

EVOLUCION DE LOS CRITERIOS Y METODOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO GEOTECNICO ESTRUCTURAL DE LOS TUNELES STANDARD DEL METRO DE CARACAS

Gianfranco Perri Profesor de "Diseño Geotécnico de Túneles", U.C.V.

INTRODUCCION

El diseño Geotécnico de toda obra subterránea abarca, por lo general, los aspectos fundamentales siguientes :

- 1.- Investigación geotécnica del subsuelo y caracterización geomecánica del mismo.
- 2.- Análisis de las cargas a esperar sobre el sostenimiento y predicción de las deformaciones de la excavación y de su entorno hasta la superficie.
- 3.- Análisis geotécnico estructural del sostenimiento y dimensionamiento del mismo.
- 4.- Selección y definición de los métodos y procedimientos a seguir en la construcción.

Usando otra terminología, se podría afirmar que el diseño geotécnico estructural de un túnel, no es otra cosa sino el análisis detallado del fenómeno de la interacción terreno estructura de sostenimiento atendiendo a las exigencias técnico económicas de seguridad, durabilidad y operatividad propias de la obra específica: por ejemplo de una línea de ferrocarril urbano.

Para este caso se está hablando de los niveles máximos de seguridad durabilidad y operatividad, mientras que las exigencias económicas se reflejan en la necesidad de tiempos cortos de construcción y absoluta protección de las infraestructuras urbanas de superficie y subsuperficiales.

En este contexto el análisis y control de las deformaciones que se producen a consecuencia de la excavación, reviste la misma importancia y prioridad que la seguridad en el dimensionamiento estructural del revestimiento, siendo la estabilidad de la excavación un objetivo constante y absoluto (en términos de resistencia del revestimiento y de limitación de las deformaciones) a perseguir con el diseño.

Ahora bien, de los cuatro puntos señalados al comienzo, el primero y el último, relativos respectivamente a la exploración del subsuelo y a los aspectos constructivos, no se tratarán directamente en este trabajo que, en efecto estará orientado hacia las fases centrales del proceso de diseño: análisis de las cargas y control de las deformaciones y, diseño estructural del sostenimiento.

Se tendrá oportunidad de comentar con cierto detalle más adelante, que todos y cada uno de los aspectos citados como fundamentales dentro del proyecto, representan facetas de un único fenómeno: la interacción terreno estructura. Sin embargo tradicionalmente y por simplicidad se han venido analizando separadamente las cargas, las deformaciones y los aspectos estructurales del sostenimiento, recurriendo en cada caso a metodologías específicas, limitadas en sus alcances y en su potencialidad de representar y analizar correctamente los fenómenos en cuestión para, solamente en tiempos más recientes lograr enfoques más globales de la problemática geotécnico estructural del túnel, también gracias a la introducción y difusión de las modernas metodologías y herramientas del cálculo automático.

La historia del diseño geotécnico estructural de los túneles del Metro de Caracas abarca un arco de tiempo que, para resaltar el lema de este Seminario, bien podría inscribirse dentro de los últimos 25 años y, a pesar de lo corto que luzca tal lapso en el contexto de la historia y desarrollo de la ingeniería, ha sido suficiente para permitir una sensible evolución en las metodologías y técnicas para el análisis y el diseño óptimo de los túneles del Metro. Siguiendo, en este sentido, el paralelo desarrollo que a nivel mundial ha caracterizado la ingeniería geotécnica y de túneles: desde el primer proyecto totalmente foráneo para los tramos iniciales de la Línea I del Metro de Caracas, luego con la positiva colaboración de la ingeniería extranjera con la venezolana, hasta finalmente confiar en la madurez y preparación de los ingenieros venezolanos quienes de manera autónoma han diseñado los túneles de toda la Línea III, así como de la Línea Las Adjuntas-Los Teques del Metro de Caracas.

Claro está sin embargo que tal autonomía no es de entender como independencia ya que toda evolución técnica y científica se alimenta naturalmente del aporte universal y del intercambio crítico y creativo, para lo cual no deben escatimarse esfuerzos en mantener activo y denso tal intercambio y retroalimentación.

A continuación, en este artículo se presentarán los criterios y métodos seguidos en el proyecto definitivo del primer tramo del Metro de Caracas (Propatria-La Hoya de la Línea I, elaborado entre 1968 y 1970 por el Consorcio de firmas norteamericanas Parsons-Brinckerhoff Tudor-Bechtel). Luego se hará referencia al

proyecto de los túneles de los restantes tramos de la Línea I (La Hoyada-Bellas Artes y Bellas Artes-Chacaíto, cuyos proyectos iniciados en 1974 fueron ejecutados respectivamente por las dos empresas venezolanas OCOIDESA y GRID APM con la asesoría del Consorcio de firmas inglesas Mott-Hay-Anderson, al igual que respectivamente los proyectos de los tramos Chacaíto-Dos Caminos y Dos Caminos-Palo Verde, ejecutados entre 1976 y 1980.

Para la Línea II el proyecto desde los extremos Zoológico y Las Adjuntas hasta La Paz fue ejecutado por GRID APM entre 1978 y 1980, mientras que el siguiente tramo La Paz-Plaza Italia fue proyectado por el Consorcio venezolano VEPICA-CPB en 1981 y el último tramo Plaza Italia-El Silencio, por el también Consorcio venezolano GPI en 1982. Para estos proyectos de la Línea II, el asesoramiento recibido de consultores foráneos fue reducido y se limitó a los aspectos básicos generales.

Finalmente, entre 1987 y 1990, todos los túneles de la Línea III, actualmente en construcción, han sido diseñados geotécnica y estructuralmente por ingenieros venezolanos dirigidos por el Autor, para la firma GRID APM en el tramo Plaza Venezuela-El Valle y para la firma TECNOCONSULT en el tramo El Valle-La Rinconada, de igual manera que ha sido un equipo venezolano de profesionales el artífice del diseño integral de todos los túneles de la Línea Las Adjuntas-Los Teques para la firma OCOIDESA.

El desarrollo de este artículo incluirá por lo tanto la presentación resumida de los criterios y métodos seguidos para el análisis y diseño geotécnico estructural de todos los túneles standard de la Línea III (los últimos proyectados hasta la fecha).

EL PRIMER DISEÑO

Como parte integral de los alcances del diseño del primer tramo, Propatria-La Hoyada de la Línea I, el Consorcio norteamericano Parson-Brinckerhoff-Tudor-Bechtel elaboró el "Caracas

Metro Design Criterio" cuyo capítulo 20 se refiere a los túneles ("Tunnelled Line Structures") y en el, se reflejan fielmente los criterios básicos de análisis y diseño empleados en la elaboración del proyecto del sostenimiento de los túneles standard del tramo en referencia.

En este manual de diseño, con relación al revestimiento standard (fig.1: 7 segmentos prefabricados en concreto armado de sección aligerada conformando, mediante pernos, un anillo de 5.60 m de diámetro externo y 5.16 m interno con un largo de 0.80 m y pernos longitudinales para el ensamblaje entre anillos) se puede leer, entre otros:

"El revestimiento standard está diseñado para una sobrecarga máxima de 19.0 m de suelo firme por encima de la corona del túnel, conjunta y simultáneamente con una carga hidrostática de 16.0 m por encima de la base del túnel y estas condiciones se asume que equivalen a aplicar alrededor de la superficie externa del anillo de revestimiento del túnel una carga máxima radial uniforme de 36.0 t/m². También está diseñado para una carga hidrostática máxima de 21.0 m por encima de la base del túnel con una sobrecarga simultánea de suelo firme de 9.5 m por encima de la corona y finalmente, para una sobrecarga mínima de 4.0 m de suelo firme sin adición de carga hidrostática. En suelos firmes que sean cohesivos o densos bien compactados se debe considerar la disminución de la carga ocasionada por la acción de arco que ejerce el suelo por encima del túnel, mientras que tal disminución no se debe considerar cuando las características y estratigrafía del suelo sean tales que el arco no pueda formarse. El citado efecto de arco debe tomarse en cuenta deduciendo del peso total de sobrecarga que actúa en la cota de la corona del túnel, la mitad del peso de la sobrecarga situada a más de dos diámetros de túnel por encima de la corona. Bajo las condiciones indicadas, el revestimiento standard, para el caso de túneles gemelos, está diseñado para una separación igual a un diámetro de túnel y en suelos firmes hasta una separación mínima de 1.5 m. El

