

## FUNDACIONES EN ROCA

Jorge A. Suárez

Ingeniero Civil, MS. Profesor de Mecánica de Rocas (Universidad Nacional de La Plata).  
Asesor geotécnico. Calle 3 N° 687, (1900) La Plata, Argentina.

### Resumen

Las fundaciones de las estructuras de la ingeniería civil deben proyectarse de forma de no producir la rotura del material en que se apoyan y sin que este último sufra deformaciones incompatibles con el correcto funcionamiento de la estructura. Para los casos en que el material de apoyo es suelo se ha conseguido establecer tanto el mecanismo de rotura que ha permitido determinar la carga de rotura del mismo, así como métodos de predicción de asentamientos. Para el caso en que el material en que apoyan las fundaciones es un macizo rocoso, no ha sido posible establecer algo semejante, por los motivos que se explican en el trabajo, que entonces, lo que pretende es hacer una revisión de las herramientas prácticas con que se puede contar para garantizar una seguridad prefijada de una fundación en un macizo rocoso.

Palabras clave: macizo rocoso, fundación directa, pilotes, carga admisible, adherencias, fricción, empotramiento, fuste, carga horizontal.

### Abstract

The foundations of structures in the field of civil engineering, must be designed in such a way that the material on which they rest neither reach failure nor suffer strains not compatible with the correct behaviour of the structure. For those cases in which the material they rest on is soil, a general failure mechanism and the failure load could be established as well as methods of predicting settlements. For those cases in which the material they rest on is rock mass, it has not been possible to establish something similar for those reasons explained in the paper; this then aims to make a revision of the design practical tools the civil engineer may count on in order to assure a pre-established security to a foundation that rests on rock mass.

Key words: rock mass, direct foundation, piles, allowable load, adherence, friction socket, lateral surface, horizontal load.

### 1. Generalidades

La finalidad de una fundación es transmitir la carga de una determinada es-

tructura al terreno sin alcanzar la rotura del material que lo constituye (suelos o rocas) y sin que se produzcan deformaciones incompatibles con las funciones que debe cumplir la estructura. En el caso de obras hidráulicas es necesario además tener en cuenta que si la conductividad hidráulica del macizo rocoso no es lo suficientemente

*Trabajo presentado con motivo de la entrega del premio "Oreste Moretto" en Ingeniería Geotécnica, el 12 de noviembre de 1999.*

reducida deben tomarse los recaudos necesarios para evitar que se desarrollen factores de inestabilidad que pudieran comprometer el correcto comportamiento de la estructura; pero esto último escapa al objeto del presente trabajo.

Para poder proyectar correctamente una fundación, es decir establecer el tipo de fundación (directa o profunda) y sus dimensiones, es necesario, evidentemente, contar con un buen conocimiento del perfil del terreno y de los parámetros geomecánicos de los distintos materiales que lo constituyen.

Comparados con los suelos, la mayoría de los macizos rocosos son muy resistentes y poco deformables en cuanto a su uso como material en el que apoyan las fundaciones de las obras más comunes de ingeniería civil, aunque no debe olvidarse que hay estructuras que pueden transmitir cargas muy importantes (rascacielos, o presas, por ejemplo) y macizos rocosos cuya capacidad portante es moderada, ya sea porque están constituidos por bloques de rocas intrínsecamente débiles (muchas rocas sedimentarias) o por encontrarse altamente fracturados, por presentar cavidades o cavernas dentro de su masa o por estar formados por bloques de rocas alteradas por intemperización. Es lógico entonces que resulte necesario tener un buen conocimiento de las condiciones del macizo rocoso en el que se proyecta fundar una obra de ingeniería.

Las mejores condiciones para efectuar una fundación en roca se dan cuando el macizo es resistente, está mínimamente fracturado y el techo de roca es aproximadamente un plano casi horizontal, sin mayores irregularidades, claramente definido y con una cubierta de suelos de poco espesor, de modo de que resulte posible hacer una fundación directa a una profundidad conveniente. Pero no siempre se encuentran estas condiciones. Muchas veces la zona superior de la masa rocosa está alterada, la superficie del techo de roca puede no estar bien definida y las propiedades de la roca pueden variar mucho en pequeñas distancias, tanto en sentido horizontal como vertical. Ciertos tipos de calizas presentan superficies muy irregulares, cavidades, vetas

arcillosas y características erráticas, por lo que su comportamiento es muy difícil de predecir, y representan entonces condiciones subterráneas muy traicioneras. Existen también macizos rocosos, formados por estratos sedimentarios, que presentan cambios rítmicos en sus propiedades, debido a una alternancia de estratos resistentes, por ejemplo areniscas muy cementadas, con estratos débiles (pelitas); la predicción del comportamiento del conjunto bajo la acción de las cargas que transmiten las fundaciones puede resultar en estos casos mucho más dificultosa que lo que sería hacerlo en el caso en que las mismas fundaciones apoyaran sobre macizos formados por un único tipo de estrato. La presencia de fallas también es una complicación para el proyecto y el buen funcionamiento de las fundaciones.

Los macizos muy fisurados pueden dar lugar a una gran reducción de la capacidad de carga del mismo con respecto a un macizo formado por la misma roca pero con pocas fisuras.

Otro tipo de problema que puede presentarse es que las rocas de fundación contengan minerales expansivos o inestables y que las estructuras proyectadas posibiliten que se ponga de manifiesto este tipo de propiedades.

