

BOLETIN DE LA  
SOCIEDAD ARGENTINA  
DE MECANICA DE  
SUELOS

Nº 29 / Marzo 1996.

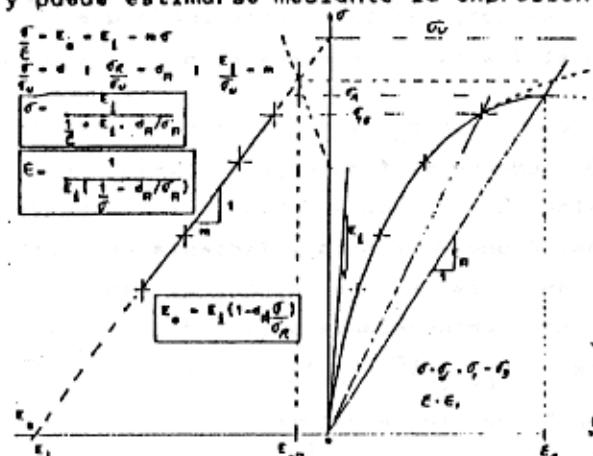
**TUNELES DE SECCION CIRCULAR EN LA FORMACION PAMPEANA**

**Ing. Eduardo Nuñez**

## TÚNELES DE SECCIÓN CIRCULAR EN LA FORMACIÓN PAMPEANO

## Método preliminar para determinar espesores de revestimientos

1.- La formación Pampeano está constituida por arcillas limosas preconsolidadas por desecación, inhomogéneamente cementadas por carbonatos y óxidos de calcio y magnesio (1) (2). Su resistencia a la compresión en condiciones no drenadas  $q_u$ , expresada mediante la ecuación  $q_u = 2c\sqrt{N\phi}$ , siempre es mayor a 10 Tn/m<sup>2</sup>; los valores típicos están en el rango de 15 a 30 Tn/m<sup>2</sup>, pero cuando se trata de lentes o estratos fuertemente cementados denominados localmente "toscos", dicho valor supera aún los 100 Tn/m<sup>2</sup>. Cuando falta el cementante o éste es muy discontinuo, los suelos se presentan fisurados; en determinadas localizaciones y volúmenes relativamente considerables, la fisuración puede ser tal que la masa del suelo se presenta en forma de fragmentos poliédricos de unos pocos centímetros. El módulo seco  $E_s = \sigma/E$  varía linealmente con el incremento de las tensiones y puede estimarse mediante la expresión (3)  $E = E_i (1 - d_R \frac{\sigma}{\sigma_R})$ . El valor de



$d_R$  es del orden de 0,8 a 0,9 y los valores de  $E_i$  en condiciones no drenadas son del orden de  $E_i = 300 q_u \pm 30\%$ . Estos parámetros pueden obtenerse ejecutando ensayos triaxiales sobre muestras imperturbadas. La permeabilidad del macizo en general es del orden de  $10^{-4}$  a  $10^{-5}$  cm/seg.

2.- Para túneles con diámetros  $D = 2r_o$  del orden de los 3 a 5 m y tapadas del orden de  $2D$ , las ecuaciones de equilibrio (4) señalan que puede efectuarse la excavación con una plastificación reducida del suelo periférico. En efecto,

si se considera un estado isotrópico de esfuerzos y  $r_e$  el radio de la frontera elástica,  $\frac{r_e}{r_o} = \left\{ \frac{2 [(N\phi - 1) \cdot \sigma_z + q_u]}{(N\phi + 1) \cdot [(N\phi - 1) \sigma_{r_o} + q_u]} \right\}^{1/(N\phi - 1)}$  en general no  $\left[ \frac{\sigma_z}{r_o} = 0 \right]$  es mayor a 1,6 siendo típicos valores entre 1,15 a 1,3. Por tanto, la presión de estabilización

$$\sigma_{r_o} = \left| \frac{2 [(N\phi - 1) \cdot \sigma_z + q_u]}{(N\phi + 1) \cdot (N\phi - 1) \cdot (r_e/r_o)} \right|^{(N\phi - 1)} - \frac{q_u}{N\phi - 1}$$