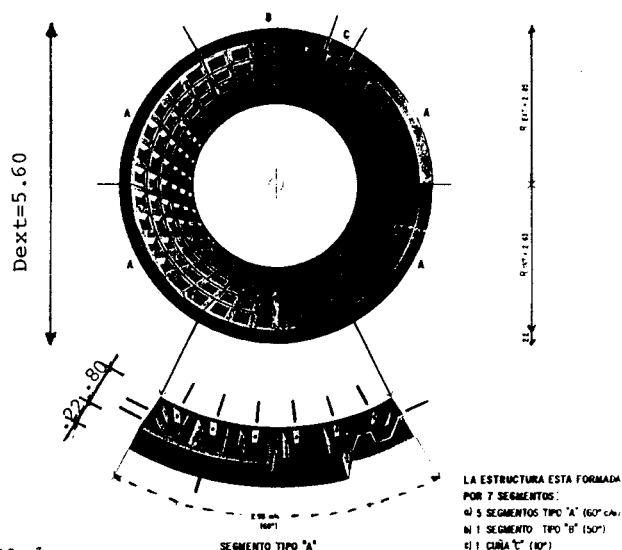
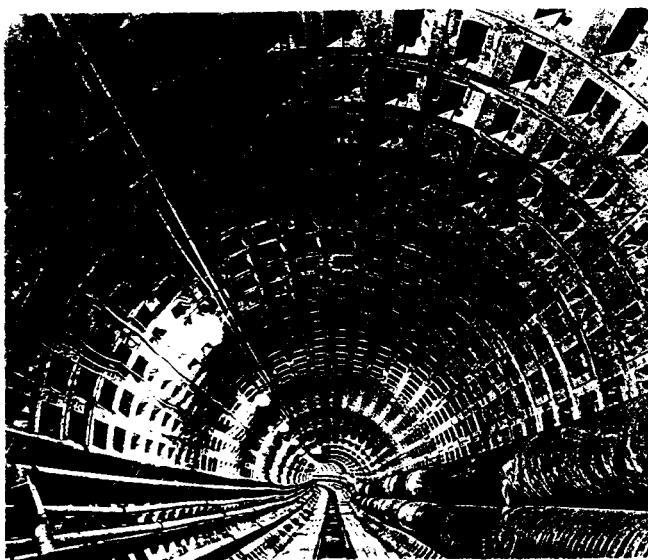


FIGURA 1.

revestimiento standard está diseñado para soportar, además que la compresión radial uniformemente aplicada y debida a las sobrecargas del terreno, también y simultáneamente la deformación del anillo en forma de una elongación diametral de 13 mm con un acortamiento de igual magnitud en el diámetro perpendicular. Esta deformación permite tomar en cuenta una gran cantidad de variables que no pueden ser cuantificadas mediante fórmulas teóricas, tales como: la velocidad de avance de la excavación, el uso de máquinas de perforación en lugar de medios manuales, el tiempo real que transcurre desde que el anillo sale del escudo hasta la aplicación del carato, la distancia entre túneles adyacentes, la cantidad real de sobrecarga y, variaciones en los suelos".

Efectivamente en la hoja de cálculos N°4 de "Calculations for Precast Concrete Tunnel Liners, by eng. H. Saxer 1969", se reportan los cálculos de la presión radial (P_r) y de la compresión (N) en el anillo, para los tres casos de carga de suelo y agua indicados en el manual con los resultados aproximados siguientes: $P_r=36 \text{ t/m}^2$ y $N=78.53 \text{ t}$; $P_r=32 \text{ t/m}^2$ y $N=68.7 \text{ t}$; $P_r=8 \text{ t/m}^2$ y $N=18.32 \text{ t}$.

Luego se procede a la ejecución de los cálculos estructurales para los mismos tres casos de carga, aplicando la deformación impuesta al anillo de 13 mm de alargamiento y recortamiento diametrales. A tal efecto, para evaluar la rigidez del anillo del revestimiento standard y debido a la variabilidad de su sección resistente por la presencia de los alveolos y los nervios se procede al cálculo del valor medio ponderado (I_{avg}) del momento de inercia entre los dos valores de las secciones correspondientes respectivamente a los nervios y a los alveolos, incluyendo el refuerzo (págs. 6 y 7 de las hojas de cálculo): $I_n = 84036 \text{ cm}^4$ y $I_a = 51828 \text{ cm}^4$ obteniendo $I_{avg} = 61007 \text{ cm}^4$.

En cuanto al módulo de elasticidad del anillo, debido a la naturaleza de largo plazo de las cargas actuantes, se asume un valor reducido de $E = 211000 \text{ Kg/cm}^2$ para un concreto de 450 Kg/cm^2 . Igualmente se asume que las secciones resistentes de los segmentos del anillo se comportan como continuas, aunque en el tercer caso de carga se produce cierta tracción en alguna porción de ellas, así como en menor proporción en el primer caso de cargas, lo cual en la realidad produce cierta reducción de la rigidez por fisuración del concreto y luego cierta reducción de los momentos en comparación con los calculados despreciando tal fenómeno.

Los cálculos siguen con la obtención del momento máximo actuante en el anillo como resultado de la imposición de la citada deformación radial, obteniéndose un valor de $M = 3259 \text{ Kg.m}$ (págs. 8 y 9 de las hojas de cálculo), siguiendo un desarrollo analítico basado en la teoría de la elasticidad para anillos continuos.

Luego, aplicando la teoría clásica del concreto armado, se pasa al cálculo de los esfuerzos en el concreto y en el acero para los casos de carga (a) y (c), siendo el caso intermedio claramente no crítico. Se determinan los casos con presencia de compresión en toda la

sección y los con presencia de tracción en parte de ella, y al fin se verifica la admisibilidad de los esfuerzos obtenidos para cada caso (págs. 10 a 15 de las hojas de cálculo).

Se pasa a una nueva verificación estructural, siguiendo esta vez la teoría de rotura para el concreto armado (págs. 16 a 24 de las hojas de cálculo), para la obtención de la máxima deflexión del anillo a rotura y a tal efecto se comienza por calcular un nuevo valor medio representativo del momento de inercia del anillo para tomar en cuenta las condiciones de fisuración que evidentemente se producen al aplicar las solicitaciones límites; en este caso se obtiene el nuevo valor por simple media entre el anterior promedio ponderado ($I_{avg} = 61007 \text{ cm}^4$) y el valor correspondiente a una de las secciones fisuradas ($I = 27305 \text{ cm}^4$) previamente deducido, obteniéndose $I = 44176 \text{ cm}^4$. Con este dato se recalcula el momento que se produciría en correspondencia de la deflexión impuesta de 13 mm $M' = 3259 \times 44176 / 61007 = 2362 \text{ kg.m}$ (pág. 15a de las hojas de cálculo) y, manteniendo los valores de trabajo de las cargas de compresión N , se obtiene para la deflexión límite del anillo el valor, correspondiente al caso más desfavorable, de 35 mm con un factor de seguridad por lo tanto de 2.68 respecto a la deflexión asumida de 13 mm.

El diseño estructural continua con las verificaciones, por la teoría clásica, de los esfuerzos de corte correspondientes a la deformación radial de 13 mm impuesta (pág. 25 de las hojas de cálculo) y luego (pág. 26) se calcula la máxima deflexión correspondiente al corte último resultando de 4.5 veces la anterior, con un factor de seguridad de por lo tanto 4.50.

Se pasa al análisis de las juntas radiales, verificando la compresión en el concreto y la tracción en los pernos, bajo las solicitaciones de trabajo, siempre para los casos de carga (a) y (c) (págs. 27 a 30 de las hojas de cálculo).

Se sigue en el diseño estructural con el cálculo del punzonado para los pernos de las juntas radiales (págs. 31 a 33) y luego, se calcula la deflexión máxima correspondiente a la capacidad última de estas juntas obteniéndose el valor mínimo de 21 mm para el caso de carga (c) crítico, con un factor de seguridad de por lo tanto 1.67 respecto a la deflexión asumida de 13 mm (págs. 34 a 36).

Finalmente se complementa el diseño con el cálculo del acero de refuerzo no principal (págs. 37 a 48); se verifican las aberturas para los pasadizos transversales entre túneles y para los ductos de ventilación (págs. 49 a 56); y se concluye con el análisis de las juntas longitudinales entre anillos (págs. 57 a 59 de las hojas de cálculo).

EL DISEÑO PARA EL TRAMO CHACAITO-DOS CAMINOS

Mott-Hay-Anderson, asesores ingleses de las firmas venezolanas encargadas del proyecto de los tramos remanentes de la Línea I, presentaron en enero de 1977 los cálculos geotécnicos y estructurales del revestimiento de los túneles standard a ser construidos para el tramo

Chacaíto-Dos Caminos, concluyendo que el anillo standard ya utilizado para los tramos anteriores resultaba adecuado para las condiciones a esperar en el tramo en referencia y recomendando un conjunto de modificaciones menores en su diseño.

Sin embargo lo más interesante de este nuevo diseño geotécnico y estructural (por lo menos desde el punto de vista de este trabajo) resulta del hecho que los criterios y métodos utilizados para el análisis y el diseño elaborados, difieren en aspectos notables y hasta contrastándolos, de los ya descritos y empleados en el primer diseño.

