

# Clases de comportamiento y cargas de diseño para túneles excavados convencionalmente

## Behavior category and design loads for conventionally excavated tunnels

Gianfranco Perri

*Profesor de Proyecto de Túneles en la Universidad Central de Venezuela*

### Resumen

*En un túnel ocurre que a menudo el comportamiento geo-estático de sus secciones de excavación resulta efectivamente y sustancialmente diferente a igualdad de características geotécnicas del medio excavado, ya que existen otros factores que pueden intervenir: en unos casos las condiciones tensionales naturales pre-existentes en el medio en que se ejecuta la excavación o, en otros casos, las condicionantes geométrico-topográficas de la superficie. Pero dentro de un rango de coberturas intermedias, el comportamiento geomecánico del túnel y en consecuencia también las cargas a soportar y finalmente el soporte requerido, pueden ser considerados ser esencialmente función de las solas características geomecánicas del medio a excavar. Mientras solo afuera de este rango de coberturas intermedias, intervienen también los otros aspectos a incidir contundentemente sobre el comportamiento geomecánico de la excavación: - los elementos tensionales y deformatorios ligados al estado de tensión natural pre-existente a la excavación, para las coberturas elevada y - los equilibrios rígido-cinemáticos ligados a la proximidad de la sección a la superficie topográfica externa, para las bajas coberturas.*

### Abstract

*The geostatic behavior of tunnel sections may be significantly different even when the sections are excavated in a medium characterized by identical geotechnical properties. In fact, several other factors have an important impact in the response: sometimes, the in-situ natural stresses of the medium in which the excavation is performed and some other times, the geometric and topographic characteristics of the surface. For intermediate tunnel depths, the geo-mechanic behavior of the tunnel, and as a consequence, the loads imposed on the support and the necessary support, can be considered dependent of, mainly, the geo-mechanic characteristics of the excavated medium. Only outside the range of intermediate tunnel depths is that other factors significantly impact the geo-mechanic behavior of the excavation: for deep excavations, the in-situ natural stresses of the medium in which the excavation is performed, and for shallow excavations, the cinematic-rigid equilibrium caused by the section's proximity to the external topographic surface.*

### INTRODUCCIÓN

Como es ampliamente conocido, son numerosos y de naturaleza compleja los factores que en una específica sección del túnel concurren a determinar su comportamiento geo-estático, siendo el estado de sollicitación natural pre-existente a la excavación (asociable en primera aproximación con la profundidad misma de la sección) uno de estos factores y sin

embargo, para cada túnel es por lo general posible definir un rango de coberturas dentro del cual tal factor incide en el comportamiento geomecánico de la sección solamente de manera no relevante y por lo tanto despreciable para fines prácticos.

Se trata de una aseveración obviamente no nueva y sobre cuya aceptación se basaron bien sea métodos muy antiguos y bien sea métodos

más recientes, en unos casos solamente para estimar las cargas actuantes sobre el soporte del túnel y en otros casos hasta para definir la estructura misma del soporte a aplicar: Bierbaumer 1913, Terzaghi 1946, Protodyakonov 1960, Wickham 1972, Bieniawsky 1973, Barton 1974, son solamente algunos de los ejemplos más importantes en la teoría y práctica del *tunnelling*.

En efectos todos estos métodos, aunque siguiendo criterios y procedimientos distintos entre sí, para determinar el soporte de un túnel hacen solamente directa referencia a las características geomecánicas del medio dentro del cual se ejecuta la excavación, además que generalmente a las dimensiones de la sección del túnel.

Pero, no obstante su "comodante y por lo tanto conveniente difusión práctica", esta manera de proceder muy a menudo ha revelado poseer límites evidentes e irrefutables, demostrándose que las características geomecánicas del medio excavado, aun constituyendo un elemento fundamental en el gobierno del comportamiento geo-estático de una sección de túnel, no siempre resultan suficientes por sí solas para cumplir cabalmente con el objetivo perseguido de la satisfactoria definición del diseño geo-estático del túnel.

En otras palabras, en un túnel a menudo existen circunstancias por las cuales el comportamiento geo-estático de sus secciones de excavación resulta efectivamente y sustancialmente diferente a igualdad de características geotécnicas del medio excavado, con lo cual queda demostrado que existen otros factores que pueden intervenir e incidir: dentro de estos factores ciertamente son importantes, en unos casos las condiciones tensionales naturales pre-existentes en el medio en que se ejecuta la excavación o, en otros casos, las eventuales muy próximas condicionantes geométrico-topográficas de la superficie.

Por todo lo anterior en cada determinado túnel pueden y deben definirse dos coberturas límites, una inferior y otra superior y dentro del rango de coberturas así delimitado que a menudo puede resultar ser bien amplio y posiblemente cuantitativamente predominante

dentro del túnel, es en principio aceptable asumir que el comportamiento geomecánico de la sección y en consecuencia también las cargas a soportar y finalmente el soporte requerido, puedan ser considerados ser esencialmente función de las características geomecánicas del medio a excavar, con lo cual resulta en principio más sencillo definir cada específica situación y luego también diseñar el soporte necesario para cada sección geo-mecánicamente individualizada y suficientemente caracterizada.

Por el contrario, afuera de estas dos coberturas límites, afuera o sea de las secciones intermedias, intervienen también otros aspectos a incidir contundentemente sobre el comportamiento geomecánico de la excavación: - los elementos tensionales y deformatorios ligados al estado de tensión natural pre-existente a la excavación, para las coberturas elevadas (secciones profundas) y - los equilibrios rígido-cinemáticos ligados a la proximidad de la sección a la superficie topográfica externa, para las bajas coberturas (secciones superficiales).

