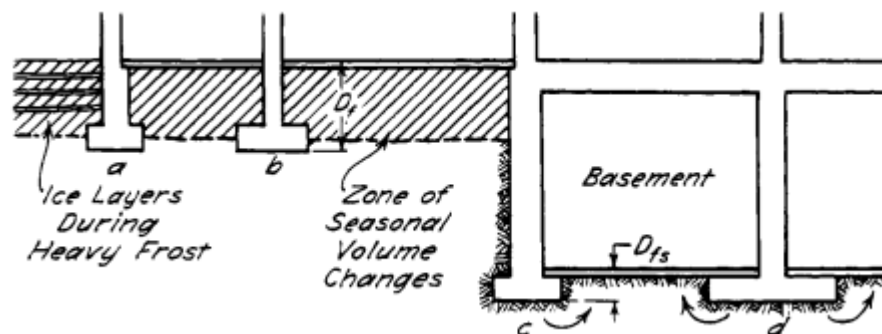


Figura 2.1. Esquema de disposición de fundaciones superficiales.

Se considera una estructura, o un edificio, en el cual la fundación está constituida por una serie de zapatas muy próximas al nivel del terreno natural. Se pueden realizar las siguientes observaciones respecto aspectos condicionantes de cada cimentación:

- La zapata "a" representa la cimentación de la parte exterior de la estructura, o sea que un lado de ella actúa la intemperie y en el otro lado el ambiente presenta la cobertura del edificio. Los parámetros resistentes y deformacionales del suelo sobre el que se apoya pueden verse sensiblemente afectados por la variación en el contenido de agua. La proximidad de su cota de cimentación respecto del nivel de terreno, determina que la humedad puede oscilar significativamente a lo largo del año y, según el tipo de suelos de que se trate, se vean afectadas propiedades que inciden en la solución de cimentación a adoptar.
- La zapata "b" tiene a ambos costados las mismas condiciones. Presenta una cota de cimentación similar. Sin embargo, en este caso, la potencialidad de modificación de los

parámetros característicos del suelo, a consecuencia de variaciones en las condiciones ambientales, resulta menos significativa.

- La zapata “c” se presenta como el soporte del muro perimetral de un subsuelo. Su situación es similar al caso de la zapata “a”, pero con la influencia de una cobertura de suelo mayor en su lado izquierdo. En este caso, la cota de cimentación se encuentra a mayor profundidad que lo aplicado en el caso de “a”. Aun cuando la zapata se corresponda con un sistema de fundación de borde de la construcción, puede esperarse una mayor estabilidad en los parámetros de diseño aplicables.
- La zapata “d”, presenta características similares a la mostrada como zapata “b”.

En todos los casos considerados con anterioridad la fundación debe ser interpretada como de carácter superficial. En consecuencia, resulta necesaria la fijación de parámetros que permitan interpretar cuando un sistema de cimentación puede considerarse superficial. Para esta definición deben considerar dos criterios de aplicación:

- **Criterio de relación geométrica.** Para la aplicación de este criterio es necesaria la consideración de dos variables. Por una parte, la profundidad de desplante de la cimentación “Df”, interpretada como la distancia vertical entre el nivel de terreno y la cota de apoyo de la fundación. Por otra parte, la dimensión características de la cimentación “B”, en general se define con la menor de la dimensiones en planta de la fundación. Según estas dos variables, la cimentación se considera superficial, cuando se cumple la siguiente relación:

$$Df / B < 1.00$$

Cuando se habla de fundaciones profundas, la relación “profundad-ancho” es mayor de 5,00, se considera que la cimentación resulta profunda.

Debe notarse que la explicación en forma exclusiva de esta condición puede terminar calificando, en forma errónea, a las fundaciones “c” y “d”.

- **Criterio de transmisión de los esfuerzos desde la estructura al terreno.** Implica que las fundaciones superficiales transmiten los esfuerzos que reciben de la estructura a través de la base de apoyo. En consecuencia, es sistema de cimentación desprecia cualquier posibilidad de transferencia de cargas, especialmente verticales, a través del contacto entre las paredes del cimientto y el terreno de contacto.

Se aprecia que este último criterio permite incluir en forma clara a las fundaciones “c” y “d”, como de tipo superficial.

2.2. COTA DE CIMENTACION.

2.2.1. Estructuras Convencionales.

Debe hacerse una primera consideración con respecto a las **profundidades mínimas** que debe tener una fundación:

- **Condiciones climáticas.** Se admite como mínima aquella en la cual no se hagan sensibles en el terreno las variaciones de humedad. Esta condición presenta distintos niveles de afectación según el terreno sobre el cual se apoye la cimentación.

Las cimentaciones que se apoyan sobre suelos predominantemente arenosos, muestran un bajo grado de afectación de las propiedades ante cambios significativos en los contenidos de humedad.

En el caso de suelos arcillosos es recomendable la adopción de una profundidad en la cual haya una reducida oscilación en el contenido de agua del suelo, a fin de que no se modifiquen en forma sensible sus propiedades. Las variaciones de humedad en estos suelos, dependiendo de su composición mineralógica, puede originar contracción o agrietamiento del terreno y, por consiguiente, sectores débiles, zonas de debilitamiento propicias para originar un asentamiento diferenciales del suelo. El ingreso de agua en suelos arcillosos puede originar una gran absorción y el consiguiente hinchamiento del mismo. Es decir, una expansión que tiende a levantar la estructura.

Por estas razones la profundidad mínima “Df” recomendadas es del orden de 50 a 80 cm.

En el caso de terrenos arcillosos con un alto grado de susceptibilidad a la variación del contenido de humedad, tal como se observa en zonas subtropicales, se encuentran capas arcillosas superficiales del orden de 2,00; 3,00 y 4,00 metros de profundidad constituida por un material expansivo. Estos suelos en condiciones de bajo contenido de humedad se pueden apreciar como “firmes”, sin embargo, ante las infiltraciones de agua originan una expansión muy perniciosa.

Para construcciones pesadas, una platea que cubra todo la estructura, sin posibilidad de infiltraciones por debajo de ellas es una buena solución.

Para estructuras livianas en las cuales la platea total es una solución costosa, tiene influencia notable el hinchamiento, ya que puede levantar la estructura y originar graves inconvenientes. Para evitarlos suele hacerse fundación indirecta, es decir fundaciones profundas sobre los mantos que están por debajo de esa capa arcillosa, que suelen ser mezclas de arcilla y cantos rodados o arena, en donde no se presenta el problema de expansión.

Como alternativa, y manteniendo el concepto de una cimentación superficial, pueden hacerse las construcciones ligeramente despegadas del terreno. La estructura se funda sobre vigas,

bajo el muro se hace una cámara inferior, que concentre tensiones en los puntos de apoyo y que pueda absorber las expansiones del suelo. Esta cámara puede ser un simple bloque de hormigón en forma de U, de modo que cuando el terreno se expanda no levante el muro, sino que la deformación sea asimilada por el vacío que tiene el bloque. Es una solución cara, pero económica frente a lo que costaría la reparación de una obra dañada.

En zonas sometidas a heladas, este efecto debe ser contemplado. Se calcula que el efecto de las heladas en climas templados no excede los 50 cm de profundidad y que avanza hasta 1,00 m y a lo sumo 1,50 m en las zonas muy frías.

En los muros interiores, el terreno está completamente aislado de los efectos de las heladas, puesto que la temperatura media interna es siempre superior a cero grados centígrados. En consecuencia, puede no observarse esta profundidad mínima. Sin embargo, es necesario tener en cuenta la estación del año en la cual se construye; si la obra se ejecuta en una época del año en la cual el terreno puede estar helado, no se debe fundar por encima de la zona helada porque al producirse el deshielo, la saturación del terreno congelado forma fangos que no soportan las cargas y se originarán asentamientos perniciosos. La Figura 2.2 muestra un esquema de este tipo de soluciones.

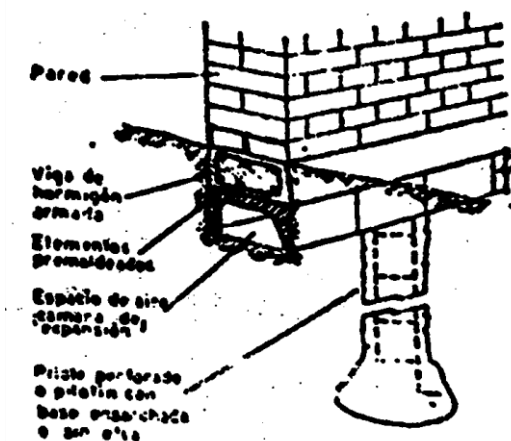


Figura 2.2. Sistema de cimentación superficial en suelos de alta expansividad.

- **Condiciones derivadas de elementos enterrados.** En el caso de cimentaciones de estructuras es de esperar que las mismas contengan conducciones u otros elementos que, desde el exterior ingresen al interior (sistemas de provisión de agua, cloacas, etc.). Asumiendo para estos elementos resistentes dimensiones del orden de 20 a 30 cm, no es recomendable que los mismos se localicen por debajo de la cota de cimentación. No cumplimentar esta recomendación puede determinar que la rotura de alguno de estos elementos generen

humedecimientos, socavaciones o erosiones no deseadas por debajo de la propia cimentación, lo cual puede derivar en daños sobre la estructura que soporta.

La profundidad de 80 cm es una profundidad que da la práctica por la existencia de cañerías de distintas condiciones, agua, pluviales, cloacales, que por lo general deben atravesar las cimentaciones. De esta manera, las conexiones pueden hacerse por encima del cimientado si las colocamos debajo. Solamente los terrenos muy sensibles, a esas pequeñas filtraciones, pueden tener incidencia pérdidas grandes, aun estando el cimientado por debajo del plano de apoyo de la cañería.

Esta profundidad mínima suele aumentarse algo en los muros que dan sobre las veredas puesto que aquí la ejecución de zanjas es muy frecuente (instalaciones de líneas eléctricas, de gas, etc.) que van a profundidades superiores a los 80 cm y entonces es fácil que el comportamiento del terreno bajo de la fundación puede verse afectado por estas acciones.

Otra consideración importante a tener en cuenta en las fundaciones en terrenos arenosos es la posibilidad de infiltraciones, sobre todo, las provenientes de pérdidas de cañerías, las cuales pueden originar arrastres en arenas finas, si son poco densas. Estos arrastres originarán socavaciones y por consiguiente asentamientos parciales en la obra que se traducen inmediatamente en agrietamientos de la mampostería.

Es necesario tener en cuenta en cualquier clase de terreno, la presencia de oquedades producidas por animales (tanto pequeños roedores, como los mayores) o por raíces de plantas o árboles. Esto es muy fácil de eliminar, por cuanto la excavación para la ubicación de la cimentación debe continuarse hasta donde se detecta que ha desaparecido el efecto de la alteración del suelo. Las profundidades mínimas son superiores en la parte externa que en las internas y no rigen para el caso de sótanos o subsuelos.

2.2.2. Estructuras Enterradas.

En el caso de subsuelos o estructuras excavadas por debajo del nivel de terreno (estaciones de subterráneo, cocheras, pasos bajo nivel, etc.), la profundidad no tiene porqué exceder de los límites que requieren las condiciones estructurales, o sea del dimensionamiento de la zapata o cimientado, del muro o columna, por cuanto el problema de la congelación no existe, el problema de la alteración superficial ya ha sido eliminado al extraerse el suelo de la excavación.

En este tipo de casos puede encontrarse el nivel freático más arriba que el nivel de piso del fondo de la estructura, ante esta situación debe considerarse los trabajos de bombeo para lograr un piso de trabajo adecuado para la obra.

Complementariamente, la obra se debe construir como una estructura resistente como para soportar la acción de la subpresión que el agua ejerce sobre el piso. La Figura 2.3 muestra el diagrama de aplicación para este tipo de situaciones.

En estos casos no sólo se debe tener en cuenta la fundación de los muros, sino también la fundación del piso. Se utilizan a veces arcos invertidos apoyados en la estructura restante para que con espesores pequeños resista la acción de la subpresión. Hoy se ha dejado bastante de lado las estructuras de arco para transformarse en estructuras de hormigón armado. La Figura 2.4 muestra una solución típica que esto casos.

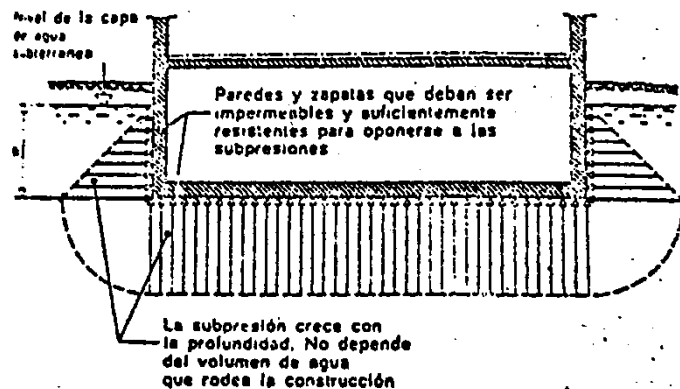


Figura 2.3. Subpresiones actuantes en paredes y piso de estructura enterrada.

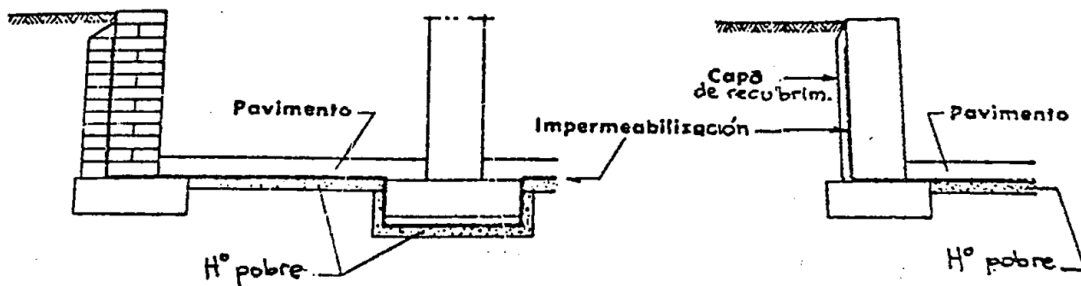


Figura 2.4. Composición típica en cimentaciones de estructuras enterradas.

En el caso de muro perimetral en estructuras enterradas, debe sumarse a las precauciones normales, la ejecución de capas aislantes para impedir los deterioros que la humedad propia del suelo originaría en él, con sus consecuencias inmediatas en la parte estética, la caída del revoque y en la parte estructural, las perturbaciones que puede acarrear.