El tipo de fundación más conveniente (directa, pilotes hincados, pilotes colados "in situ", pilares, con cajones, masiva como la de las presas, etc.) depende esencialmente del perfil geotécnico y de la estructura proyectada. La cantidad y tipo de investigación a realizar para definir el tipo de fundación y dimensionarla, depende del costo y del tiempo necesario para llevar a cabo tal investigación en relación con el costo total de la obra y el tiempo disponible. Las fundaciones directas, en principio las más sencillas y económicas, no siempre pueden ser utilizadas porque no siempre se encuentran las condiciones adecuadas. Los pilotes hincados se usan generalmente sólo en los casos en que existe un estrato de suelo blando sobre rocas débiles, en las que la punta del pilote puede penetrar, a veces hasta 1 m, hasta alcanzar un rechazo prefijado;

pero en la mayoría de los casos en que el techo de roca es muy irregular o inclinado es difícil garantizar que los pilotes trabajen correctamente y con frecuencia pueden llegar a romperse por flexión durante la hincada, por lo que en la mayoría de estos casos se prefiere directamente el uso de pilotes colados "in situ".

En el caso de rocas resistentes se requiere una perforación previa para asegurar el empotramiento del pilote en la longitud necesaria; en condiciones como éstas, lógicamente, se impone el uso de pilotes colados "in situ".

Para cargas muy grandes solía usarse pilares de fundación que penetran generalmente varios metros en la roca para conseguir el empotramiento adecuado y necesitan por lo tanto, perforación previa; los pilares de fundación pueden resultar económicos si no requieren entibación para contener terrenos blandos o la perforación de rocas muy duras u algún otro procedimiento especial. Una de las ventajas de los pilares sobre los pilotes es que el gran diámetro de la perforación permite la investigación directa de la roca de fundación por ingenieros y geólogos; pero en la actualidad, con el avance de la tecnología, este tipo de fundación, al igual que los pilares de hormigón masivo para pilares de puentes, realizados mediante el uso de cajones que se hundían a través del agua y de los suelos blandos hasta llegar a la roca, ha sido sustituido en casi todos los casos por el uso de pilotes de gran diámetro, por resultar más conveniente en costo y en mayor rapidez de ejecución; así se hizo por ejemplo en nuestro país en los puentes Zárate-Brazo Largo y Chaco-Corrientes (aunque se debe hacer la salvedad de que en estos dos casos la punta de los pilotes no está en roca sino en arenas muy densas), y en el caso de los puentes internacionales Posadas-Encarnación sobre el río Paraná y el puente Tancredo Neves, sobre el río Iguazú, que unen a nuestro país con Paraguay y Brasil respectivamente; en el caso de estos dos últimos puentes la punta de los pilotes sí está empotrada en roca.

En algunos casos, las dimensiones de la fundación de grandes obras de hormigón masivo, como las presas de gravedad, pueden reducirse mediante el uso de anclajes que toman las cargas desestabilizantes generadas por subpresiones o grandes fuerzas sísmicas.

## **2. Capacidad de carga de fundaciones directas**

Para poder establecer una fórmula de capacidad de carga es necesario elaborar un modelo geomecánico que interprete el mecanismo por el cual se puede llegar a la rotura del material de fundación. Pero esto, que sí pudo hacerse en el caso de los suelos, es muy difícil de lograr en el caso de los macizos rocosos, muy especialmente porque la relación entre el ancho de la fundación y el tamaño de los bloques es muchísimo más pequeña que la relación entre el ancho de la fundación y el tamaño de las partículas de los suelos, en general muy grande y que permite que la rotura de un suelo se produzca siempre de acuerdo con determinado mecanismo; se debe tener en cuenta que la rotura de un suelo implica el desplazamiento de una parte de la masa de suelo, con respecto a otra que queda fija, a lo largo de contactos entre las partículas y que el nivel de tensiones con que se trabaja para que esto se produzca impide que la rotura del suelo implique la rotura de las partículas que los forman. En los macizos rocosos sólo en dos casos se puede dar la rotura de acuerdo con un mecanismo general similar al de rotura de los suelos: en el caso de rocas débiles (pelitas y otras sedimentarias poco cementadas) y en el caso de rocas resistentes extremadamente fisuradas. En ambos, puede obtenerse la capacidad de carga utilizando las fórmulas desarrolladas por la Mecánica de Suelos. Pero en los otros casos la rotura implica rotura de roca intacta y deslizamiento por discontinuidades preexistentes; las condiciones implican tal diversidad de mecanismos posibles de rotura que es imposible establecer un mecanismo de falla típico, que pueda ser interpre-

tado por una fórmula aplicable a cualquier caso.

A las dificultades propias del problema de determinar ese esquema y fórmula general de rotura o la determinación de varios esquemas y fórmulas tipo, ha contribuido sin dudas que en general el tamaño de los bloques lleva a que las investigaciones deban basarse en ensayos "in situ" para que sean realmente representativos de las condiciones reales lo que se ha reflejado en un menor número de investigadores y de investigaciones en relación con lo que ocurrió en su momento con la Mecánica de los Suelos, en la que un amplísimo porcentaje de los avances se logró sobre la base de ensayos de laboratorio.

Esta dificultad en poder establecer un mecanismo general de rotura, y en consecuencia una fórmula general de capacidad de carga, ha llevado a muchos autores a recomendar distintos criterios para determinar la capacidad de carga para fundaciones directas en macizos rocosos. De estos criterios se presentan a continuación sólo dos, por considerárselos los más importantes y más utilizados:

1) Algunos autores recomiendan que la carga admisible se considere igual a la resistencia a la compresión simple de la roca intacta. Este criterio resulta especialmente aplicable en el caso de macizos con diaclasas verticales o sub-verticales. Si el macizo está muy poco fisurado este criterio es bastante conservador.