Finalmente, es importante desde ya anticipar que en cuanto a los valores absolutos de las referidas coberturas límites, no pueden avanzarse cantidades precisas ni universalmente valederas ya que para ambos casos, estos valores pueden cambiar en cada túnel porque a su definición efectiva concurren, además de la forma y dimensiones de la excavación misma, también y nuevamente las específicas características geomecánicas del medio a excavar: cuanto más mecánicamente competente resulta ser el medio a excavar, tanto más baja puede resultar la cobertura límite inferior y tanto más elevada puede resultar la cobertura límite superior, o sea, tanto más amplio puede resultar el rango práctico de las coberturas intermedias donde el comportamiento mecánico de las secciones resulta ser controlado esencialmente, o predominantemente, por las solas características geomecánicas del medio excavado.

## **CLASES DE COMPORTAMIENTO**

El comportamiento geo-estático de una excavación subterránea o, aún más esquemáticamente, la "clase de comportamiento de la excavación", depende de la combinación de un conjunto de numerosos factores que, con el

máximo de la simplificación, pueden identificarse como: - el estado de sollicitación natural preexistente en el medio a excavar y - la resistencia geomecánica del mismo.

El estado de sollicitación natural, en primera aproximación a falta de elementos adicionales como por ejemplo mediciones directas o indirectas en sitio, puede asociarse directamente con la profundidad o cobertura (H) de la excavación y la geomecánica del medio a excavar puede, también con una cierta aproximación, asociarse por un lado con la resistencia de los materiales dominantes en el medio y por el otro lado con la macroestructura geomecánica del macizo (fracturas, alteraciones, anisotropías y morfologías de las superficies de las discontinuidades, entre otros).

Para identificar y sintetizar tal geomecánica del medio, en primera instancia se pueden usar diferentes índices de calidad geomecánica como por ejemplo el RMR de Bieniawsky, el Q de Barton, el RSR de Wikham, etc., o los más recientes GSI (Geological Strength Index) de Hoek (1994) y RMi de Palmstrom (1995).

En condiciones de sollicitaciones naturales que resulten considerablemente elevadas en relación con la resistencia del macizo natural y simplificando un poco más, puede hacerse directamente referencia a la resistencia a la compresión no confinada del macizo rocoso ( $\sigma_{cm}$ ) y ponerla directamente en relación con el estado de sollicitación natural ( $\gamma H$ ), siendo ( $\gamma$ ) la densidad del macizo rocoso, introduciendo para tal correlación el importante concepto de "índice de competencia de la excavación" ( $IC = \sigma_{cm} / \gamma H$ ) el cual resulta de gran utilidad al momento de discriminar la clase de comportamiento de la excavación en las circunstancias descritas. Al contrario, para condiciones de valores elevados del referido índice (IC), así como generalmente ocurre a coberturas moderadas, donde las sollicitaciones naturales resultan naturalmente bajas, puede resultar suficientemente condicionante y discriminante de la clase de comportamiento de la excavación, la calidad geomecánica del macizo (determinable por ejemplo mediante el GSI) por sí sola.

Dentro de este orden de ideas y para fines prácticos, las posibles clases de comportamiento

de la excavación pueden en principio agruparse en por lo menos cinco, identificándolas por ejemplo con las letras mayúsculas de A a E y definiéndolas caracterizándolas de acuerdo con un comportamiento de la excavación de calidad decreciente y establecido en función de todo un conjunto de numerosos y variados elementos, estimables algunos y observables o inclusive medibles otros: - los factores de seguridad del frente y de la cavidad ( $FS_f - FS_c$ ) - las convergencias del frente y de la cavidad ( $\epsilon_o - \epsilon$ ) - el radio de plastificación (Rp) - el GSI y el IC, entre otros posibles.

La tabla que sigue intenta resumir las principales características, peculiaridades y propiedades de cada una de estas cinco clases de comportamiento de la excavación e incluye también una pre-selección del soporte asociable a cada una de aquellas.

## CARGAS DE DISEÑO

Una vez preseleccionado cualitativamente el soporte necesario a la adecuada estabilización del túnel, basado en la determinación de la clase de comportamiento de la excavación de acuerdo con las pautas establecidas con anterioridad, para elaborar un detallado diseño estructural es luego necesario proceder con los correspondientes análisis y cálculos, para lo cual el elemento básico lo constituye la determinación de las cargas actuantes sobre la estructura del soporte, además obviamente de la calibración de la rigidez de los terrenos que acogerán la misma estructura del soporte a diseñar.

Así como ya comentado y reiterado con anterioridad, también para la determinación práctica de las cargas actuantes sobre el soporte de una sección de túnel, es conveniente y necesario diferenciar las secciones de excavación de acuerdo con su correspondiente rango de coberturas (H): "bajas – intermedias – altas".

La anteriormente identificada cobertura límite inferior, representa para un determinado túnel aquel valor ( $H_i$ ) que delimita las secciones bajas de las intermedias y la anteriormente identificada cobertura límite superior, representa para el mismo túnel aquel valor ( $H_s$ ) que delimita las secciones intermedias de las altas.