En los sótanos puede tener alguna importancia la acción de la temperatura. Muchos sótanos tienen como función albergar los equipos de máquinas, calderas, etc., y si no tiene buena ventilación se produce en el interior del subsuelo un ambiente seco y cálido. Esto al cabo de un cierto tiempo, puede originar la desecación progresiva del suelo circundante, sobre todo en la zona lateral y ligeramente por debajo del piso. Este fenómeno podría tener una importancia

menor ya que afectaría sólo la zona ubicada por debajo del piso de fondo, pero cuando el sótano es parcial, próximo a la zona donde no hay subsuelo, una desecación paulatina de la zona adyacente originaría un comportamiento distinto en el suelo que está en las inmediaciones, frente al suelo más alejado, pudiendo ser motivo de asentamientos diferenciales.

2.2.3. Interacción de la Fundación con el Agua.

En el caso de puentes, las precauciones son de otra índole. Aquí el fenómeno más importante, a tener en cuenta, es la posibilidad de erosiones. La Figura 2.5 muestra la importancia de este concepto en el análisis de causas de falla en puentes.

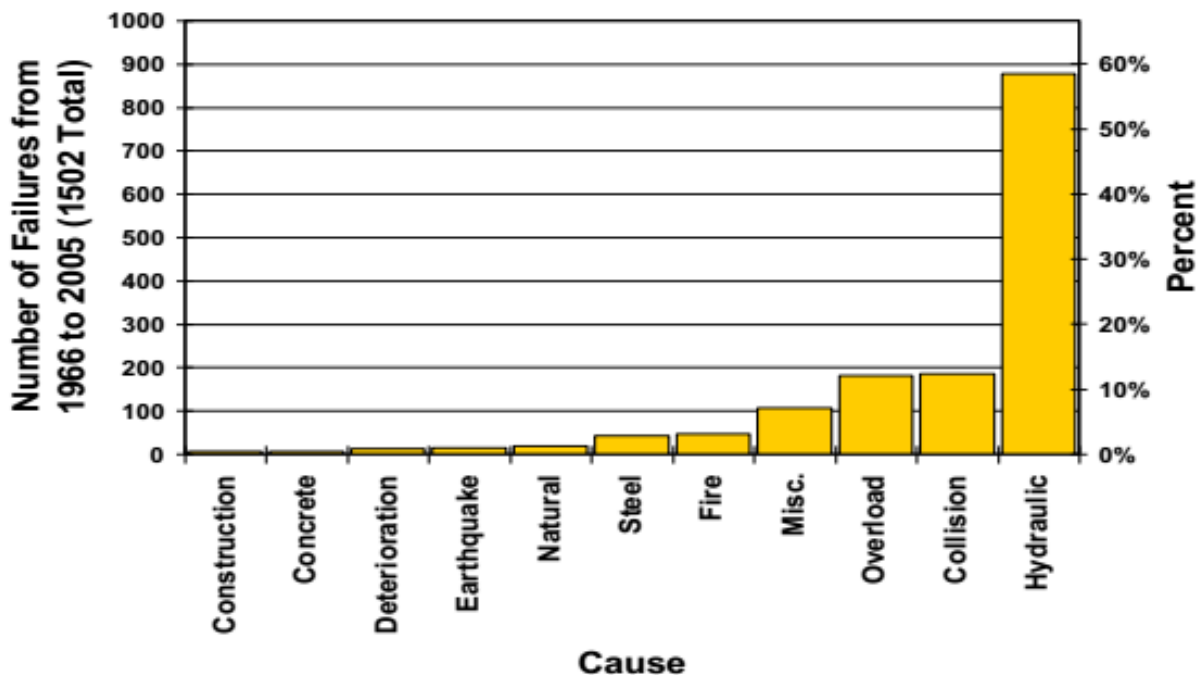


Figura 2.5. Causa de fallas de puentes en Estados Unidos (Briaud, 2006).

Cuando en un cauce se tiene un lecho arenoso, apoyado sobre un terreno más firme y sobre el cual escurre un cierto tirante de agua, el nivel de esta capa de agua varía con las distintas épocas del año.

Si se produce una crecida repentina, aumenta mucho la velocidad de escurrimiento del agua y origina una inmediata modificación del fondo, en cual por socavación elimina buena cantidad de la arena o del material suelto, que constituye el lecho normal del río. En el punto de localización del puente intervienen las siguientes formas de erosión:

- Erosión generalizada.
- Erosión por contracción general del canal de paso.
- Erosión local por la disposición de pilas.

- Erosión local por la presencia de estribos.

En consecuencia, la definición de la cota de fundación, sólo por un concepto de capacidad de carga o deformabilidad, puede derivar en el apoyo sobre terrenos “inestables”. Lo primero a tener en cuenta es que la cota de fundación debe ser inferior a la cota máxima de posibles socavaciones del lecho. Esta puede tener medidas sumamente importantes. No son raros los casos en que una sola creciente origina alteraciones del orden de más de 10,00 metros, por ello hace falta tener conocimientos de hidráulica y no se podrán establecer fundaciones para puentes sin evaluación adecuada de la interacción agua – suelo para las condiciones de crecida derivadas de los estudios hidrológicos – hidráulicos en el sitio de emplazamiento.

Teniendo en consideración que la movilización de las partículas sólidas se produce cuando la tensión de corte que genera la corriente supera a la resistencia de los sólidos involucrados, y al mismo tiempo que la crecida implica un fenómeno temporal, es posible que en el mismo sitio de emplazamiento del puente se aprecien fenómenos de erosión inicial, con deposición de material en la parte final de la crecida.

Si los análisis de erosión y sedimentación determinan que el segundo de los procesos es el predominante la solución del puente se verá afectada por un sensible incremento en su longitud, lo cual determina, en primera instancia la conveniencia de una revisión en cuanto a la necesidad de localización de la estructura en ese lugar. Rara vez se elige para un puente un lugar en el cual el cauce tenga esas características, salvo que se esté en los tramos finales del río y sea imprescindible atravesarlo pues todas las zonas próximas ofrecen las mismas características. En estas zonas no es tan importante el problema de la socavación y únicamente cabe tener en cuenta los problemas de perturbaciones en la corriente de agua originados por la intercalación de los obstáculos que significan los estribos y las pilas de los puentes.

Aun sin llegar a casos extremos, la presencia de un obstáculo (como ser la pila de un puente) origina perturbaciones en la corriente, con las consiguientes erosiones aguas arriba y el inmediato depósito de material, en la zona de aguas abajo, de ese obstáculo. Si en un cauce se ejecuta una obra, como ser la pila, de un puente de sección cuadrada, siendo la dirección de la corriente la indicada con la flecha (ver Figura 2.6), inmediatamente aparecen en la parte de aguas arriba zonas de socavación, que afectan principalmente los ángulos, o sea los puntos en los cuales la corriente tiende a bifurcarse. Cuando esta corriente sigue hacia aguas abajo, encuentra el cauce sin obstáculos y se produce una disminución de velocidad, por cuanto ha aumentado la sección de pasaje. En esta zona se produce el depósito del material erosionado aguas arriba. Esta actividad es mayor en las épocas de crecidas y la zona de depósito del material erosionado se desplaza hacia aguas abajo.

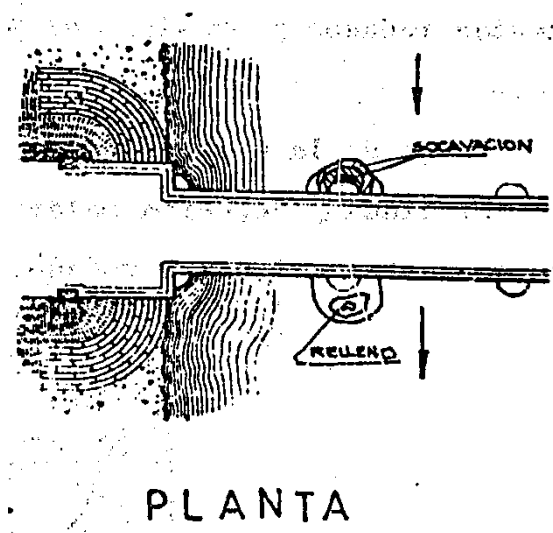


Figura 2.6. Esquema de erosión y socavación alrededor de una pila.

En el caso que la pila sea de forma ojival, ofreciendo el mayor frente hacia la zona de aguas arriba, se produce allí una zona de socavaciones. Si la pila estuviera colocada en forma opuesta, originaría socavaciones en ambos lados de menor magnitud y también depósitos en la zona inmediata. En general, las pilas de puentes se hacen con los extremos de forma hidrodinámica, para disminuir los efectos de esta perturbación.

La trascendencia de este concepto en la definición de la cota de cimentación de este tipo de estructuras se puede apreciar según las Normas de Diseño de Puentes de la Dirección Nacional de Vialidad. Algunos de los puntos relacionados indican:

- En relación con los estudios geotécnicos para el diseño: “El informe determinará el o los Tipos de Fundación recomendados y la Cota de Fundación. En todos los casos de cursos de agua, deberá tenerse en cuenta y valorar la socavación general esperable, a fin de que los resultados indicados contemplen este factor adverso. Esto obligará al proyectista a trabajar en conjunto, teniendo en cuenta el estudio de erosiones a realizar.
- Desarrollo y Cálculo de la Socavación general, por contracción y localizada. Se deberá hacer. En la sección próxima al puente, en la que resulte más desfavorable desde el punto de vista de la erosión. En caso de existencia de agradación o azolve determinación de la tasa de transporte de sedimentos. Diseño de Protección de taludes y riberas, planos de los mismos, indicando dimensiones y cotas.

Todos los factores han sido tratados en profundidad por varios autores (Juarez Badillo, et al, Arneson, et al, 2012¹) y deben ser tenidos en cuenta al estudiar las cimentaciones de puentes. Sobre todo, en el caso de arenas finas y limos es muy frecuente el caso de socavaciones y suelen ser bastantes peligrosas.

A modo de ejemplo de situaciones localmente observadas, puede citarse los casos de puente localizados en las zonas de transición entre la serranía y la llanura. Situaciones de este tipo se aprecian en la zona sur-oeste de nuestra provincia, o sea donde comienza la llanura pampeana y los causes todavía tienen elevada velocidad por estar al pie de las serranías.

En el arroyo del Gato (departamento de Río IV), por ejemplo, han resultado erosiones del orden de 4,00 a 5,00 metros de profundidad en una noche. Obras de pequeña importancia, en las cuales la fundación era casi superficial, debido al poco caudal que lleva normalmente el arroyo, han desaparecido totalmente en una sola lluvia y se ha producido un cambio en el cauce en forma notable. En la zona de Reducción (departamento de Río IV) las crecidas se han llevado de uno a varios tramos de puentes por la acción de estas socavaciones.

Se han observado algunos casos en los que el lecho estaba constituido por un limo fangoso y a cierta profundidad, un manto constituido por arenas y cantos rodados bastantes grandes, difíciles de excavar por estar fuertemente comprimidos. Esto era considerado como un buen terreno de fundación, por ello se apoyaron sobre él las pilas de un puente. La acción de una creciente originó la eliminación total del terreno ubicado por encima de este manto firme. El fenómeno fue el siguiente: como el manto firme es muy permeable, el agua a presión al no encontrar el colchón de material blando que atemperaba su efecto se infiltró por entre los cantos rodados y erosionó el terreno provocando el descenso de la pila del puente, según se esquematiza en la Figura 2.7.

¹ L.A. Arneson, L.W. Zevenbergen, P.F. Lagasse, P.E. Clopper (2012). Hydraulic Engineering Circular No. 18. Evaluating Scour at Bridges No. FHWA-HIF-12-003. Fifth Edition. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.

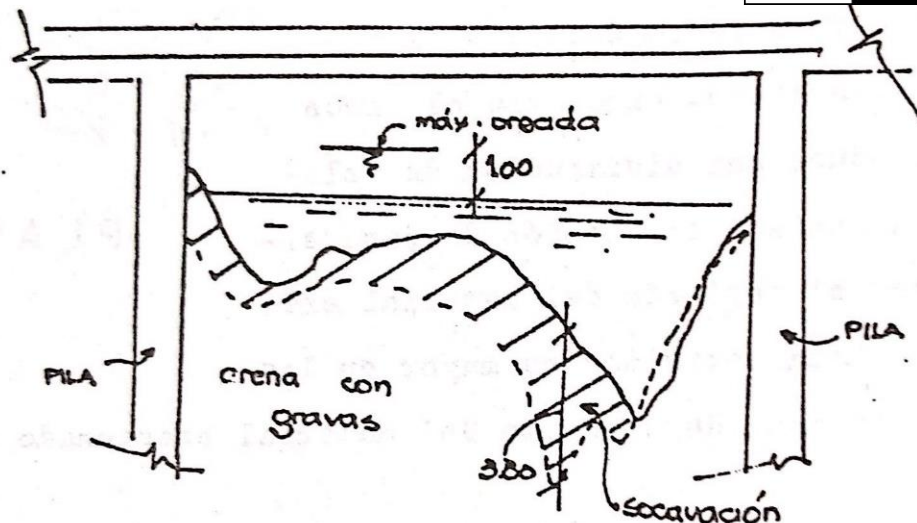


Figura 2.7. Efectos de socavación en puentes llanura de Córdoba.

Luego de la crecida, en el periodo final en el que el agua va disminuyendo su velocidad y deposita material de arrastre, vuelve a aparecer una nueva capa de barro encima del canto rodado que había descendido.

Aparentemente es todo el terreno el que ha descendido (en realidad no es que se haya mantenido el terreno, sino que era un suelo y fue reemplazado por otro en condiciones similares a las anteriores) y a primera vista no hay una explicación de porqué; sin haberse erosionado el terreno el puente ha descendido.

Es aconsejable tomar como norma que la cota de fundación en terreno socavable, debe ser por lo menos cuatro veces superior a la máxima diferencia de los niveles de crecida, es decir que si tenemos una crecida de 1,00 metro, el plano de fundación debe ubicarse por lo menos a 4,00 metros de profundidad. En el caso de la Dirección Nacional de Vialidad, se recomienda entre 3 y 5 veces el diámetro de los pilotes empleados en el caso de cimentaciones indirectas.

2.2. CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las cimentaciones superficiales pueden ser subdivididas en función de su rigidez relativa respecto del terreno sobre el cual se encuentra apoyada. Esto permite identificar tres tipos de cimentaciones a considerar (ver Figura 2.8):

- **Cimentaciones Rígidas.** La relación entre el ancho (B) y la altura de la base (d_0) son tales que permiten, ante la presencia de una carga vertical proveniente de la estructura superior, su transmisión a la cota de apoyo a través de un conjunto dominante de presiones de compresión. En este tipo de estructuras las componentes de tracción (predominantemente horizontales) que se desarrollan para compensar el efecto de distribución de las solicitaciones

verticales a través del cimiento, son de una magnitud despreciable. En consecuencia, este tipo de cimentación no requieren la colocación de armadura.

Geométricamente presentan un ancho de voladizo (v_{max}) inferior a 0,50 de la altura del cimiento (d_0).