2) El otro criterio para establecer la tensión admisible para fundaciones directas en macizos rocosos es el sustentado por R. Peck [R. Peck et al. (1974); R. Peck (1976)]. Este criterio se basó en determinaciones empíricas sobre modelos con distintos grados de fisuramiento y con el objetivo de que las deformaciones tuvieran un valor máximo prefijado. Como la deformabilidad tiene en el caso de los macizos rocosos una importancia preponderante frente al problema de la resistencia y como la deformabilidad de un macizo rocoso está, sobre todo en el caso de rocas resistentes, determinada en su casi totalidad por su estado de fisuramiento dado que las cargas

que transmiten las fundaciones son generalmente bajas con respecto a la resistencia de la roca intacta, los autores han propuesto valores de la tensión admisible en función del RQD (ya que este parámetro refleja en cierta forma ese estado de fisuramiento) y para que el asentamiento, en cualquiera de los casos, sea menor que 1 cm.

Si el macizo es relativamente uniforme el RQD debe tomarse como el valor promedio dentro de una profundidad (por debajo del nivel de fundación) igual al ancho B de la zapata. Si el RQD aumenta con la profundidad, se debe tomar ese valor promedio en una profundidad igual a B/4, siempre por debajo del nivel de fundación.

TABLA I.- Tensiones admisibles en roca en función del RQD [según Peck et al., (1974)]

RQD (%)	MPa	$q_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
100	30,0	300
90	20,0	200
75	12,0	120
50	6,5	65
25	3,0	30
0	1,0	10

Es evidente que la tabla anterior toma en cuenta el estado de fracturación del macizo pero no tiene en cuenta la calidad o tipo de roca que lo forma. Por eso, una vez obtenido el valor de  $q_{adm}$  en función del RQD, debe compararse ese valor con la resistencia a la compresión simple de la roca intacta que forma los bloques del macizo en la zona inmediata por debajo del plano de fundación y tomarse como carga admisible al menor de esos dos valores.

En este punto se hace necesario hacer una aclaración. A cualquier lector inquieto podría llegar a surgirle una duda justificada: si compara la tabla anterior con aquella tabla original en la que Deere [D. Deere (1963)] presentó la descripción de la calidad de la roca (en realidad del macizo rocoso) en función del RQD; verá que en ella, para valores de RQD de 0 a 25 se des-

cribe a la roca como "muy mala" y sin embargo, en la tabla del trabajo de Peck, para RQD = 0 se da a la tensión admisible un valor de  $q_{adm} = 1 \text{ MPa}$  ( $10 \text{ kg/cm}^2$ ); si este valor es varias veces superior al que corresponde a los suelos más resistentes ¿por qué Deere la clasifica como "muy mala"? La explicación es muy simple: Don Deere introdujo el parámetro RQD con un fin específico, pero luego esa valoración de la calidad de un macizo fue haciéndose cada vez más popular, generalizándose su uso con otros fines distintos a los que motivaron su creación; Deere creó el RQD como una forma inicial para tener rápidamente alguna idea de las dificultades que podría presentar un macizo rocoso para avanzar con excavaciones subterráneas; y efectivamente, un macizo rocoso tan fisurado como para que su RQD esté comprendido entre 0 y 25 presenta muy malas condiciones para avanzar con una excavación subterránea: sin duda tan malas que sólo podría hacerse si se inyecta previamente el macizo alrededor de la futura excavación. Esto no tiene nada que ver con la aptitud de un macizo de las mismas condiciones de fisuramiento para servir de material de fundación de una estructura.

## 2.1 Capacidad de carga de fundaciones directas en casos especiales

### 2.1.1 Capacidad de carga de macizos de rocas débiles o macizos muy fracturados

En el caso en que la fundación se apoye sobre macizos de rocas débiles (como muchas rocas sedimentarias) o macizos muy fracturados, es decir formados por bloques de pequeñas dimensiones, es posible suponer que la rotura se puede producir por corte a lo largo de superficies similares a las de rotura de los suelos, de manera que en estos casos es admisible determinar la capacidad de carga a rotura empleando la fórmula desarrollada para estos últimos por Tezaghi y modificada más tarde por Brinch Hansen [Hansen (1961, 1963)]:

$$q_r = c N_c s_c d_c i_c + \gamma D N_q s_q d_q i_q + \frac{0,5}{\gamma} B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (1a)$$

Al igual que en los suelos, la obtención de un valor correcto de  $q_r$  depende del uso de valores correctos de los parámetros  $c$  y  $\phi$ .

### 2.1.2 Capacidad de carga de rocas expansivas

Las rocas expansivas son rocas sedimentarias con material arcilloso de la familia de las montmorillonitas. Si por cualquier circunstancia aumenta su contenido de humedad se hinchan o si se impide su expansión, desarrollan presiones muy altas que en general son muy difíciles de soportar o equilibrar con las obras de ingeniería.

En estos casos no sólo se debe calcular la capacidad de carga para el contenido natural de humedad sino que se impone proyectar las obras de manera que no puedan ser afectadas, o se vean afectadas lo menos posible, por eventuales cambios de humedad de la roca de fundación o mucho mejor, siempre que sea técnica y económicamente posible, proyectarlas de forma de impedir que se produzcan esos cambios. Al proyectar fundaciones en este tipo de material debe tratarse entonces, en lo posible, de colocar las bases a una profundidad suficiente para que queden apoyadas en zonas protegidas de eventuales cambios de humedad, concentrar las cargas en la mayor medida posible (usando las máximas tensiones admisibles) y proteger las superficies expuestas del terreno con materiales impermeables. En muchos casos la mejor solución consiste en el uso de pilotes perforados.

### 2.1.3 Capacidad de carga de un manto delgado de roca resistente que descansa sobre roca mucho menos resistente.

Una zapata apoyada sobre un estrato delgado de arenisca rígida y resistente que descansa sobre un estrato de una pelita, más débil y flexible, constituye un ejemplo típico de este tipo de situación. Si la carga que transmite la zapata es importante, el manto de arenisca puede romper por flexión y transmitir una gran parte de la carga al estrato menos resistente. La capacidad de

carga quedará limitada por las deformaciones del manto de arenisca considerándolo como una viga. Otra forma, más segura pero tal vez menos económica, es dimensionar la zapata de acuerdo a los parámetros del estrato inferior más débil.

