

PERFORACIONES HORIZONTALES DE DIAMETROS MEDIANO Y PEQUEÑO EN TERRENOS DE CONSISTENCIA MEDIANA O BLANDA (*)

Por JESUS L. PRESA SANTOS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Podemos clasificar las perforaciones horizontales en dos grandes grupos atendiendo a su tamaño; las que correspondan a diámetros grandes, estando compuestas principalmente por galerías y túneles, y las de diámetros pequeños y medianos, destinadas principalmente a desagües y paso de servicios.

Dentro de las perforaciones del segundo tipo, podemos, a su vez, hacer una nueva clasificación atendiendo a la naturaleza del terreno, que puede ser perforación en terrenos fuertes y perforación en terrenos blandos y medios.

Es a este último tipo de perforaciones a los que nos vamos a referir, ya que puedan ser realizados mecánicamente por medio de máquinas y herramientas apropiadas, rápidas y económicas.

Análisis del mercado.

El continuo progreso y desarrollo industrial obliga, en muchos casos, a establecer comunicaciones de servicios a través de vías de comunicación o de obstáculos naturales difíciles de cruzar por los métodos tradicionales de apertura de zanja. Este sistema tradicional, aunque presenta ventajas en algunos casos, tales como cuando existen otros servicios con los que puede interferir la canalización, posee, sin embargo, los conocidos inconvenientes en los cruces de calzadas, vías de ferrocarril, etc., en los que la apertura de zanjas pone en peligro la circulación, por lo que deberán realizarse estas obras con precauciones especiales; además las zanjas pueden también afectar seriamente a la estructura del pavimento, todo lo cual hace que este procedimiento tradicional sea seriamente obje-

tado por los organismos responsables de la Administración.

Sin embargo, los procedimientos de perforación mecánica pueden realizarse, si el terreno es apropiado, por medio de máquinas, con las cuales generalmente no serán necesarias precauciones especiales ni se verá afectada la estructura de la calzada.

Técnicas utilizadas para las perforaciones horizontales por medio de elementos mecánicos.

Como ya hemos indicado anteriormente, nos vamos a referir únicamente a perforaciones de tamaño medio o pequeño, realizadas en terreno de consistencia media o blanda.

Para perforaciones de pequeño diámetro frecuentemente se utilizan sondas, las cuales perforan por medio de herramientas especiales y con inyección de agua o lodo. Este sistema, salvo que el terreno perforado sea muy fuerte,

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que pueden remitirse a la redacción de esta Revista hasta el 31 de diciembre de 1971.

puede presentar inconvenientes de lavados y arrastres que si no se controlan pueden producir socavaciones que pongan en peligro la estabilidad del terraplén. Normalmente se suele entubar simultáneamente con la perforación, pero todo esto es dificultoso y, a pesar de todo, de mala comprobación y control.

Si el terreno permite este procedimiento, es conveniente, una vez realizada la entubación, proceder a la colmatación del taladro entre la tubería y la perforación por medio de inyecciones de mortero.

Estos procedimientos de sondeo se dejan normalmente para otros trabajos en carreteras en reparación, drenajes de laderas, etc., donde pueden corregirse los desperfectos que se produzcan al realizar los trabajos o, como ya hemos indicado anteriormente, en el caso en que el terreno sea muy fuerte. Si ocurre esto último total o parcialmente, y si los diámetros son menores de 100 mm, puede recurrirse a perforar con martillos y aire comprimido con entubación simultánea, los cuales producen menos arrastres. Es muy importante controlar en ambos casos las presiones de los fluidos de perforación, pues éstas pueden producir roturas en los pavimentos, ya que generalmente se trabaja con poco recubrimiento.

Especialmente para terrenos de consistencia media, se han desarrollado modernamente máquinas de perforación con hélice, las cuales pueden sondear sin necesidad de emplear líquidos o aire, arrastrando por sí mismas el terreno procedente de la perforación.

Si los diámetros son pequeños y si el recubrimiento y el terreno lo permiten, puede incluso llegarse hasta \varnothing de unos 400 mm, realizándose las perforaciones incluso sin entubar, procediendo a la colocación del revestimiento una vez realizada la perforación. En el caso de que se produzcan desprendimientos, puede recurrirse a la entubación simultánea por medio de elementos especiales, tales como dispositivos hidráulicos, etc. Cuando el terreno es inestable, en el caso de que las perforaciones sean de mayor diámetro y, sobre todo, si el tráfico es intenso y pesado, es conveniente realizar la entubación simultánea con la perforación. Existen una serie de máquinas capaces de realizar esta operación, pero en cuanto los diámetros