El diagrama de presiones de contacto del cimiento con el terreno es de tipo uniforme constante.

- **Cimentaciones flexibles.** La rigidez del cimiento permite considerar que, ante la aplicación de una carga proveniente de la estructura superior, se produce una deformada de contacto que no resulta uniforme y lineal.

En consecuencia, el terreno de apoyo genera presiones de contacto proporcionales a la deformada que produce la propia estructura, lo cual depende a su vez de la rigidez de esta. Como esta deformada no resulta lineal, su identificación no presenta un grado de simplificación marcado como en el caso anterior. La deformación de la estructura determina la generación de sectores traccionados, los cuales demandan la disposición de armaduras.

Geométricamente, esta condiciones de deformabilidad se aprecia cuando el tamaño del voladizo del cimiento es superior a 2 veces al altura del mismo.

- **Cimentaciones semirígidas.** Corresponden a un caso intermedio entre los dos casos anterior. Las superficie de apoyo no presenta deformaciones relativas no lineales como en el caso anterior, por lo que el diagrama de presiones de contacto es del tipo uniforme lineal. En consecuencia, la formulación de una solución analítica para este tipo de estructuras puede ser presentada en forma sencilla.

La condición geométrica por la cual la estructura cumple con esta condición indica que la dimensión del voladizo ($v_{máx}$) está comprendida entre 0,50 y 2,00 veces la dimensión de la altura del cimiento.

La generación de voladizos como los indicados determinan la generación de solicitaciones de tracción de importancia en la cota inferior del cimiento. En consecuencia, estos esfuerzos deben ser absorbidos por la utilización de armadura. Este tipo de distribuciones es la indicada en la Figura 2.9.

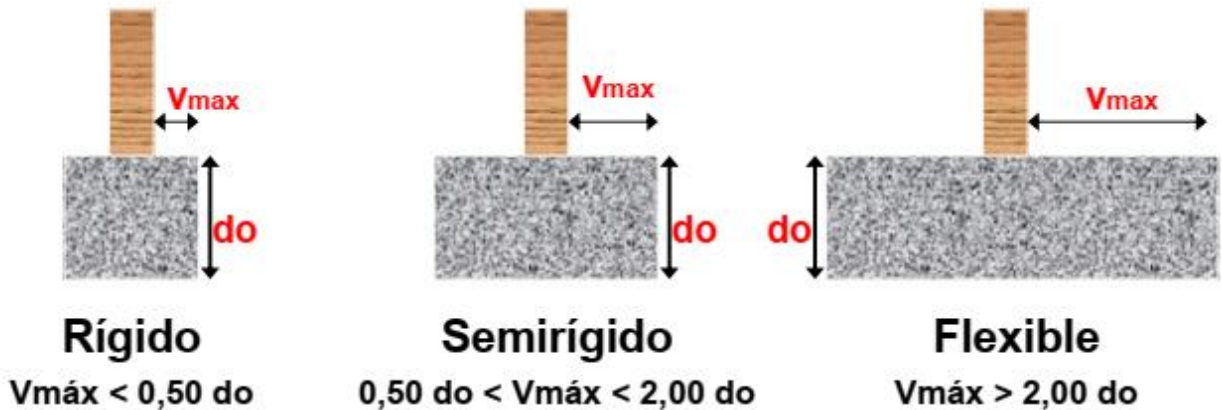


Figura 2.8. Clasificación de cimentaciones superficiales según su rigidez.

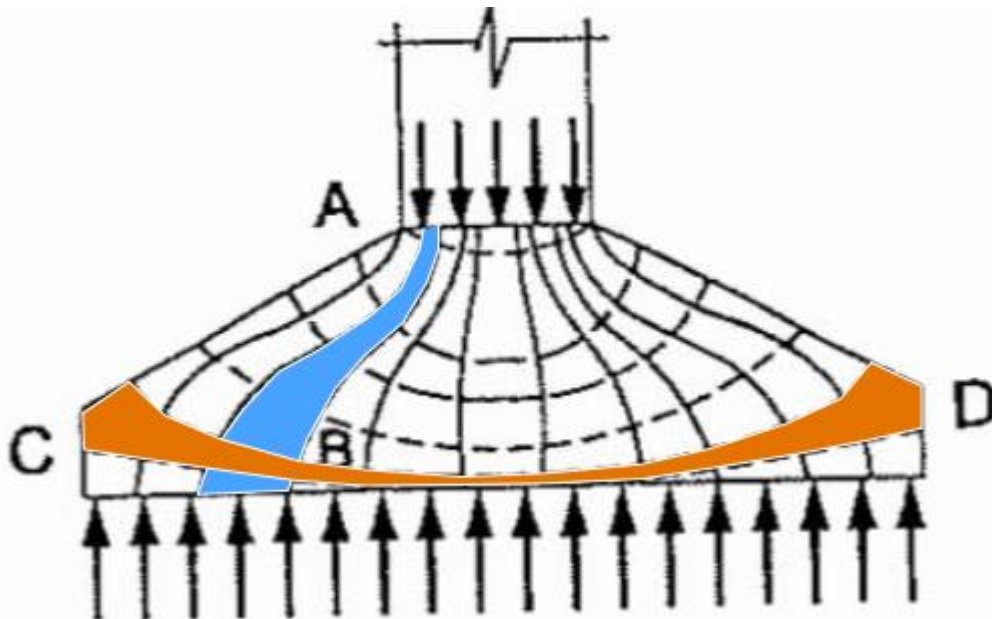


Figura 2.9. Distribución de esfuerzos de compresión y tracción en cimentación semirrígida.

Los conceptos que se presentan a continuación se refieren específicamente al caso de cimentaciones del tipo semirrígidas.

2.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA BASE DE APOYO

2.3.1. Secuencia de Análisis.

El concepto de dimensionado general de la estructura de cimentación implica la identificación de las dimensiones de la superficie de apoyo. Para esta definición inicial se consideran los dos elementos que se indican a continuación:

- Capacidad de carga en relación con la carga de hundimiento o rotura

- Asentamiento de la cimentación.

La Figura 2.10 muestra una representación esquemática de la secuencia que se sigue en el proceso de dimensionado.

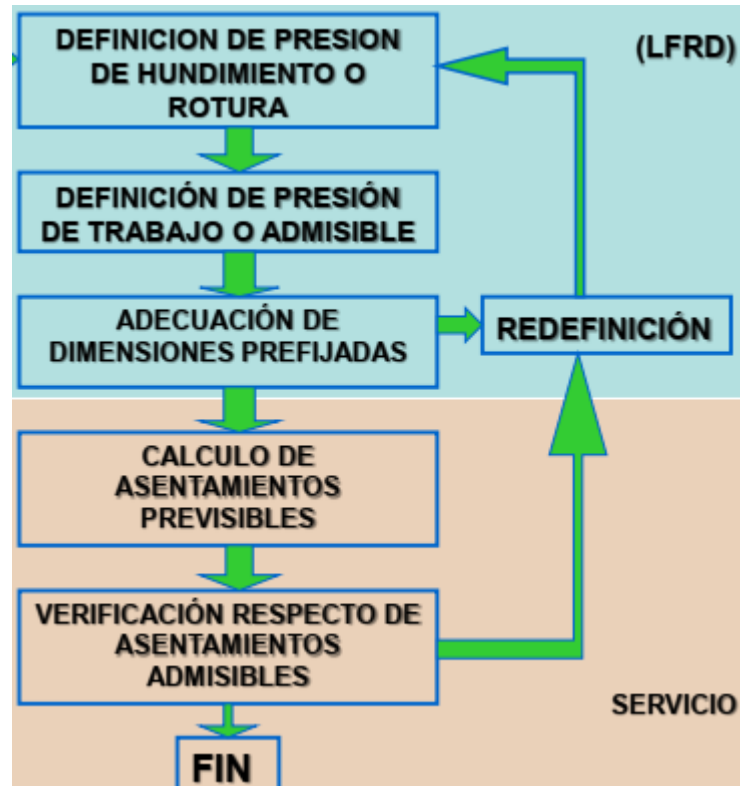


Figura 2.10. Secuencia de definición de la base de apoyo del cimiento.

En consecuencia, lo primero es dimensionar la superficie de apoyo de la fundación (S), dividiendo la carga total que transmite la estructura (P) por la tensión de trabajo del terreno (σ_{adm}), de la forma $S=P/\sigma_{adm}$. El problema que existe es determinar cuál es la tensión admisible del terreno, lo cual ha sido estudiado en el curso “MECÁNICA DE SUELOS”, pero se hace importante refrescar algunos conceptos.

Como se aprecia, la secuencia de análisis puede ser modificada analizando inicialmente la dimensión de la superficie requerida para cumplir con los limitantes de desplazamiento de la estructura y luego a partir de esta sección corroborar que cumple con la condición de capacidad de carga.

A continuación se presentan comentarios de aplicación para el tratamiento de estos componentes.

2.3.2. Definición de la Carga de Rotura.

La identificación de la carga de rotura de la cimentación puede realizarse según dos tipos de procedimientos:

- Según ecuaciones con base en un modelo de falla.
- Según criterios de definición de carga de rotura o admisible a partir de relaciones empíricas.

En el primero de los grupos, la ecuación de Terzaghi es la más frecuente. En todos los casos, se tratan de expresiones en las que la presión de rotura del suelo está dada como una función de los parámetros resistentes, según la ecuación de Mohr-Coulomb, es decir según la cohesión, c y el ángulo de fricción, φ . La ecuación de Terzaghi tiene la forma:

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,50 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde:

q_u , es la capacidad de carga en la condición de rotura.

N_c , N_q ; N_γ , son coeficiente de aporte de los términos cohesivos, por sobrecarga y de compacidad del cemento, derivados de las expresiones clásicas empleadas en la ecuación de Terzaghi.

B es el ancho de la cimentación.

γ es el peso unitario efectivo.

Diversos autores han realizado contribuciones sobre la misma aplicando criterios complementarios, o considerando la influencia de variables no expresamente contempladas por el Terzaghi. Una de las expresiones que realizan estos ajustes por forma, profundidad e inclinación de la carga resultante es la denominada ecuación de Brinch Hansen. La misma concluye expresando el valor de la capacidad de carga última de una base superficial de la forma:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot i_q + 0,50 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot i_B$$

Donde:

F_{cs} ; F_{qs} ; $F_{\gamma s}$ son coeficientes de ajuste de la capacidad por efecto de la geometría de la base de apoyo.

F_{cd} ; F_{qd} ; $F_{\gamma d}$ son coeficientes de ajuste de la capacidad por la profundidad de enterramiento de la base en relación con el terreno natural.

i_c , i_q y i_b , son coeficientes de ajuste de la capacidad por efecto de la inclinación media de las cargas resultantes.

En este punto cabe resaltar la importancia de considerar la aplicabilidad de cualquiera de estas expresiones. El modelo del cual derivan tiene un conjunto importante de simplificaciones, y las variables de base que deben emplear, especialmente las relacionadas con los parámetros resistentes del suelo, tienen niveles de precisión propios de la heterogeneidad del medio afectado. En consecuencia, no puede considerarse como una condición sin discusión que la ecuación con mayor cantidad de variables sea la que mejor representa el problema que se procura resolver, especialmente si no tenemos en consideración la magnitud del error asociado a esta determinación.

Cuando se trata de arcillas saturadas, aun cuando en los ensayos se puede obtener valores de fricción interna ϕ relativamente altos, puede tomarse como norma general que ϕ vale cero, adoptando al respecto una posición conservadora en la estimación de los parámetros resistentes. Para la cohesión se puede estimar su valor como, $c = q/2$, siendo “q” el valor de la resistencia a la rotura en un ensayo de compresión simple. De esta forma, la ecuación de Terzaghi, para términos de sobrecarga nulos, considera que la presión de rotura es igual a $5,7c$, lo que es igual a $3,7q$.

En el segundo de los casos se encuentran expresiones derivadas de la utilización de resultados de ensayos de campo, tales como el SPT, CPT, etc. En estos casos, los valores establecidos, generalmente se expresan en forma de “tensión admisible”. Este concepto implica la utilización de un factor de seguridad, el cual debe ser interpretado adecuadamente, puesto que en muchos casos se correlaciona con un vínculo entre la tensión de rotura en la interacción suelo – estructura y la tensión de contacto de la base generando un asentamiento determinado. Es decir, incluye un concepto adicional vinculado con el control de asentamientos.

Uno de los ensayos que se utiliza con mayor frecuencia como proveedor de información de interés es el correspondiente al SPT. Este ensayo nos trae como resultado inmediato el conocimiento de la resistencia relativa de los estratos a distintas profundidades y si se realiza en distintos puntos de la obra, nos permite prever las posibilidades de uniformidad o heterogeneidad, en el comportamiento del terreno en dichos puntos. Este ensayo tiene gran importancia cualitativa, ya que cuantitativamente no es dable esperar resultados concretos. Además, la información estadística del comportamiento futuro de las estructuras a fundar. Antecedentes sobre accidentes, fisuramientos, o la ausencia de esos inconvenientes nos dan un margen de seguridad en la solución a adoptar.

La Figura 2.11 resulta de aplicación en la correlación entre número de golpes del ensayo SPT y tensión admisible en suelos de comportamiento friccional.

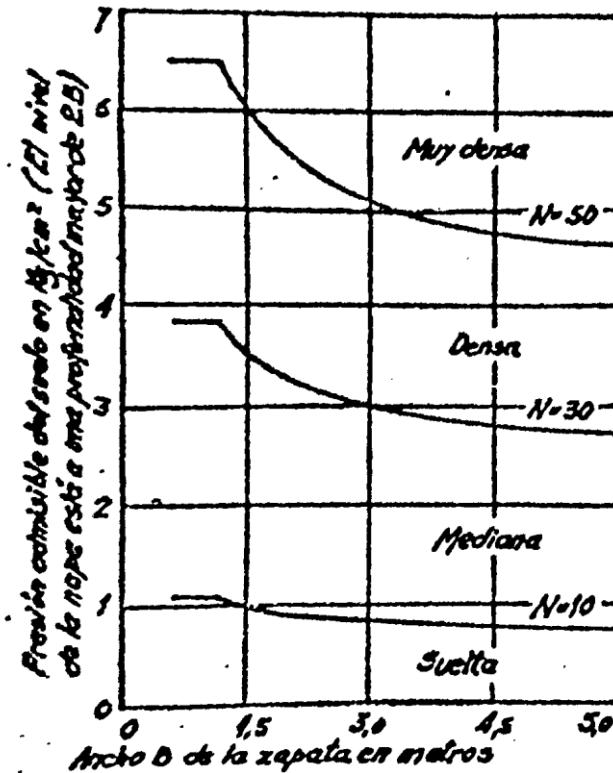


Figura 2.11. Relación entre número de golpes del SPT y tensión admisible.