#### 2.1.4 Capacidad de carga para fundaciones en un talud.

Cuando deba proyectarse una fundación sobre un talud o en las cercanías de su coronamiento no sólo debe calcularse la carga admisible teniendo en cuenta, para el primer caso, la inclinación relativa entre la zapata y el talud, sino que en cualquiera de las dos situaciones debe estudiarse la estabilidad del talud con la presencia de las correspondientes sobrecargas que representen a las cargas transmitidas por las zapatas.

### 3. Capacidad de carga de fundaciones profundas que apoyan sobre macizos rocosos

En muchos casos, la existencia sobre el techo rocoso de mantos de suelos poco resistentes de espesores importantes obliga a descartar toda posibilidad de ejecución de fundaciones directas, y a proyectar fundaciones profundas, las que atravesando los suelos poco resistentes, transmitan las cargas de la estructura al macizo rocoso.

Las fundaciones profundas pueden hacerse mediante pilotes premoldeados hincados o pilotes perforados colados "in situ", en forma similar a los utilizados en suelos.

Los pilotes premoldeados, hincados, en general no pueden penetrar en la roca salvo que, como se dijo antes, se trate de rocas débiles o extremadamente fisuradas; en caso contrario debería hacerse una perforación previa, cosa no muy común en el caso de pilotes hincados, ya que de ser necesario hacerla generalmente se prefiere adoptar directamente pilotes perforados colados "in situ". El uso de pilotes premoldeados sólo es aceptable cuando se tiene la seguridad de que el techo de roca no presenta grandes irregularidades, ya que de no ser así se pueden producir desviaciones de

los pilotes que generalmente conducen a la rotura del mismo por flexo-compresión.

Los pilotes colados "in situ", para penetrar en la roca necesitan una perforación previa y por la seguridad sobre la existencia de este empotramiento de la punta, son los que deben usarse siempre que existan cargas que no sean exclusivamente verticales; suponiendo que su ejecución sea correcta en todos sus aspectos, este tipo de pilotes ofrece mayores garantías que los hincados.

El tipo de pilote y el método constructivo deben ser adoptados de acuerdo al perfil geomecánico del lugar, que debe ser estudiado cuidadosamente.

La resistencia de los pilotes que transmiten la carga a un macizo rocoso es esencialmente la de punta en el caso de los pilotes hincados, ya que la fricción lateral resulta despreciable frente a aquélla, la que, por supuesto, puede ser mucho mayor que en el caso de los suelos. En el caso de los pilotes perforados colados "in situ" que penetran en la roca, la resistencia está dada esencialmente por la adherencia entre el hormigón y la roca en el fuste y por la resistencia de punta; si por cualquier razón el empotramiento en la roca es muy largo, la resistencia por adherencia en el fuste entre el hormigón y la roca puede llegar a tomar toda la carga del pilote y la punta no trabajar; un buen proyecto debe tender, dentro de lo posible, a fijar la longitud de empotramiento tratando de lograr un equilibrio entre ambas resistencias como se verá más adelante. Esto en general no se cumple si la longitud del empotramiento en el macizo rocoso resulta dada por la necesidad de equilibrar fuerzas horizontales muy importantes en comparación con las verticales.

El diámetro o lado de un pilote se establece en función de las cargas que transmite la superestructura y de la resistencia del hormigón que se especifique para su construcción y en muchos casos la dimensión final se termina fijando de acuerdo a la disponibilidad de equipos por parte de la firma constructora, todo ello sin que inter venga el tipo y calidad del macizo rocoso. La

longitud de esos pilotes de determinado diámetro y cuántos de ellos serán necesarios en cada cabezal, es lo único que va a depender de las características del perfil geotécnico.

La resistencia de punta se puede calcular utilizando la misma fórmula que en el caso de pilotes que transmiten la carga a los suelos [Moretto (1982)]:

$$q_{rp} = (cN_c + q Nq) s_c d_c \quad (1b)$$

Los valores de  $s_c d_c$  se pueden obtener del gráfico de Brinch Hansen (1961) en función de  $D/B$ , en donde  $D$  debe tomarse igual a la longitud de penetración en la roca y  $B$ , al diámetro del pilote.

No hay demasiada experiencia con respecto a los valores que puede alcanzar la adherencia en el fuste entre el hormigón colado "in situ" y la roca, la que puede considerarse como una verdadera soldadura entre ambos. Se recomienda como seguro el uso de los siguientes criterios [Goodman (1980)]:

a) en rocas débiles, ricas en materiales arcillosos, la tensión máxima de adherencia se puede considerar proporcional a su cohesión no drenada:

$$\tau_{adh} = \alpha c_u \quad (2)$$

El coeficiente  $\alpha$  tiene valores típicos que varían entre 0,3 y 0,9, pero puede tomar valores mayores si la superficie de contacto se hace artificialmente rugosa.

b) en rocas resistentes la máxima tensión de adherencia resulta, con bastante aproximación, igual a la resistencia a la tracción del más débil de los dos materiales (hormigón o roca). Pese a que en las rocas  $\sigma_t \sim \sigma_c / 20$  y en el hormigón  $\sigma_t \sim \sigma_c / 10$ , en general se recomienda tomar

$$\tau_{adh} = \sigma_c / 20 \quad (3)$$

considerando a  $\sigma_c$  como el valor de la resistencia a la compresión simple más baja (sea del hormigón o de la roca).

Como ya se dijo, el diámetro de un pilote se determina en función de la carga que debe soportar y de la resistencia del hormigón; por lo tanto, para completar el proyecto de un pilote para soportar una

determinada carga con un grado de seguridad predeterminado, y cuya punta se apoya o penetra en un macizo rocoso, se debe determinar su longitud, lo que incluye esencialmente la longitud del empotramiento en la roca en base al perfil geotécnico del lugar y las tensiones admisibles de adherencia y de punta y las eventuales cargas horizontales.

