

XV CAMSIG
GEOBA 2000

CONFERENCIA "ING. FERNANDO TORRES"

**EXCAVACIONES Y TUNELES EN EL
PAMPEANO**

Eduardo Nuñez
Ingeniero Civil

Presentada el día 6 de Octubre de
2000 en el Salon Auditorio del
Centro Argentino de Ingenieros
Buenos Aires

El texto que sigue es la versión de la CONFERENCIA "INGENIERO FERNANDO TORRES" incluida en el programa del XV Congreso de la Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica.

Esta conferencia se presenta en memoria y homenaje del Prof. Ing. FERNANDO TORRES. Al agradecer vuestra presencia, quiero manifestar mi reconocimiento al Comité Organizador por la distinción que me ha conferido.

Presentación

La mayoría de los aquí presentes conocieron y recuerdan bien a Fernando Torres; los más jóvenes tal vez solamente por el prestigio asociado a su nombre. Fernando nació en el año 27 y falleció en el '94; él perteneció a la segunda generación de ingenieros geotécnicos argentinos y durante 40 años desarrolló su carrera en el más alto nivel universitario y profesional que pudo brindarle su país y sus propias circunstancias personales. Estudió en la Universidad Nacional del Litoral en donde se graduó de Agrimensor Nacional (1949) y de Ingeniero Civil (1953); posteriormente, como becario en la Universidad de Lehigh, Pennsylvania (1954/55), se graduó como Master of Science, completando su formación como Asistente de Investigación (Byllesby Research Fellowship) en el Fritz Laboratory de la misma Universidad y participando de cursos para graduados en mecánica de suelos y cimentaciones, obras de retención y viales, y proyectos estructurales. De regreso al país comenzó en el año 1956 su carrera docente en la especialidad Mecánica de Suelos y Fundaciones en la Facultad de Ciencias Matemáticas de la UNL - hoy Universidad de Ciencias Exactas e Ingeniería - en donde se desempeñó como Profesor Titular durante casi 30 años. Sus inquietudes docentes lo llevaron a actuar también como Profesor en la Universidad Nacional del Nordeste, Chaco. El Ing. Torres mantuvo una activa vida profesional en el Centro de Ingenieros y en la Cámara de la Construcción de Rosario. Fue Presidente de la SAMS, Secretario del Comité Organizador del Vº Congreso Panamericano y presidente del Comité Organizador del VIIº CANSIF realizado en Rosario. Con el Ing. Hugo Vercelli, y desde el año 1961, desarrollaron una prestigiosa firma de ingenieros especialistas en Mecánica de Suelos y Fundaciones, doblemente calificada: por el nivel de sus servicios profesionales y por desenvolverse desde el interior del país superando todas las dificultades conocidas por nosotros en este aspecto. Fernando Torres fue un hombre de inteligencia clara, sumamente minucioso y prudente en el análisis; era un ingeniero que gustaba de las discusiones técnicas exhaustivas con sus colegas y amigos y - a veces - cuando creíamos haber finalizado en un acuerdo, él todavía formulaba una pregunta adicional y recomenzaba con un "...pero..." por lo cual nosotros lo llamabamos cordialmente "Fernando But". Nos ha dejado el mejor recuerdo como profesional y como amigo, y yo hoy al pronunciar estas palabras en este memorial de homenaje experimento una viva emoción. Su hijo Pablo me ha traído una carta de su madre, Carmen Torres; quisiera leerles la última parte: "He tenido la suerte que la vida me brindara un marido excepcional, una hermosa familia y amigos fieles que me siguen acompañando. Por todo esto estoy muy agradecida a Dios. Hay algunos momentos de soledad y dolor en mi presente, pero este dolor es parte de la inmensa felicidad del pasado. No se puede suspender el vuelo del tiempo en las horas felices, pero sí se puede gozar, valorar y a-tesorar estos preciosos instantes que dan plenitud a nuestras vidas, calidez a nuestros sentimientos y nos impulsan a derramar alegría a nuestro alrededor como un remedio divino". ... Una mujer fuerte, excepcional como lo era Fernando para quien yo pido ahora un recuerdo y un aplauso.

EXCAVACIONES Y TUNELES EN EL PANPEANO

Eduardo Núñez - Ing. Civil

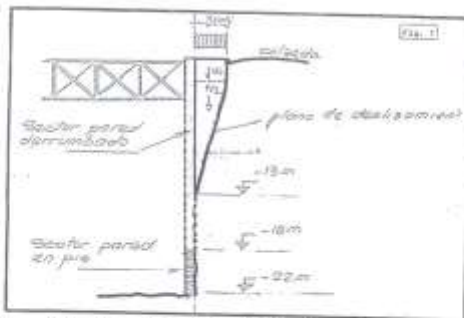
Introducción

Los suelos limosos y arcillosos compactos y duros que constituyen la formación pampeana se localizan bordeando el río de La Plata y el río Paraná extendiéndose aproximadamente entre Magdalena y hasta algo más al norte de Rosario; forman la terraza alta y su origen es eólico, del cuaternario. Han sufrido la acción periódica de humedad-secado que dejaren impresas las características mecánicas que corresponden a los suelos cohesivos preconsolidados. Esta acción se manifiesta también en el mayor o menor grado de fisuración producido por la desecación, y que ha permitido la infiltración inhomogénea y errática de carbonatos de calcio y manganeso. La impregnación del matrix, y la estructuración de bloques y/o lentes cementados en forma irregular hacen que el macizo se presente como masa muy firme continua o, a veces, fragmentada en trozos sin cohesión aunque considerablemente bien trabados. Las características geomecánicas de la formación han sido descriptas en otros trabajos (Núñez 1973, VACCHISIF; VACCHIAEG; etc.)

Lo dicho anteriormente señala la probabilidad de desprendimientos relativamente importantes de porciones localizadas en correspondencia con las paredes verticales de excavaciones a cielo abierto o situadas en la corona y hastiales de obras subterráneas, ya sean túneles o cavernas. Las características indicadas anteriormente obligan a discernir con cautela respecto del grado de acierto sobre una predicción del comportamiento del macizo. Dicha previsión se realiza en general sobre la base de una evaluación de los resultados de ensayos convencionales de terreno y laboratorio, los cuales incluyen comúnmente ensayos de penetración, extracción de muestras de tamaño reducido o empleo de aparatos para medir "in situ" resistencias y deformaciones en áreas limitadas. Por esta razón, aún cuando sea posible ejecutar previamente trincheras, pozos a cielo abierto o galerías de exploración en cantidad suficiente, es mandatorio la aplicación en forma integral de lo que en geotecnia se denomina el "método observacional" y el ejercicio prudente del juicio ingenieril adquirido por la experiencia.