Las diferencias se inician con la estimación de las cargas del suelo en donde no se toma en cuenta el efecto arco ni se utilizan los casos de carga indicados en el manual de diseño de la C.A. Metro de Caracas, ni por lo tanto se hace referencia a la presión radial máxima allí indicada de 36 t/m^2 .

Se comenta en las pags. 11 y 12 de las hojas de cálculo: "En este tramo el terreno por encima de la corona es generalmente arena y limo arenoso y las vibraciones en suelos granulares destruyen el efecto arco; cuando el aflojamiento de los esfuerzos se hace grande (después de 2 o 3 años) el efecto arco se reduce y, finalmente; la presencia de dos túneles adyacentes incrementa la altura de la zona del arco".

Se consideran para los cálculos siete casos de carga (pag. 17 de las hojas de cálculo), tomando en general un peso unitario de 2.00 t/m^3 para el terreno y coberturas (calculadas respecto al centro del túnel) de 20.25 m ; 8.75 m ; 8.75 m y peso unitario de 1.70 t/m^3 (para el caso 2a); 12.75 m ; 17.00 m ; 11.30 m ; y 11.30 m y peso unitario de 1.70 t/m^3 (para el caso 5a). En cuanto a la presencia del agua, la altura considerada desde la base del túnel, para los siete casos, es de: 8 m , 9 m (casos 2 y 2a), 10 m , 5 m y 7 m (casos 5 y 5a). Además, para los casos 2 y 5 se considera una sobrecarga de tráfico de 1.0 t/m^2 y para los casos 3 y 4 se considera junto con la sobrecarga de tráfico, también una sobrecarga por edificaciones de 4.5 t/m^2 .

En los casos 4, 5 y 5a la separación entre los ejes de los túneles es de 7.5 m y para los otros es de 11 m (standard). Las presiones verticales resultantes para estos siete casos son de aproximadamente (en t/m^2): 40; 19; 15; 31; 39; 33 y 19.

Para las verificaciones estructurales, se utiliza siempre la teoría de rotura para concreto armado, asumiendo un módulo de elasticidad de 183500 Kg/cm^2 del concreto 450, para tomar en cuenta la naturaleza de largo plazo de las cargas actuantes, y un módulo de Poisson de 0.

En las pags. 18 a 21 de las hojas de cálculo se obtiene analíticamente la distorsión del anillo, asumiendo un módulo elástico para el terreno de $E_g = 500 \text{ Kg/cm}^2$ con módulo de Poisson de 0.3, para el primer caso de carga con la presión vertical más alta de 40 t/m^2 y presión horizontal de valor mitad. A tal efecto se calcula un valor medio ponderado para el momento de inercia de la sección resistente de $I = 53560 \text{ cm}^4$ (considerando la sección de con-

creto no fisurada pero despreciando el acero del refuerzo), obteniéndose una compresión $N = 82 \text{ t}$ en las paredes y 51 t en la corona y finalmente para el momento máximo un valor de $M = 3302 \text{ Kg.m}$ con una distorsión máxima diametral de 15.8 mm . Tal valor concuerda satisfactoriamente con el resultado empírico (pag. 21 de las hojas de cálculo) sugerido por Peck, que para los túneles en arena es igual al 0.50% del radio ($0.005 \times 2750 = 13.8 \text{ mm}$).

En la pag. 22 de las hojas de cálculo se reportan los valores finalmente asumidos para el diseño: 14 mm para la distorsión diametral, valor al que corresponden un momento $M = 2926 \text{ Kg.m}$, que multiplicado por 1.4 da $M_u = 4000 \text{ Kg.m}$ para el momento último, y una carga vertical del terreno igual a 36 t/m^2 . Cuando la carga vertical del terreno es mayor, se asume $M_u = 4500 \text{ Kg.m}$ para el momento último y, para tomar en cuenta la presencia del segundo túnel, la distorsión se incrementa (y en consecuencia el valor del momento último) según una relación empírica sugerida por Peck que indica un factor de incremento de 1.35 para una separación entre ejes de 11 m (la standard) y de 1.95 para una separación de 7.5 m .

En las fases sucesivas de la verificación estructural (pags. de 24 a 28 de las hojas de cálculo), se deducen las varias combinaciones de momento y compresión ($M_u - N_u$) que se derivan de los siete casos de cargas considerados (para las compresiones últimas N_u , sencillamente se consideran las presiones verticales aplicadas como uniformemente y globalmente distribuidas sobre el anillo, luego se les multiplica por el radio externo y finalmente por el factor de mayoración de solicitaciones últimas de 1.4) y se las comparas con las líneas características de resistencia (diagrama de interacción) obtenidas para las secciones resistentes del anillo (pag. 29 a 41 de las hojas de cálculo), resultando: aceptables tales solicitaciones, para los casos de carga 1; 2; 2a y 3; al límite para los casos 5 y 5a; y debajo del límite para el caso 4 debido a la elevada presión del terreno unido a un elevado valor de momento por su incremento ligado al factor de cercanía del segundo túnel (1.95).

Para este último caso se recomienda aumentar la flexibilidad del anillo reduciendo el número de pernos con lo cual bajarían los momentos en las secciones resistentes. Igualmente en las pags. 42 a 48 de las hojas de cálculo, y en general, se recomiendan modificaciones en la forma y calidad de las juntas impermeabilizantes entre segmentos para mejorar las condiciones estructurales de las mismas según resulta de los cálculos ejecutados (pags. 57 a 59).

Se incluye luego la verificación a los esfuerzos de corte inducidos por la distorsión del anillo (pags. 49 y 50) y luego se calculan los efectos debidos a las cargas de grandes bloques de roca dura, de hasta 4 m de diámetro, que se esperaba podrían encontrarse, por ejemplo en la corona del túnel, como caso más desfavorable (pags. 51 a 56).

Los cálculos se completan con el análisis de las solicitaciones y de los efectos estructurales inducidos sobre el anillo por el empuje del escudo en la etapa constructiva (pags. 60

a 71 de las hojas de cálculo) y finalmente se verifican las solicitaciones inducidas en el manejo de los segmentos desde su construcción hasta el ensamblaje (pags. 72 y 73).

LA GEOESTATICA DE LOS TUNELES (Perri, 1990)

Antes de continuar con la útil síntesis comparativa entre los dos procedimientos de cálculo que se han descrito y también antes de comentar los procedimientos luego utilizados para el diseño de los túneles de la Línea III puede resultar oportuno, en el contexto de este trabajo, abrir un parentesis para hacer algunas consideraciones fundamentales acerca de la estática de las excavaciones profundas y en especial acerca del complejo fenómeno que caracteriza y controla el establecimiento de las cargas sobre los sostenimientos: punto de partida de todo sucesivo cálculo estructural.

La carga que actúa sobre el sostenimiento de un túnel es el producto de un típico fenómeno de deformación y rotura. En efecto imaginando que se pudiera excavar un túnel y construir su revestimiento sin alterar el estado de solicitaciones al que está sometido el terreno, el esfuerzo inicial sobre el revestimiento sería igual a dicho estado de solicitaciones y de una manera general, la superficie exterior del revestimiento estaría sometida a un estado de tensiones normales y tangenciales, las que serían iguales a las solicitaciones propias naturales del terreno en los distintos planos tangentes a dicha superficie.

Sin embargo es evidente que todos los métodos constructivos utilizados para excavar túneles exponen, por lo menos durante un cierto tiempo, su superficie interior, y el terreno debe durante este período, sostenerse por sí mismo.

Este simple hecho modifica radicalmente el estado de solicitaciones del terreno en las inmediaciones del túnel: las tensiones normales a lo largo de su superficie perimetral se reducen a cero y se produce una redistribución de las tensiones tangenciales.

En realidad excavar un túnel significa eliminar un núcleo de terreno muy rígido y sustituirlo por una estructura cualquiera de sostenimiento, mucho más deformable.

Durante esta operación la cavidad creada tiende a cerrarse y se intuye fácilmente que la situación final dependerá de la forma en que se introduzca el cuerpo extraño que es la estructura de sostenimiento, dependiendo además del momento en el que se realice esta operación. De esto resulta que el empuje que actuará finalmente sobre el revestimiento, será el resultado de la interacción de los diversos factores mencionados y que por lo tanto, esta carga no es un valor ligado a priori a la situación natural.

Hay que repetir que la intensidad de esta reacción dependerá entre otro, del momento de la colocación del revestimiento, de su rigidez y de las deformaciones que el terreno haya sufrido hasta aquel momento.

En un contexto de búsqueda de una intuitiva y sencilla explicación de la compleja fenómeno-

logía que gobierna la geostática de las excavaciones subterráneas, resulta interesante analizar con un poco de detenimiento lo que ocurre en proximidad del frente de avance de un túnel, en una situación evidentemente de carácter netamente tridimensional y de la cual en buena medida depende el establecimiento de las condiciones finales en la estructura que, con carácter bidimensional, representa el túnel ya construido.