**CLASES DE COMPORTAMIENTO Y PRESELECCIÓN DEL SOPORTE**

CLASE	COMPORTAMIENTO	COBERTURA		PRESELECCIÓN DEL SOPORTE <i>(Túnel de aproxim. 10m de diámetro)</i>
		ALTA IC	BAJA GSI	
<b>A</b>	Estabilidad al frente Estabilidad en la cavidad Eventuales inestabilidades (cinematismos de bloques)  $FS_f > 2.5$ $FS_c > 2.5$ $\varepsilon < 1\%$ $\varepsilon_o \ll 0.5\%$ (Rp/Ro = 1)	<b>&gt; 0.45</b>	<b>&gt; 60</b>	<b>Concreto Proyectado (5-10 cm)</b>  + Pernos L = 4 m (eventuales)
<b>B</b>	Estabilidad al frente Cavidad algo inestable  $FS_f \approx 2$ $FS_c \approx 1$ $1\% < \varepsilon < 2.5\%$ $\varepsilon_o \leq 0.5\%$ (1 < Rp/Ro < 2)	<b>0.3 - 0.45</b>	<b>40 - 60</b>	<b>Concreto Proyectado (10-15 cm)</b>  + Pernos (L= 4 - 6 m) (densidad 0.25/m <sup>2</sup> ) o, Costillas livianas @ 1.5 m
<b>C</b>	Frente próximo al equilibrio Cavidad inestable  $FS_f \approx 1$ $FS_c < 1$ $2.5\% < \varepsilon < 5\%$ $0.5\% < \varepsilon_o < 1\%$ (2 < Rp/Ro < 4)	<b>0.2 - 0.3</b>	<b>30 - 50</b>	<b>Concreto Proyectado (15-20 cm)</b>  + Pernos (L= 6 m) (densidad 0.5/m <sup>2</sup> ) o, Costillas medianas @ 1m  + Refuerzo del frente (eventual)
<b>D</b>	Frente inestable Cavidad inestable (grandes deformaciones)  $FS_f < 1$ $FS_c \ll 1$ $5\% < \varepsilon < 10\%$ $\varepsilon_o > 1\%$ (Rp/Ro > 4)	<b>0.15 - 0.2</b>	<b>20 - 40</b>	<b>Concreto Proyectado (20-25 cm)</b>  + Costillas pesadas @ 1m o, Pernos (L=6-9 m) (densidad 1/m <sup>2</sup> )  + Refuerzo del frente y extradós + Pernos de integración (eventuales)
<b>E</b>	Inestabilidad generalizada (macizo muy débil y/o zona de fallas)  $FS_f \ll 1$ $FS_c \ll 1$ $\varepsilon > 10\%$ $\varepsilon_o \gg 1\%$ (Rp/Ro >> 4)	<b>&lt; 0.15</b>	<b>&lt; 20</b>	<b>Concreto proyectado (20-30 cm)</b>  + Costillas muy pesadas @ 1m + Refuerzo del frente y extradós + Pernos de integración + Pre-sopORTE (eventual)

La experiencia hasta ahora acumulada en el diseño y construcción de kilómetros de túneles excavados convencionalmente en ambientes geológicos de distinta naturaleza, desde aquellos caracterizados por macizos rocosos constituidos por rocas metamórficas foliadas en condiciones físicas muy variables entre descompuestas y frescas hasta aquellos caracterizados por rocas masivas con igual variabilidad de sus condiciones físicas y pasando también por rocas residuales y sedimentarias, ha permitido identificar para las referidas coberturas límites, dimensiones comprendidas entre 75 y 150 metros para  $H_s$  y dimensiones comprendidas entre 10 y 25 metros para  $H_i$ .

En cada caso particular, el valor específico de la cobertura límite depende de las dimensiones de la sección (por ejemplo del ancho, o diámetro equivalente "b") y de las características geomecánicas del terreno (por ejemplo del grupo geomecánico de pertenencia "GGi", dentro de un rango de 'i' estimable de 1 a 5 y asociable en primera instancia al índice de calidad geomecánica de Hoek "GSI").

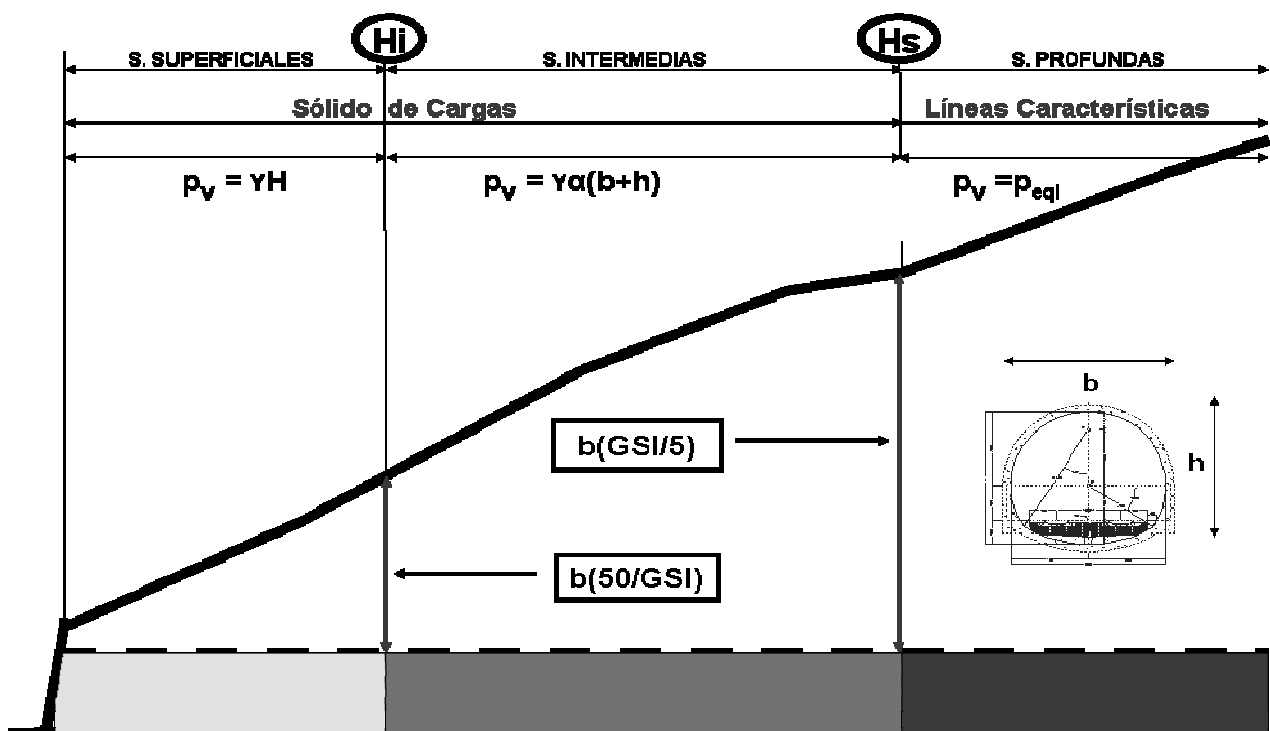
En primera aproximación, se ha estimado que en general los valores correspondientes a las dos coberturas límites responden bastante aceptablemente a las siguientes relaciones:

$$H_i = b (50/GSI) \quad H_s = b (GSI/5)$$

Se observa que, así como ya comentado con anterioridad, con el aumentar de la calidad geomecánica del macizo a excavar se amplía el rango de las coberturas intermedias (disminuyendo  $H_i$  y aumentando  $H_s$ ) para las cuales resulta prácticamente inmediato asociar, sea el comportamiento geomecánico de la sección, sea la clase de comportamiento de la excavación y sea finalmente el soporte a instalar, a solamente las características geomecánicas del macizo rocoso a excavar: el GGI, o en primera instancia el solo GSI, para la específica dimensión de la sección del túnel.

El esquema reportado en la figura que sigue resume gráficamente, todo lo comentado.

Prácticamente, de acuerdo con la cobertura de una determinada sección del túnel, las cargas actuantes sobre el soporte se pueden estimar generalmente siguiendo dos diferentes metodologías: la metodología del "sólido de cargas" en los casos de coberturas moderadas, inferiores a  $H_s$ , y la metodología de las "líneas características" en los otros casos, de coberturas altas, superiores a  $H_s$ .



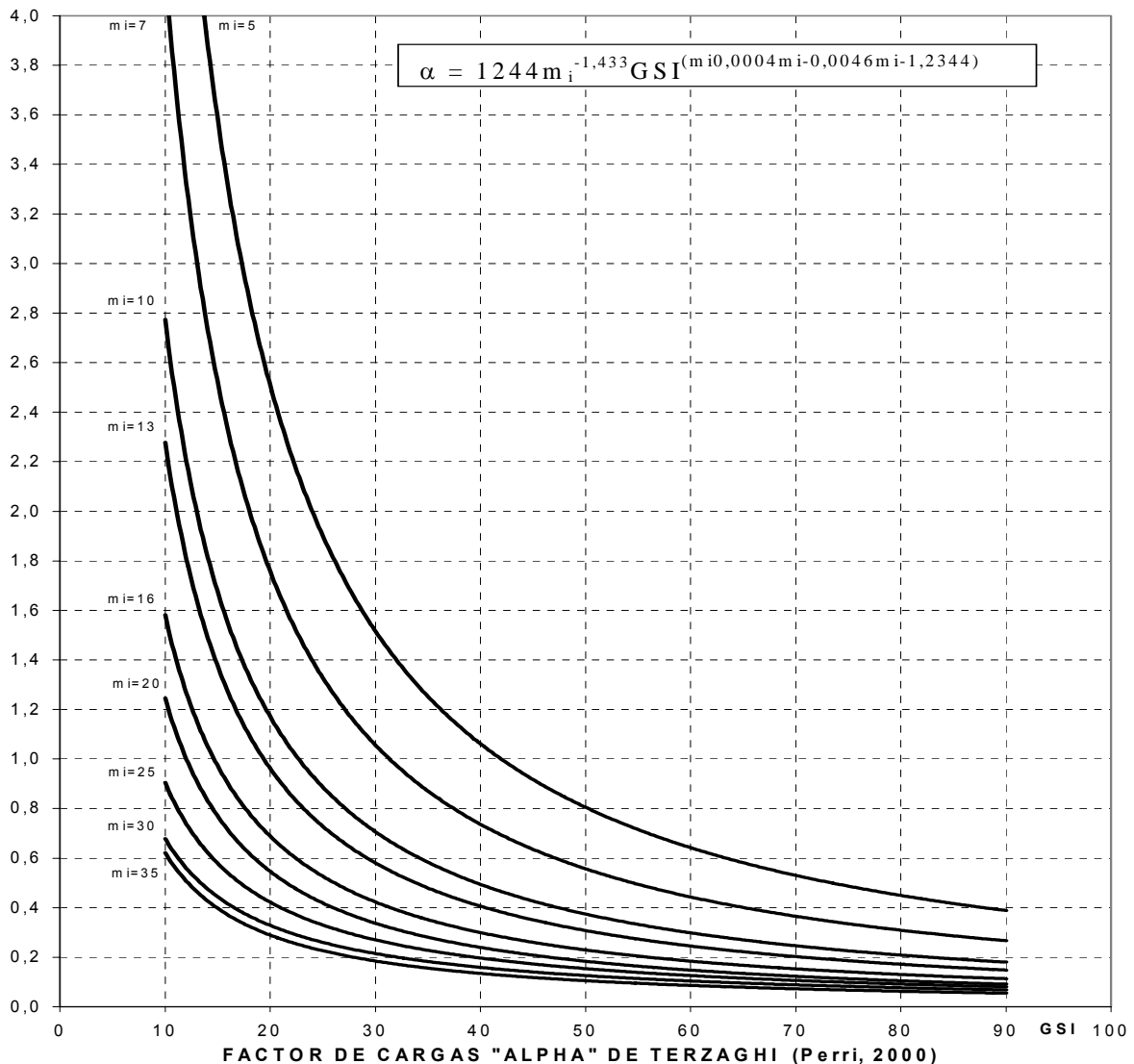
Además, también se aplica un esquema distinto de distribución para las cargas actuantes: sobre el revestimiento definitivo, cargas gravitacionales verticales en bóveda y horizontales en los hastiales para las secciones bajo coberturas moderadas y cargas radiales solo en bóveda para las secciones más profundas. Sobre el soporte primario, se aplica por lo general indistintamente el modelo simplificado de cargas radiales en bóveda y hastiales.