necesaria para mantener la masa de suelo en "estado elástico"  $\sigma_{r_o}$  (en cuyo caso  $r_e/r_o = 1$ ) resulta relativamente pequeña. Esta circunstancia también se refleja al considerar la estabilidad del frente en donde  $F = (\gamma H + \sigma_g) / s_u$  es siempre inferior al valor crítico ( $\gamma$ : peso unitario del suelo;  $H$ : distancia entre la superficie del terreno y el eje del túnel;  $\sigma_g$ : sobre carga actuando en la superficie). Sin embargo, la experiencia indica que debido al eventual estado de fisuración de los suelos, se producen zonas de inestabilidad en correspondencia con la clave, lo cual se manifiesta en caídas de bloques o formación de "chimeneas" que en algunos casos alcanzan alturas considerables. Es por esa razón que resulta necesario ejecutar una estructura temporal de sostenimiento; la

misma puede estar constituida por arcos metálicos reticulados, barras de anclaje y malla de acero, o la combinación de ambos, y el agregado de un cierto espesor de hormigón proyectado que solidariza este revestimiento primario al macizo excavado. En los suelos fisurados que han perdido la continuidad de masa cohesiva, la inyección de material cementante que restaure su aptitud para absorber eventuales esfuerzos de tracción podrá minimizar y borrar eliminar la necesidad de ejecutar la estructura primaria de revestimiento.

3.- Si no se considera la existencia de agua libre subterránea, y para un estado isotrópico, la presión sobre la línea media resulta  $p_v = \gamma H + \sigma_s$  y puede considerársela igual al valor de la presión radial  $\sigma_{ro}$  actuando sobre la línea circular ideal de la excavación. A medida que ésta se ejecuta y el frente avanza, se produce una relajación de esfuerzos de tal manera que el valor anterior se reduce a  $\sigma_{ro} = \eta p_v$ . Si se consideran los esfuerzos en un plano normal al eje y a una distancia  $d$  del frente, puede expresarse en forma aproximada que

$$\eta = \frac{2}{3} \left( 1 - \frac{1}{3} \frac{d}{r_o} \right) \quad \text{esto es, cuando el frente de la excavación aún está alejado una distancia aproximadamente igual a } -1.5 r_o, \eta \approx 1$$

jado una distancia aproximadamente igual a  $-1.5 r_o$ ,  $\eta \approx 1$ ; cuando el frente alcanza el plano de análisis,  $\eta \approx 2/3$ ; cuando el frente ya se aleja a una distancia  $3r_o$ ,  $\eta \approx 0$ . Esta circunstancia se produce debido a la convergencia de la masa del suelo hacia la cavidad. A una distancia suficiente del frente como para que se satisfagan las condiciones de deformación plana, el desplazamiento hacia el centro del túnel de un punto perteneciente a la "frontera elástica" de radio  $r_e$  resulta aproximadamente  $u_{re} = (\sigma_z - \sigma_{re}) \frac{1+\nu}{E} r_e$ . En la zona plástica el suelo se deforma con muy pequeño cambio de volumen, por lo que puede escribirse en forma aproximada  $u_{re} = (\sigma_z - \sigma_{re}) \frac{1+\nu}{E} (r_e/r_o)^2 r_o$  por lo que la

$$\text{rigidez del suelo puede escribirse } K_t = \frac{E}{s} = \frac{2}{(1+\nu)} \frac{E}{r_o} \frac{1}{1+\nu} \frac{D}{D}$$

4.- A medida que la excavación progrese, se va colocando el revestimiento primario; el elemento determinante lo constituye la capa de hormigón proyectado de espesor  $s$ . Llamaremos  $E_r$  y  $E$  a los módulos de deformación del revestimiento y del suelo circundante respectivamente;  $\nu_r$  y  $\nu_s$  a los módulos de Poisson correspondientes. Si se considera el revestimiento como un tubo, los respectivos módulos de deformación deberán ser considerados dividiéndolos por  $(1-\nu^2)$ . La presión horizontal  $p_{ho}$  en general no es igual a la vertical  $p_{vo}$ ; llamaremos  $K_o = p_{ho}/p_{vo}$ . En forma simplificada, podemos entonces considerar actuando sobre el túnel una presión vertical uniforme  $p_{vo}$  y una presión horizontal uniforme  $p_{ho} = K_o \cdot p_{vo}$ . Los presiones actuantes pueden considerarse como la suma de dos estados: uno simétrico  $K_o p_v$  que sólo produce esfuerzos de compresión, más otro asimétrico  $(1-K_o)p_v$  que produce solicitudes  $M$ ,  $N$  y  $Q$ . Estos valores podrán ser afectados por el factor  $\eta$  ya indicado. Desde ya que la verdadera solicitación que se produce es una "descarga" provocada por la excavación; sin embargo, una aproximación que puede tomarse como aceptable en consideración a las incertidumbres que concurren en este problema, consiste en aplicar las ecuaciones de elasticidad para tubos cargados externamente. Si la presión horizontal