Si la resistencia a la compresión simple de la roca es mayor que la del hormigón, es evidente que teóricamente no sería necesario disponer de un empotramiento si las cargas fueran absolutamente verticales. Pero generalmente las estructuras transmiten también cargas horizontales a los pilotes (por ejemplo debido a acciones del viento o de sismos sobre la estructura y además, en el caso de los puentes, las provenientes de la frenada de los vehículos) por lo que siempre los pilotes deben estar empotrados en la roca; en estos casos en que la roca es más resistente que el hormigón del pilote el empotramiento necesario debe determinarse entonces de acuerdo a las cargas laterales que debe soportar el macizo teniendo en cuenta el estado de la roca y el grado de fisuramiento; el cálculo se realiza en base a la teoría del pilote corto, considerando como pilote sólo a la parte empotrada del mismo con carga normal  $Q$ , tangencial  $T$  y momento  $M$  aplicados en su cabeza, ubicada en el nivel del techo de roca.

Si la resistencia a la compresión simple de la roca es menor que la del hormigón, la punta del pilote sólo será capaz de soportar parte de la carga que debe transmitir el pilote; la diferencia entre ambas cargas debe ser tomada por adherencia o fricción en la zona empotrada. La carga que se puede tomar por adherencia puede ser muy grande; si se le da al pilote un empotramiento importante, la carga que el pilote transmite al macizo por la punta puede resultar entonces significativamente menor que la carga aplicada al pilote. La Fig. 1 muestra la relación de tensiones  $\sigma_{punta} / \sigma_{total}$  en función de  $D/R$  (longitud del empotramiento/radio del pilote) para varias relaciones  $E_r/E_h$  del módulo de elasticidad de la roca con respecto al del hormigón. De la fi-

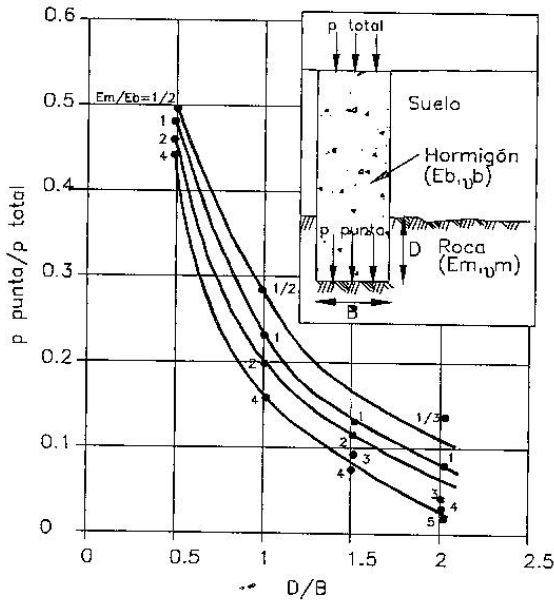


Fig. 1 - Relaciones de transferencia de carga  $p_{punta}/p_{total}$  calculadas por Osterberg y Gill (1973) para distintas relaciones de módulos  $E_m/E_r$ . Las curvas fueron desarrolladas por Ladanyi (1977).

gura surge claramente la importancia de la carga que se toma por adherencia a medida que aumenta la longitud del empotramiento: para empotramientos mayores que 4 veces el radio del pilote, la carga que se trasmite por la punta es menor que el 10% de la carga aplicada al pilote.

Si se sobrepasa la resistencia por adherencia se rompe esa especie de "soldadura" que ligaba al hormigón con la roca y queda sólo la resistencia por fricción entre la superficie de los dos materiales, la que es mucho menor que la primera (tampoco hay adhesión si se hince un pilote premoldeado en una perforación en la roca, aunque penetre en ella muy ajustadamente: en este caso habrá sólo fricción).

En el caso en que sólo hay fricción entre roca y hormigón, la relación  $\sigma_{punta}/\sigma_{total}$  está dada por la fórmula [Goodman (1980)]:

$$\frac{\sigma_{punta}}{\sigma_{total}} = e^{-2\{[\mu v_h + (1+v_r)E_b/E_r]\}D/R} \quad (4)$$

En estos casos en que la resistencia de la roca es menor que la del hormigón, se

puede hacer el proyecto lo más económico posible dando al empotramiento la longitud mínima que haga trabajar a la punta a la tensión admisible: una longitud mayor de empotramiento significa mayor costo de la perforación en roca y mayor costo del pilote. Para hacer este cálculo se recomienda seguir los siguientes pasos:

1) Establecer los valores de las tensiones admisibles de fuste  $\tau_{adm}$  (de adherencia o de fricción según corresponda) y de punta ( $q_{padm}$ ).

2) Calcular la longitud  $D_{m\acute{a}x}$  de empotramiento necesaria para tomar toda la carga  $Q$  por el fuste.

3) Elegir un valor  $D_1$  menor que  $D_{m\acute{a}x}$  y en función de  $D_1/R$  determinar  $\sigma_{punta}/\sigma_{total}$  con el gráfico de la Fig. 1 si se contará con adherencia o con la fórmula (4) si se contará sólo con fricción.

4) Calcular  $\sigma_{punta}$  multiplicando por la tensión total ( $Q/\pi R^2$ ) al valor ( $\sigma_{punta}/\sigma_{total}$ ) determinado en el punto anterior y el valor de la carga  $Q_{punta}$  multiplicando a la tensión en la punta por el área de la sección del pilote.