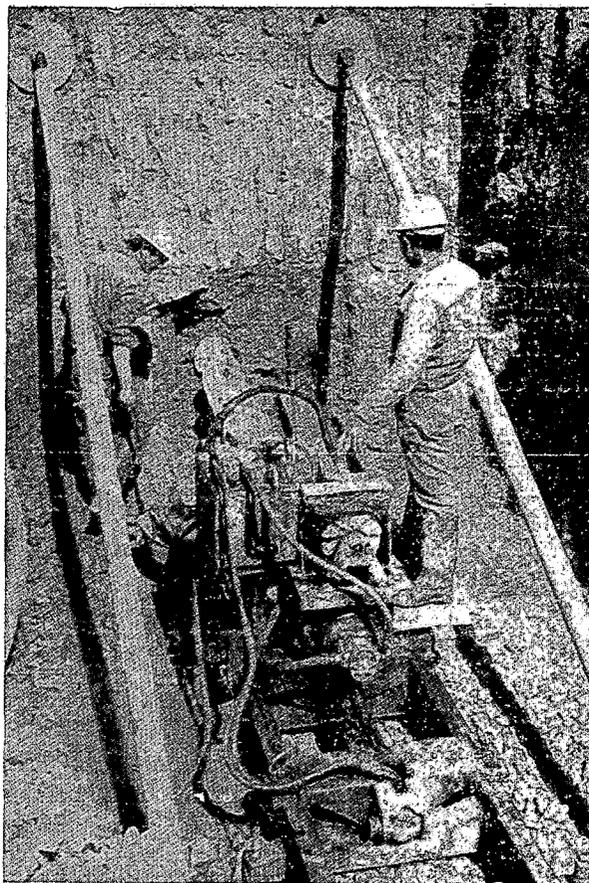


Foto 1. — Máquina horizontal realizando la perforación denominada de ida.

sean relativamente importantes es necesario disponer de gatos hidráulicos de gran potencia, pues normalmente la perforación es siempre de menor diámetro que el tubo y es necesario ir rompiendo el terreno perimetral por presión.

Sin embargo, dentro de este tipo de máquinas, se ha desarrollado modernamente una máquina de ida y vuelta, la cual realiza la perforación de ida por medio de una hélice de pequeño diámetro y que normalmente, debido a la consistencia del terreno, incluso en terrenos blandos, se puede perforar sin necesidad de entubación (foto 1), y después, acoplándosele una cabeza diferencial — patente española y medalla de oro de Bruselas —, a la que se une la tubería de revestimiento (foto 2), se efectúa el retroceso entubando simultáneamente (fotos 3, 4, 5 y 6). El producto procedente de este ensanchamiento se extrae por medio de la misma hélice menor, que sirvió para la perforación de ida.

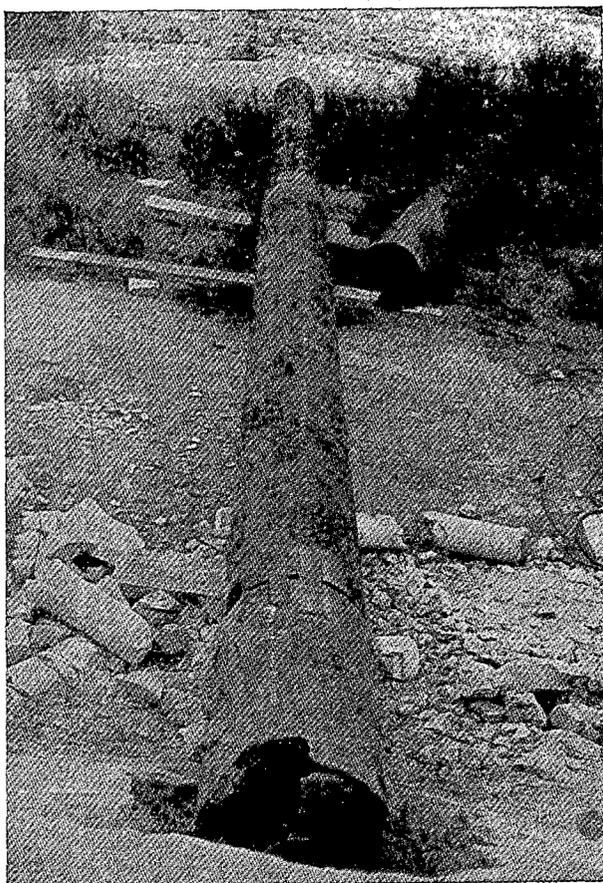
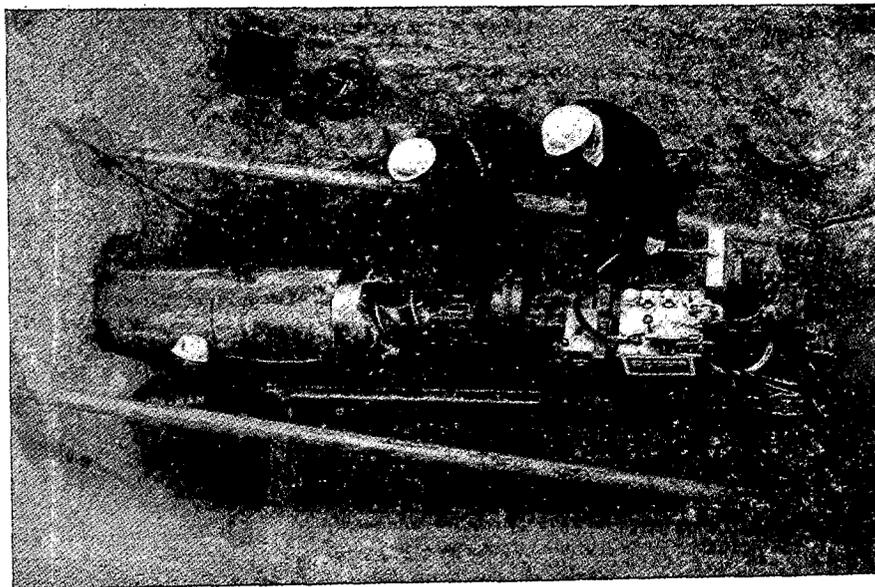