En efecto en esta región de frente de excavación tiene lugar una transformación radical del estado de solicitaciones y no es posible un equilibrio que no sea en tres dimensiones, aunque en primera aproximación pueda suponerse que se pase de un estado plano delante del frente a otro estado plano detrás del frente.

Haciendo referencia a un hipotético ciclo típico en la secuencia constructiva del túnel (fig. 2), la remoción del terreno del frente causa un cambio en los esfuerzos y una redistribución de las cargas alrededor del túnel: la mayoría de esta carga redistribuida es transferida al eventual soporte del túnel ya instalado, pero una parte importante es también transferida al terreno no excavado al otro lado del frente de la excavación.

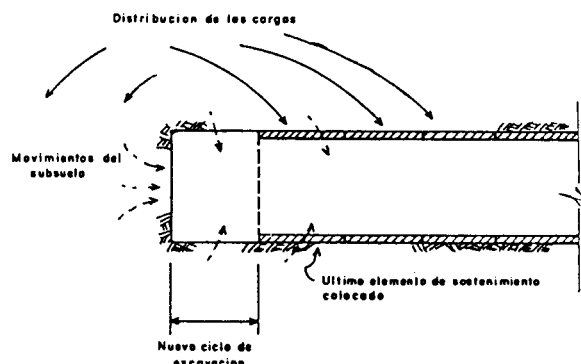


FIGURA 2.

Esta redistribución de cargas causa una serie de movimientos dentro de la masa del terreno y predominantemente ocurren deformaciones radiales cerca de la abertura: alrededor de la sección excavada del túnel, delante y detrás del frente de excavación.

Los desplazamientos radiales en el mismo frente, son particularmente significativos y pueden representar una fracción considerable: de 20 a 40% del total del movimiento radial final del suelo alrededor del túnel. La figura 3 muestra estos patrones del desplazamiento radial y en la figura 4 se ilustran conceptualmente sus efectos en el estado de esfuerzos del terreno: el desplazamiento radial (u_r) que ha ocurrido al momento de excavar el frente origina una parcial descarga de las presiones del terreno de su valor original (P_0) a un valor inferior (P_f) siguiendo la curva de descarga de presiones (o línea característica de la excavación): relación presiones internas versus desplazamientos radiales en el perímetro del túnel, desde las condiciones naturales

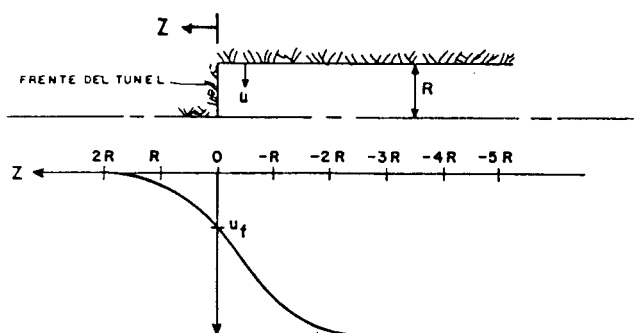


FIGURA 3.

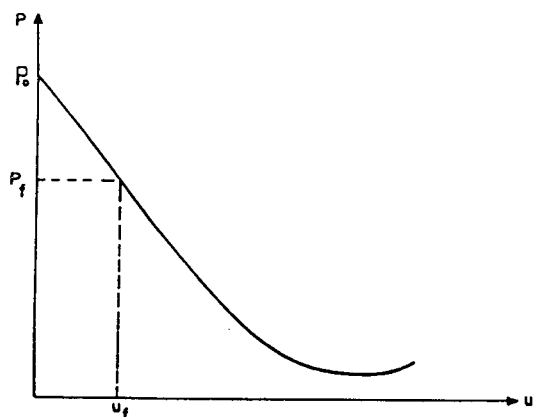


FIGURA 4.

previas a la excavación hasta las condiciones finales de excavación total.

Haciendo ahora directa referencia a los túneles standard del Metro de Caracas, su construcción ha sido proyectada para ser ejecutada con la ayuda de una máquina excavadora integral tipo "escudo" dotada de un equipo interno para colocación de segmentos de anillos prefabricados de concreto armado, con facilidad para realizar una inyección primaria de contacto para lograr el llenado de una cavidad anular que se genera entre el terreno y el estrados del revestimiento al quedar colocado un nuevo anillo para ocupar el espacio excavado por la máquina.

Durante el proceso de avance de la excavación e inmediata colocación del anillo de revestimiento, se induce una redistribución de esfuerzos con deformaciones en el frente y los laterales del área excavada. La magnitud de la redistribución de los esfuerzos y de las deformaciones es función del diámetro de cada túnel, de la separación transversal entre túneles, de la posición de la sección excavada con respecto a la superficie del terreno, de las características geomecánicas de este último y finalmente, y principalmente, depende del proceso constructivo seguido.

En particular, la magnitud de las deformaciones del terreno asociadas al proceso de excavación de túneles, está directamente relacionada con el cuidado que se tenga en evitar pérdidas de suelo en el frente de la excavación.

Igualmente cuando la cavidad anular no es rellenada en forma rápida y completa, empleando para ello mortero de cemento bentonita y arena, se producen deformaciones adicionales en la masa de suelo vecina al túnel y estas deformaciones crecen a medida que crece, por motivos de ineficiencia en la construcción, el tiempo en que permanece el vacío sin inyectar.

Realmente esta etapa constructiva es la fase sistemática más delicada en todo el proceso de excavación y revestimiento de túneles ejecutados con escudo, y se hace muy difícil realizar una evaluación directa de la eficiencia de la inyección primaria pues no es fácil medir, en forma práctica y económica, el grado de obturación logrado y la rigidez del espacio anular inyectado. En términos de interpretación de la interacción mediante el uso de las líneas características (fig. 5), se está hablando de la definición del desplazamiento (U_0) que ocurre previamente a la entrada en carga del sostenimiento y del cual evidentemente dependen las condiciones geostáticas finales de presiones (P_{eq1}) y deformaciones ($U_{eq1} - U_0$) al que estará sujeto el anillo del revestimiento.

Para concluir debe remarcarse que bajo las circunstancias constructivas descritas se hace difícil la previsión, a nivel de proyecto, de las mencionadas condiciones geostáticas finales que se establecerán en los túneles, y específicamente las cargas que actuarán sobre el anillo de revestimiento y sus correspondientes deformaciones (incluyendo las distorsiones no reflejadas en el análisis gráfico de las líneas características) ambos elementos éstos cuyo conocimiento es, como se ha visto, básico para el proyecto.

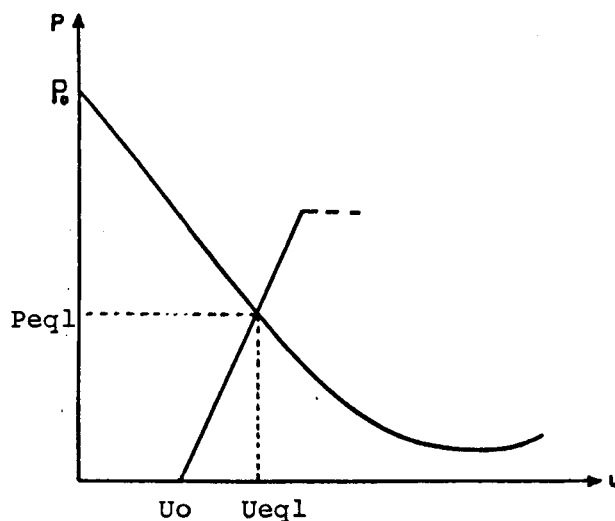


FIGURA 5.

SINTESIS COMPARATIVA

En los computos iniciales se han resumido los aspectos más resaltantes que caracterizan a los dos procedimientos de cálculo correspondientes a la misma estructura de revestimiento y ejecutados por dos distintas escuelas (norteamericana la primera y británica la segunda) a distancia de algo menos que diez años entre sí.

En este sentido, sin pretender ahondar el análisis comparativo hasta todos los detalles de las verificaciones estructurales, se quiere hacer énfasis en aquellos aspectos que más directamente se relacionan con la interpretación y el análisis del fenómeno de la interacción terreno estructura de sostenimiento, partiendo de las cargas actuantes, considerando luego la rigidez del sostenimiento y analizando fundamentalmente los resultados que, en términos de deformaciones y solicitaciones, se obtienen con cada uno de los dos procedimientos.

El método constructivo seguido y su contundente influencia sobre la problemática de la excavación, en ningún caso son considerados en forma directa mediante algún tipo de cuantificación, sino que las hipótesis sobre aquel se limitan a considerarlo basado en un procedimiento de excavación con el uso de escudo dentro del cual se ensambla el anillo y en un inmediato y perfecto llenado del espacio anular que entre terreno y revestimiento se produce al momento de la estrusión del anillo recién montado en la cola del escudo con cada ciclo de avance de la excavación.