Muestra que, para anchos de base superiores a 3,00 metros, la variación de la tensión admisible es muy pequeña puesto que la variación del asentamiento que puede tener es pequeña, en cambio para oscilaciones entre 0,00 y 3,00 metros, cambia rápidamente la tensión admisible para una y otra categoría de suelo. Este gráfico es válido para arenas lejos de la saturación, o a que la napa está a una profundidad mayor de "2B". Si estamos en zona afectable por el nivel freático, o sea con posibilidades que cambie las condiciones del suelo, se aconseja tomar la mitad de tensión admisible del gráfico. Si la profundidad es muy grande, el peso de la zona adyacente, origina una resistencia pasiva tan grande que disminuye el efecto de la subpresión y se puede tomar el 75% de los valores del gráfico.

En el caso de las arcillas también hay una serie de valores asignados como resistencia admisible por los distintos códigos basándose en el estado en que se encuentra el suelo. Así, donde arcillas blandas y muy blandas, hasta las más consistentes, hacen oscilar la tensión admisible, desde valores de 1,00 km/cm² hasta 4,00 km/cm² llegando en los casos extremos a tensiones de 0,20 km/cm² y a valores de 0,40 km/cm² para las muy blandas, y hasta 6,00 km/cm² para las extremadamente duras.

Tampoco puede aceptarse en el caso de las arcillas, estos valores, sino como ilustrativos para tener una idea de la clase de tensiones que es dable esperar, con un determinado estado del

suelo. La relación de la tensión admisible, debe hacerse en base a las tensiones de roturas del material, siendo este valor afectado por un coeficiente de seguridad cuyo concepto se discute más adelante.

Una de las referencias de uso frecuente en la definición de un valor de presión admisible en el contacto de la cimentación superficial con un suelo de características cohesivas, es el indicado en la Tabla 2.1.

	N° de golpes N (spt)	Resis a Compr Simple (kg/cm²)	Tensión Adm Base Cuadrada (kg/cm²)	Tensión Adm Base Continua (kg/cm²)
Arcillas muy blandas	< 2	0,25	0,30	0,22
Arcillas blandas	2 a 4	0,25 a 0,50	0,30 a 0,60	0,22 a 0,45
Arcillas medianas	4 a 8	0,50 a 1,00	0,60 a 1,22	0,45 a 0,90
Arcillas compactas	8 a 15	1,00 a 2,00	1,20 a 2,40	0,90 a 1,80
Arcillas muy compactas	15 a 20	2,00 a 4,00	2,40 a 4,80	1,80 a 3,60
Arcillas duras	>30	>4,00	>4,80	>3,60

Tabla 2.1. Tensiones admisibles en apoyos sobre arcillas: Fuente: Teraghi y Peck

Estos valores han sido tomados en base a la aplicación de un coeficiente de seguridad igual a 3. Además, estos valores medios que correlacionan el número de golpes con la tensión admisible de los distintos tipos de bases, son aceptables cuando se trata de obras sencillas, que no tienen mayores problemas de fundación y que, por lo tanto, no justifican estudios profundos y onerosos.

Mediante la sonda empleada en los ensayos de penetración se obtiene una idea clara de la consistencia de los estratos, o sea que se llega a determinar la presencia o ausencia de estos estratos compresibles. Si el ensayo no acusa puntos singulares quiere decir que cualquier ensayo realizado a la cota de fundación es aceptable con toda la columna de suelo en la zona activa, es decir la zona que puede ser afectada por tensiones significativas, la cual es aquella comprendida en un bulbo, cuya tensión tenga un valor compatible con las tensiones más bajas que es posible esperar en la zona.

No podemos decir que sea una determinada fracción de la tensión de contacto, puesto que no es lo mismo partir desde la superficie con una presión de 100 kPa que partir con 400 kPa.

Para obras sencillas son aceptables los resultados de ensayos de penetración que puedan exponerse en un cuadro, el cual no da el grado de compacidad del material que corresponde y las tensiones admisibles en base a ese ensayo exclusivamente.

El ensayo de carga, para establecer la tensión admisible del suelo, debe ser utilizado con las limitaciones que nos da el concepto de asentamiento. Interesa conocer debajo de una base de fundación cuál es la que se llama profundidad activa, o sea la zona que realmente sufre los efectos de las cargas que transmite esa fundación, tal como se muestra en la Figura 2.12.

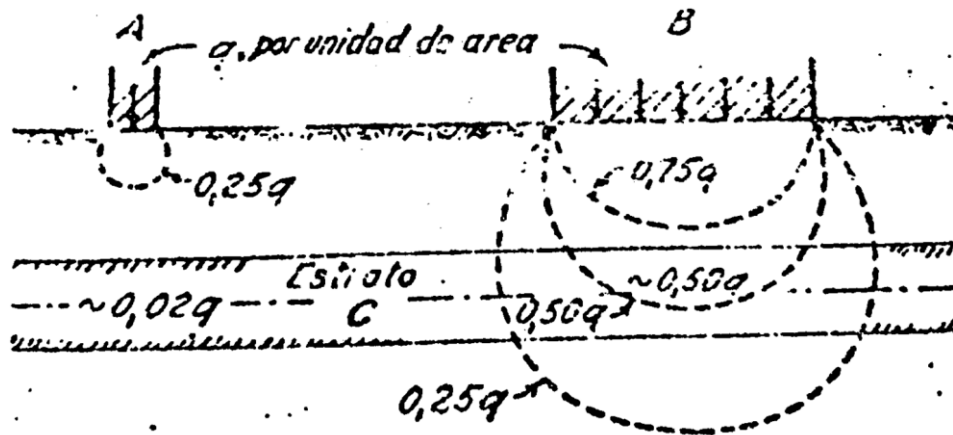


Figura 2.12. Profundidad de influencia de la presión de contacto.

Conforme al concepto de bulbo de presión, sabemos que cuanto mayor es el ancho "B" de la zona de carga, mayor será la profundidad afectada por una cierta fracción de la carga que transmite la estructura. No podemos decir que esa fracción sea $1/5$, $1/10$, ni tampoco $1/20$ de la carga, dado que esto es variable con el tipo de suelo que encontremos, con la homogeneidad o heterogeneidad de ese terreno y con la intensidad de presión en la superficie de contacto. Si nos encontramos en presencia de un suelo que va aumentando gradualmente la resistencia en profundidad, la zona activa se limitará a una profundidad no mayor del ancho de la fundación; ya que, si el terreno aumenta su resistencia y la zona afectada por la carga aumenta en amplitud, (afectando una profundidad mayor que el ancho "B") en esa zona las tensiones tienden a disminuir y la resistencia tiende a aumentar. No interesa lo que pasa a grandes profundidades, pues si el manto es potente, no solo distribuye la carga, sino que la absorbe totalmente aun en el caso de que muy por debajo del terreno tengamos terrenos compresibles.

2.3.3. Cálculo de Asentamientos.

El cálculo de los asentamientos en un cimentación presenta un nivel de trascendencia similar a la estimación de la capacidad de carga. Los módulos de deformación característicos en la mayor parte de los suelos, son sensiblemente inferiores a los módulos de los materiales de construcción, por lo que ante similitud de cargas actuantes, el concepto de deformación puede tener implicancias sustancialmente mayores en la fundación que en el resto de la estructura.

A nivel de desplazamientos interesa la identificación de aquellos aplicables según el tipo de suelo y en virtud de la forma en que se desarrolla en el tiempo. En consecuencia, los asentamientos pueden agruparse según se indican en la Tabla 2.2.

Tipo de Asentamiento	Suelos friccionales	Suelos cohesivos baja saturación	Suelos cohesivos saturados
Instantáneo	Si. La mayor parte del asentamiento ocurre durante la construcción		Bajos
Diferido en el tiempo	Mínimos	Depende de las propiedades reológicas del suelo	Consolidación

Tabla 2.2. Caracterización de asentamientos en suelos.

En el caso de los asentamientos instantáneos las expresiones que resultan de aplicación pueden mostrar ligeras variantes respecto del tipo de suelo considerados.

Sobre suelos de tipo cohesivos, y como una extensión directa de los modelos de tensiones inducidas en medios continuos elásticos, puede aplicarse la expresión:

$$\Delta = \frac{2q(1-\nu^2)R}{E_s}; \quad \text{o} \quad \Delta = \frac{q(1-\nu^2)B}{E_s}$$

Donde:

Δ es el asentamiento en la superficie de apoyo

q es la presión de contacto

R es el radio de una base cargada circular

B es el ancho de una base cargada

E_s es el módulo de deformación del suelo.

Para el caso de suelos friccionales, la ecuación de Schmertmann, permite a partir de una adecuación de un modelo de presiones inducidas similar al anterior, espezar la magnitud de los asentamientos, según la expresión:

$$\Delta = C_1 C_2 (q - \sigma_o) \sum \left(\frac{I_z}{E_{sz}} \right) \Delta z$$

Donde

σ_o es la presión efectiva en la cota de apoyo en forma previa a la construcción de la base.

C_1 es un coeficiente de corrección por el efecto de profundización de la base de apoyo. De la forma:

$$C_1 = 1.0 - 0.5 \left(\frac{\sigma_o}{q - \sigma_o} \right)$$

C_2 es un coeficiente de corrección por efecto de creep en el suelo. De la forma:

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{T_{po \text{ en años}}}{0,10} \right)$$

En el caso de los suelos cohesivos en estado saturado, el fenómeno de asentamiento se manifiesta en forma dominante a través de la consolidación, por lo cual la expresión de estimación de la magnitud esperada es de la forma:

$$\Delta = \frac{\Delta e}{1 + e} H_c$$

Donde

e es la relación de vacíos inicial del estrato de suelo que consolida.

H_c es el espesor del estrato de suelo que consolida.

Δe es el asentamiento relativo del estrato expresado en función de la relación de vacíos. El mismo incluye los parámetros deformacionales del suelo correspondiente a este tipo de fenómeno.

Los resultados de los de consolidación nos indican la mayor o menor compresibilidad del material. Si el asentamiento admisible es grande, no habrá mayores problemas, pero en arcillas normalmente consolidadas, que no ofrecen ningún punto singular en la curva de consolidación, con toda seguridad que los asentamientos serán muy grandes aun para valores muy bajos de las presiones.

Solo podemos aceptar estos valores, cuando sabemos que las arcillas de la zona son preconsolidadas. Los valores que se sacan de tablas deben usarse con criterio, o sea que, ante la ignorancia de la correlación, tomar los valores mejores, dentro de las posibilidades de la obra.

El criterio técnico, debe jugar y adoptar un valor u otro en cada caso. En el caso de suelos arenosos, el asentamiento respondía a una curva que relacionaba el ancho de la base con el asentamiento. Según esto, hay un mínimo asentamiento para la base clásica de ensayo, o sea la de 30 cm x 30 cm. Para el caso de las arcillas, la curva es continuamente creciente con la amplitud de la base. Por ello, para un mismo tamaño de zapata, el asentamiento es mayor en las arcillas que en las arenas.

Como se aprecia, en cualquiera de los procedimientos de cálculo anterior, el parámetro que describe las características del suelo es su módulo de deformación (E_s), o la variante de expresión del mismo en el caso de las consolidaciones, es decir el coeficiente de compresibilidad (i_c). La determinación de este parámetro requiere la aplicación de ensayos de campo o laboratorio, los cuales no son tratados en este texto por considerar que su definición ya ha sido realizada.

Para la determinación del asentamiento a que se verá sometido una cimentación es necesario tener en consideración aspectos complementarios:

- **La profundidad hasta la cual se inducen tensiones significativas dentro del perfil de terreno de cimentación.** Esto implica que se puede ver afectados varios tipos de suelos dentro de la caracterización anterior, por lo cual el problema puede incluir la sumatoria de varios tipos de asentamientos.

No basta con establecer mediante un ensayo la tensión admisible a la cota de fundación, sino que hay que seguir el muestreo en forma continua debajo de la misma. El muestreo debe abarcar una serie de puntos, para conocer a heterogeneidad del suelo que se encuentra por debajo. Las tensiones dadas anteriormente se toman en el supuesto de terrenos homogéneos, o con resistencias crecientes. Las presiones, por debajo de la zona cargada, van disminuyendo con la profundidad, para la distribución de la carga en una superficie creciente con la profundidad.

Si la resistencia del suelo es creciente, no hay ningún problema con asignar una tensión determinada a la superficie de contacto y luego con toda seguridad las cargas decrecientes van a ser absorbidas por un terreno más fuerte. Pero si son decrecientes o existe intercalado un estrato blando, se altera completamente el comportamiento y las reglas anteriores no pueden aplicarse. **La presencia de un estrato compresible hace imprescindible verificar las tensiones que se van a transmitir sobre dicho estrato, determinar cuáles serán los asentamientos que se producirán y aun calcular cuáles serán los asentamientos diferenciales de una base con respecto a la otra.**

- **El tiempo en el cual se desarrollará el asentamiento.** Como se ha indicado hay asentamientos que se consideran instantáneos, o que por lo menos ocurren a una velocidad similar a la del desarrollo de la construcción, y otros que se desarrollarán a lo largo del tiempo. Los primeros, en función de su magnitud, podrán ser compensados durante el desarrollo de la propia construcción, en tanto que los segundos es posibles que se produzcan en la fase de operación de la obra. Para el primer caso, es necesario verificar que la posibilidad de compensación es factible con la propia construcción, para los segundo se requiere que la estructura admita la deformación sin salir de operación.
- **Tener en cuenta los posibles escenarios de carga.** El cálculo del asentamiento, como también ocurre con la identificación de la capacidad de carga, no implica la definición de un único valor. Como en el análisis de cualquier estructura la misma se verifica para diversos escaneros de carga, los cuales comprenden combinaciones de acciones de diversa magnitud y certidumbre de ocurrencia. En este punto, junto con los componentes de peso propio se pueden incluir cargas de tipo transitorias por utilización de la estructura, efectos sísmicos, de viento, de variación de niveles de agua, etc. El proyectista debe realizar un adecuado análisis de la combinación de cargas que aplica, a fin de establecer escenarios potenciales admisibles para la estructura que proyecta. En el caso de estructuras convencionales, la composición de esos escenarios se establece a través de los reglamentos y normas de diseño.

Finalmente, no sólo es de interés la identificación de los valores absolutos del asentamiento. En este punto los asentamientos diferenciales tienen una gran trascendencia en la admisibilidad de una solución de cimentación. Algunos valores de referencia se muestran en la Tabla 2.3.

Tipo de Estructura	Asentamiento Diferencial
Estado límite en muros flexibles	1/150
Daños estructurales en la mayoría de edificaciones	1/150
Fisuras en tabiques o muros de ladrillo	1/150
Desplazamientos visibles en edificio rígido	1/250
Primeras fisuras en tabiques	1/300
Límite para la aparición de fisuras	1/500
Daños en estructural con rigidizadores	1/600

Tabla 2.3. Asentamientos diferenciales admisibles. Fuente: Bjerrum.