- Para las secciones de excavación con coberturas bajas y clasificables como "superficiales" ( $H \leq H_i$ ), la carga de equilibrio de contraste sobre el soporte primario y las cargas verticales actuantes sobre el revestimiento definitivo serán las mismas y serán iguales a las cargas gravitacionales ( $\gamma H$ ) correspondientes a un sólido de altura coincidente con la cobertura específica.

Sobre el revestimiento definitivo de estas secciones, las cargas horizontales de diseño serán iguales a las que se deriven de la aplicación de la teoría clásica de empujes sobre estructuras de contención de tierra y además actuarán también las acciones sísmicas.

- Para las secciones de excavación bajo coberturas moderadas y clasificables como "intermedias" ( $H_i < H \leq H_s$ ), la carga de equilibrio de contraste actuante sobre el soporte primario será igual a la carga gravitacional correspondiente a un sólido de altura:  $H_p = \alpha(b+h)$ , siendo " $\alpha$ " un coeficiente de proporcionalidad lineal (de Terzaghi) función de las características geomecánicas del terreno y siendo " $b$ " el ancho y " $h$ " la altura del túnel.

El coeficiente de proporcionalidad ( $\alpha$ ) que es función de "GSI" y " $m_i$ ", puede responder aproximadamente a la fórmula (Perri, 2000):



En estas secciones clasificadas como intermedias, para estimar las cargas verticales actuantes sobre el revestimiento definitivo se podrá eventualmente asumir una oportuna disminución del coeficiente " $\alpha$ ", de entre el 25% y máximo el 50% del valor obtenido de la fórmula, dependiendo de las condiciones geomecánicas de la excavación y de los lapsos de tiempo previstos a transcurrir antes del comienzo de la construcción del revestimiento definitivo del túnel.

Efectivamente, la referida reducción de la carga de diseño actuante sobre el revestimiento podrá ser tanto más acentuada cuanto más se pueda con certeza asumir que el soporte primario se haya efectivamente cargado por efecto del sólido de cargas antes de la construcción del revestimiento, el cual a su vez y en consecuencia deberá recibir solamente toda aquella porción de la carga no previamente absorbida por el soporte primario.

Sobre el revestimiento definitivo de estas secciones intermedias, las cargas horizontales de diseño serán iguales a las que se deriven de la aplicación de la teoría clásica de empujes sobre estructuras de contención de tierra, o serán simplemente las que se deriven de la reacción elástica de confinamiento ofrecida por el terreno sobre el revestimiento deformable, según indique el modelo de análisis que se aplique en cada caso específico. Las acciones sísmicas se aplicarán solamente donde explícitamente lo recomienden los estudios geológicos y geotécnicos.

- Para las secciones clasificables como "profundas" ( $H > H_s$ ), las cargas de equilibrio de contraste actuantes sobre el soporte primario

serán las que resulten de un análisis de interacción por líneas características.

Sobre el revestimiento definitivo, las cargas de diseño serán radiales, aplicadas solamente en la zona de bóveda y de magnitud proporcional a la extensión del radio de plastificación establecido en correspondencia del equilibrio alcanzado con el soporte primario o del radio que luego se pueda eventualmente alcanzar hasta la efectiva entrada en actuación del revestimiento, mientras las cargas horizontales actuantes serán las resultantes de la reacción elástica de confinamiento ofrecida por el terreno sobre el revestimiento deformable. Las acciones sísmicas se aplicarán solamente donde explícitamente lo recomienden los estudios geológicos y geotécnicos.

Todos los elementos anteriores, relativos a los criterios para calcular las cargas actuantes sobre los soportes, deben luego ser empleados para un detallado diseño estructural sobre la base de la capacidad estructural misma de los posibles soportes a emplear, disponibles en cada caso específico.

En este orden de ideas, en la moderna tecnología de túneles los soportes colocados durante la excavación se componen de un conjunto de elementos resistentes, el principal de los cuales es el concreto proyectado fibro-reforzado eventualmente complementado con marcos y pernos metálicos los cuales, según sea el caso, podrán ser colocados en diferentes combinaciones, así como a manera de ejemplo se indica en la tabla que sigue para cinco típicos soportes primarios (SP-A; SP-B; SP-C; SP-D; SP-E) referidos a un túnel de aproximadamente 10 metros de ancho (b), o diámetro equivalente.