Comparando los casos de cargas considerados en ambos procedimientos, puede observarse que el tomar en cuenta el efecto de arco en los términos supuestos por el primer método, da lugar a una disminución del orden del 10% en la presión actuante ($36t/m^2$ contra $40t/m^2$) para una cobertura aproximadamente igual a 20 m (que representa el máximo valor considerado en ambos casos), diferencia que sin embargo estaría destinada a incrementarse si se llegaran a considerar coberturas más altas.

La distorsión diametral es impuesta de 13 mm en el primer método y es calculada de casi 16 mm en el segundo método, para ser luego reducida empíricamente a 14 mm para el caso de un túnel aislado (a 19 mm para túneles gemelos con separación standard de 11 m y a 27 mm para una separación de 7.5 m) y ser aplicada indistintamente de los casos de carga. Por cierto que al calcular con la teoría de la elasticidad tal distorsión no se tomó en cuenta la presencia de la carga hidráulica, lo cual hubiese contribuido a reducir su valor y probablemente la hubiese acercado aún más al valor empírico finalmente asumido de 14 mm, o a los 13 mm asumidos en el primer método.

Tal manera de proceder, en ambos métodos de cálculo, asumiendo un valor único de la distorsión para cualquier caso de carga, es evidentemente restrictivo y puede resultar excesivamente conservador en los casos de pequeñas coberturas (como efectivamente ocurre para el caso de cargas I_c del primer método de cálculo) y en los casos de elevada carga hidráulica; así como puede resultar optimista en los

casos de muy elevadas coberturas y de baja o nula carga hidráulica.

En efectos, y especialmente a largo plazo cuando es posible que los esfuerzos del terreno tiendan a sus valores originales, la influencia de la eventual anisotropía en tales esfuerzos (diferencia entre las presiones vertical y horizontal) resulta determinate en el establecimiento de la distorsión diametral final y, así como se evidencia de las fórmulas analíticas, tal distorsión aumenta con la diferencia entre esfuerzos y luego con la profundidad, más aún cuando no exista el factor equilibrante constituido por la carga hidráulica.

Comparando ahora el valor de las rigideces flexionales del anillo consideradas en ambos procedimientos (lo cual por cierto también incide numericamente en el cálculo de la distorsión diametral), puede observarse que el valor del producto (EI) tiende a coincidir cuando se considere el valor (I') del momento de inercia supuesto para tomar en cuenta la parcial fisuración en el primer método en donde el módulo (E) es asumido algo mayor que en el segundo método.

Por otro lado, probablemente, la importante reducción (del orden del 50%) supuesta en ambos métodos de cálculo en el valor del módulo de elasticidad, en consideración del decaimiento de tal parámetro a largo plazo, de alguna manera contribuye a sincerar el valor global de la rigidez flexional del anillo ciertamente afectada por la presencia (flexibilizante) de las juntas entre los segmentos, cuya presencia resulta dificultosa de tomar en cuenta en términos de cálculos analíticos, y que en ambos métodos es despreciada.

Comparando finalmente los valores de las solicitaciones obtenidas con los dos métodos de cálculo, lo lógico es esperar de no encontrar excesivas diferencias entre ellos, al no haberse evidenciado excesivas diferencias para las cargas y las distorsiones asumidas, así como para las rigideces calculadas.

En efecto, por una parte inicialmente se había obtenido un momento actuante máximo de 3259 Kg.m y por la otra 3302 Kg.m, con las compresiones correspondientes de 78 t y 82 t. Pero luego los cálculos se diferencian y dejan de ser comparables toda vez que en el primer método se procede por la teoría clásica del concreto armado y con un híbrido entre momentos últimos y compresiones de trabajo para calcular unos factores de seguridad suigeneris, mientras que en el segundo método se procede por la teoría de rotura del concreto armado, después de haber empíricamente deducido las solicitaciones últimas N_u y M_u según se comentó.

EL DISEÑO DE LOS TUNELES DE LA LINEA III

También en este caso así como en el anterior, se requirió verificar la aplicabilidad del anillo standard del diseño original, para el revestimiento de los túneles a ser construidos a todo lo largo de la Línea III del Metro de Caracas, desde el extremo de la cola de manio-

bras al norte de la estación Plaza Venezuela, hasta el otro extremo al sur de la estación Los Jardines.

Este diseño se elaboró en dos etapas, correspondiendo la primera al tramo Plaza Venezuela-El Valle actualmente en construcción, y la segunda al restante tramo El Valle-La Rinconada. las metodologías de análisis y cálculo adoptadas fueron similares con solamente algunas variantes y por lo tanto a continuación se hará referencia a aquellas sin distinción, ilustrando sus aspectos más sobresalientes y caracterizantes como pertenecientes a una única metodología de diseño.

Manteniendo la sintonía más alta posible con los conceptos presentados con anterioridad en el capítulo relativo a la geostática de los túneles, las cargas verticales actuantes sobre el revestimiento son evaluadas (sistemáticamente a lo largo del alineamiento en 10 casos de carga para el primer tramo y en 11 casos para el segundo) recurriendo a la metodología analítica y gráfica basada en el uso de las líneas características (según la solución de Bray) para la cuantificación del efecto de arco de descarga de las presiones iniciales naturales, tomando en cuenta la rigidez del sostenimiento y el método constructivo a seguir y cuyas hipótesis básicas para el modelo de análisis utilizado son las siguientes:

Estado de sollicitación inicial isotrópico. Comportamiento del terreno elastoplástico con ablandamiento definido por el criterio de Coulomb. Rigidez de compresibilidad del revestimiento reducida al 25% de la teórica para considerar la compresibilidad de las juntas entre segmentos y calculada con parámetros elásticos de deformación a largo plazo ($E=210000 \text{ Kg/cm}^2$ y $\nu=0.15$). Desplazamientos radiales iniciales correspondientes al momento de la puesta en obra del anillo iguales al 30% de los desplazamientos radiales totales que se producirían en una excavación sin sostenimiento para el caso hipotético de comportamiento elástico lineal del terreno: siendo este un criterio conservador para la estimación de las cargas sobre el sostenimiento, en cuanto tales desplazamientos radiales se producen en el mismo frente de excavación y por lo tanto son los mínimos inevitables mientras que, aquellos que de alguna manera se producen sucesivamente hasta alcanzar las condiciones finales de equilibrio, se están despreciando.

En los 21 casos de carga analizados, la cobertura varía entre 9.55 m y 28.65 m (cola de maniobras) y el peso unitario natural del suelo entre 2.05 t/m³ y 2.30 t/m³; las presiones geostáticas verticales correspondientemente calculadas, varían entre 20 t/m² y 63 t/m² y finalmente; las presiones de equilibrio, o sea las cargas verticales de diseño obtenidas del cálculo con la metodología de las líneas características, resultan comprendidas entre 13 t/m² y 41 t/m² (ver la figura 6 ilustrando a manera de ejemplo las líneas características de estos dos casos extremos).

Como observación más significativa, debe señalarse la reducción media de aproximadamente el 35% obtenida para el valor de las cargas de diseño con relación a las cargas geostáticas naturales, como consecuencia del efecto arco

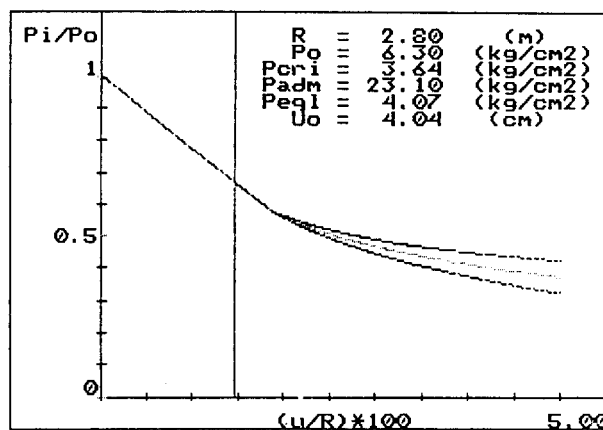
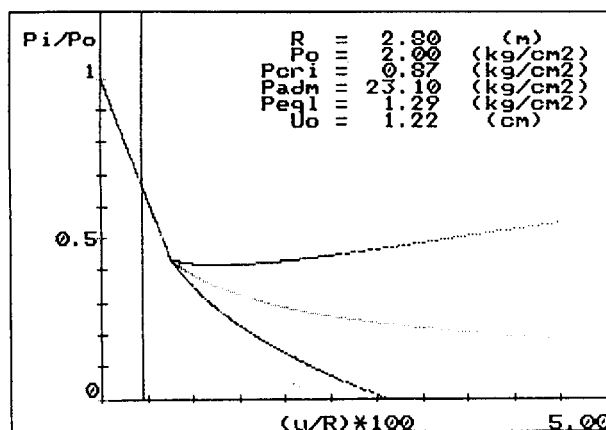


FIGURA 6.

controlado por las propiedades geotécnicas del terreno (su línea característica) la rigidez del sostenimiento (su línea característica) y el método constructivo (el desplazamiento inicial: U_0).