es nula y la vertical  $\gamma(1-K_0)p_v = \bar{p}_v$ , el aumento del diámetro horizontal del tubo es  $\Delta D = \bar{p}_v r_o^4 / 6\bar{E}_r I$  siendo  $\bar{E}_r = E / 1 - \nu_r^2$ . Por lo tanto, la deformación lateral hacia afuera en el arranque es  $\Delta r_o = \Delta D / 2 = \delta_h - \bar{p}_v r_o^4 / 12\bar{E}_r I$ . Por lo que  $\bar{p}_v = 12 \frac{\bar{E}_r I}{r_o^4} \delta_h$

La marcha de la convergencia indicada en el parágrafo 3.- puede seguirse en la figura adjunta. En el llamado "estado elástico" la línea  $\bar{G}_o = u_{ro}$  en realidad no es una recta puesto que el suelo al descargarse lo hace con un módulo  $E$  progresivamente menor; la línea real A-B-C puede sustituirse en forma simplificada por la A-C que exhibe una rigidez  $K_s$  (módulo de la reacción del suelo) constante. Si la estructura temporal o revestimiento primario posee una rigidez  $K_r$  y se coloca en forma inmediata, la disminución de  $\bar{G}_{ro}$  es pequeña; de hecho, si la estructura de revestimiento primario fuera rígida el valor  $\bar{G}_{ro} = \bar{G}_{ro}^0$ . Si el revestimiento se coloca en forma oportuna ( $T_n$ )

Convergencia-Confinamiento puede lograrse una reducción muy importante de los esfuerzos; esto puede también conseguirse con el empleo de un revestimiento de menor rigidez ( $K_r'$ ). En general la rigidez del suelo podrá expresarse por  $\chi K_s$  teniendo  $\chi \rightarrow 1$  cuando se considera la acción de una placa de gran flexibilidad relativa y  $\chi \rightarrow 2$  cuando la misma es rígida, rugosa y profunda. Puede escribirse entonces,  $\delta_h = p_h / \chi K_s$ .

Como el tubo se encuentra en realidad confinado, al actuar una carga asimétrica vertical que produce un desplazamiento lateral del suelo, se genera una reacción horizontal que se suma a la existente. Por tanto, la carga asimétrica neta que corresponde considerar en la ecuación de equilibrio es  $\bar{p}_v - p_h = \frac{12\bar{E}_r I}{r_o^4} \chi K_s$  siendo  $K_s = \frac{\bar{E}}{D}$  y  $\bar{E}$  un valor constante. Resulta entonces

$$p_h = \frac{\bar{p}_v}{1 + \frac{12\bar{E}_r I}{r_o^4 \chi K_s}}$$

Por lo tanto la carga asimétrica vertical uniformemente distribuida equivalente resultante es

$$w = \bar{p}_v - p_h = \bar{p}_v \left[ 1 - \frac{1}{1 + \frac{12\bar{E}_r I}{r_o^4 \chi \bar{E}}} \right] = \bar{p}_v \left( \frac{\alpha}{1+\alpha} \right)$$

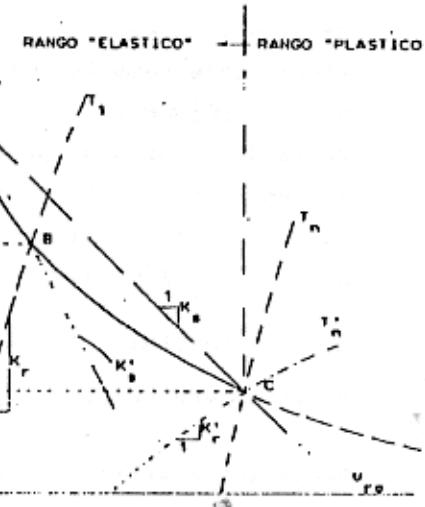
$$\text{siendo } \alpha = \frac{192 \bar{E}_r I}{\chi \bar{E} D^3}$$