<b>Tipo de Soporte</b>	<b>Concreto Proyectado</b>	<b>Costillas Metálicas</b>	<b>Pernos Metálicos 20 t</b>	<b>Capacidad (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>SP-A</b>	10 cm	-	-	1,5
<b>SP-B</b>	14 cm	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par de costillas	2,5
		o, alternamente 7 pernos x 4m @ 150 cm (sin costillas)		
<b>SP-C</b>	16 cm	2 IPN160 @ 125 cm	4 x 6 m @ par de costillas	3,5
		o, alternamente 11 pernos x 6m @ 125 cm (sin costillas)		
<b>SP-D</b>	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	6 x 6 m @ par de costillas	4,5
		o, alternamente 15 pernos x 6m @ 100 cm (sin costillas)		
<b>SP-E</b>	20 cm	2 IPN200 @ 075 cm	10 x 6 m @ par de costillas	5,5

En la referida tabla puede observarse que, con la excepción de las dos situaciones extremas, para las cuales en un caso ciertamente se trata de situaciones geomecánicas en las que no es necesario integrar el soporte con marcos metálicos y en el otro caso se trata de situaciones geomecánicas en las que es en cambio prácticamente inevitable tal uso, en todas las situaciones intermedias y más recurrentes en la práctica túnelera, es siempre posible optar por lo menos entre dos alternativas tecnológicas de soporte: una basada sobre el uso de los marcos metálicos para integrar el concreto proyectado y la otra basada en cambio sobre el uso sistemático y extensivo de los pernos metálicos para integrar el mismo concreto proyectado.

Efectivamente, desde un punto de vista estrictamente estructural, es ciertamente posible alcanzar el mismo objetivo en cuanto a capacidad estructural o capacidad de contraste del soporte, con ambas alternativas tecnológicas y en consecuencia, la selección práctica finalmente depende en cada caso de factores tales como, por ejemplo: la disponibilidad en obra de los varios elementos estructurales, la disponibilidad de los equipos para su colocación en obra, su costo comparativo en el mercado específico, las condiciones contractuales, los rendimientos, la experiencia del constructor, entre otros.

Naturalmente podría además mencionarse toda una larga serie de distintas ventajas o desventajas técnicas comparativas entre ambas alternativas, pero en este aspecto entraría fácilmente en juego con mucha fuerza la subjetividad de cada quien, con lo cual se terminarían invalidando con facilidad las respectivas posiciones al respecto.

Finalmente, sobre la base de las posibles alternativas de soporte previstas o disponibles en cada proyecto, se debe proceder a la selección específica de este para cada sección de diseño, confrontando los valores de la presión que se espera deba actuar (las cargas) de acuerdo con las coberturas y las posibles condiciones geomecánicas de los terrenos a encontrar, con los valores de la capacidad (las resistencias) de los soportes disponibles.

Siguiendo tal procedimiento, por ejemplo para un túnel de aproximadamente 10 metros de ancho ó similar diámetro equivalente, se han obtenido los soportes indicados en la tabla anexa, la cual permite seleccionar el soporte sobre la base de la clase de comportamiento de la excavación, la cual es referible al GSI para las secciones bajo coberturas moderadas ( $H \leq H_s$ ) y, para las secciones bajo coberturas elevadas ( $H > H_s$ ), al Índice de Competencia:  $IC = \sigma_{cm} / \gamma H$

$$IC = (0.0034 m_i^{0.8}) \sigma_{ci} [1.029 + 0.025 e^{(-0.1 m_i)}]^{GSI / \gamma H}$$

<b>COBERTURAS <math>\leq H_i</math></b>		<b><math>H_i &lt; COBERTURAS \leq H_s</math></b>		<b>COBERTURAS <math>&gt; H_s</math></b>	
<b>GSI <math>\leq 20</math></b>	<b>SP-E</b>	<b>GSI <math>\leq 20</math></b>	<b>SP-E</b>	<b>IC <math>\leq 0.15</math></b>	<b>SP-E</b>
<b>20 &lt; GSI <math>\leq 40</math></b>	<b>SP-E</b>	<b>20 &lt; GSI <math>\leq 40</math></b>	<b>SP-D</b>	<b>0.15 &lt; IC <math>\leq 0.20</math></b>	<b>SP-D</b>
<b>30 &lt; GSI <math>\leq 50</math></b>	<b>SP-D</b>	<b>30 &lt; GSI <math>\leq 50</math></b>	<b>SP-C</b>	<b>0.20 &lt; IC <math>\leq 0.30</math></b>	<b>SP-C</b>
<b>40 &lt; GSI <math>\leq 60</math></b>	<b>SP-C</b>	<b>40 &lt; GSI <math>\leq 60</math></b>	<b>SP-B</b>	<b>0.30 &lt; IC <math>\leq 0.45</math></b>	<b>SP-B</b>
<b>GSI <math>&gt; 60</math></b>	<b>SP-C</b>	<b>GSI <math>&gt; 50</math></b>	<b>SP-A</b>	<b>IC <math>&gt; 0.45</math></b>	<b>SP-A</b>