Derrumbe de la pared vertical de una gran excavación en Buenos Aires

Una porción de la pared vertical de una gran excavación de 22 m de profundidad ubicada en el centro de la ciudad de Buenos Aires hace unos treinta años se deslizó según se muestra en la Fig. 1. La pared había sido apuntalada mediante una viga de reticulada en la parte superior del corte, pero la capacidad del apuntalamiento era muy reducida frente a la acción conjunta de los empujes propios del terreno y la acción de una grúa que operaba sobre el borde del corte y en movimiento hacia la excavación. Las condiciones geotécnicas del pampeano habían sido establecidas en el estudio de suelos, caracterizándolas para sus condiciones no drenadas con los siguientes parámetros medio aproximados: $c_u \approx 9 \text{ Tn/m}^2$; $\phi_u \approx 10^\circ$. El peso unitario



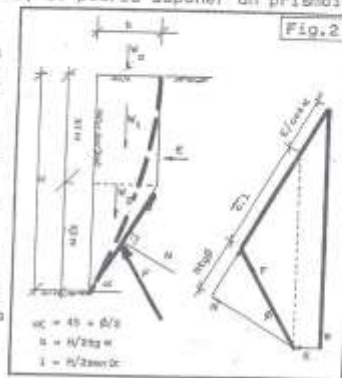
promedio significativo fué considerado en el orden de $1,85 \text{ Tn/m}^3$. El análisis de estabilidad mediante la aplicación de una teoría de equilibrio límite cumplimentada a lo largo de una superficie plana conduce a estimar el valor aproximado del empuje - el cual debería ser tomado eventualmente por la estructura de contención - según la expresión:

$$E = \frac{1}{2}(H-z) \text{ctg}(45+\phi/2) \cdot [\gamma(H+z) \text{ctg}(45+\phi/2) - 4c]$$
 significando H: profundidad del corte, z: profundidad de un agrietamiento potencial (Núñez 1973, "Empujes sobre apuntalamientos en el centro de la ciudad de Buenos Aires"). La altura crítica hasta la cual teóricamente podría ejecutarse un corte vertical en estos suelos cohesivos sin necesidad de colocar una estructura de contención, resulta $H_c = (4c/\gamma) \cdot N_{\phi}^{\frac{1}{2}}$ siendo $N_{\phi} = \text{tg}^2(45+\phi/2)$. Pero para suelos fisurados que no pueden soportar esfuerzos de tracción, y suponiendo la existencia de una grieta hasta una profundidad igual a la mitad del corte de altura H, el valor de H_{max} es $2/3$ de H_c , o sea $H_{\text{max}} = (8c/3\gamma) \cdot N_{\phi}^{\frac{1}{2}}$. Para los valores promedios considerados anteriormente $H_c \approx 23 \text{ m}$ y $H_{\text{max}} \approx 15 \text{ m}$ respectivamente.

Como la grieta en realidad pueda quedar materializada como una fisuración de la masa del terreno interesado por el corte y en estado de tracción - y aún cuando $H < H_{\text{max}}$ - es necesario tomar los empujes correspondientes. Si la grieta fuera única, la sola eventualidad que la misma fuera invadida por agua supondría la existencia de un empuje $E = \frac{1}{2} \gamma_w (\frac{1}{2}H)^2$, o sea que al menos se debería contemplar la necesidad de una estructura de contención suficiente como para resistir la acción de un empuje actuando sobre la totalidad de la altura H de un líquido equivalente con $\gamma_{\text{eq}} = (1/4) \gamma_w$.

Un análisis aproximado

En un análisis muy simplificado pero representativo, se podría suponer un prisma de suelo en potencial deslizamiento a lo largo de una superficie de rotura tal como se señala en la línea de trazos en la Fig. 2. Si suponemos que la grieta alcanza una profundidad $H/2$, y simplificando aún más la figura de rotura observamos que para equilibrar los pesos W_1 y W_2 , las sobrecargas W_0 y los eventuales empujes E, se requiere la acción de una fuerza F - reacción del terreno considerado como parte estable del macizo de material friccional - y el desarrollo de la resistencia al corte a lo largo de la superficie plana de deslizamiento; esta resistencia al corte



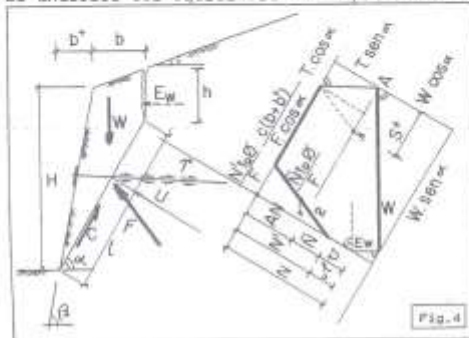
$$\begin{aligned} \alpha &= 45 + \phi/2 \\ l &= H/2 \text{tg} \alpha \\ i &= H/2 \text{sen} \alpha \end{aligned}$$

dependerá a su vez del ángulo de fricción interna que en términos de presiones efectivas tiene un valor del orden de $30\% \pm 10\%$, por cuya razón α es aproximadamente $60 \pm 5\%$. De esta manera se puede estimar el valor máximo de H . Obsérvese sin embargo que para un material totalmente fisurado es necesario disponer de un sistema estructural para asegurar el equilibrio; por esta razón se postuló la exigencia de considerar para toda corte vertical la acción de un empuje horizontal con magnitud $E = \frac{1}{2}(\gamma_w^0/4)H^2$ actuando sobre una antebaldosa apuntalada o enclavada; la totalidad del empuje se distribuyó así: un 60% en la parte superior y un 40% en la inferior. El diagrama correspondiente, originalmente desarrollado y aplicado por Salguesi-Horsetto, fue luego incorporado a los otros diagramas de empuje sobre estructuras temporarias de sostenimiento incluídas en el Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires, como se muestra en la Fig. 3. Cuando

la estructura de la entibación emplea codales, si se los comprime previamente mediante gatos con el valor indicada, no se desarrolla la configuración de fisuración de la parte superior o la formación de una grieta, por lo cual no resulta factible la acción del empuje del agua, que actuaría con la magnitud total considerada

en el diagrama. Ocurre lo propio cuando se ejecutan tirantes de anclaje activos que precomprimen el terreno. Si no se precomprimen los codales y sólo se los acuña o se emplean anclajes pasivos, la acción del agua puede ser mayor que la porción de empuje considerada para la parte superior del diagrama, pero en general el coeficiente de seguridad usualmente empleado, mayor a 1,5, evita la posibilidad de un colapso, aunque no la eventual aparición de una grieta que se manifiesta superficialmente, paralela a la cresta de la excavación. Es de hacer notar que en muchas localizaciones la impregnación calcárea provee suficiente resistencia de tracción como para evitar la manifestación de este fenómeno. También la estructura rígida de HRAE con puntales suficientemente robustos impide deformaciones significativas.