5) Calcular la tensión de corte que se transmitirá al fuste en la longitud de empotramiento  $D_1$ :

$$\tau = (Q - Q_{punta}) / 2\pi R D_1 \quad (5)$$

6) Comparar  $\sigma_{punta}$  y  $\tau$  con  $q_{padm}$  y  $\tau_{adm}$ . Si no resulta  $\sigma_{punta} < q_{padm}$  y  $\tau < \tau_{adm}$  simultáneamente, repetir el cálculo desde el punto 3) utilizando otro valor de  $D$ . El proceso deberá repetirse para varios valores de  $D$ , hasta lograr la solución más equilibrada, es decir que  $\sigma_{punta}/q_{padm} \sim \tau/\tau_{adm}$ ; debe verificarse finalmente, que el valor de  $D$  que cumpla esta condición, sea además suficiente para garantizar la estabilidad ante la acción de cargas horizontales que pudieran actuar sobre el pilote teniendo en cuenta las características del macizo rocoso en la zona de empotramiento; si el empotramiento  $D$  fuera demasiado corto como para contar con esta última garantía, deberá aumentarse el empotramiento hasta obtenerla, a pesar de que el empotramiento resulte excesivo desde el punto de vista de la mejor repartición entre las cargas de fuste y de punta.



#### 4. Asentamiento de fundaciones en macizos rocosos

Los asentamientos que pueden sufrir las fundaciones apoyadas en macizos rocosos no pueden ser estimados, en la mayoría de los casos, tan fácilmente como cuando se apoyan en suelos. Para este último caso, la Mecánica de Suelos ha desarrollado métodos que permiten obtener una buena aproximación considerando al suelo como un medio elástico, homogéneo y generalmente isótropo y continuo, para calcular la distribución de las tensiones dentro de la masa de suelo bajo el efecto de las cargas (a las que puede considerarse como superposición de cargas tipo) y calculando después las deformaciones, por una parte como una deformación elástica en base a la adopción de uno o varios módulos de elasticidad según el caso y por otra parte, adicionando las deformaciones debidas a los efectos de una eventual consolidación.

En el caso de las fundaciones apoyadas en macizos rocosos, la consolidación tiene en general un valor insignificante, por lo que en principio podría, erróneamente, pensarse que obtener una solución de tipo general podría ser más sencillo que para el caso de los suelos, porque sólo sería necesario estudiar deformaciones elásticas.

Los problemas principales para hacer buena predicción de los asentamientos que sufrirá un macizo rocoso son dos: que es muy difícil conocer cuál es la distribución real de tensiones y que es bastante difícil conocer con precisión cuál o cuáles serían los módulos de deformación en la zona en que la fundación modifica el estado de tensiones naturales.

Ambos problemas tienen origen en que en general los macizos rocosos no son medios homogéneos, ni isótropos y menos aún continuos, debido a la presencia de diaclasas y otros tipos de fracturas, por lo que la distribución de las tensiones inducidas por las fundaciones dentro de la masa rocosa no puede obtenerse con los métodos clásicos de la Teoría de la Elasticidad. Gaziev y Erlikhman en 1971 trabajando con modelos publicaron la distribución de ten-

siones para una misma carga en macizos rocosos con distintos tipos de fracturamiento; en esos gráficos se pueden ver que en macizos con discontinuidades muy cercanas con respecto a la dimensión de la zapata de fundación, la distribución de las tensiones se hace muy diferente a la que correspondería a un medio homogéneo e isótropo y que varía de acuerdo con la distribución de las discontinuidades. Este problema de la distribución de tensiones podría aparentemente tener una solución particular en cada caso haciendo uso del método de los elementos finitos; pero para que los resultados de un cálculo de este tipo sean realmente confiables, debe ser aplicado a un modelo que sea verdaderamente representativo de la composición del macizo, es decir que sería necesario conocer la distribución de discontinuidades y de módulos de deformación de las distintas zonas que pudieran entrar en la composición del volumen total de macizo a estudiar. En realidad es bastante difícil contar con un modelo de macizo altamente confiable y con valores confiables de los módulos de deformación necesarios. Es mucho más usual utilizar un valor  $E_m$  del macizo rocoso general o medio (el subíndice m cumple una doble función: indica que se trata del módulo del macizo y no del de la roca intacta y también cumple la función de indicar de que se trata de un módulo medio).

En algunos casos, en los que el macizo rocoso no está estratificado y presenta muy pocas discontinuidades, cerradas y sin material de relleno, se puede considerar que bajo la carga que le transmitirá una fundación se comportará en forma similar a un medio elástico e isótropo y entonces, para estimar los asentamientos que sufrirá esa fundación se puede aplicar las fórmulas derivadas de la Teoría de la Elasticidad y utilizadas por la Mecánica de Suelos, para lo que es necesario adoptar para el macizo rocoso un valor  $E_m$  de su módulo medio de deformación y otro  $\nu_m$  para el coeficiente de Poisson (este coeficiente generalmente se adopta, ya que su medición sería una tarea harto difícil y dado lo acotado que está su valor, siempre  $\leq 0,5$ , y teniendo en cuenta