2.3.4. Tensiones Admisibles. Factor de Seguridad.

La interpretación de uso general es considerar que el factor de seguridad es un valor que nos permite “alejarnos” del valor correspondiente a la presión de rotura en la interacción suelo – estructura. En el caso de las cimentaciones superficiales este valor suele ser del orden de 3.

Sin embargo, este valor puede ser modificado sobre la base de interpretaciones complementarias en la definición del concepto de factor de seguridad:

- **Valor asociado a la curva carga desplazamiento de interacción suelo estructura.** En este caso, el valor se vincula adicionalmente con la magnitud de los asentamientos que inducen la generación de una presión de contacto determinada. Según las características propias de la estructura que se pretende cimentar, esta puede tolerar determinado valor de asentamiento, en consecuencia, la presión de contacto con el terreno debe permitir que el asentamiento generado sea inferior al valor de referencia de la estructura.

En conclusión, debe tenerse en cuenta el asentamiento que es posible esperar del suelo, que debe ser compatible con la calidad o tipo de estructura a fundar. Esto surge de los ensayos de consolidación del suelo arcilloso.

- **Escenarios de carga aplicados.** Como se ha indicado, los escenarios de carga que deben ser revisados en el diseño son múltiples. En este grupo de casos, algunos de ellos se corresponden a condiciones usuales, en tanto que otros responden a combinaciones de carga poco

frecuentes. Los primeros suelen asociarse con factores de seguridad superiores a los aplicados en el segundo de los casos.

Cuando las cargas con las cuales se va a dimensionar la fundación han sido calculadas teniendo en cuenta la carga permanente, la accidental, los efectos de los vientos, de nieve y toda otra alternativa que pueda producirse, como es muy probable que no todos esos factores se presenten simultáneamente, se puede reducir el coeficiente de seguridad. Así, a modo de ejemplo, para los casos anteriores, las tensiones admisibles serán:

$$\sigma_{adm} = 0,9 q \text{ para bases continuas}$$

$$\sigma_{adm} = 1,2 q \text{ para bases aisladas}$$

para bases rectangulares, en los cuales tenemos una dimensión mayor y una dimensión menor, suele utilizarse:

$$\sigma_{adm} = \frac{2,85 \times q}{\eta} \left(1 + 0,3 \frac{B}{L} \right)$$

En la que “ η ” es el coeficiente de seguridad, y “B” es el ancho de la base, siendo “L” el largo de la misma.

Vamos a considerar las zapatas apoyadas sobre arenas homogéneas. Las tensiones admisibles para arena varían entre límites muy amplios. Es corriente hablar de que, si se encuentra un manto arenoso, hemos llegado al terreno firme, y dicho de esta forma es un error total. La arena es un terreno de comportamiento bastante estable o por lo menos previsible, pero no podemos decir que sea un terreno firme, duro, ya que puede encontrarse en distintas condiciones de compacidad.

Tal es así, que las distintas reglamentaciones varían, las tensiones de las arenas desde 0,5 km/cm² hasta 8,00 km/cm²; esto se debe a las distintas condiciones de compacidad de la misma y al tipo de arena.

Trataremos a continuación distintos tipos de arena:

- **Arena Fluida:** Se entiende por arena fluida a la que se encuentra totalmente sumergida, puede ser muy distinto el comportamiento según la manera de ejecutar la obra, de la densidad del material y también de la granulometría.

El material de la arena fluida puede tener distintos grados de acomodamiento, aun con igual granulometría, fundamentalmente debido a la forma en que fue depuesto.

Si para la construcción de la obra, el material es removido por un bombeo directo, la rapidez del escurrimiento del agua hacia la zona de bombeo puede alterar completamente el estado de acomodación de la misma, provocar un cierto corrimiento de las partículas, arrastradas por el flujo del agua hacia la zona de bombeo. Si el bombeo se realiza a través de pozos

suficientemente alejados del lugar en que se va a apoyar la obra, o sea que el corrimiento del agua se realiza en forma gradual, sin alterar la estructura que tenían el suelo, se pueden conseguir resistencias mucho más elevadas. Entonces el problema no estriba en cómo estaba el terreno, sino en la mayor o menos alteración que se ha producido durante el proceso constructivo.

No se puede, entonces, hablar de tensión admisible de arenas finas en forma directa, hay que verificar en cada caso el grado de densidad que tenga el material. Ese grado de densidad no se determina generalmente por los ensayos en laboratorio o “in situ”, sino que lo más corriente es hacerlo mediante el ensayo de penetración, en forma comparativa.

- **Arena Gruesa:** Del mismo modo, éste también puede tener distintos grados de densidad. Muchas veces se dice que la arena con grava es un terreno inmejorable para fundar, esto es cierto o no de acuerdo a las condiciones en que se encuentra el material.

Si el material está muy suelto, las tensiones que admite, siendo muy buenas, no son las óptimas que se supone para esa clase de suelo. Así como hay arenas con grava que admiten 7 y hasta 8 km/cm², hay que prever los asentamientos, sobre todo los diferenciales, por los distintos tamaños de bases. Esto es más peligroso si es apoyo de elementos vibratorios (como ser máquinas), ya que las vibraciones traen aparejada la inmediata compactación del material y el consiguiente asentamiento de ese estrato de arena suelta.

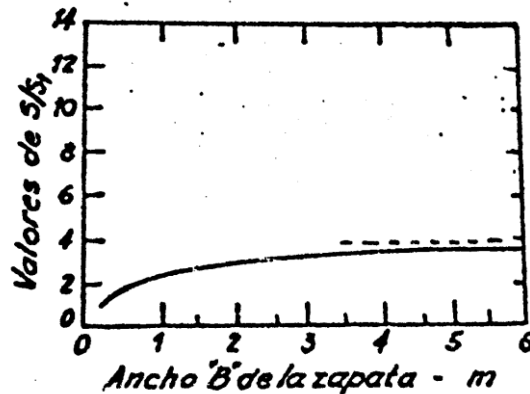
Habíamos dicho que mediante el ensayo normal de penetración se podía establecer el grado de densidad de la arena. De acuerdo al número de golpes requeridos, se puede establecer el grado de compacidad, y tenemos el siguiente cuadro dado por Terzaghi.

De 0 a 4 golpes	arena muy suelta
De 4 a 10 golpes	arena suelta
De 10 a 30 golpes	arena medianamente densa
De 30 a 50 golpes	arenas densas
Más de 50 golpes	arenas gruesas

Éste es el primer criterio para establecer la posibilidad de asentamiento.

Cuando se trata de arenas medianamente densas o densas, las posibilidades de asentamientos son muy registradas, pero cuando estamos en presencia de arenas sueltas o muy sueltas, debemos prever un acomodamiento por la acción de las cargas, a las cuales vamos a someter el terreno.

También tiene importancia la presencia de las napas de agua. En las arenas esto no es la excepción sino el caso normal, puesto que en general los mantos arenosos son los que las contienen.



Puede ocurrir que la napa no ocupe todo el manto, y entonces napa oscila con las distintas estaciones. Debido a esas oscilaciones es que hay que tener en cuenta la época en que se realizan los ensayos, ya que en determinada época podemos estar un cerca de la nata y otras estar alejados, variando el comportamiento de la arena con los distintos contenidos de humedad. Cuando la arena está saturada, el agua le quita un 50% de su peso específico, es decir que la subpresión que se origina le quita al suelo parte de su peso activo. En consecuencia, disminuye la resistencia al cote, pues ha disminuido la presión intergranular debido a la subpresión.

Se considera que el suelo está sometido a fluctuaciones de la napa hasta profundidades que alcanzan la base de apoyo de la fundación, debe disminuirse hasta en un 50% la tensión admisible del material, para el mismo tipo de estructuras y cargas.

Se han hecho distintos estudios para correlacionar los asentamientos entre la zapata de ensayo y la zapata real, y se ha encontrado un gráfico que vincula el ancho de la zapata cuadrada con la relación entre el asentamiento "S" que es dable esperar en la zapata de ancho "B" respecto al asentamiento "S₁" propio de un plato de ensayo de 30 cm x 30 cm y se tiene entonces una curva asintótica para la relación cuyo valor es:

$$S/S_1 = 4$$

Esta relación crece rápidamente hasta bases de 3,00 metros de lado, y ya a partir de 6,00 metros tiene variación casi nula. Para lados de 1,50 metros, esta relación es de valor aproximadamente 2,7. Esto nos permite pues prever los asentamientos y cuando mayor es la zapata, mayor también deber ser el coeficiente de seguridad a tomar con respecto a la carga de rotura, o sea que debemos disminuir la tensión admisible. Esta curva está expresada por la ecuación:

$$S = S_1 \left(\frac{2B}{B + 30} \right) [cm]$$

Donde: S: es el asentamiento previsible para la base total de ancho "B".

S₁: es el asentamiento para la base de ensayo.

Todas las medidas están expresadas en centímetros.

2.4. DEFINICIÓN DE LA CIMENTACION SUPERFICIAL

Las construcciones primitivas se hacían solamente reforzando el espesor de los muros sin ningún criterio racional, cuando apareció el concepto de tensión admisible se creyó que todas aquellas estructuras que no habían sufrido deterioro era porque la dimensión que tenían con respecto al terreno provocaba una tensión admisible para él, entonces empezaron a aparecer en todas las ciudades de cierta magnitud los llamados "Códigos de Edificación", y en ellos figuraban las tensiones admisibles para cada tipo de suelo.

Este concepto primitivo ha sido desmentido por la experiencia, puesto que los mismos terrenos frente a distintas estructuras, tienen comportamientos diferentes. Si el terreno por debajo de la zapata tiene zonas formadas por capas de distinta naturaleza, y en ellas hay capas compresibles, tendiendo la resistencia a disminuir con la profundidad, las presiones inducidas por la fundación afectan hasta una cota de 2 y hasta 3 veces el ancho de la base, por debajo de la misma. Podemos distinguir entonces, distintos tipos de fundaciones, según el terreno de soporte:

- 1) Zapatas apoyadas sobre arena homogénea.
- 2) Zapatas apoyadas sobre arcillas homogéneas.
- 3) Zapatas apoyadas sobre suelos intermedios, como ser limos, loess.
- 4) Zapatas apoyadas sobre terreno constituido por fajas alternadas de distintos materiales.
Estratos.

En vista de los elementos considerados hasta el momento, la secuencia de trabajo es la siguiente:

1. Se debe establecer cuál es la carga que efectivamente puede soportar el suelo en la cota de fundación.
2. Debe adoptarse la tensión admisible. A este punto lo ponemos en segundo lugar pues esta tensión admisible es función de la carga a soportar y va a oscilar con la dimensión que resulte de la base, en función de la carga y de la tensión que elijamos. Cuando más grande es la zapata, menor es la tensión que hay que tomar.
3. Se dimensiona la superficie de apoyo de la base y la forma geométrica de la misma.

4. Hay que determinar cuáles son los momentos flectores y esfuerzos cortantes, los cuales se producen en la base, a los efectos de dimensionar los espesores y la armadura correspondiente.

2.4.1. Presiones de Contacto.

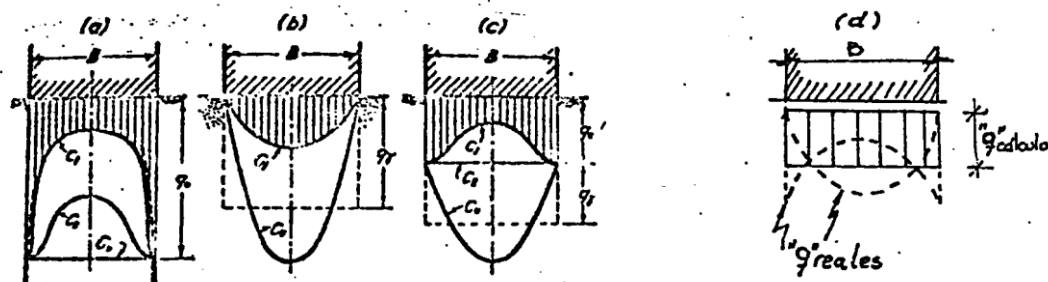
Cuando se analiza la carga, debe hacerse teniendo en cuenta la carga permanente y las sobrecargas accidentales (efecto de los vientos, nieve, efectos dinámicos, traducidos a cargas estáticas), también debe tenerse en cuenta las características del terreno, pues si se trata de un terreno saturado, la subpresión que origina tenderá a alivianar nuestra fundación. Hay que considerar no solamente cuándo obra la máxima subpresión, sino también cuándo obra la mínima, para conocer las oscilaciones de carga que se van a producir en el terreno.

En las sobrecargas podemos distinguir la llamada “Sobrecarga normal” y la llamada “Sobrecarga máxima”, no se puede pensar que un edificio está cargado simultáneamente en toda su magnitud, con toda la sobrecarga máxima admisible. Es por ello que los códigos de edificaciones permiten disminuir la magnitud de la sobrecarga unitaria a medida que aumenta la altura del edificio. Así, por ejemplo, los códigos permiten toda la carga completa en planta baja y primer piso, y aun segundo piso, y luego toman fracciones de esa sobrecarga para los pisos subsiguientes. Dichas fracciones oscilan en 0,6 de la sobrecarga.

Se debe trabajar con la sobrecarga normal. Se ha observado también que los sismos y los vientos no se producen simultáneamente, siendo innecesario tomar superpuestos estos dos efectos. Cuando se calcula con la carga normal, se utiliza para la tensión admisible un factor de seguridad, por lo menos igual a 3. También se debe verificar que la tensión producida para la carga máxima y la sección prevista, este afectada de un coeficiente de seguridad de por lo menos igual a 2.

Todos estos reglamentos permiten que cuando se tiene en cuenta todas las sobrecargas, el coeficiente de seguridad pueda disminuir, ya que éste cubre la ignorancia de algún elemento que quede sin considerar.

El momento flector que se produce en una base, se calcula suponiendo que la distribución de las presiones es uniforme, se tiene en cuenta las presiones que reaccionan sobre la estructura.



Si el terreno es arenoso, sabemos que la distribución de las tensiones es de tipo acampanado o parabólico, con presiones que disminuyen hacia los bordes (b). En estas condiciones se puede decir que el cálculo práctico da diferencia por el lado de la seguridad, pues al emplear la tensión media adjudicamos reacciones mayores que las reales en la zona de mayor brazo de palanca.

En el caso de suelo arcilloso, el diagrama adquiere la forma indicada en la figura “a” y “c”. Tomar una tensión uniforme media quiere decir que, con la reacción, el momento sería mayor puesto que las presiones aumentan hacia el lado de mayor brazo palanca. Sin embargo, la zona de presiones reales mayores que la media es muy pequeña comprada con la que tiene presiones reales menores, de modo que en conjunto el resultado es perfectamente aceptable (d).