El análisis del equilibrio de un prisma rígido puede considerarse como se aprecia



en la Fig. 4. Obsérvese que en realidad no se conoce la magnitud de la fuerza U , aún cuando se lo desprecia si el nivel del agua libre subterránea se encuentra por debajo del piso de la excavación. Por otra parte tampoco se conoce la distribución de las fuerzas reactivas cuya resultante es F , aún cuando su magnitud puede estimarse mediante el polí

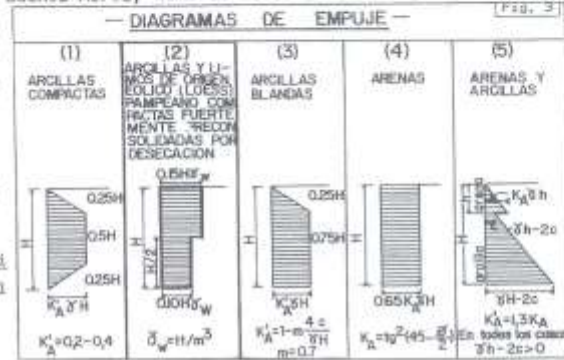
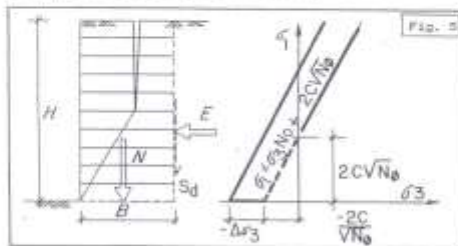


Fig. 3

Fig. 4

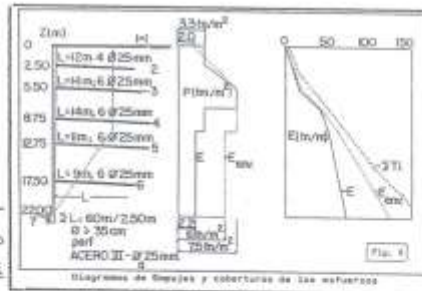
gona de fuerzas en equilibrio. En un trabajo anterior (Núñez 1987, VIICPMISIF, Cor- togena) se muestra las condiciones de equilibrio estático correspondiente a este análisis con hipótesis simples pero suficientemente aproximadas en consideración a la heterogeneidad de la formación y el grado de ajuste que es posible obtener en la evaluación de las magnitudes promedio significativas de los parámetros de cálculo que se asignan al terreno. Aquí resulta de aplicación aquello de que no hay resultados de mayor calidad que las hipótesis empleadas para los cálculos. En definitiva, si se es capaz de incorporar al terreno los refuerzos suficientes como se



muestro en la Fig. 5, se introduce un aumento en la capacidad de admitir "esfuerzos equivalentes de tracción" y en definitiva de aumentar la altura máxima H_{max} que puede potencialmente alcanzar dicho corte vertical.

El caso de una gran excavación en la ciudad de La Plata

Una situación de este tipo fué desarrollada en ocasión de ejecutarse la gran excavación para el Nuevo Teatro Argentino. Dicha excavación ocupaba una manzana de unos 120 m de lado y profundidad del orden de los 22 ó 24 m. En la Ref. indicada anteriormente pueden encontrarse detalles de esta obra, pero es interesante desta- car que en un principio se había pensado recurrir a la construcción de un muro colg do de H*AA* atirantado con anclajes activos. Sin embargo, fué evidente la conveniencia de emplear pequeños equipos de perforación constituidos por helicoides accionados por motores eléctricos, construyendo pilotes algo inclinados hacia abajo (para facilitar el hormigonado "in situ") que actuaban como anclajes pasivos; se avanzó en sucesivos ni- veles descendentes empotrando los pilotes en vigas verticales completando la pared de



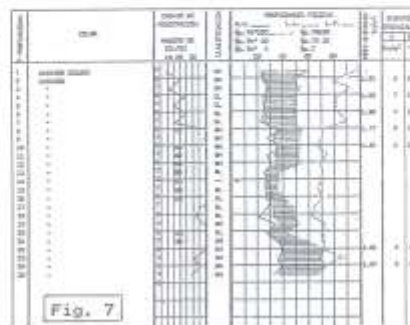
finitiva con hormigón lanzado de 3" de espesor y malla de acero electrosoldada de de enlace y fijación como se muestra en la Fig. 6. La terminación a fratas permiti- tió una presentación de gran calidad y facilitó posteriormente otras aplicaciones arquitectónicas y de impermeabilización. Como para esta obra no se asignó ningún recurso en dinero que permitiera alguna investigación, no se pudo instrumentar nin- gún pilote-tirante para poder establecer la distribución de los esfuerzos a lo larg o del mismo, ni se efectuaron registros sistemáticos de las deformaciones de las paredes verticales. Fué posible apreciar que dichas deformaciones eran lo suficien- temente pequeñas como para no ser percibidas como problema estructural. Sin embar- go, si se parte de la base que para estos suelos el desplazamiento que se mide en

la cabeza de piezas relativamente largas sometidas a la fuerza final de arranque Q_F es del orden del 0,05% a 0,1% de su longitud, el desplazamiento lateral máximo de la pared vertical no tiene que haber superado 1 cm.