Si la placa curva del conducto tiene un espesor  $e$ ,  $I = \frac{e^3}{12}$   $\alpha = 16 \frac{\bar{E}_r}{\chi \bar{E}} \frac{1-\nu_r^2}{D} \left( \frac{e}{D} \right)^3$

La interacción entre la estructura del revestimiento y el macizo (5) muestra que para el cálculo del revestimiento primario en donde se permite un relajamiento considerable de los esfuerzos y la flexibilidad relativa es grande,  $\chi \rightarrow 1$ ; para un revestimiento rígido, rugoso y profundo el valor de  $\chi$  tiende a 2.

5.- De acuerdo con las fórmulas de elasticidad el momento máximo  $M_{\max} = \frac{1}{4} w r_o^2$

$$M_{\max} = \frac{1}{16} \gamma (1-K_0) (\gamma H + G_s) D^2 \cdot \frac{\alpha}{1+\alpha}$$



Para la configuración estudiada, el momento en la clave y solera, y el momento en los arranques resultarían iguales y de signo contrario. En realidad, la distribución de las presiones horizontales no es constante con la profundidad, por lo que los momentos en los arranques y solera son menores que el de la clave, que aquí se denomina como  $M_{\text{máx}}$ . La fuerza de compresión en el arranque puede ser evaluada simplemente como la mitad de la carga vertical actuante, esto es

$N_A = \frac{1}{2} \gamma D (\gamma H + \gamma_s)$ . La fuerza de compresión en la clave debe tener en cuenta la diferencia de presiones horizontales al nivel de la clave y solera; además se considera que la acción de la presión  $p_h$  es tomada  $1/3$  al nivel de la clave y  $2/3$  al nivel de la solera. Por tanto

$$N_C = \left\{ \frac{1}{2} DK_o \left[ \gamma (H-D) + \gamma_s \right] + \frac{1}{3} K_o \gamma D^2 + \frac{1}{3} p_h D \right\} \cdot \gamma \quad \text{Lo que permite escribir:}$$

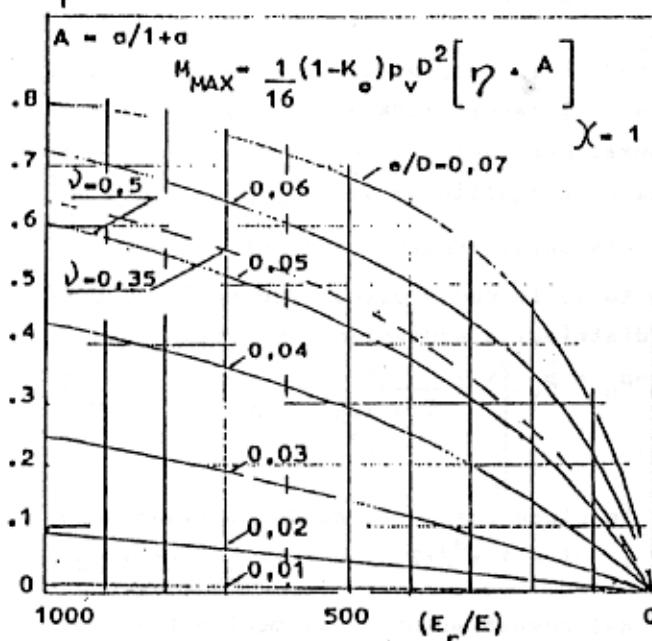
$$N_C = \frac{1}{2} \gamma D (\gamma H + \gamma_s) (K_o + \frac{2}{3} \frac{1-K_o}{1+\alpha}) - \frac{1}{12} K_o \gamma D^2 \quad \text{Consecuentemente, el valor para la solera resulta} \quad N_S = \frac{1}{2} \gamma D (\gamma H + \gamma_s) (K_o + \frac{4}{3} \frac{1-K_o}{1+\alpha}) + \frac{1}{12} K_o \gamma D^2$$

Puede entonces emplearse para el cálculo preliminar del revestimiento temporario la expresión  $\alpha = \alpha_1 = 16 \cdot \frac{E_r \cdot 1 - \gamma^2}{E \cdot 1 - \gamma^2} \cdot \frac{(e)}{D}^3$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{16} (1-K_o) (\gamma H + \gamma_s) D^2 \cdot \gamma \frac{\alpha}{1+\alpha} \quad \text{con un valor } \gamma \text{ del orden de } 1/2 \text{ ó } 2/3. \quad \text{Para el revestimiento definitivo puede emplearse la expresión}$$

$$\alpha = \alpha_2 = 8 \cdot \frac{E_r \cdot 1 - \gamma^2}{E \cdot 1 - \gamma^2} \cdot \frac{(e)}{D}^3 \quad \text{y el correspondiente valor de } M_{\text{máx}}$$

con  $\gamma = 1$ .