De cualquier manera, las oscilaciones que pueden tenerse con respecto a la realidad quedan cubiertas con exceso por los coeficientes de seguridad de la estructura y del hormigón.

Pueden surgir problemas especiales en el caso de que el terreno no manifieste ninguna cota de la cual puede decirse que es completamente apta para fundar, o sea que no podemos establecer si es más adecuada la fundación superficial o la profunda. Entonces se puede optar como solución la de un mejoramiento del terreno superficial de manera de asegurarse, en cierto espesor, un comportamiento adecuado y que las presiones que trasmite a la profundidad, no afectada por el mejoramiento, sean compatibles con las que el suelo puede experimentar.

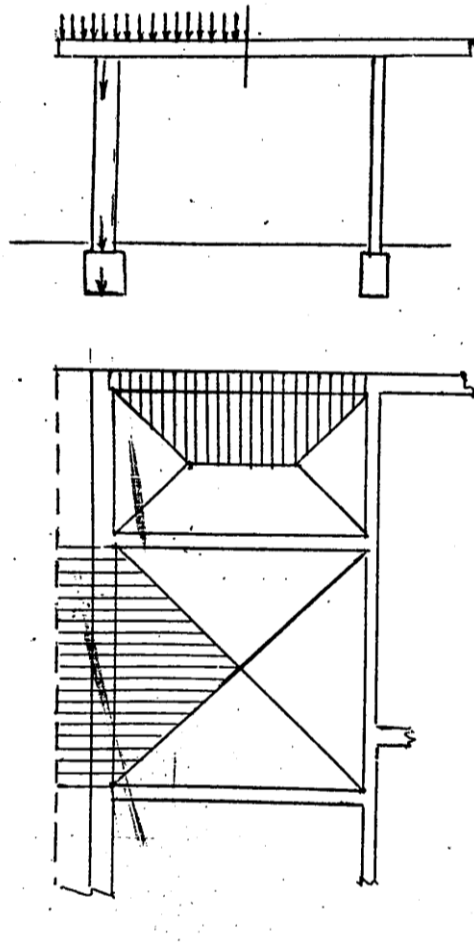
2.4.2. Transferencia de Esfuerzos desde la Estructura.

Muros de mampostería. En el caso de construcciones simples de mampostería el cálculo de las cargas que actúan sobre la cimentación es bastante simple.

Como se esquematiza en el gráfico, podemos calcular estas cargas por metro de longitud de muro, cubicando los volúmenes de mampostería y cemento y asignándoles el peso unitario de 1500 kg/m³ y 2000 kg/m³ respectivamente.

En cuanto a la incidencia de la estructura de techos, si se dispone del cálculo de las losas, tendremos la carga actuante sobre cada uno de los apoyos. En caso de no tenerlo o si queremos una estimación rápida podemos considerar las zonas rayadas en la figura, y aplicando a ellas la carga unitaria que incluye peso propio de estructura, rellenos, cubierta y sobrecargas (de 500 a 750 kg/m² según la sobrecarga a considerar) distribuimos esa carga total en el largo del muro afectado y tendremos la incidencia por metro de muro a sumar a su peso propio y al cemento.

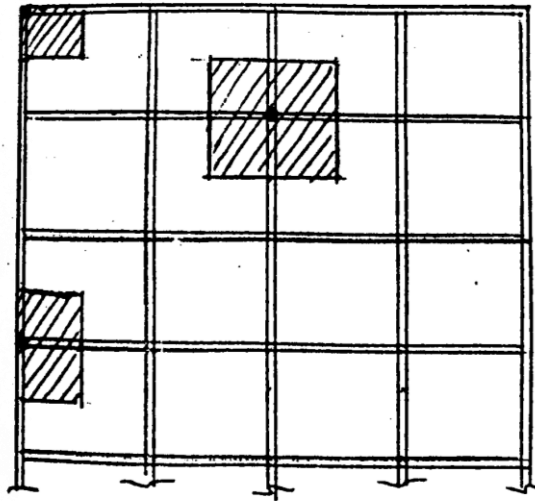
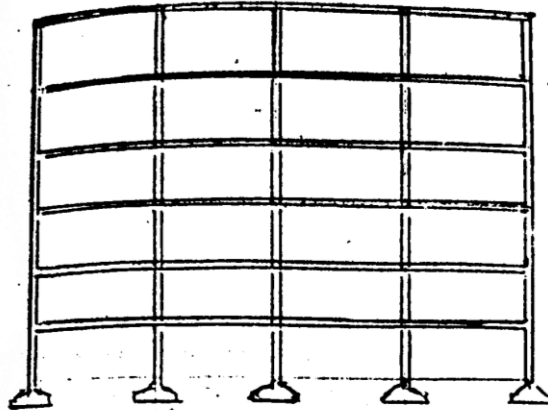
En caso de tratarse de más de una planta se va acumulado las cargas desde arriba hasta el nivel de apoyo del cemento.



Estructuras de hormigón armado. Si disponemos del cálculo de la estructura, el procedimiento está resuelto. En el cálculo estructural se considerará que las losas actúan sobre las vigas de apoyo, éstas actúan sobre las columnas, y éstas van aumentando, piso por piso las cargas hasta llegar al plano de cimentación.

Cuando no se dispone del cálculo, o solo necesitamos una estimación que nos dé el orden de magnitud de las cargas en distintos sectores de la obra usaremos el método de las áreas de influencia.

Vemos en la figura las zonas de influencia de cada columna, con lo que hay un distingo particular entre columnas interiores, de borde y esquineras. El método práctico consiste en tomar como área de carga la que comprende la mitad de las luces en todo sentido de las vigas incidentes en la columna en cuestión.



Se tendrá:

Carga total = superficie de influencia x carga unitaria promedio x n° de pisos

Como carga promedio suele usarse de 1000 a 1200 kg/m² en estructura de edificios comunes.

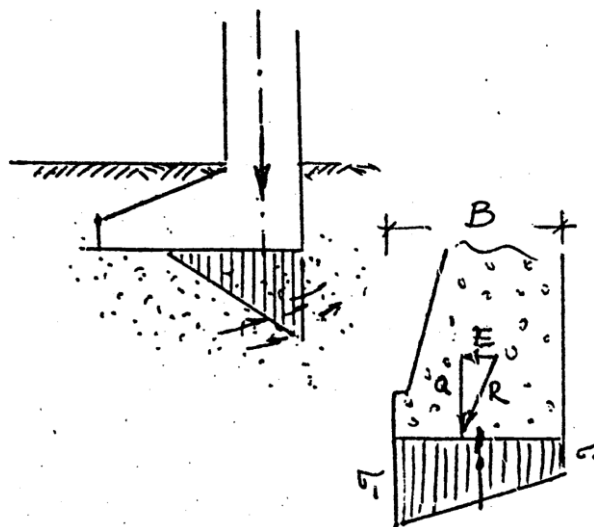
En otros casos hay que analizarla.

En las columnas interiores se puede aumentar este valor en un 15% para considerar el efecto de continuidad de las vigas incidentes.

En las columnas exteriores se puede disminuir el valor básico en un 5% por efecto de la descarga por continuidad, o bien no restar nada.

Los muros de planta baja se estiman por separado, pues llevan cimentación independiente de la estructura, o bien, se transmiten las cargas a las columnas por vidas portamuros, se calcula las reacciones de apoyo de estas vigas sobre la columna a la que concurren.

Fundaciones para Cargas Excéntricas. Las cargas excéntricas pueden ser resultado de diferencia de cargas o de espesores en distintas elevaciones del muro. Sea un muro que tiene espesor variable y cargas también variables, de manera que hay que hacer una combinación de las fuerzas que transmite la zona de un espesor sobre las de otro espesor y encontrar la resultante final de todas las fuerzas actuantes. Con toda seguridad no van a resultar centradas con el espesor del último tramo del muro, y por consiguiente la fundación de éste no se puede hacer en forma corriente, de cargas concentradas, sino que se establece el criterio de desplazar el cimiento de modo de centrarlo con la resultante de las cargas. Hay casos en que no se trata simplemente de un desplazamiento de las cargas verticales, sino de la presencia de un empuje ya sea del terreno que obra lateralmente (muro de sostenimiento), o de la acción de elementos móviles que actúan sobre el muro (caso de un puente) por acción de frenado, o el caso de un arco que puede originar cargas oblicuas. La resultante en este caso, constituida por una fuerza oblicua, no es por lo tanto vertical ni tampoco está centrada con respecto al muro. Veremos más adelante cómo se resuelven estos casos.

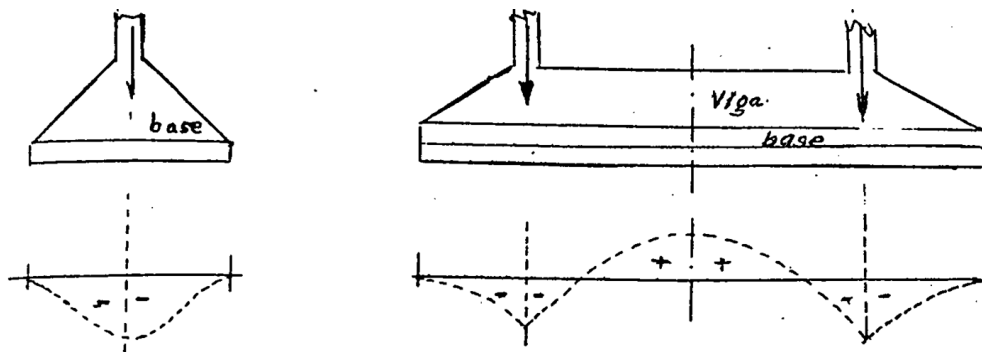


2.4.3. Criterios para Elegir Cimentaciones Aisladas, Continuas o Vinculadas.

Si tenemos dos columnas que transmiten sus cargas al suelo mediante sus respectivas bases, apoyadas a una cota apta para fundar, mientras la distancia resultante entre sus bases sea lo suficientemente grande para justificar excavaciones independientes y para establecer que en planta la superficie cubierta por estas bases es menos de la mitad de la zona de influencia de las columnas, evidentemente la fundación por bases aisladas es la más adecuada y la más económica.

Si la dimensión hace que se aproximen mucho las dos bases, aparte de la razón práctica de hacer una sola excavación, aparece una razón netamente técnica, que es la distribución distinta de los momentos que se producen en la zapata aislada a la continua.

En la figura siguiente podemos observar que, para el caso de bases aisladas, el diagrama tiene un mismo signo bajo la totalidad de la base, en cambio, el diagrama de momentos originado por las bases continuas o vinculadas es de doble signo.



Es decir que habrá un mayor equilibrio, obteniéndose un dimensionamiento de menor altura para el caso de la base combinada que en la aislada. Aparte, ello asegura monolitismo y mayor solidaridad entre columna y columna, lo que produce asentamientos parejos de la superestructura. Dentro de lo posible, conviene establecer bases vinculadas más que por razones de economía, por un mejor comportamiento del conjunto "fundación-estructura".

Si el terreno de fundación fuera bueno, se puede recurrir a estructuras mixtas, o sea, aquellas en las cuales trabajan en forma simultánea la estructura y los muros como elementos portantes.

Hay calculistas que aprovechan esta circunstancia y en los muros medianeros utilizan dos o tres plantas del muro como muro cargador. De esta manera, si el muro soporta además su peso, el de la losa continua que incide sobre él, en dos o tres plantas las vigas perimetrales se transforman en vigas de encadenado, y no son vigas portantes, lo cual permite abaratar la estructura de hormigón armado. Si este muro se elimina, la viga no estará dimensionada para soportar las cargas de la zona adyacente, que van a actuar sobre ella. En muros medianeros, donde es difícil tener que eliminar el muro, es perfectamente aceptable siempre que quede aclarado en forma documentada cómo se ha efectuado el cálculo. En este caso, la fundación del muro requiere soportar la carga de toda esa altura y por consiguiente esa cimentación exige las mismas consideraciones que las cargas de las zapatas de la estructura propiamente dichas.

Vamos a analizar algunos casos no contemplados en las guías de Trabajos Prácticos y que son muy importantes.

Zapata en Muro Medianero.

1. Definición: Comúnmente se dice medianera la cosa que está en medio de otras dos. Si esta cosa es un muro, el nombre correspondiente será de muro medianero.

Jurídicamente, muro medianero expresa la obra separativa que pertenece a uno y otro colindante. En general esto hace suponer que una pared será medianera ésta ha sido construida a costo de los dos vecinos. Por eso para dar un carácter más amplio a la definición, puede decirse que es un muro que ocupa parte de dos terrenos de distintos propietarios por partes iguales o desiguales, y que se encuentra en situación de condominio, ya sea por futura adquisición, por sucesión, o por prescripción.

2. Disposiciones legales: El Código Civil Argentino, ley máxima que rige el dominio de las cosas, como también los Reglamentos Municipales, establece disposiciones legales referente a las paredes medianeras y sus cimientos.

Así, el Código Civil, art. 2725, dice:

“El que en los pueblos o sus arrabales edifica primero en un lugar aún no cerrado entre paredes, puede asentar la mitad de la pared que construye sobre el terreno del vecino, con tal que la pared sea piedra o de ladrillos, hasta la altura de tres metros y su espesor no exceda de dieciocho pulgadas”. (45 cm.)

Las ordenanzas municipales suelen tener disposiciones como las siguientes:

“Los muros que separen los edificios contiguos, medianeros o no, del mismo o diferente propietario y los de patio o interiores se construirán de piedra, ladrillo u hormigón armado o de otro material incombustible y resistente debiendo tener un espesor tal, que según el material y el sistema de construcción empleados protejan suficientemente los ocales que encierran, de las acciones climáticas.

Si los muros que separen las construcciones son medianeros y se ejecutan con materiales que no sean ladrillo o piedra, se solicitará su aprobación al propietario de la finca vecina; en caso contrario se ejecutarán de ladrillo o piedra de 45 a 30 cm de espesor según lo exija su estabilidad. Si el peso de la construcción no exigiera, deberá completarse la misma con pilares, columnas o vigas de hierro u hormigón armado para que lleven las condiciones de estabilidad y resistencia requerida.

Las columnas de Fe u hormigón armado y sus cimientos no podrán embutirse en los muros medianeros más allá del eje de los mismos, salvo en los casos de conformidad de los colindantes, conformidad que deberá ser presentada por escrito a la Repartición fiscalizadora y agregados al expediente representativo.”