Excavación para edificio con sótano lindero a una línea de Subterráneos

También se presentan casos en los que es preciso excavar muy próximo a estructuras de HSA de túneles para líneas subterráneas existentes y en operación. Por ej., en correspondencia con el perfil mostrado en

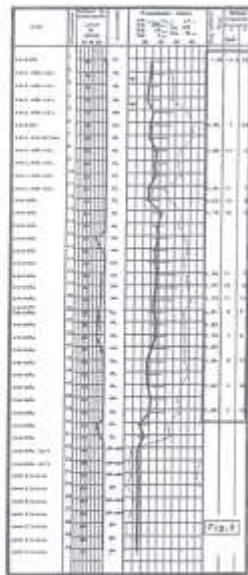
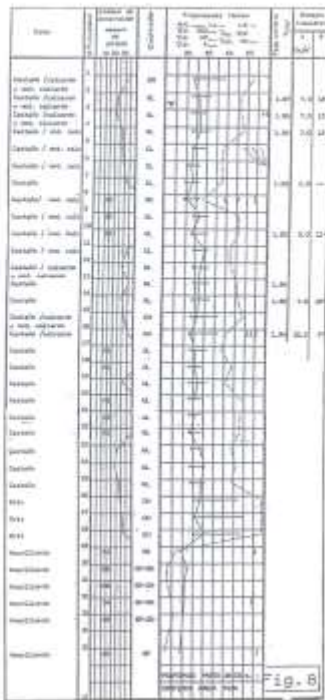
la Fig. 7 se ejecutó una excavación para ampliar un edificio con subsuelos, a unos 14 m de profundidad. Contigua se encuentra una línea de subte en operación cuyo revestimiento de HSA era preciso preservar. Había opiniones sobre la necesidad de ejecutar una pantalla de HSA moldeada "in situ" para garantizar la reacción pasiva que, como carga lateral actuante sobre el hastial, se consideraba que aseguraba el buen comportamiento de la corona del túnel. Sin embargo,



el análisis de los esfuerzos y deformaciones que podían esperarse sobre el revestimiento si se recurría a una excavación con taludes y ejecución alternada de excavaciones laterales conformando contrafuertes en el macizo, mostró su factibilidad y economía. Los taludes fueron 2(V):1(H) hasta 10 m de profundidad; luego se excavó verticalmente. Empleando los métodos convencionales que se emplean en los cálculos de resistencia de materiales y considerando los parámetros gravimétricos, de resistencia y deformabilidad correspondientes a los suelos toscos del lugar, fue posible establecer predicciones que resultaron satisfactorias para las distintas configuraciones que van presentándose durante el desarrollo de los trabajos de excavación y en relación con las operaciones de rutina de la línea del subte (como curiosidad obsérvese el uso alternado del sacamuestras normal partido -T- y del sacamuestras enterizo -E-, metodología que todavía se empleaba por entonces como control).

Grandes excavaciones sin estructuras temporarias de sostenimiento

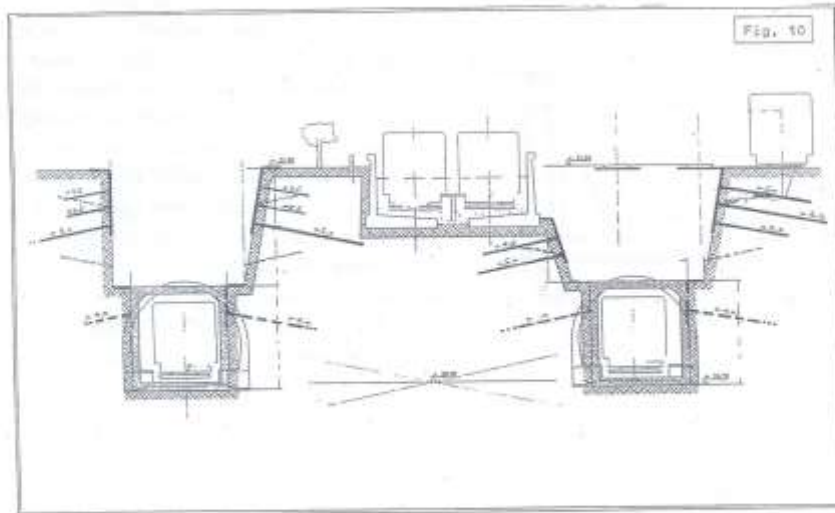
No necesariamente grandes excavaciones profundas requieren estructuras de confortación, apuntaladas o ancladas. La Fig. 8 muestra el perfil stratigráfico en una localización situada al oeste cercano de la ciudad de Buenos Aires. La excavación era de unos 16 m de profundidad; por lo tanto, la estabilidad con respecto al levantamiento del fondo se encontraba cerca del límite. No se emplearon anclajes verticales profundos, ni laterales, ni depresión mediante pozos de bombeo penetrando en la arena. Se excavó con taludes 2(V):1(H) según lo preconizado en la modificación del C. de Edif. de la C. de B. Aires del '70. Desde ya, esta solución sólo puede aplicarse cuando hay espacios libres linderos. En caso contrario, deberá



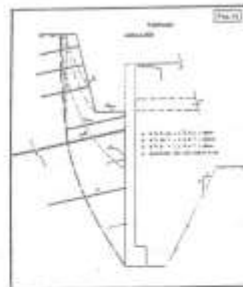
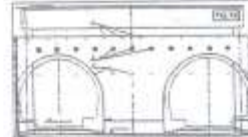
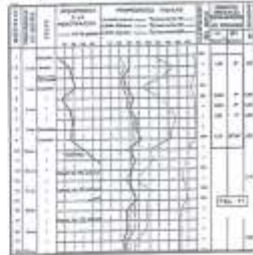
recurrirse a la conformación de contrafuertes temporarios mediante la excavación por sectores y ejecución progresiva de paredes verticales perimetrales mediante paneles estables contruidos "in situ" anclados a apuntalados. Para otros perfiles notablemente resistentes como el que se muestra en la Fig. 9, las excavaciones pueden efectuarse con taludes sustancialmente más empinados, eventualmente anclando la parte superior del corte con elementos de longitud reducida.

Excavaciones a cielo abierto para la línea "B" del Subte.

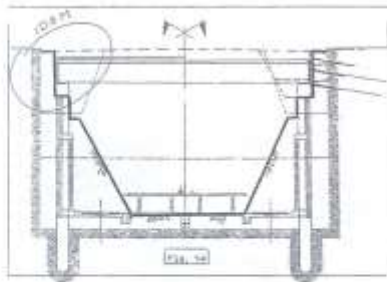
En el empalme para la continuación del Subte B no se presentaban las condiciones para ejecutar una obra subterránea, debiéndose recurrir a construcciones en trinchera. Una de las secciones típicas se muestra en la Fig. 10 en donde se aprecia la localización de las líneas profundas y de medio nivel. Por otra parte era necesario mantener en circulación permanente una línea de trenes con vías cercanas longitudinalmente a la posible cresta del talud de excavación factible de ejecutar dada la restricción de la geometría disponible. Un perfil estratigráfico representativo de la zona general se muestra en la Fig. 11. Para este caso se repitió la solución que emplea anclajes pasivos de hormigón de $\phi = 6"$ y una barra central de acero como elemento de transferencia, malla y una membrana de gunita de 1" de espesor como se muestra en el croquis. Cuando los anclajes se representan con líneas de puntos, esto significa que dichos elementos eran de colocación eventual de acuerdo con el grado de infiltración calcárea que se presentaba durante el proceso de excavación. Es de hacer notar que en varias localizaciones resulta necesario la colocación de un subsistema de anclajes menores, con barras ϕ del 10 ó del 12 de hasta un par de metros para estabilizar bloques del pampeano en donde la cementación es prácticamente inexistente; esto señala la necesidad de una permanente visualización del perfil real del terreno al tiempo de proceder a la excavación. Soluciones similares resultaron muy económicas y versátiles de ejecutar en zo-