que en las fórmulas para determinar deformaciones este coeficiente aparece elevado al cuadrado, un error del orden de 0,1 sólo podrá influir en el orden de 0,01 del resultado, es decir que se producirá un error muy poco significativo). El módulo  $E_m$  teóricamente puede obtenerse mediante ensayos "in situ" ya que los de laboratorio quedan descartados de plano por su total falta de representatividad, ya que el porcentaje mayor de las deformaciones proviene en general del cierre de discontinuidades que no estarían representadas en un testigo de laboratorio. Los ensayos "in situ" para determinar  $E_m$  son de dos tipos básicos: los ensayos estáticos o de carga y los ensayos dinámicos o geosísmicos. Ambos dan resultados que no son totalmente confiables. Los ensayos de carga consisten en aplicar cargas sobre superficies planas o curvas y medir los desplazamientos pero en general pecan de poco representativos por el pequeño volumen de macizo que entra en juego en el ensayo comparado con el volumen involucrado por las obras reales; dentro del volumen no ensayado podrían existir varios elementos que fueran capaces de disminuir considerablemente el valor de  $E_m$ . Los ensayos geosísmicos abarcan volúmenes de macizo importantes pero las tensiones que se producen con el ensayo son muy bajas y el resultado es un módulo siempre de valor más alto que el que correspondería a las tensiones de trabajo; los resultados que arroja este tipo de ensayo son del orden del que corresponde al comienzo de la primera descarga. Como los ensayos geosísmicos son de bajo costo y de fácil y rápida ejecución su uso está bastante difundido porque con ellos se obtiene un valor que se sabe que es mayor que el buscado. El fijar el valor de  $E_m$  para hacer una predicción de asentamientos requiere más de una determinación y mucho juicio ingenieril. Una herramienta que puede ser de gran ayuda para adoptar la decisión final es la ecuación de Serafim y Pereira (1983):

$$E_m = 10 \frac{(RMR - 10)}{40} \quad (6)$$

en la que RMR es la valoración final de la clasificación C.S.I.R. ó de Bieniawski de los

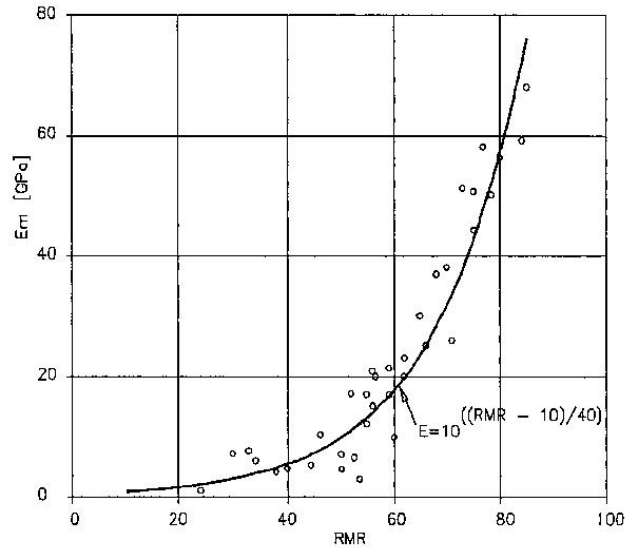


Fig. 2.- Relación entre el valor RMR obtenido con la clasificación de Bieniawski (C.S.I.R.) y el módulo medio de deformación del macizo "in situ" [Serafim y Pereira (1983)].

macizos rocosos. Esta ecuación tiene el gran valor de representar a la curva de regresión de treinta y cinco puntos obtenidos de grandes obras ya construidas en las que el módulo  $E_m$  fue deducido luego de conocer las deformaciones que se produjeron. Por supuesto que debe tomarse sólo como otro elemento más, muy importante pero sólo un elemento más, ya que, como puede verse en la Fig. 2, de los 35 puntos utilizados sólo 6 caen exactamente sobre la curva, aunque en los demás la dispersión no es demasiado grande; junto con los resultados de ensayos, por lo menos geosísmicos, esta ecuación puede resultar de gran utilidad.

La ecuación, o el gráfico, de Serafim y Pereira puede tener como inconveniente que en determinados casos (obras no demasiado importantes) no se cuente con un buen conocimiento de todos los parámetros necesarios para obtener el valor RMR. En estos casos se puede usar otras curvas que se pueden ver en la Fig. 3 que dan la relación  $E_m/E_r$  en función únicamente del RQD y de  $q_{adm}$ , obtenidas en laboratorio, en la que  $E_r$  es el módulo de deformación de la roca intacta; esta relación tiene la gran ventaja de que permite obtener el módulo  $E_m$  sólo en función de tres parámetros: el RQD, que se deduce de los testigos de las perforacio-

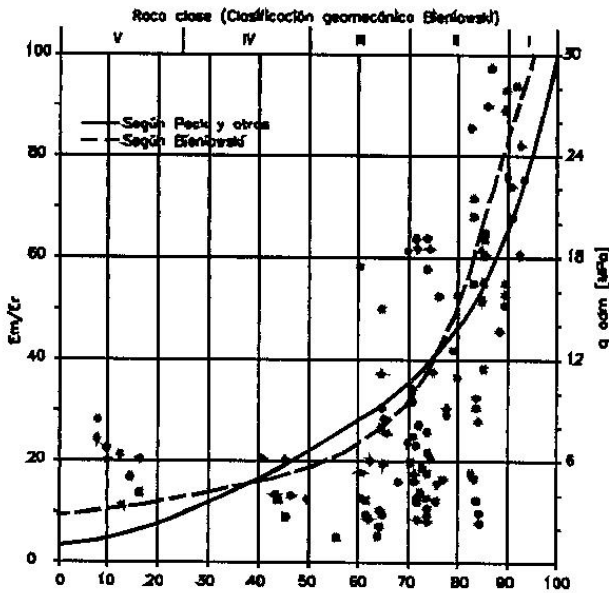


Fig. 3.- Gráfico para obtener el módulo medio del macizo en función del RQD, de la carga admisible del macizo y del módulo de deformación de la roca intacta de los bloques que componen el macizo (versiones de Peck y de Bieniawski).

nes con las que sin duda siempre se contará para la ejecución de un proyecto de fundaciones, el valor del módulo  $E_r$  de la roca intacta, que se puede obtener fácilmente ensayando en el laboratorio testigos de las perforaciones y  $q_{adm}$  que se pueden obtener aplicando un coeficiente de seguridad a la fórmula (1b), para cuya aplicación correcta se debe contar con el valor de los parámetros  $c$  y  $\phi$  que también se puede obtener fácilmente con ensayos en el laboratorio. Mediante esta curva se relaciona el módulo del macizo ( $E_m$ ) con su estado de fisuramiento (RQD) y la calidad de la roca que forma sus bloques ( $E_r$  y  $\sigma_c$ ). Indudablemente resulta más práctico este gráfico, pero no tiene el sustento de basarse en resultados de deformaciones producidas realmente en obras construidas como es el caso de la ecuación de Serafim y Pereira. Por otra parte la dispersión de los puntos es demasiado grande, lo que vuelve a las curvas de Peck y de Bieniawski en una aproximación más que grosera.