Para Revestimiento Primario

6.- A continuación, y en forma indicativa se desarrolla un ejemplo numérico

Macizo:  $\gamma = 1,9 \text{ Tn/m}^3$ ; cohesión no drenada, entre 5 y 10  $\text{Tn/m}^2$ ; adoptada  $c = 7,5 \text{ Tn/m}^2$ ; fricción no drenada, entre  $10^\circ$  y  $15^\circ$ ; adoptada  $\phi = 12,5^\circ$ ;  $N\phi = 1,55$ ;  $\sqrt{N\phi} = 1,25$ ;  $q_u = 18,7 \text{ Tn/m}^2$ ;  $N\phi + 1 = 2,55$ ;  $N\phi - 1 = 0,55$ ;  $1/N\phi - 1 = 1,82$ ;  $K_o = 0,6$ .

Túnel:  $r_o = D/2 = 4/2 = 2 \text{ m}$ ;  $H = 2D = 8 \text{ m}$ ;  $\gamma_s = 0,8 \text{ Tn/m}^2$ ;  $p_v = 16 \text{ Tn/m}^2$ ;  $r_e/r_o = 1,3$ ;  $\bar{G}_{ro} = 5,2 \text{ Tn/m}^2$ ;  $\bar{q} = 5,2/16 = 1/3$ ;  $F = 16/0,5 \times 18,7 \times 0,9$

Para el Pompeano,  $E_1 = 300q_u = 300 \times 18,7 = 5600 \text{ Tn/m}^2$  entre 0,8 y 0,9;  $E = E_1 = 5600 \text{ Tn/m}^2$  para  $\gamma_{ro} = \bar{G}_{ro} \cdot r_e = r_o \cdot 1,3$ . Si se considera un desarrollo de la resistencia promedio  $\gamma/G_{ro} = 1/3$ , y el menor valor probable,  $E = 0,7 \times 560(1 - 0,85/3) = 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $u_{ro} = (16 - 5,2)(1 + 0,5)/E = 1^2 \times 2$ ; para los valores extremos de  $E$  considerados,  $u_{ro}$  varía entre 0,5 y 1 cm. Como antibació se emplearán arcos de reticulado metálico constituidos por redondos de Acero II y hormigón proyectado de espesor  $e = 10 \text{ cm}$ . Para la tecnología de avance selec-

cionada se considera una resistencia de la tierra  $\gamma/G_{ro} = 1/3$ , y el menor valor probable,  $E = 0,7 \times 560(1 - 0,85/3) = 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $u_{ro} = (16 - 5,2)(1 + 0,5)/E = 1^2 \times 2$ ; para los valores extremos de  $E$  considerados,  $u_{ro}$  varía entre 0,5 y 1 cm. Como antibació se emplearán arcos de reticulado metálico constituidos por redondos de Acero II y hormigón proyectado de espesor  $e = 10 \text{ cm}$ . Para la tecnología de avance selec-