La siguiente fase fundamental de la metodología de análisis y cálculo, corresponde a la obtención de las sollicitaciones de momento y compresión en el anillo lo cual se lleva a cabo, sistemáticamente para todos los casos de carga considerados, mediante el uso de una metodología analítica (de la rigidez relativa) aplicando verticalmente las cargas de diseño obtenidas de la fase anterior con además una sobrecarga de superficie de 2 t/m² ($P_v = P_{egl} + 2$) y horizontalmente las presiones horizontales efectivas del terreno ($P_h = K_0 P_v$ con K_0 coeficiente de empuje lateral del terreno igual a 0.5).

En cuanto a las condiciones hidráulicas, para todos los casos analizados, se calculan las sollicitaciones en ausencia de nivel freático (condiciones de máximo desfavor) y con un nivel freático igual al señalado por los estudios de suelos.

Se calculan un momento de inercia $I=35564 \text{ cm}^4$ de la sección en alveolo, y un área $A=1162 \text{ cm}^2$ promedio ponderado entre la sección de alveolo

y la sección maciza; el terreno es caracterizado por sus parámetros elásticos de deformación; y se supone finalmente perfecta adherencia entre terreno y sostenimiento (condición conservadora a los fines del cálculo de las solicitaciones).

La solución analítica empleada (Einstein y Schwartz), escogida entre las disponibles para el cálculo de las solicitaciones y deformaciones de un revestimiento continuo circular en un medio elástico con estado de solicitación inicial anisotrópico, representa una de las más avanzadas y recientes, y la misma permite considerar la interacción terreno estructura así como las condiciones de preexistencia del estado de solicitación en el terreno antes de la excavación. También la solución adoptada permite simular condiciones de adherencia terreno estructura (en este caso debida a las inyecciones en el contacto anillo terreno).

La solución incluye la obtención para cada punto del perímetro del revestimiento, de la carga axial y del momento, luego de los desplazamientos radiales y transversales, y finalmente del valor de las solicitaciones externas radial y tangencial de equilibrio en la interfaz terreno revestimiento.

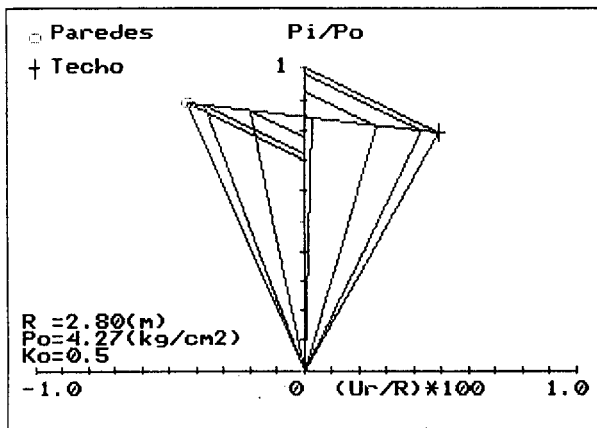
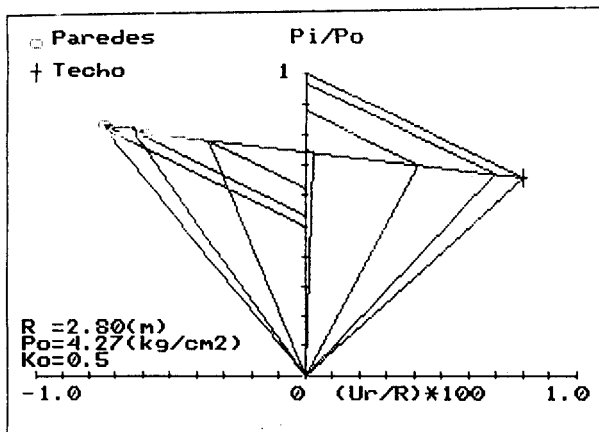


FIGURA 7.

La solución original ha sido completada por el Autor con una salida gráfica en la que se reportan, también para los diferentes puntos del revestimiento (desde el techo hasta las paredes) en un plano de coordenadas normalizadas, las presiones radiales correspondientes.

En estas gráficas (fig. 7) la amplitud del segmento paredes techo es representativa del nivel de distorsión inducido en el revestimiento y por lo tanto del correspondiente nivel de solicitaciones flexionales, mientras que la aproximación de este mismo segmento a la posición horizontal es representativa del nivel de uniformización alcanzado para la presión radial de interfaz terreno sostenimiento, como resultado del proceso de interacción y redistribución de las cargas.

Del análisis de los resultados obtenidos, se evidenció que el perfil crítico era el correspondiente al extremo norte de la cola de maniobras (con una cobertura de terreno sobre el techo de los túneles de 28.65 m y un nivel freático a -11.65 m) y por lo tanto se decidió analizar este caso de carga con un método de cálculo numérico de elementos finitos, con el objeto de afinar el modelo y luego los resultados del análisis. Se trata de un modelo numérico de 72 elementos (fig. 8) que permite simular con precisión la geometría del anillo (aún supuesto continuo) del revestimiento y permite tomar en cuenta la variación del estado de solicitaciones externas verticales y horizontales a lo largo del perímetro del túnel, considerando así el efecto ligado a la profundidad real de cada punto.

MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

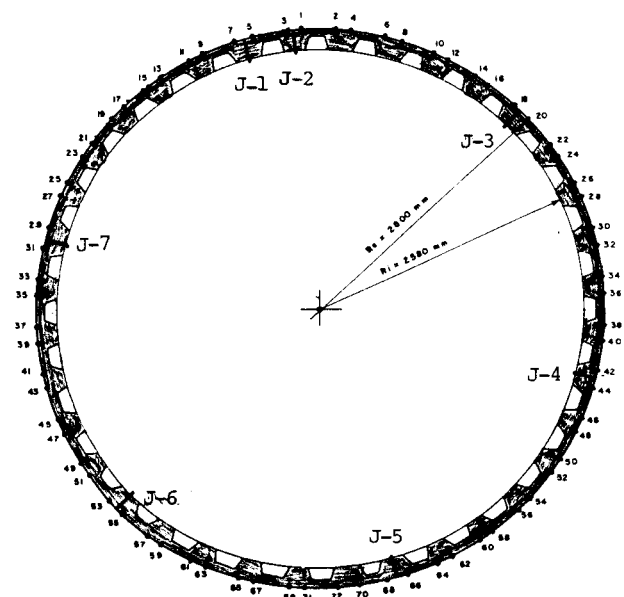


FIGURA 8.