nas de portales y tímpanos como se muestra en las Fig. 12 y Fig. 13. Es necesario remarcar que cuando se requieren muy pequeñas deformaciones del terreno y no



se dispone de los elementos necesarios para pretensar los anclajes, pueden emplearse tubos de acero como elementos de transferencia; dichos tubos se preparan con manguitos flexibles que permiten la inyección a presión de un mortero pesado luego de ejecutado el relleno del hueco entre el tubo de acero y el taladro practicado en el terreno empleando un microhormigón; para mezclas comunes, el tiempo de espera para el endurecimiento parcial de esta vaina es del orden de los 6 ó 8 horas. De esta manera se obtiene el desplazamiento radial del terreno; esta predeformación permite minimizar el desplazamiento necesario para activar la resistencia friccional. Esta técnica ya ha sido utilizada para la ejecución de micropilotes y descrita en otros trabajos. La combinación de anclajes y columnas de HRA² ejecutadas en forma descendente como se explicó en una de los párrafos precedentes, puede sustituir con ventajas el empleo de grandes pilotes excavados para sustentar el techo de estaciones de subte.



La facilidad de ejecutar el grueso de la excavación a cielo abierto como se muestra en la Fig. 14 y proceder luego a la excavación lateral conformando con trauferentes, puede constituir la diferencia económica y programática que eventualmente decide un diseño. Desde ya el método "cut-and-cover" como usualmente se emplea entre nosotros utilizando pilotes excavados de gran diámetro hormigonados "in situ" presenta sus ventajas, pero éstas no siempre son económicas ni programáticas.

OBRAS EN TUNEL

Introducción

Al ejecutar una excavación circular estable de radio r_0 y eje horizontal a una profundidad z en un suelo con cohesión y fricción, se produce un desplazamiento del terreno hacia la cavidad, y puede concebirse que el suelo periférico se plastifica hasta una distancia r_p conformando una corona en equilibrio límite en donde se cumple la ecuación $(\sigma_1 - \sigma_3)_R = q_R = \sigma_3(N_\phi - 1) + 2c\sqrt{N_\phi}$ siendo σ_1 y σ_3 las presiones principales circunferencial y radial, N_ϕ el factor de fluencia y c y ϕ los parámetros de resistencia al corte. Cuando $\sigma_3 = 0$, $q_R = 2c\sqrt{N_\phi}$. Aceptando en forma simplificada que el estado de esfuerzos inicial del macizo es isotrópico, si escribimos $\sigma_z = \gamma z$, la presión interna en el tunnel que se requiere para alcanzar una plastificación hasta la distancia r_0 es

$$\sigma_r = \frac{2 \left[(N_\phi - 1) \cdot \frac{\sigma_v + q_u}{N_\phi + 1} \right]}{(N_\phi + 1)(N_\phi - 1) \cdot (r_0/r_0)^{N_\phi - 1}} = \frac{q_u}{N_\phi - 1} \quad \text{siendo } q_u = 2c\sqrt{N_\phi}$$

Por tanto, para un material puramente cohesivo si $\sigma_v \approx q_u$, la presión radial de estabilización $\sigma_r \approx 0$. También se deduce que para alcanzar una situación de equilibrio cuando la presión interna es nula (o no existe una estructura de contención capaz de generarla o aire comprimido), se cumple la relación

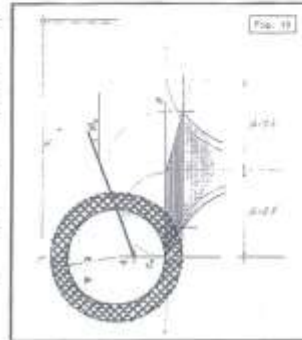
$$r_0/r_0 = \left\{ \frac{2}{N_\phi + 1} \left[\frac{(N_\phi - 1) \cdot \frac{\sigma_v}{q_u} + 1}{q_u} \right] \right\}^{1/(N_\phi - 1)}$$

Esta forma de presentar las expresiones de equilibrio se debe a Westergaard y fué ampliamente utilizada por Terzaghi. En el pampeano, y para las profundidades comunes de las líneas de subterráneos (si H es la distancia entre la superficie del terreno y la línea media del tunnel, y D el diámetro del tunnel, en general $1 \leq H/D \leq 2$), para un diámetro del orden de los 10 m la relación r_0/r_0 es del orden de $\sqrt{2} \pm 15\%$, o sea el espesor de la corona plastificada es de unos $2m \pm 50\%$ sin que esto signifique que la excavación pueda practicarse directamente sin nin -

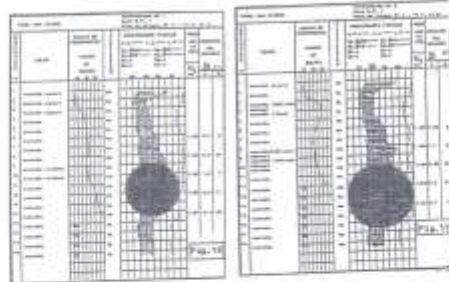
guna estructura de sostenimiento primario. Esto se debió al fisuramiento o agrietamiento que en forma inhomogénea se presenta como una característica propia del macizo. El mismo efecto ocurre cuando el pameano se presenta con un contenido muy abundante de concreciones calcáreas con propiedades similares a las de un suelo granular con escasa cohesión.