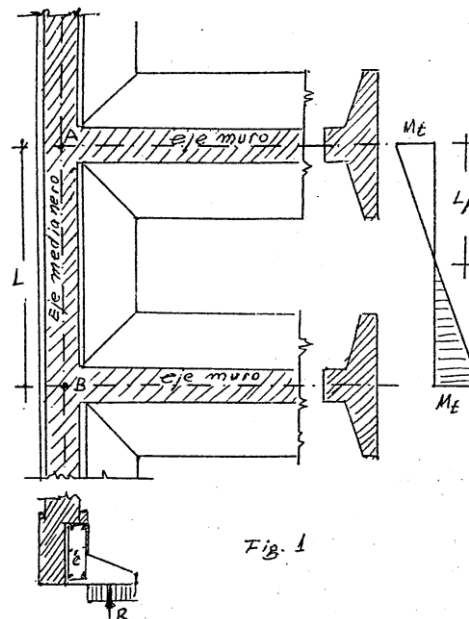
Así lo establece el Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires, refiriéndose a las estructuras en elevación: “La estructura resistente debe proyectarse y ejecutarse dentro de

los límites del predio, salvo el muro divisorio con su propio cimiento, el cual puede asentarse en ambos predios colindantes de acuerdo con lo establecido en el Código Civil”.

El problema de fundar una pared medianera en terreno más o menos bueno no presenta dificultades, de acuerdo a las prescripciones legales indicadas. Si en elevación esa pared puede ocupar 0,225 m a cada lado de la línea divisoria (mitad de 18 pulgadas), basta para hacer el cimiento, dejar un escalón de ladrillos comunes de 7,5 cm a cada lado, es decir, el cimiento tendrá un ancho total de 60 cm. Esto, si bien no está explícitamente indicado en el Código Civil, es aceptado ya en carácter general.

3. Cálculo de a zapata para muro medianero: Cuando el terreno de fundación es de mala calidad o el peso del muro junto con las cargas que inciden sobre él es elevado se presenta el problema de ensanchar las zapatas de base, y, en consecuencia, construir zapatas de hormigón armado. Si bien toda la fundación de los muros del edificio se construye en este material, es lógico que el muro o los muros medianeros estén fundados en la misma forma.

Sin embargo, conforme a las restricciones señaladas en los puntos anteriores por las prescripciones legales pertinentes, no se puede avanzar sobre el terreno vecino con construcciones de este material, de manera que será necesario proyectarla en formar disimétrica con respecto al muro. Se hace entonces en la forma que indica la Figura.



Primeramente, debemos determinar el ancho total de la base. La dimensión de la zapata que queda hacia el lado del que construye, a partir del punto de aplicación de la resultante de la carga es siempre mayor que la opuesta; por lo tanto, no es centrada y tendríamos una distribución trapezoidal o triangular de las tensiones del suelo.

Por como esa zapata constituye una viga de gran rigidez transversal que va empotrada firmemente en dos bases transversales también de hormigón armado, por sus extremos puede considerarse que el conjunto trabaja como una estructura absolutamente rígida.

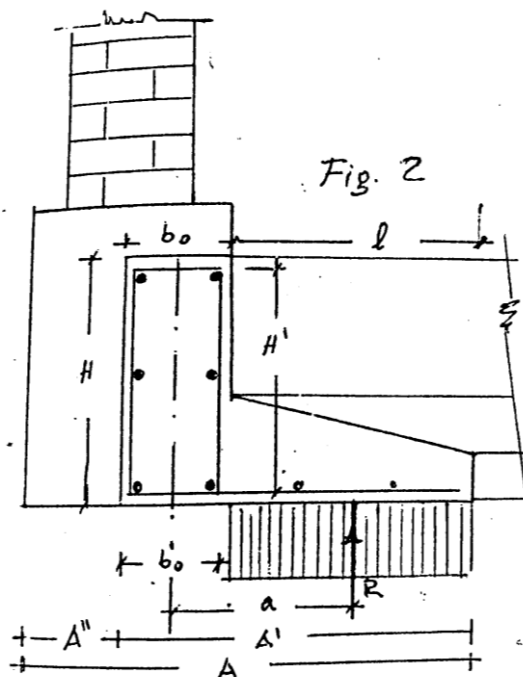
Por lo tanto, no puede producirse el mayor hundimiento a la arista izquierda de la viga con respecto a la derecha, que determinaría la distribución no uniforme de las tensiones del suelo.

Por las consideraciones que anteceden supondremos que las tensiones se distribuyen uniformemente en el terreno de fundación con una aproximación suficiente para los casos comunes en las zapatas para muros medianeros de edificios. Aplicando las hipótesis ya formuladas para este caso resulta:

$$A = \frac{P_t}{100 \times \sigma_t}$$

De la figura conociendo: $A'' = 22,5 \text{ cm}$ (Art. 2725 Cód. Civil), tendremos:

$$A' = A - A''$$



Como se aprecia en la figura, la zapata de hormigón armado está formada por una losa en voladizo y una viga de rigidez transversal. La losa está sometida a un momento flector y esfuerzo de corte por la reacción del suelo; su dimensionamiento se efectúa en la misma forma indicada para los trabajos anteriores.

En cuanto a las dimensiones de la viga propiamente dicha (b y H), que como veremos enseguida soporta un momento torsor, se procede a un dimensionamiento previo y luego se verifica esos valores. Está en la práctica del calculista la posibilidad de una pronta elección de las medidas convenientes.

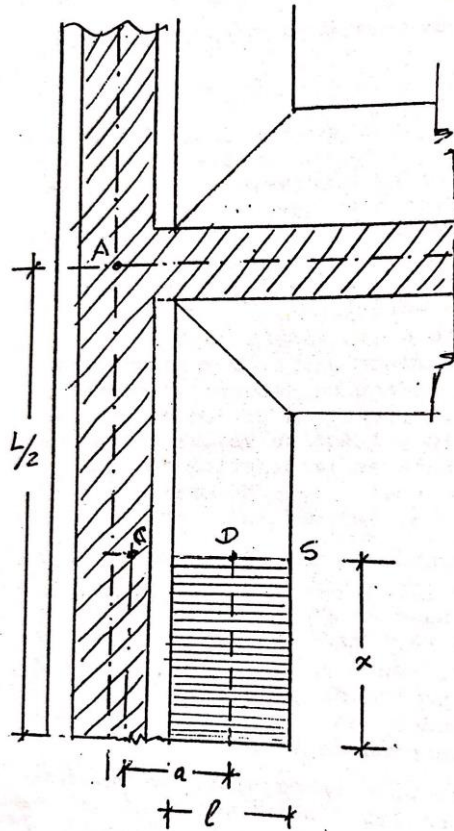
Considerando la sección transversal de hormigón armado sometida a la carga debida a la reacción del suelo, se aprecia fácilmente que la resultante de dicha fuerza distribuida no pasa por el centro de gravedad de la viga, originándose en consecuencia un momento de torsión de la pieza.

Para calcular la magnitud del momento torsor en los distintos puntos del eje de la viga haremos el siguiente razonamiento: la viga, como ya dijimos, está empotrada sólidamente en sus extremos en las zapatas transversales y por lo tanto dichas secciones están impedidas de girar libremente.

A medida que nos alejamos del empotramiento A , las secciones consecutivas por efecto de R , que produce el momento torsor relativo a C , giran respecto a A , en sentido contrario a las agujas del reloj. Esta rotación de la sección alrededor de C y respecto a A (que no gira) aumenta a medida que se aleja de A : por lo tanto, la sección central ($L/2$), habrá un giro determinado Θ . Si realizamos análogo razonamiento a partir de B y dada la simetría de la estructura respecto al centro se llega a la conclusión que la sección media gira también el mismo ángulo Θ , y en el mismo sentido.

En dos secciones infinitamente próximas del centro habrá el mismo ángulo de rotación Θ pero no habrá rotación relativa entre las dos secciones: por lo tanto no manifestará efectos de torsión entre las mismas (no hay deformación relativa s , no hay torsión).

Por la circunstancia citada, se puede suponer cortada la viga en su punto medio y estudiarla como una viga en voladizo y empotrada en su extremo, pues en los dos tramos ocurren los mismos fenómenos.



Vamos a estudiar el momento torsor en una sección S (figura N°3) distante x del punto medio, que será igual al momento de la resultante de todas las fuerzas obrantes en la longitud x, respecto al punto c. Esas fuerzas tiene por resultado:

$$Rx = x \cdot l \cdot \delta_t$$

y actúa en D. Su momento respecto a C será:

$$Mx = Rx \cdot a = a (l \cdot x \cdot \delta_t)$$

Vemos que el momento torsor varía linealmente con x; su valor máximo ocurrirá para el mayor valor de x, o sea para $x = L/2$ (empotramiento).

$$M_t = 0,5 \cdot a \cdot l \cdot L \cdot \delta_t$$

Como se sabe, el momento torsor produce tensiones de corte en la viga, cuya magnitud se puede calcular por fórmula:

$$\zeta_t = \beta \frac{M_t}{H \cdot b o^2}$$

pues

$$\tau_t = \frac{M_t}{W_t} \qquad W_t = \frac{H \cdot b \cdot o^2}{\beta}$$

Donde β es un coeficiente que para sección rectangular vale:

$$= 3 + \frac{2,6}{0,45 + \frac{H}{b \cdot o}}$$

El valor numérico de β varía entre 4,79 para el cuadrado y 3 para el rectángulo estrecho.

Para no tener valores de ζ_t muy diferentes en ambos lados del rectángulo conviene aproximarse a la forma cuadrada.

Con los valores de ζ pueden ocurrir los siguientes casos:

a) $\tau_t < \zeta_{01}$

Las tensiones de corte por torsión resultan menores que los valores límites establecidos para los códigos para los distintos tipos de hormigón para no usar armaduras de corte. En este caso se usará las armaduras mínimas.

b) $\zeta_{01} < \zeta_t < \zeta_{02}$

Se contrarresta las tensiones de corte con hierros longitudinales y estribos, o bien con espiras helicoidales a 45°.

c) $\zeta_t > \zeta_{02}$

Se debe redimensionar la viga.

Resumimos el cuadro siguiente los valores límites de tensiones de corte para las calidades usuales de hormigones:

		H ₁₃ 130 Kg/cm ²	H ₁₇ 170 Kg/cm ²	H ₂₁ 210 Kg/cm ²
Tensiones de corte límites	Para armadura mínima	5 Kg/cm ²	6,5 Kg/cm ²	7,5 Kg/cm ²
	Secciones con armadura de corte	12 Kg/cm ²	15 Kg/cm ²	18 Kg/cm ²

Si tenemos simultáneamente ζ_t (tensiones de corte por torsión) y ζ_0 (tensiones de corte por corte) debe verificarse la acción conjunta conforme los siguientes límites:

$$\zeta_0 + \zeta_t \leq \zeta_{01} \quad \text{usar armadura mínima.}$$

Debe cumplirse

$$\zeta_t \leq \zeta_{02} \quad \zeta_0 + \zeta_t \leq 1,3 \zeta_{02}$$

Si no se cumplen estas condiciones debe redimensionarse.

4. Cálculo de la armadura de torsión: Consideraremos el caso de usar estribos de hierro longitudinales.

En el caso de estribos podemos fijar la separación y calcular la sección de hierro necesaria, o mejor, elegir la sección de hierro y calcular la separación para darles:

$$e = \frac{2 \cdot b' \cdot o \cdot H' \cdot \tau_e \cdot fe}{M_t}$$

O

$$fe = \frac{M_t \cdot e}{2 \cdot b' \cdot o \cdot H' \cdot \tau_e}$$

Donde:

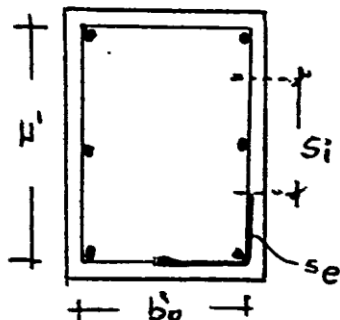
e = separación de estribos.

fe = sección del estribo.

b' o y H' = dimensiones del núcleo armado de la sección de la viga según el gráfico.

τ_e = tensión del cálculo del acero.

Para las armaduras longitudinales se tendrá:



$$f_e' = \frac{M_t}{2 \cdot b'o \cdot H' \cdot \sigma_e} \cdot S_e$$

$$f_e'' = \frac{M_t}{2 \cdot b'o \cdot H' \cdot \sigma_e} \cdot S_i$$

Siendo S_e y S_i la zona perimetral del núcleo armado de la sección de hormigón, que afecta a cada hierro. En el caso de la figura

$$Se = \frac{b'o}{2} + \frac{H'}{4}$$

$$Si = \frac{H'}{2}$$

Variando estos valores según el número de hierros longitudinales que se coloque. A las secciones de hierro calculados se debe agregar los necesarios para resistir las tensiones de corte por corte, y los correspondientes a la flexión. En el caso de estructuras de fundación, con la viga apoyada sobre el terreno resultan muy indeterminados estos valores, por lo que se agrega una sección estimada en función de las luces y cargas actuantes, pero a criterio del calculista y no respondiendo a una hipótesis de esfuerzos dados.

Armadura helicoidal: Más eficiente es la armadura colocada en forma helicoidal colocada con un ángulo de 45° respecto a las aristas de la viga pues en este caso la dirección de la armadura coincide con la de los esfuerzos, y se tiene plena funcionalidad.

Llamando d al paso de la hélice, y n al número de espiras que cortan a una sección del núcleo armado, se tendrá:

Las espiras helicoidales se arman en posición simétrica a partir del centro hacia los extremos para responder al diagrama de M_t .

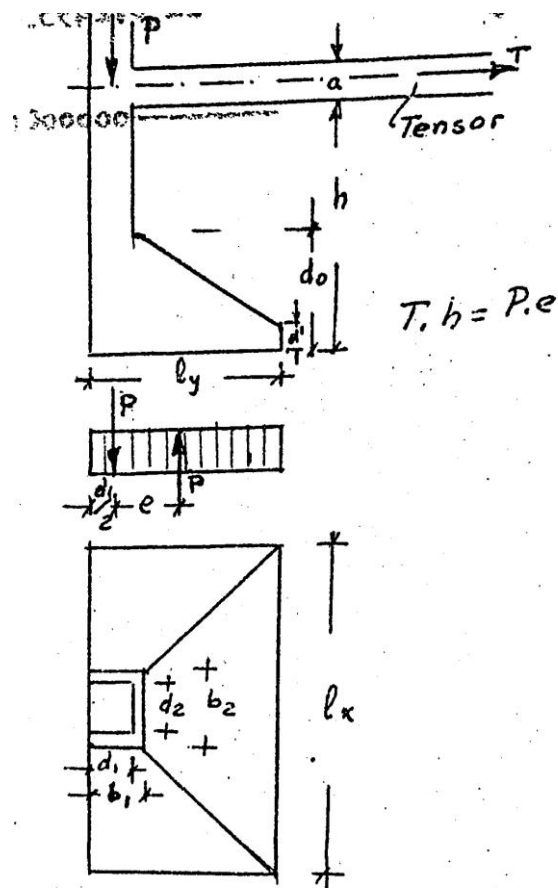
Despejando fe , d o n según convenga.