cionada, se considerará que el revestimiento primario queda caracterizado por  $\chi = 1$ ;  $\gamma = 0,5$ ;  $\delta = 0,5$ ;  $\nu_r = 1/6$ ;  $\alpha = \alpha_1 = 16 \times \frac{140000}{1 \times 280} \times \frac{1-0,5^2}{1-1/36} \times 0,025^3 = 0,0965$ ;  $\alpha/1+\alpha = 0,088$ ;  $M_{\text{máx}} = \frac{1}{16} \times 0,5 \times (1-0,6) (1,9 \times 8 + 0,8) \times 4^2 \times 0,088 = 0,28 \text{ Tnm/m}$ ;  $N_C = 0,5 \times 0,5 \times 4 \times 16 (0,6 + 2 \times 0,4 / 3 \times 1,0965) = 1/12 \times 0,6 \times 1,9 \times 4^2 = 13,5 - 1,5 = 12 \text{ Tn/m}$ ;  $\sigma_b = 12/0,1 + 6 \times 0,28/0,1^2 = 120 + 170 \rightarrow +29 \text{ kg/cm}^2$  y  $-5 \text{ kg/cm}^2$ . El revestimiento definitivo se completará con 15 cm de hormigón "in situ". Por tanto,  $e = 25 \text{ cm}$ ;  $e/D = 0,0625$ . Se adopta  $\nu = 0,4$ . Las características globales del hormigón corresponderán a un H21. Para estas condiciones, se adopta  $\chi = 2$ ;  $\gamma = 1$ ;  $E = 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $E_r = 210000 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\alpha = \alpha_2 = 8 \times 750 \times 0,864 \times 0,0625^3 = 1,266$ ;  $\alpha/1+\alpha = 0,56$ ;  $M_{\text{máx}} = 1/16 \times 1 \times (1-0,6) \times 16 \times 4^2 \times 0,56 = 3,575 \text{ Tnm/m}$ ;  $N_C = 0,5 \times 1 \times 4 \times 16 (0,6 + 2 \times 0,4) = 3 \times 2,26$ ;  $1/12 \times 0,6 \times 1,9 \times 4^2 = 23 - 1,5 = 21,5 \text{ Tn/m}$ . Esta combinación de  $M$  y  $N$  requiere una cuantía:  $e_m = 3,575 / 21,5 = 0,167$ ;  $\gamma_u = 1,75 \times 21,5 / 0,25 \times 2100 = 0,072$ ;  $\gamma_u \cdot e_m / e = 0,048$ ;  $(e_m / e = 0,665)$ ;  $2\omega_0 = 0,05 / 20 - 2,5 \times 10^{-3}$  que corresponde a una cuantía del 0,25% con armadura simétrica en ambas caras, y que se resuelve con la misma estructura de entibación incorporada a la sección integral definitiva.

Cuando los esfuerzos de tracción son relativamente reducidos hay que estudiar la conveniencia de incorporar fibras de acero al hormigón proyectado y al hormigón estructural complementario "in situ"; en este caso la armadura estructural puede reducirse al mínimo.

En las expresiones de cálculo, aparece claro que, para un cierto valor de  $e/D$ , en la evaluación de  $A = \alpha/1+\alpha$  no es determinante la variación de los módulos de Poisson; en cambio el cociente  $E_r/E$  y el valor de  $K_r$  y  $K_{\text{suelo}}$  constituyen los parámetros más significativos. El juego recíproco de adaptabilidad entre el macizo y las estructuras de revestimiento que interactúan, determina en definitiva el valor de las solicitudes (6). Si el túnel está sumergido, el cociente  $M/N$  disminuye, pudiendo modificarse sustancialmente los requerimientos estructurales del revestimiento de hormigón.

REFERENCIAS: (1) E.NUÑEZ: "Panel Report: Geotechnical Conditions in Buenos Aires City"; (2) E.NUÑEZ - C.A.MICUCCI: "Cemented Preconsolidated Soils as Very Weak Rocks". Ambos trabajos en los Proceedings I+IAEG-Congress, B. Aires, 1986; (3) E.NUÑEZ: "Caracterización de Suelos", 8º Congreso SAMS, Neuquén, Argentina, 1984; (4) K.TERZAGHI: "Theoretical Soil Mechanics", 1943; (5) L.v.RABCEWICZ-J.GOLSER: "Principles of dimensioning the supporting System for the "New Austrian tunnelling method", Water Power, March 1973; (6) E.NUÑEZ: Informes Técnicos emitidos durante el estudio, proyecto y/o construcción de túneles, entre los cuales: "Túneles San Juan y El Pocer - Quito - Ecuador", para TECHINT, años 1973 y sig.; "Túnel San Isidro", para A.D'ELIA S.A., 1975; "Subterráneos Buenos Aires", para TECHINT 1980; "Planta Elevadora OSN", para TECHINT, 1978; "Subterráneo L.D.", para TECHINT, 1987. También puede verse el trabajo en colaboración: E.NUÑEZ-E.PUY: "Contributo al Progetto e Costruzione di Gallerie Autostradali", International Congress on Large Underground Openings, Firenze, Italy, 1986.-