Un túnel localizado al norte de la ciudad de Buenos Aires

El procedimiento se aplica para la construcción de conductos subterráneos que transportan aguas frescas o líquidas cloacales; pero deben tomarse algunos requerimientos necesarios para asegurar la estabilidad. Por ej., en el '75, en una obra que se construía al norte de Buenos Aires, cuando se ejecutaban túneles de 5,5 y 6,6 m de diámetro con 8 y 10 m de tapado respectivamente ($H \approx 2D$), los constructores se encontraron con problemas de formación de importantes "chimeneas" ocasionadas por derrumbes del techo de la excavación. La obra se había paralizado y la empresa decidió ejecutar una investigación geotécnica adicional. Empleando los valores de los parámetros obtenidos en el estudio de suelos (Figs. 15, 16 y 17) resultaban valores de r_e/r_o del orden de 1,2. Por tanto, si la estructura definitiva se construía muy poco después de la exposición del frente - para evitar el cambio de la humedad natural - aparentemente no existirían dificultades para



excavar sin apuntalamientos. El examen de las muestras recuperadas mostraba una abundante proporción de nódulos calcáreos en matrix arcillosa color castaño verdoso, lo que alertó sobre la necesidad de mejorar la investigación. Se aprovechó entonces



la existencia de dos pozos de ataque en las proximidades de los lugares en donde se habían producido los derrumbes con el objeto de extraer muestras inalteradas. Obsérvese que siendo $r_e/r_o \approx 1,2$, el espesor de la corona plastificada resultaba $e_p \approx 0,2 r_o$, o sea alrededor de unos 60 ó 70 cm; por tanto, la zona de mayor interés en la investigación comprendía a los 2 m ($\approx 3e_p$) inmediatamente superiores a la

clave. Efectivamente, se observó "in situ" un muy abundante contenido de nódulos calcáreos que conferían al macizo las características propias de un material granular. Sin embargo, esta circunstancia no se había reflejado en los resultados de los ensayos triaxiales del estudio convencional, los cuales mostraban valores de c_u y ϕ_u compatibles entre los ensayos dinámicos de penetración y los contenidos de la humedad natural. Es que en estos casos, la introducción del sacostiguo "denaifica" el suelo de la muestra por la fricción que se desarrolla a lo largo de

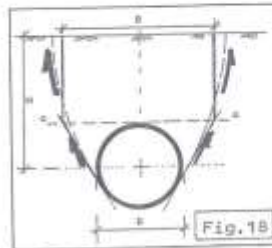
la pared interna, y enmascara la verdadera estructura abierta del suelo tosco "nodular". Esta experiencia debe ser considerada en la interpretación de los estudios que involucran al pameano.

La solución constructiva consistió en reducir la distancia entre el frente de la excavación y el extremo del encofrado que se empleaba para el hormigonado (la colocación del hormigón se ejecutaba en una única etapa completando la estructura del revestimiento), y colocar en correspondencia con el techo y en un desarrollo de arco no inferior a 120° malla de acero fijada mediante barras radiales clavadas en el macizo, de aproximadamente 1 m de longitud, con la aplicación posterior de un gunitado (equipo entonces disponible) de un espesor no inferior a 1". Como precaución adicional y para seguridad del personal, se avanzaba con una "scoybrilla" metálica desplazable entre el extremo del revestimiento permanente y el frente de la excavación.

Como parte de la experiencia ganada en este caso, quedaba claro que en túneles que se ejecutaran en la formación pameana debían establecerse previamente metodologías constructivas para poder comprometerse con los aspectos programáticos, tan importantes en estas obras. Además, en aquella época ya se disponía del conocimiento sobre la experiencia internacional en el empleo sistemático del hormigón proyectado para la construcción de túneles en roca (NATM); su adaptación al pameano resultaba simple en Buenos Aires. Por otra parte, el empleo creciente en la zona de estructuras de cubiertas que utilizaban cerchas de reticulados constituidos por redondos soldados (las barras de acero que se emplean para el H₂A₂), conducía naturalmente a la combinación de cerchas, mallas, barras y shotcrete para materializar estructuras primarias (o de primera etapa para el avance) de sostén. Desde ya que el método se presentaba como muy promisorio para integrar esta estructura primaria a la definitiva; más aún, en tramos con cambios de sección, bifurcaciones o inclinaciones, en donde el uso de encofrados supone inconvenientes económicos y programáticos, el método puede aplicarse para construir en una sola etapa el revestimiento permanente. Este sistema fue incorporado por quien les habla a todos los proyectos de obras subterráneas en Buenos Aires en donde se pudo intervenir en los últimos 20 años, pero recién pudo materializarse integralmente recientemente en la prolongación de la línea "B".

Aproximación para el cálculo de la presión vertical sobre la corona

Una aproximación para el análisis de las presiones verticales actuantes sobre la clave puede efectuarse considerando los esfuerzos que se desarrollan a lo largo de una figura probable de rotura. La Fig. 18 muestra una hipótesis similar a la empleada por Terzaghi; en forma muy simplificada puede suponerse que la presión vertical p_v sobre el plano a-a resulta de la diferencia entre el peso de la masa gravante sobre la corona y la resistencia al corte que se desarrolla en la frontera en donde se considera un estado de equilibrio límite ($B \approx H$). Para dar



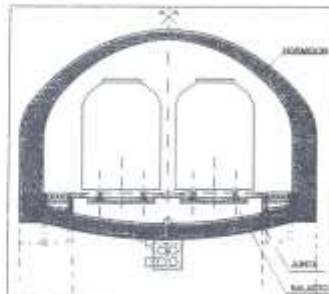
una idea de valores indicativos, si consideramos una configuración con $H = 15m$; $D = 10m$; $B = 16m$ y el terreno con $f_z = 8 \text{ Tn/m}^2$, resulta aproximadamente $p_v = (\sqrt{B-2f_z})(H+D/2) / B = (2 \times 16 - 2 \times 8)10/16 = 10 \text{ Tn/m}^2$. Si γz es la presión vertical sobre la línea media - en este caso $2 \times 15 = 30 \text{ Tn/m}^2$ - observamos que $p_v = \gamma z = (1/3) \gamma z$. Para los casos comunes, γ^* varía entre $1/3$ y $2/3$.