En muchos casos, por todo lo dicho, es recomendable, especialmente en los casos en

que se trate de estructuras no demasiado importantes, dimensionar las fundaciones utilizando las tensiones admisibles adoptadas en función del RQD y de la resistencia a la compresión simple de roca intacta (apartado 2) con lo que el problema de los asentamientos pasaría a segundo plano, ya que el mismo será entonces del orden de 1 centímetro.

En el caso de querer predecir los asentamientos de estructuras sobre pilotes o pilares de fundación, debe tenerse en cuenta que dichos asentamientos serán el resultado de la suma de tres deformaciones:

- 1 - la deformación de la roca ( $s_r$ ) debido a la acción de la carga de punta.
- 2 - el acortamiento del pilote o pilar ( $s_p$ ) debido a la acción de la carga en su cabeza.
- 3 - una corrección ( $-s_f$ ) que tiene en cuenta la transferencia de carga a lo largo del fuste empotrado.

Es decir que el asentamiento total de la cabeza del pilote se puede escribir:

$$S = s_r + s_p - s_f \quad (7)$$

En el caso en que el macizo pueda considerarse aproximadamente como un material isotrópico, el asentamiento  $s_r$  se puede obtener con la fórmula:

$$s_r = \frac{(\pi/2) \sigma_{punta} (1-\nu^2) R}{n E_r} \quad (8)$$

en la que  $n$  es un factor que depende de la relación entre la longitud  $D$  del empotramiento y el radio  $R$  del pilote, y del coeficiente de Poisson de la roca; en la Tabla 2 se dan los valores del factor  $n$

Tabla 2 - Valores del factor "n" para tener en cuenta el efecto de la longitud de empotramiento  $D$  en los desplazamientos de una placa rígida de radio  $R$  de acuerdo a la ecuación (8) [Goodman (1980)]

n	D/R					
	0	2	4	6	8	14
0	1	1,4	2,1	2,2	2,3	2,4
0,3	1	1,6	1,8	1,8	1,9	2,0
0,5	1	1,4	1,6	1,6	1,7	1,8

Si el macizo rocoso es realmente anisotrópico se puede lograr una mejor aproximación haciendo uso de la metodología desarrollada por Kulhawy e Ingraffea (1978). Pero muy pocas veces se puede realmente justificar el uso de esta metodología de aplicación no muy simple.

El acortamiento  $s_p$  del pilote se calcula con la ecuación:

$$s_p = \sigma_{total} \cdot (L_o + D) / E_h \quad (9)$$

en la que

$\sigma_{total}$  es la presión transmitida por la estructura a la cabeza del pilote

$(L_o + D)$  es la longitud total del pilote

$D$  es la longitud de pilote empotrada en el macizo rocoso

$E_h$  es el módulo de deformación del hormigón

Y la corrección  $s_f$  se obtiene con

$$s_f = \frac{1}{E_h} \int_{L_o}^{L_o+D} (\sigma_{total} - \sigma_z) dl \quad (10)$$

## Bibliografía

Deere, D. (1963) - "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes" - *Fels Mechanic und Ingenieur Geologie*, 1,1.

Deere, D. et al. (1967) - "Design of surface and near surface construction in rock" - Symp. of Rock Mech., 8<sup>th</sup>, Minnesota - AIME.

Goodman, R. E. (1980) - "Introduction to Rock Mechanics" - John Wiley & Sons.

Kulhawy, F. H. & Ingraffea, A. R. - "Geomechanical Model for Settlement of Long Dams

on Discontinuous Rock Masses" - Int. Symp. on Rock Mech. Related to Dam Foundation" - Río de Janeiro, Brasil.

Hansen, B. (1961) - "A general formula for bearing capacity" - *Geotechnisk Institut. Bulletin N° 12, Copenhagen, Noruega.*

Hansen, B. (1968) - "A revised and extended formula for bearing capacity" - *Geotechnisk Institut, Bulletin N° 28, Copenhagen, Noruega.*

Ladanyi, B. (1977) - Discussion on "friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design. - *Can.Geot. J., Vol. 14, N° 1 pp 153-156.*

Moretto, O. (1982) - "Fundaciones en Roca - Síntesis escogida del conocimiento" - Informe del Relator General, Primer Congreso Sudamericano de Mecánica de Rocas, Bogotá, Colombia, Tomo I, 82 páginas.

Osterberg, J.O. & Gill, S.A. (1973) - "Load transfer mechanism for piers socketed in hard soil or rock" - Proceedings 9<sup>th</sup> Canadian Symposium on Rock Mechanics - Montreal, Canadá, pp 235-262.

Peck, R. B. et al. (1974) - "Foundation Engineering", 2<sup>nd</sup> Ed., John Wiley and Sons.

Peck, R. B. (1976) - "Rock Foundation for Structures" en el volumen II de "Rock Engineering for Foundations and Slopes", ASCE Special Publication, 2 vol., pp 1-21.

Serafim, J. L. & Pereira, J.P. (1983) - "Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski" - Proc. Int. Symp. on Eng. Geol. & Underground Constr., Lisboa 1, 1133-1142, Inst. Ass. Eng. Geol.

Wittke, W. (1990) - Rock Mechanics (Theory and Applications with Case History) - Springer-Verlag.

Manuscrito recibido y aceptado en noviembre de 2000.