<b>Diámetro Túnel <math>b=10m</math></b>	<b>H <math>\leq H_i</math></b>			<b><math>H_i &lt; H \leq H_s</math></b>	<b>H <math>&gt; H_s</math></b>			
	<b>H <math>\leq 10</math></b>	<b>10-20</b>	<b>20-30</b>	<b>30-40</b>	<b>40-60</b>	<b>60-80</b>	<b>80-100</b>	<b>H <math>&gt; 100</math></b>
<b>GSI <math>\leq 20</math></b>	<b>SP-E</b>	<b>SP-E</b>	<b>SP-E</b>	<b>SP-E</b>	<b>IC</b>			
<b>20 &lt; GSI <math>\leq 30</math></b>	<b>SP-E</b>	<b>SP-E</b>	<b>SP-D</b>	<b>SP-D</b>				
<b>30 &lt; GSI <math>\leq 50</math></b>	<b>SP-D</b>	<b>SP-D</b>	<b>SP-C</b>	<b>SP-C</b>				
<b>50 &lt; GSI <math>\leq 60</math></b>	<b>SP-C</b>	<b>SP-B</b>	<b>SP-B</b>	<b>SP-B</b>				
<b>GSI <math>&gt; 60</math></b>	<b>SP-C</b>	<b>SP-A</b>	<b>SP-A</b>	<b>SP-A</b>				



Para las coberturas más elevadas ( $H > H_s$ ), la sensible dependencia del soporte a aplicar del índice de competencia de la sección (IC), obliga a tomar en explícita cuenta también las características geomecánicas de los materiales

rocosos ( $\sigma_{ci} - m_i$ ), para lo cual es oportuno diferenciar la última de las tablas, de acuerdo a por lo menos tres rangos de la resistencia a la compresión uniaxial de las rocas intactas ( $\sigma_{ci}$ ):

$$\sigma_{ci}=10-25 \text{ MPa} \quad \sigma_{ci}=25-75 \text{ MPa} \quad \sigma_{ci}=75-100 \text{ MPa}$$

Diámetro Túnel $b=10 \text{ m}$	H > H <sub>s</sub> con 10 < $\sigma_{ci}$ <= 25 MPa							
	40-60	60-80	80-100	100-150	150-200	200-250	250-300	300-500
GSI <= 20	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E
20 < GSI <= 30	SP-D	SP-D	SP-D	SP-D	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E
30 < GSI <= 50	SP-C	SP-C	SP-C	SP-C	SP-C	SP-D	SP-D	SP-E
50 < GSI <= 60	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-C	SP-C
GSI > 60	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A

Diámetro Túnel $b=10 \text{ m}$	H > H <sub>s</sub> con 25 < $\sigma_{ci}$ <= 75 MPa							
	40-60	60-80	80-100	100-150	150-200	200-250	250-300	300-500
GSI <= 20	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E
20 < GSI <= 30	SP-D	SP-D	SP-D	SP-D	SP-D	SP-D	SP-E	SP-E
30 < GSI <= 50	SP-C	SP-C	SP-B	SP-B	SP-B	SP-C	SP-C	SP-D
50 < GSI <= 60	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-C	SP-C
GSI > 60	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A

Diámetro Túnel $b=10 \text{ m}$	H > H <sub>s</sub> con 75 < $\sigma_{ci}$ <= 100 MPa							
	40-60	60-80	80-100	100-150	150-200	200-250	250-300	300-500
GSI <= 20	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E
20 < GSI <= 30	SP-D	SP-C	SP-C	SP-C	SP-C	SP-D	SP-D	SP-E
30 < GSI <= 50	SP-C	SP-C	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-C	SP-C
50 < GSI <= 60	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A
GSI > 60	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A

Tipo de Soporte	Concreto Proyectoado	Costillas Metálicas	Pernos Metálicos 20 t	Capacidad (Kg/cm <sup>2</sup> )
SP-A	10 cm	-	-	1,5
SP-B	14 cm	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par de costillas	2,5
		o, alternamente 7 pernos x 4m @ 150 cm (sin costillas)		
SP-C	16 cm	2 IPN160 @ 125 cm	4 x 6 m @ par de costillas	3,5
		o, alternamente 11 pernos x 6m @ 125 cm (sin costillas)		
SP-D	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	6 x 6 m @ par de costillas	4,5
		o, alternamente 15 pernos x 6m @ 100 cm (sin costillas)		
SP-E	20 cm	2 IPN200 @ 075 cm	10 x 6 m @ par de costillas	5,5

## BIBLIOGRAFIA

N. BARTON at Al. "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support" Rock Mechanics, 1974.

Z. BIENIAWSKY "Engineering Classification of Jointed Rock Masses" Trans. S.A.I.C.E., 1973.

H. BIERBAUMER "Die dimensionierung des tunnelmanerwerkes" Liepzig, 1913.

H. HOEK "Strength of rock and rock masses" ISRM News Journal, 2(2), 4-16, 1994.

A. PALMSTRÖM "RMI: A rock mass characterization system for rock engineering purposes" [Ph. D. Thesis], Univ. of Oslo, Norway, pp. 400, 1995.

G. PERRI A. "Análisis numérico de pantalla de micropilotes anclada para la contracción de estructuras adyacentes al túnel del Metro de Caracas". Primer Congreso Latinoamericano de Obras Subterráneas, Caracas- Venezuela, 1984.

G. PERRI A. "Análisis Numérico de Interacción. Metro de Caracas". (En colaboración con R. Centeno). VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 16 al 21 Agosto 1987, Cartagena - Colombia.

G. PERRI A. "La tecnología CCP en el Metro de Caracas". VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 16 al 21 Agosto 1987, Cartagena - Colombia.