Cálculo aproximado del revestimiento

Otro camino para el análisis es considerar el revestimiento de un túnel circular de radio r_0 como un tubo de espesor e constante (Núñez 1996, Boletín SAHS); para localizaciones del túnel ya excavado alejadas del frente, el estado plano permite calcular las deformaciones laterales en la línea media de arranque mediante la expresión $\delta_h = p \cdot r_0^4 / 12 \bar{E}_r I$ siendo p la presión vertical uniformemente distribuida capaz de producir momentos; \bar{E}_r el módulo plano de deformación; $I = 1 \cdot e^3 / 12$. Si la sección no es circular, y es asimilable aproximadamente a una elipse de diámetro horizontal mayor D y diámetro vertical menor d , puede escribirse - sin error sustancial, en consideración a las incertidumbres geotécnicas involucradas en la definición de las propiedades mecánicas del macizo - que $\delta_h = (p \cdot D^4 / 16 \cdot \bar{E}_r \cdot e^3) \cdot d/D = p_h / k = p_h / (\chi \bar{E}_r / a)$ siendo k el coeficiente de reacción lateral del terreno; χ un coeficiente cuyo valor es del orden de $1,5 \pm 30\%$; \bar{E}_r el módulo plano secante del suelo y p_h la presión horizontal. Resulta entonces $p = (16/\chi) \cdot (\bar{E}_r / e^3) \cdot (e/D)^3 \cdot p_h = a \cdot p_h = p^* \cdot p_h$ significando $p_v^* = \gamma \cdot (1 - K_0 \cdot d/D) (\bar{\gamma} H + \sigma_s) + \gamma_w \cdot h_w (1 - d/D)$ en donde, cuando se aplica hormigón lanzado en forma inmediata y progresiva con el avance de la excavación, K_0 es el coeficiente de empuje en reposo original; γ un coeficiente de descarga de las presiones verticales sobre la cavidad debido a la movilización de la resistencia al corte; $\bar{\gamma}$ el peso unitario efectivo del terreno sobre la línea media; H la distancia entre esta línea horizontal y la superficie del terreno; σ_s la sobrecarga eventual actuando sobre dicha superficie; γ_w el peso unitario del agua; h_w la altura del agua libre subterránea sobre la línea media. Las expresiones necesarias para los cálculos se presentan en el cuadro siguiente:

$$\begin{aligned}
 p_v^* &= \gamma (1 - K_0 \cdot \frac{d}{D}) \left[(\bar{\gamma} H + \sigma_s) + \gamma_w h_w (1 - \frac{d}{D}) \right] \\
 \bar{p}_v &= \gamma (1 - K_0 \cdot \frac{d}{D}) \cdot (\bar{\gamma} H + \sigma_s) \\
 a &= \frac{16}{\chi} \cdot \left(\frac{\bar{E}_r}{e^3} \right) \cdot \left(\frac{e}{D} \right)^3 ; \quad A = \frac{a}{\frac{d}{D} + a} \\
 M &= \int p_v^* D^2 A ; \quad \int_C = \left(\frac{1}{12} \right) \left(\frac{1}{2} + \frac{d/D}{4} \right) ; \quad \int_A = \left(\frac{1}{12} \right) \left(1 - \frac{d/D}{4} \right) \\
 p_h &= p_v^* / \left(1 + \frac{d}{D} \cdot a \right) ; \quad N_C = \frac{1}{2} d (K_0 \bar{p}_v + p_h + \gamma_w h_w) \\
 N_A &= \frac{1}{2} d (\gamma \bar{\gamma} H + \sigma_s + \gamma_w h_w) ; \\
 \delta_C &= \int \frac{p_v^* \cdot D^4}{192 E J} \cdot A ; \quad \gamma^* = \frac{1}{2} (1 + d/D)
 \end{aligned}$$

Para el caso de los revestimientos de HRAF en las líneas de Subte, con forma circular o aproximadamente elíptica, no es conveniente que las deformaciones superen



ciertos valores, por ej., del orden de $\delta_c/D = 1/500 \pm 20\%$. En general esto se consigue con relaciones del orden de $D/e = 25 \pm 20\%$, pero en todos los casos es necesario efectuar una evaluación de las deformaciones de la estructura primaria; para la estructura definitiva se requiere algún tipo de estimación de las deformaciones a largo plazo; aquí no solamente interviene el comportamiento reológico del hormigón, sino también la modificación con el tiempo del estado de esfuerzos correspondiente al terreno

interactuando con el revestimiento definitivo. Por tanto, la observación durante el tiempo operativo de la estructura primaria es de importancia en la toma de decisiones sobre el diseño del conjunto estructural definitivo.

Conclusiones

Las obras de excavaciones a cielo abierto o tunelería en los suelos que constituyen el pameano presentan algunas particularidades que han sido examinadas en esta presentación. Pero estas obras posibilitan también la observación directa de las condiciones del macizo mismo y permiten verificar sus discontinuidades. Dichas discontinuidades no son en general determinantes en el comportamiento del suelo como material de cimentación de bases o plateas, por cuyo motivo la exploración geotécnica mediante los métodos convencionales de muestreo resultan siempre adecuados. Sin embargo, cuando se ejecutan grandes excavaciones o túneles, galerías o cavernas, es necesario considerar y prevenirse sobre la existencia de dichas discontinuidades de la masa del suelo cohesiva por las consecuencias que la inestabilidad de porciones relativamente importantes provoquen considerables inconvenientes o accidentes. Por tanto, en estas obras, es imprescindible la observación cuidadosa durante el tiempo de ejecución de las estructuras de sostenimiento o confortación de los macizos de suelo involucrados, y la adecuación de la investigación previa.

NOTA: Con el objeto de aclarar la operatoria de cálculo para el diseño aproximado de las estructuras de sostenimiento, se presentan en forma simple los siguientes ejemplos indicativos:

Túnel circular $D = 10m$; $H = 15m$; $N_{prom} = 20$; $\gamma_{prom} = 1,9 Tn/m^3$; $\phi_{uprom} = 12^\circ$
 $q_u (Tn/m^2) \approx 4/3 N$; $c_u \approx 2N/3 \sqrt{N} = 10,7 Tn/m^2$; $K_o = 0,5$; $\sigma_s = 1 Tn/m^2$; $h_w = 0$
 $d/D = 1$; $E_s = E_i (1 - d_R \sqrt{d/DR})$; $d_R = 0,8$

a) Revestimiento Primario malla + cerchas + shotcrete Espesor shotcrete: 15 cm
 $E_r = 10^6 Tn/m^2$; $E_i = 1,3 \times 300 \times q_u = 10400 Tn/m^2$; $E_s = 10400 (1 - 0,8 \times 1) = 2080 Tn/m^2$; $(E_r/E_s) \approx 500$; $\chi = 1$; $\alpha = (16/1) \cdot 500 \cdot (0,15/10)^3 = 0,027$;
 $A = 0,0263$; $P_v^* = 0,5 \times 0,5 \times (1,9 \times 15 + 1) = 7,4 Tn/m^2$;

$$M_C = (1/16) \times 7,4 \times 10^2 \times 0,0263 = 1,21 \text{ Tn/m} ; N_C = 0,5 \times 10 (0,5 \times 7,4 + 7,2) = 54,5 \text{ Tn/m} ;$$

$$e_x = M/N = 1,21/54,5 = 0,022 \text{ m} ; e_x/e = 0,022/0,15 = 0,15$$

$$\text{en Claves: } \bar{\sigma} = (M/N) \pm (6M/e^2) = (54,5/0,15) \pm (6 \times 1,21/0,15^2) = 658 \text{ y } 40 \text{ Tn/m}^2$$