5. Construcción: La parte de hormigón armado se ejecuta en la forma corriente indicada para los otros tipos de cimentaciones.

La otra parte de la zapata, la que está en el terreno vecino, y por encima de la viga de H° , se realiza con hormigón pobre de cascotes de piedra, con baja dosificación de cemento (menor de 150 kg/m³).

Se trata que las dos partes sean independientes, creando una separación con hojas de plástico o pintura asfáltica, a los efectos de que si el vecino necesita removerla para construir en su terreno, no se afecte la parte estructural de la zapata medianera.

Fundación de estructuras en caso de frentes angostos del terreno



En las zonas urbanas, sobre todo en las partes céntricas, donde la división de la tierra ha ido progresivamente achicando las dimensiones de los terrenos, es corriente encontrar el caso de frentes de terrenos sumamente angostos (por ejemplo 7,00 u 8,00 metros), en los cuales, efectuar estructuras con columnas intermedias significa una pérdida de espacio o la anulación de locales comerciales. Por consiguiente, toda estructura se materializa a lo largo de columnas perimetrales, y dejan los paños internos libres de columnas.

Esto suele traer algunas dificultades, en lo que se refiere a las columnas medianeras, que pasan a tener cargas bastante elevadas, justo no podemos, de acuerdo a reglamentaciones de los códigos, salir fuera de la línea medianera, puesto que de otra manera estaríamos invadiendo el terreno vecino, creando derechos reales de servidumbre, que limitarían el derecho a la propiedad.

En estas circunstancias, si el vecino quisiera construir una obra justamente en el lugar que afecte a esta cimentación, estaría en todo su derecho de demolerla; pero la eliminación de la parte que a él le molesta significaría destruir la repartición de la carga en toda la base y concentrarla en la parte restante. Por consiguiente, podría originar desastres en la estructura, y con toda la lógica para evitar estos conflictos posteriores, los códigos prohíben penetrar con la estructura más allá de los ejes medianeros.

Este tipo de zapata parcial, como se ve en el práctico correspondiente, significa una dificultad grande, por cuando no se puede transmitir en forma centrada la carga y tendríamos diagramas de tensiones triangulares, y aún diagramas parciales y que fácilmente exceden las tensiones admisibles del terreno.

Ello nos obligaría a colocar tensiones o algún otro artificio para solucionar el problema. Resulta muy adecuado en algunos casos trasladar las cargas medianeras hacia el interior del terreno apoyándose en la fundación mediante una viga de distribución de cargas. De esta manera, tendríamos una carga P_1 y otra P_2 que generalmente son iguales o casi iguales, salvo variantes en la distribución parcial de algún punto de la obra, como podría ser la presencia de ascensores, tanques, etc.; pero en general son muy similares. Por los centros de esas bases, pasan reacciones de apoyos R_a y R_b ; hay que ver que parte de la carga se transmite por medio de la viga que estas dos bases de fundación. Si la carga P_1 y P_2 fueras iguales, evidentemente las reacciones R_a y R_b también lo serán y por consiguiente no habrá ningún cálculo especial.

Supongamos que fueran distintos, entonces es necesario despejar el valor de estas cargas, para lo cual llamaremos "a", "b" y "d" las distancias a los ejes de las reacciones. Para encontrar las reacciones " R_a " y " R_b " tomaremos momentos con respecto al eje que pasa por " R_b " y tendremos, por lo tanto:

$$P_1 (a + d) - R_a \cdot d - P_2 \cdot b = 0$$

$$R_a = \frac{P_1 (a + d) - P_2 \cdot b}{d}$$

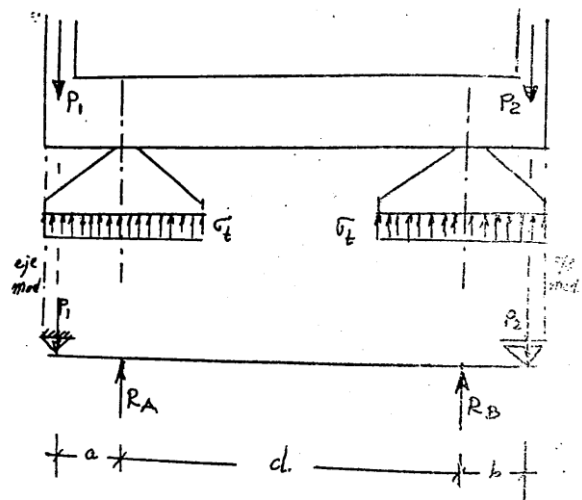
$$R_b = P_1 + P_2 - R_a$$

Hay que tener en cuenta que a las cargas P_1 y P_2 hay que incrementarlas en el peso propio de la fundación, que no es despreciable ya que estas vigas son muy robustas; suelen tener una altura de 1,00 metro hasta 1,50 metros o más.

La forma de calcular este tipo de viga es como simplemente apoyada en sus extremos con dos cargas situadas donde van las bases.

Podría calcularse considerando las columnas empotradas en las vigas, dándole hiperestaticidad al conjunto, pero ello suele complicar la estructura más que abaratarla.

Podría resultar alguna disminución de volumen de hormigón, pero complica bastante la armadura y hace que sea más difícil en la faz constructiva.



Este tipo de solución es bastante frecuente. Se debe buscar la ubicación de estas bases de manera que nos dé la menor dimensión de la viga, o sea la que equilibre mejor los momentos positivos y negativos.

Desde el punto de vista funcional, no tiene importancia la ubicación de las bases, ya que quedan enterradas. En el caso en que se continúen en la parte de la superestructura de sótanos, se podría desperdiciar parte de la zona útil de los ambientes. Suele ser también utilizado este sistema, en una parte estructural aérea, y aún en subsuelo, en edificios de cierta magnitud y que a partir de la planta baja o entresuelo transmiten las cargas hacia dos columnas interiores, eliminándose las cargas medianeras, llevándolas hacia el interior. Este tipo de solución se utiliza no solamente para el caso de fundaciones directas, sino también para fundaciones profundas, porque a partir del punto de apoyo de la viga de vinculación es lo mismo que tengamos la base inmediatamente, o que esté apoyada sobre pilotes o cilindros.

Bases para elementos con cargas oblicuas

Este caso se presenta frecuentemente en los pies de pórticos, sean estas columnas o paredes pórticos. Tenemos en estos casos una resultante oblicua que corta el plano de fundación a un punto distinto a la proyección vertical del centro de dicho elemento.

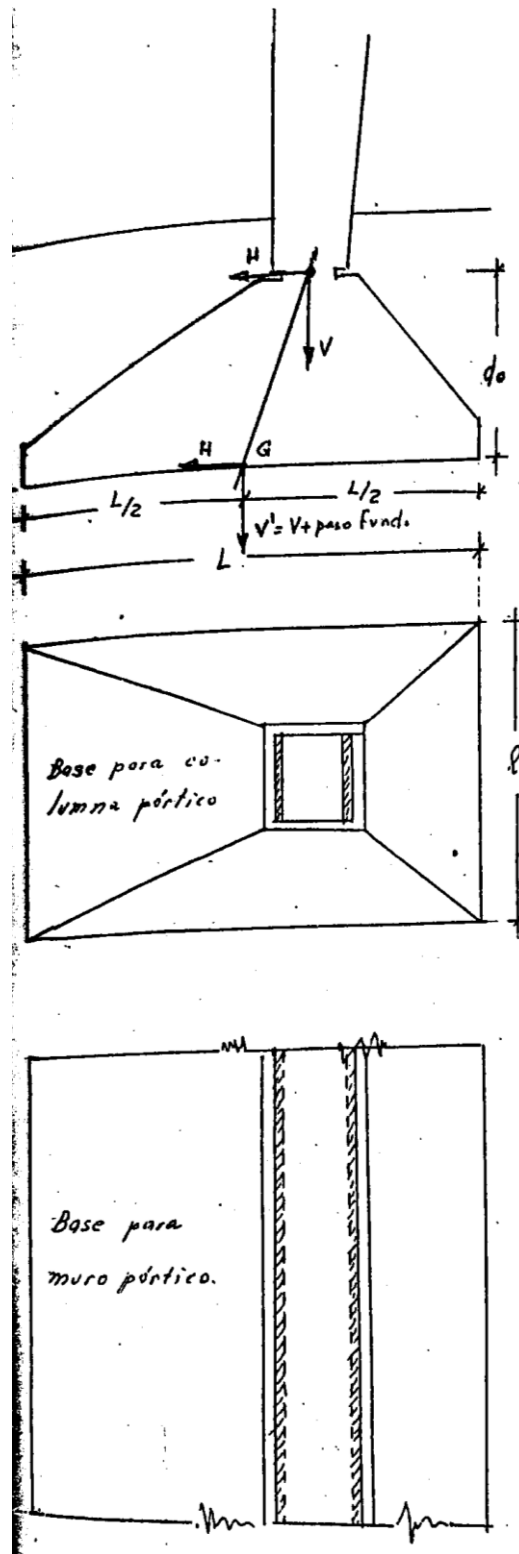
En el punto G de intersección podemos volver a descomponer esta fuerza en una normal y una tangencial a la superficie de apoyo.

La primera origina tensiones de compresión. La segunda tiende a producir un desplazamiento de la base respecto al terreno, al cual se opone el frotamiento generado entre ellos.

Para dimensionar correctamente la fundación debemos producir tensiones menores que las admisibles para el suelo y evitar el deslizamiento.

Veamos los pasos a seguir para obtener ese resultado:

1. Fijar la cota de fundación: Dependerá en primer lugar de la naturaleza del suelo de apoyo. Si el terreno es apto desde la superficie elegimos como cota de fundación el nivel más acorde a las necesidades de altura de la estructura de fundación.
Si el suelo es más profundo será necesario desplazar la base hasta la cota adecuada, con lo cual varía la altura del pórtico y por ende sus solicitaciones. Muchas veces es necesario redimensionarlo.
2. Ubicar el centro de presiones G: Éste se determina hallando la intersección de la resultante oblicua con el plano de apoyo de la fundación. Si es muy profundo puede estar muy desplazado respecto a la verticalidad del centro de pie de pórtico, en cuyo caso conviene hacer el redimensionamiento enunciado en el párrafo anterior.



3. Determinar las dimensiones de la base: Se las dimensiona como una base con carga centrada:

$$S = \frac{V'}{\tau_t} = L \cdot l \quad \text{o si se trata de un muro}$$

$$B = \frac{V' \text{ kg/m}}{100 \tau_t \text{ kg/cm}^2}$$

Esta condición de carga centrada se cumple, si al ubicar la base, tomando $\frac{L}{2}$ ó $\frac{B}{2}$ a cada lado de G.

4. Cálculo de la base: Se sigue aquí los mismos procedimientos estudiados para los casos de cargas verticales.
5. Verificar la profundidad: Es decir, comparar la altura total do con la magnitud h con lo cual ubicamos el punto G y hacer las correcciones necesarias para que se cumplan los supuestos de cálculo.
6. Verificar al deslizamiento: Debe cumplirse

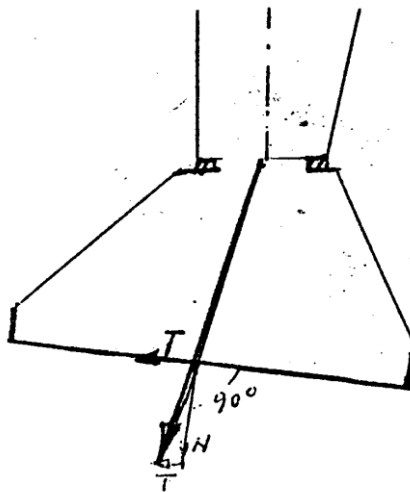
$$\frac{H}{V} < f = tg \gamma$$

De no cumplirse esta condición, lo que implica que hay peligro de deslizamiento, la solución más simple consiste en inclinar la superficie de apoyo, de modo que la componente normal aumente y la tangencial disminuya hasta conseguir:

$$\frac{T}{N} < f$$

Generalmente basta con una muy ligera inclinación para conseguirlo.

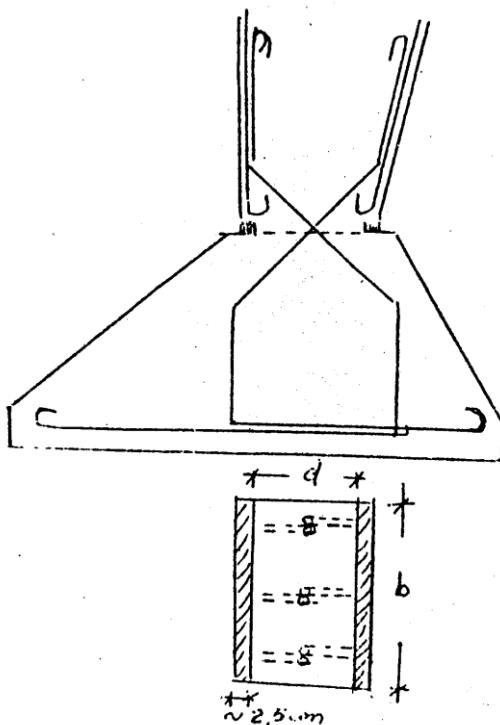
7. Articulación: El paso final es el cálculo de la articulación, Teóricamente la columna debe poder oscilar libremente alrededor de un eje de giro.



En el caso de estructuras comunes no se materializa una articulación con rodillos, como en el caso de puentes, sino que se crea una zona debilitada para que al tender a rotar se produzca una fisura localizada en el sector de paso de la columna a la base. Terminada la base, con la armadura de articulación preparada, se coloca dos fajas laterales de 2,5 cm de plomo, cartón, mastic asfáltico, madera blanda, u otro material adecuado, convenientemente pintado con pintura asfáltica para evitar ingreso de humedad a la zona a fisurar.

Al hormigonar el tramo superior, queda morfada una sección de menores dimensiones, donde la armadura normal de la columna (o pared) no prosigue hasta la base, sino a través de dos empujados que se cortan en un eje longitudinal que está ubicado precisamente en la zona debilitada.

Esta armadura se calcula al corte, de modo que puedan absorber por si sola todos los esfuerzos H, aplicados



$$f_e = \frac{H}{\tau_e}$$

Siendo

$$\tau_e = 0,75 \tau_a \text{ tracción}$$

$$\tau_e = 1800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ para acero } \beta_s$$

$$= 420 \text{ MPa}$$

Se usa un número de hierros par para conformar la articulación.

La sección reducida del hormigón se verifica al aplastamiento cuidando de no sobrepasar tensiones de 100 kg/cm² para hormigón H17 que es el normalmente empleado en columnas. La tensión se obtiene:

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d}$$

Siendo b y d las dimensiones reducidas de la sección de hormigón neto.