G. PERRI A. "Interazione Terreno-Struttura nelle gallerie della Metropolitana di Caracas". Congresso Internazionale di Geoingegneria, del 27 al 30 Septiembre 1989, Torino - Italia.

G. PERRI A. "Jet Grouting in Tunnelling: Consolidation in the "El Silencio" manouvering section of the second line. Caracas Subway". International Congress on Tunnel and Underground Works, del 3 al 7 de Septiembre 1990, Chengdu - China.

G. PERRI A. "Inyecciones tipo 'Jet Groutin' en túneles: Consolidación en la sección de maniobras 'El Silencio' de la segunda línea del Metro de Caracas". (En colaboración con H. Araya). 3er. Congreso Suramericano de Mecánica de rocas, 16 al 20 Octubre 1990, Caracas- Venezuela.

G. PERRI A. "Análisis Numérico de un Túnel Urbano de Caracas". IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, del 26 al 30 Agosto 1991, Viña del Mar - Chile.

G. PERRI A. "Análisis Numérico para los túneles gemelos de La Bandera en la Línea 3 del Metro de Caracas". Congreso Internacional Hacia Nuevos Mundos en Túneles, 16 al 20 mayo 1992, Acapulco - México.

G. PERRI A. "Evolución de los Criterios y Métodos para el Análisis y Diseño Geotécnico Estructural de los Túneles Estándar del Metro de Caracas". XII Seminario Venezolano de Geotecnia, del 3 al 7 Noviembre 1992, Caracas- Venezuela.

G. PERRI A. "La problemática Geotécnica del Metro de Caracas presente en importantes Foros Internacionales". XII Seminario Venezolano de Geotecnia, del 3 al 7 Noviembre 1992, Caracas - Venezuela.

G. PERRI A. "Analysis and Prevention of the Damages that could be caused by the future Excavation of hydraulic tunnel very close to Caracas subway twin tunnels". ISRM, International Symposium EUROCK 93, del 21 al 24 Junio 1993, Lisboa - Portugal.

G. PERRI A. "Analysis of the effects of the two new twin tunnels excavation very close to a big diameter tunnel of Caracas subway". International Congress on Tunnelling and Ground Conditions, del 3 al 4 Abril 1994, El Cairo - Egypto.

G. PERRI A. "Interacción entre dos nuevos túneles gemelos y un túnel de gran diámetro preexistente excavados en rocas descompuestas para el Metro de Caracas". IV Congreso Suramericano de Mecánica de rocas, del 10 al 14 Mayo 1994, Santiago - Chile.

G. PERRI A. "*Construir el Metro de Caracas: el precio de lo bello*". (En colaboración con R. Alvarez). Caracas: memorias para el futuro. Gangemi Editore, 1995, Roma - Italia 1995.

G. PERRI A. "*Umbrella Arch: En el Ferrocarril Caracas – Cúa un método constructivo para túneles en terrenos difíciles basado en la versión moderna de la técnica del Marchavanti*". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 74, Junio 1998, Caracas- Venezuela.

G. PERRI A. "*Undergropund works and tunneling*". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Agosto 1999, Iguazú - Brazil.

G. PERRI A. "*Actividades antropicas y estabilidad geotécnica a largo plazo del Ferrocarril Caracas-Cúa*". XVI Seminario Venezolano de Geotecnia, Noviembre 2000, Caracas - Venezuela.

G. PERRI A. "*Proyecto de túneles: Criterios de diseño*". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 81, Enero 2002, Caracas - Venezuela.

G. PERRI A. "*La moderna tecnología 'EPBS' en la construcción de los túneles de gran diámetro de la Línea 1 del Metro de Valencia*". XVII Seminario Venezolano de Geotecnia, Noviembre 2002, Caracas - Venezuela.

G. PERRI A. "*Tunnelling in Venezuela. Pasado Presente y Futuro*". Seminario Internacional "South American Tunnelling", Febrero-Marzo 2004, Sao Paulo - Brasil.

G. PERRI A. "*Historia y Actualidad de los Túneles en Venezuela*". XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9-11 Noviembre 2004, Caracas - Venezuela.

G. PERRI A. & G. PLIZZARI; R. PERRI; L. COMINOLI "*Revestimiento de Túneles en Concreto Reforzado con Fibras Metálicas: Principios - Experiencias - Perspectivas*". XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9-11 Noviembre 2004, Caracas - Venezuela.

G. PERRI A. & R. PERRI "*Diseño del Soporte de Túneles en Concreto Proyectado Reforzado con Fibras Metálicas*". XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9-11 Noviembre 2004, Caracas - Venezuela.

G. PERRI A. & G. SICILIANO "*Los Túneles del Metro de Valencia en Venezuela*". GEAM-SIG Politecnico di Torino, 16-19 Noviembre 2004, Torino - Italia.

G. PERRI A. "*Túneles excavados convencionalmente: Geomecánica Soportes y Revestimientos. La experiencia Italiano-Venezolana*". Simposio Colombiano de Túneles y Obras Subterráneas, 28 Octubre 2005, Bogotá - Colombia.

M. PROTODYAKONOF "*Klassifikacija Gorotworu*" Moscú, 1960. In French T. at O.S. Paris, 1974.

K. TERZAGHI "*Rock defects and loads on tunnel supports*" In rock tunneling with steel support by Proctor and Withe. Ohio, 1946.

G. WICKHAM at A. "*Support Determination Based on Geologic Predictions*" Proc. Rapid Excavation and Tunneling Conference AIME New York, 1972.