Durante el proceso de excavación en general se avanza colocando cerchas de reticulado constituidas por redondas de acero con una separación del orden de 1m al tiempo que se aplica shotcrete (con fibras o no según convenga); esta distancia se reduce en zonas especiales, por ejemplo bajo una línea férrea en operación. Cuando se completa el hormigón de 2a. etapa, las cerchas quedan incorporadas formando parte de la armadura definitiva. Las mallas pueden ser operativas para la construcción o complementar las cuantías necesarias (extradós o intradós). Este hormigón podrá ser colocado con encastrado desplazable, o conformando sucesivas capas de shotcrete si los cambios de sección del túnel así lo aconsejan por razones económicas o programáticas, y los requerimientos de permeabilidad lo permiten.

b) Revestimiento Definitivo

$$e > D/30 = 0,33 \text{ m} ; e_C \text{ adaptado} = 0,35 \text{ m}$$

$$\text{Hormigón rev. H30 ; } E_r = 3,7 \times 10^6 \text{ Tn/m}^2 ; (\bar{E}_r/\bar{E}_s) \approx 0,9 (3,7 \times 10^6 / 4,0 \times 10^6) = 320$$

$$X = 2 ; a = (16/2) \times 320 \times (0,35/10)^3 = 0,11 ; A \approx 0,1 ; p_v^A = 1 \times 0,5 \times 29,5 = 14,75 \text{ Tn/m}^2$$

$$M_C = (1/16) \cdot (14,75) \times 10^2 \times 0,1 = 9 \text{ Tn/m} ; p_H = 14,75 / (1 + 0,11) = 13,3 \text{ Tn/m}^2 ;$$

$$N_C = 0,5 \times 10 \times (0,5 \times 14,75 + 13,3) = 103,4 \text{ Tn/m} ; e_x = 9/103,4 = 0,09 \text{ m} ; E_x/e = 0,043$$

en Claves: cuantía simétrica mínima 0,5% (aprox. 50 kg/m³)

$$N_A = 0,5 \times 10 \times 29,5 = 147,5 \text{ Tn/m} ; e_x = 9/147,5 = 0,06 \text{ m} ; e_x/e = 0,175$$

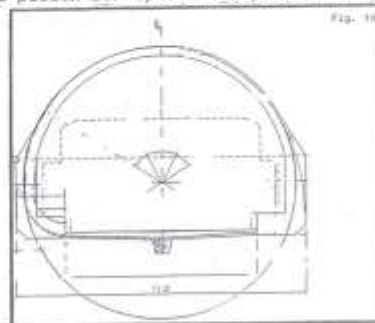
$$\eta_u = (1,75 \times 147,5 / 0,35 \times 3000) = 0,25 ; \eta_u \cdot (e_x/e) = 0,043$$

en Arranques idem idem anterior

$$\delta_C \approx (29,5 \times 10^4 \times 0,1) / (16 \times 3,7 \times 10^6 \times 0,35^3) \approx 1,2 \text{ cm "distorsión" plana } \approx 1:800$$

$$\text{en Claves: } \bar{\sigma} = (147,5/0,35) \pm (6 \times 9/0,35^2) = \text{máx. } 860 \text{ y mín. } -20 \text{ Tn/m}^2$$

Como la forma real en general no es circular, se aumenta el espesor de los hastiales y se encastra la solera que puede ser - en el límite - plana. La forma estructural definitiva se adapta al método constructivo: 1) si se emplea el método "alemán" construyendo previamente hastiales y completando luego la calota sobre los cuales se apoya, la forma resulta como se muestra en la Fig. 19 ; 2) si se emplea el método "belga" excavando a sección plena, pueden optimizarse los espesores de hastiales reforzando las cerchas de 1a. etapa. Si se trabaja bajo agua libre subterránea, a la solera se le da forma curva.



Durante la exposición se ilustró con diapositivas distintos aspectos constructivos y detalles pertinentes de obras de excavación y tunelería ejecutadas en la formación pampeana.

$$\begin{aligned}
 P_V &= \eta(1-K_C \frac{d}{D}) \left[\bar{\gamma} H + \sigma_s + \gamma_w h_w (1-\frac{e}{D}) \right] \\
 \bar{C}_V &= \eta(1-K_C \frac{d}{D}) (\bar{\gamma} H + \sigma_s) \\
 a &= \frac{1.5}{\chi} \cdot \left(\frac{M}{E_s} \right) \cdot \left(\frac{1}{D} \right)^2 ; \quad A = \frac{a}{\frac{D}{4} + a} \\
 H &= P_C \cdot D^2 A ; \quad P_C = \left(\frac{1}{12} \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{e/D}{4} \right) ; \quad P_A = \left(\frac{1}{12} \right) \left(1 - \frac{e/D}{4} \right) \\
 P_h &= P_V / (1 - \frac{d}{D}) ; \quad K_C = \frac{1}{2} (K_C P_V + P_h + \gamma_w h_w) \\
 M &= \frac{1}{2} (P_C H + \sigma_s + \gamma_w h_w) ; \\
 J &= \frac{P_V \cdot D^4}{192 E_s} \cdot A ; \quad P_h = \frac{1}{2} (1 + d/D)
 \end{aligned}$$

Para una sección elíptica, con d = diámetro menor ; D = diámetro mayor, horizontal ; $\bar{\gamma}$ peso unitario efectivo del terreno suprayacente ; γ_w peso unitario del agua ; H : distancia entre la superficie del terreno y la línea media del túnel ; h_w : idem, desde la superficie de aguas libres subterránea a la línea media ; σ_s : presión uniformemente distribuida sobre la superficie ; K_C : coeficiente de empuje en reposo original cuando se aplica "shotcrete" en forma inmediata y progresiva ; η : coeficiente de descarga de las presiones verticales sobre la cavidad debido a la movilización de la resistencia al corte del terreno gravante ; χ : coeficiente cuyo valor es del orden de $1,5 \pm 30\%$; Módulos del revestimiento y del terreno, E_r y E_s respectivamente ; e : espesor del revestimiento ; M : momento ; P_C : en clave ; P_A : en arranques ; N : fuerza normal a la sección de hormigón ; J : momento de inercia .