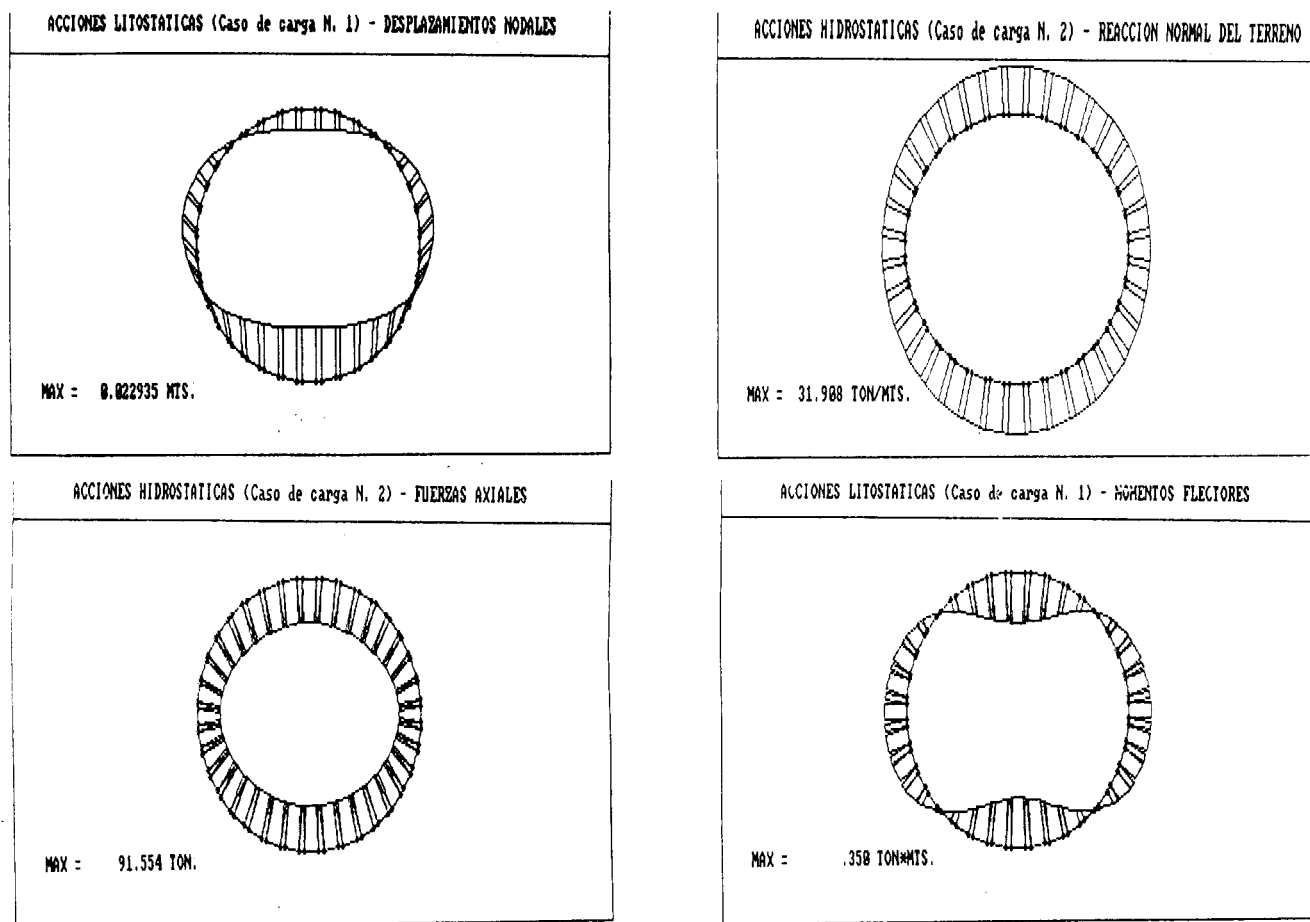


FIGURA 9.

En la figura 9 se reportan a manera de ejemplo algunas de las salidas gráficas que acompañan a los resultados numéricos del análisis así llevado a cabo y estos últimos indican (en ausencia de nivel freático) valores máximos de $M=4841 \text{ Kg.m}$ para el momento y de $N=94.12 \text{ t}$ para la compresión con una distorsión diametral de 31 mm en recortamiento y 28 mm en alargamiento; mientras que en presencia de nivel freático: $M=2759 \text{ Kg.m}$ y $N=91.50 \text{ t}$ con 19 mm y 16 mm para las distorsiones diametrales.

Para la verificación estructural del anillo del sostenimiento sujeto a solicitaciones de flexocompresión, se procedió inicialmente con la construcción de los diagramas de interacción de las secciones estructurales resistentes, que para el caso específico son dos debido a la geometría del anillo: una sección en forma de "U" y una sección en forma rectangular maciza, y para cada sección tipo se construyeron los dos diagramas de interacción respectivamente correspondientes a los casos de solicitaciones de momento positivo y momento negativo.

Se siguieron las "Normas Venezolanas para Estructuras de Concreto Armado" Covenin-Mindur (provisional) 1753-85", utilizando por lo tanto un factor de mayoración de las cargas de

1.7 y un factor de minoración de capacidad de 0.70 para flexocompresión y de 0.85 para corte (teoría de los estados límites).

Del análisis de los diagramas de interacción sobre los cuales se representan también todas las solicitaciones últimas: $N_u=1.7 \text{ N}$ y $M_u=1.7 \text{ M}$ (ver como ejemplo la figura 10) pudo observarse lo siguiente:

En todas las secciones y todos los casos de carga analizados resultan condiciones ampliamente aceptables cuando se toma en cuenta la presencia del nivel freático en el subsuelo.

Para los casos hipotéticos (extremadamente desfavorables) de ausencia de nivel freático en el subsuelo, en las secciones rectangulares macizas, resultan aún condiciones ampliamente aceptables.

Para los mismos casos anteriores de ausencia de nivel freático en el subsuelo, en las secciones "U" y únicamente para el caso de carga más desfavorable, los resultados de los cálculos ejecutados con la formulación analítica, indican un ligero exceso de solicitaciones. Sin embargo los resultados de los cálculos ejecutados con la modelación numérica, para la misma situación, vuelven a indicar condiciones aceptables.

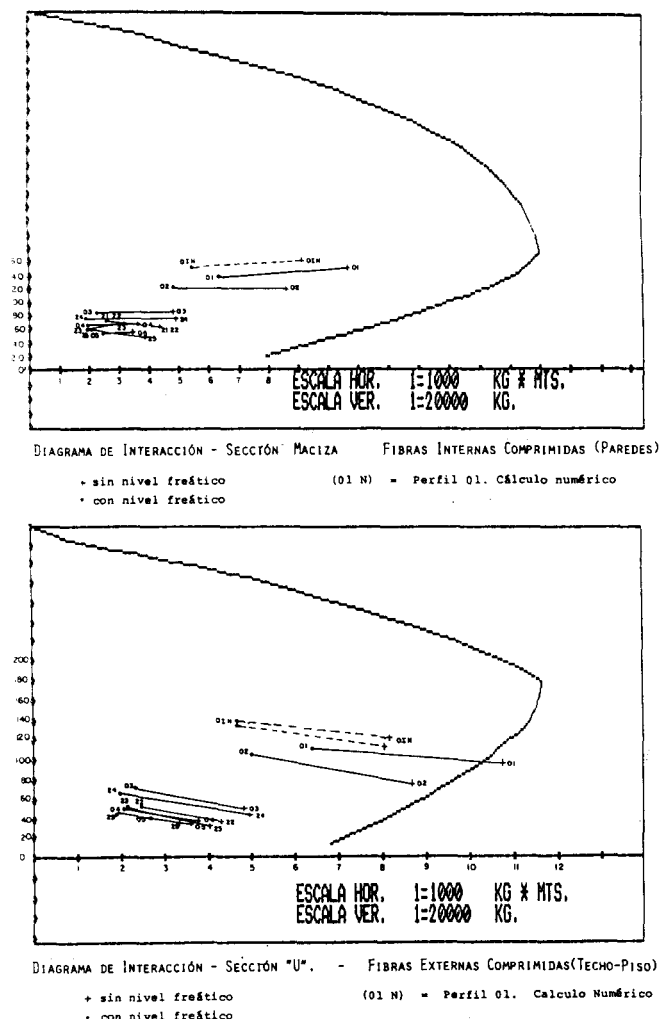


FIGURA 10.

Con base a todo lo anterior se concluye que la verificación de las secciones estructurales de los anillos arroja resultados positivos, especialmente tomando en cuenta que las condiciones hipotéticas de ausencia de nivel freático, simuladas en los cálculos, son extremadamente conservadoras y prácticamente improbables.

En este sentido lo que puede ocurrir a lo sumo es un pronunciado descenso del nivel freático sin que el mismo pueda alcanzar profundidades del orden de los 30 m como se necesitaría para que se dieran las condiciones de ausencia de nivel freático en el perfil más desfavorable correspondiente a la cola de maniobras.

En cuanto a las juntas (verificadas únicamente para el perfil más desfavorable) los resultados del mismo análisis numérico indican que para el caso de presencia del nivel freático, solamente una de las siete (la 4) resulta ligeramente traccionada en su cara exterior, sin embargo la compresión máxima resultante en el concreto resulta ampliamente admisibles (141 Kg/cm^2).

Por otro lado para el caso hipotético de ausencia de nivel freático la mayor parte de las juntas resultan solicitadas a tracción, dos (las 4 y 7) en sus caras exteriores (en las paredes) y tres (las 1, 2 y 5) en sus caras interiores (en el techo y el piso). En este caso, para las dos juntas traccionadas en sus caras exteriores las solicitaciones máximas de compresión resultantes se mantienen por debajo del valor máximo de 450 kg/cm^2 con factores de seguridad de 1.35 y 1.59, mientras que al considerar la capacidad de resistencia a tracción ofrecidas por los pernos presentes en las caras interiores de las tres juntas allí traccionadas, las solicitaciones máximas de compresión resultantes también se mantienen por debajo del valor máximo de 450 Kg/cm^2 con factores de seguridad de 1.40, 1.30 y 1.40, y las solicitaciones máximas de tracción en los pernos resultan ampliamente admisibles.

A manera de verificación complementaria de las juntas, para el tramo El Valle-La Rinconada, se llevó a cabo un análisis numérico para el cálculo de las solicitaciones sobre un modelo de elementos finitos que esta vez simulaba la presencia física de las juntas entre segmentos con rigidez flexional (figura 11) calculada igual a 3435000 Kg.m .

Los cálculos se ejecutaron para el caso de carga más desfavorable, considerando presencia y luego ausencia del nivel freático y ubicando en las diferentes posibles posiciones las juntas en el anillo. Se trata evidentemente de una modelación aún más realística de la estructura y los resultados obtenidos representan una aún más fiel estimación de las solicitaciones a esperar en las condiciones reales de funcionamiento, no solamente para las solicitaciones en las juntas sino también en las secciones resistentes de los segmentos.

Por supuesto, finalmente los cálculos estructurales también en este diseño de los túneles de la Línea III, se complementaron con las verificaciones de corte, punzonado, aberturas, empuje longitudinal en fase constructiva, etc.

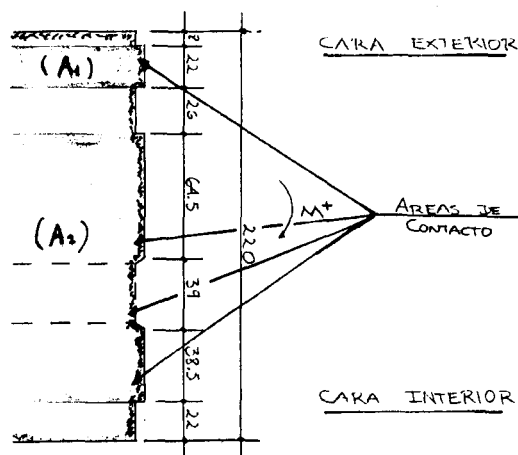


FIGURA 11.

CONSIDERACIONES CONCLUSIVAS

Los revestimientos de los túneles son estructuras altamente hiperestáticas, los vínculos cuasicontínuos con los cuales el terreno los sujeta son deformables, las cargas naturales que se les aplican son imprecisas dependiendo solo parcialmente de las condiciones intrínsecas a la naturaleza y en una alta proporción de las condiciones extrínsecas dentro de las cuales figuran el proceso constructivo y las propias características de los mismos sostenimientos.

Este sucinto cuadro evidencia claramente como el diseño de tales estructuras representa una tarea altamente compleja y como las soluciones a las que se pueda llegar conlleven siempre un cierto grado de imprecisión y necesiten siempre de un importante grado de suposiciones, indispensable para plantear completamente el problema a resolver.

En efecto, aunque se dispusiera de un cabal conocimiento de la características geomecánicas del terreno con lo cual obtener exactamente la línea características de la excavación (desde su estado natural de sollicitación hasta su total descarga) y con lo cual conocer exactamente la deformabilidad de los vínculos que el terreno impone, quedaría la incertidumbre insalvable de la influencia fundamental del procedimiento constructivo, incluyendo en esto para el caso específico de los túneles en referencia, lo relacionado con los procesos de ensamblaje del anillo y de inyección para el relleno del espacio anular.

Por otro lado, haciendo más directa referencia a los cálculos analizados con anterioridad, puede señalarse que lo que más relevante incidencia presenta sobre el comportamiento estructural del revestimiento es definitivamente la distorsión o sollicitación flexionante (momento) aplicada, y es por lo tanto sobre este aspecto que más deberá concentrarse la atención en la búsqueda de la más adecuada metodología de evaluación y cálculo.

En efecto, por lo menos dentro de los rangos de profundidades en los que hasta ahora se han desarrollado los túneles del Metro de Caracas, la distintas metodologías planteadas para la estimación de las cargas verticales actuales no conducen a resultados excesivamente alejados entre sí aunque, como ya se ha señalado en una anterior oportunidad, tal alejamiento se produciría frente a situaciones de profundidades elevadas y, en este sentido, definitivamente es la metodología que se basa en el concepto y uso de las líneas características aquella que luce como la más adecuada a los fines de una más realística y cuantificable evaluación del fenómeno de la redistribución de las presiones del terreno al contacto con el revestimiento. Esta metodología además se presta bastante satisfactoriamente al control físico del fenómeno en juego toda vez que permite en todo momento mantener el control decisional del proyectista sobre el grado de optimismo o pesimismo que quiera asignar el cálculo, interviniendo bien sea sobre las características geomecánicas de los terrenos (línea característica de la excavación) bien sea sobre los parámetros relacionados con el

proceso constructivo (deformación o previa a la entrada en carga del sostenimiento).

Volviendo a lo fundamental, esto es al cálculo de la distorsión y correspondiente momento, o viceversa, pareciera ya injustificado el recurrir a los procedimientos empíricos de estimación de la primera para luego calcular el segundo sin utilizar cálculos más exactos, bien sea siguiendo las modernas soluciones analíticas o bien sea mediante los actuales sofisticados pero accesibles y ya rutinarios cálculos numéricos.

Estos últimos, bien pueden permitir, si usados con diligente sentido físico y función paramétrica, afinar el cálculo e introducir en el mismo un mayor número de aquellas numerosas variables que como físicamente se conoce, gobiernan el complejo fenómeno de la interacción. Un buen ejemplo de esto lo constituye el primer intento ya descrito, de introducir en el modelo numérico de cálculo la presencia de las juntas, aunque solo con su rigidez teórica.

CONCLUSION

No caben dudas de que ha habido una importante evolución en los criterios y métodos en el diseño del sostenimiento de los túneles standard del Metro de Caracas, desde el proyecto original ejecutado para el primer tramo de la Línea I en 1969 hasta el último diseño ejecutado para el segundo tramo de la Línea III en 1987.

Más aún, durante años recientes y prácticamente hasta hoy en día, ha habido ocasión de revisar y afinar aún más tales criterios cuando, por parte del Autor y por encargo del Consorcio Constructor, se han analizado situaciones específicas surgidas en el curso de la construcción de la Línea III como por ejemplo: la verificación del empleo del anillo standard para el sostenimiento de los túneles gemelos de La Bandera excavados en rocas esquistosas meteorizadas y a veces frescas fracturadas, o la verificación del empleo del anillo standard para el sostenimiento de los túneles gemelos con una separación especialmente reducida, o la verificación del anillo en curvas donde las presiones del túnel se hacen asimétricas o finalmente, la verificación de un anillo aumentado en ancho hasta 1.20 m para adaptarse a las características de algunos de los escudos utilizados en la construcción.

Esta importante evolución señalada aunque no ha implicado la introducción de modificaciones transcendentales en el diseño del sostenimiento, ha indudablemente contribuido a analizar y conocer con mayor precisión el funcionamiento geotécnico estructural de los túneles, permitiendo la adecuada verificación y optimización del uso del anillo standard y de sus variantes en todas aquellas situaciones especiales no rutinarias, que se han venido presentando a lo largo de los tantos tramos ya construidos.

La misma C.A. Metro de Caracas ha querido reconocer la importancia de esta evolución metodológica introduciendo sus lineamientos fundamentales en la nueva edición del manual de diseño, con todos aquellos conceptos básicos relativos a la interacción terreno estructura que han caracterizado la filosofía de los úl-

timos diseños, así como todas las ideas metodológicas de análisis y cálculo que hacen referencia al uso de las líneas características de la excavación y del sostenimiento.

Para concluir es finalmente obligante al señalar que aún queda mucho por avanzar y que aún existen aspectos importantes del diseño que merecen de una más exacta consideración a nivel del análisis y cálculo, y que la moderna ingeniería ya ofrece nuevas posibilidades y nuevos instrumentos que los ingenieros proyectistas estamos comprometidos en utilizar diligentemente pero, no puede evitarse la recomendación (que de hecho es un llamado a los res-

ponsables de tomar decisiones en este sentido) de implementar y llevar a cabo un sistemático programa de instrumentación tendiente al control y al seguimiento del comportamiento geotécnico estructural de los túneles, con lo cual recabar toda aquella información necesaria e indispensable para reducir, aunque quizá nunca eliminar, la mayor parte de las incógnitas con las que se enfrenta el proyectista en hara de un diseño óptimo, económico y seguros para las nuevas obras, al mismo tiempo que para mantener un permanente control sobre la seguridad en el ejercicio de las obras ya construidas.

REFERENCIAS

- "Calculations for Precast Concrete Tunnel Liners" by Parsons-Brinckerhoff-Tudor-Bechtel, Abril Mayo 1969.
- "Metro de Caracas Normas de Proyecto", 1969.
- "Caracas Metro Chacaíto-Dos Caminos Tunnel Lining Design Check" by Mott-Hay-Anderson International Ltd, Enero 1977.
- "Revisión del Diseño del Revestimiento de los Túneles Gemelos de la Línea III del Metro de Caracas entre la Cola de Maniobras al Norte de la Estación Plaza Venezuela II y la Estación La Bandera" por Consorcio GRID-APM, 1988.
- "Revisión del Diseño del Revestimiento del Anillo Standard de los Túneles Gemelos de la Línea III del Metro de Caracas tramo El Valle-La Rinconada" por Geomecánica-Tecnoconsult, 1989.
- "Simplified Analysis for Tunnel Supports" by H. Einstein and C. Schwartz, ASCE-GT4 1979.
- "A Study of Jointed and Fractured Rock - Part II: Theory of Limiting Equilibrium" by J. Bray, Rock Mech. and Eng. Geol. V-4 1967.
- "Diseño Geotécnico de Túneles" por Gianfranco Perri, EdIT-UCV 1990.