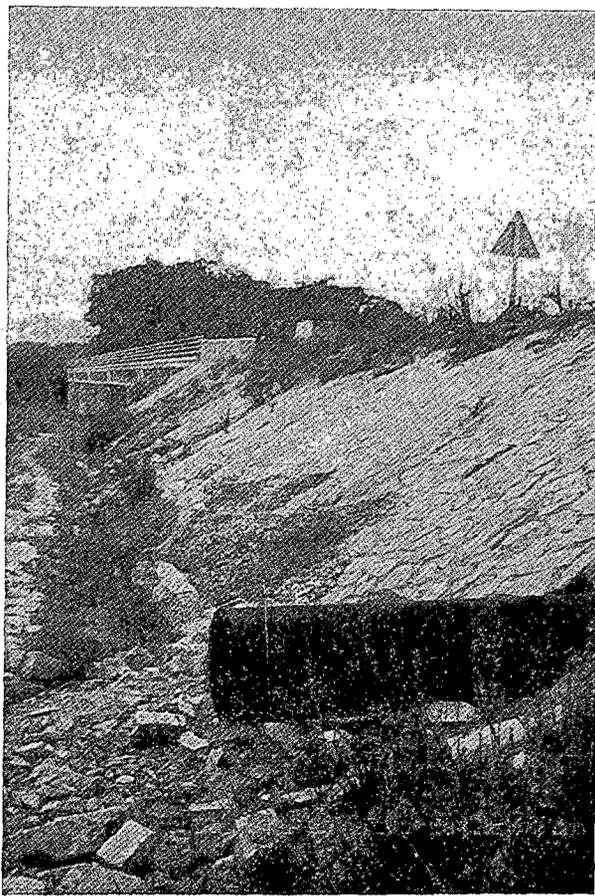
Foto 2.—Acoplamiento de la cabeza diferencial y de la tubería de revestimiento al extremo de la hélice, después de efectuada la perforación.



Foto 3.—Aspecto de la tubería de revestimiento al ser arrastrada por la cabeza de perforación. No aparece detritus, ya que se extraen por el lado de la máquina.

Foto 4.—Vista de la máquina con la perforación terminada. Puede verse todavía acoplada la cabeza diferencial. La tubería de revestimiento se encuentra unida a la misma; la operación siguiente es la de separar la cabeza dejando solamente el tubo de revestimiento.





Fotos 5 y 6. — Aspecto de la tubería de revestimiento una vez terminada la perforación.

La novedad de esta máquina es que, debido a la cabeza diferencial, la extracción de detritus se realiza con mucha facilidad, por lo que no se producen atoramientos ni atascos que inutilizarían el procedimiento, pudiendo realizarse perforaciones relativamente grandes con máquinas de poca potencia. Sus mecanismos y funcionamiento puede verse en los esquemas que adjuntamos (foto 7).

De todas formas, con estos sistemas no suelen hacerse perforaciones de diámetros superiores a 1,20 m, recurriendo, para diámetros mayores, a máquinas más robustas, que podríamos clasificarlas como máquinas de túneles o topadoras en su categoría de menor diámetro; en ellas, las cabezas de perforación llevan los motores incorporados, los cuales resultan más fáciles de acoplar en éstas debido a que su mayor tamaño lo permite.

Características de las tuberías utilizadas en este tipo de perforaciones.

Las tuberías que normalmente se utilizan para el revestimiento de este tipo de perforaciones horizontales de tamaño pequeño y mediano, realizadas con máquinas del tipo indicado anteriormente, suelen ser metálicas. Esto es debido a que la tubería metálica presenta una serie de ventajas, tales como que pesan poco, que se pueden unir fácilmente con soldadura y, además, que se adaptan a las pequeñas deformaciones que pueden presentarse durante la perforación.

Debemos indicar, además, que normalmente no se suelen hacer pasar directamente productos por dentro de las mismas, sino que suelen servir de canalización o de revestimiento del terreno, procediendo al paso por su interior de otras tuberías con los servicios correspondientes. Esto presenta una gran ventaja, pues per-

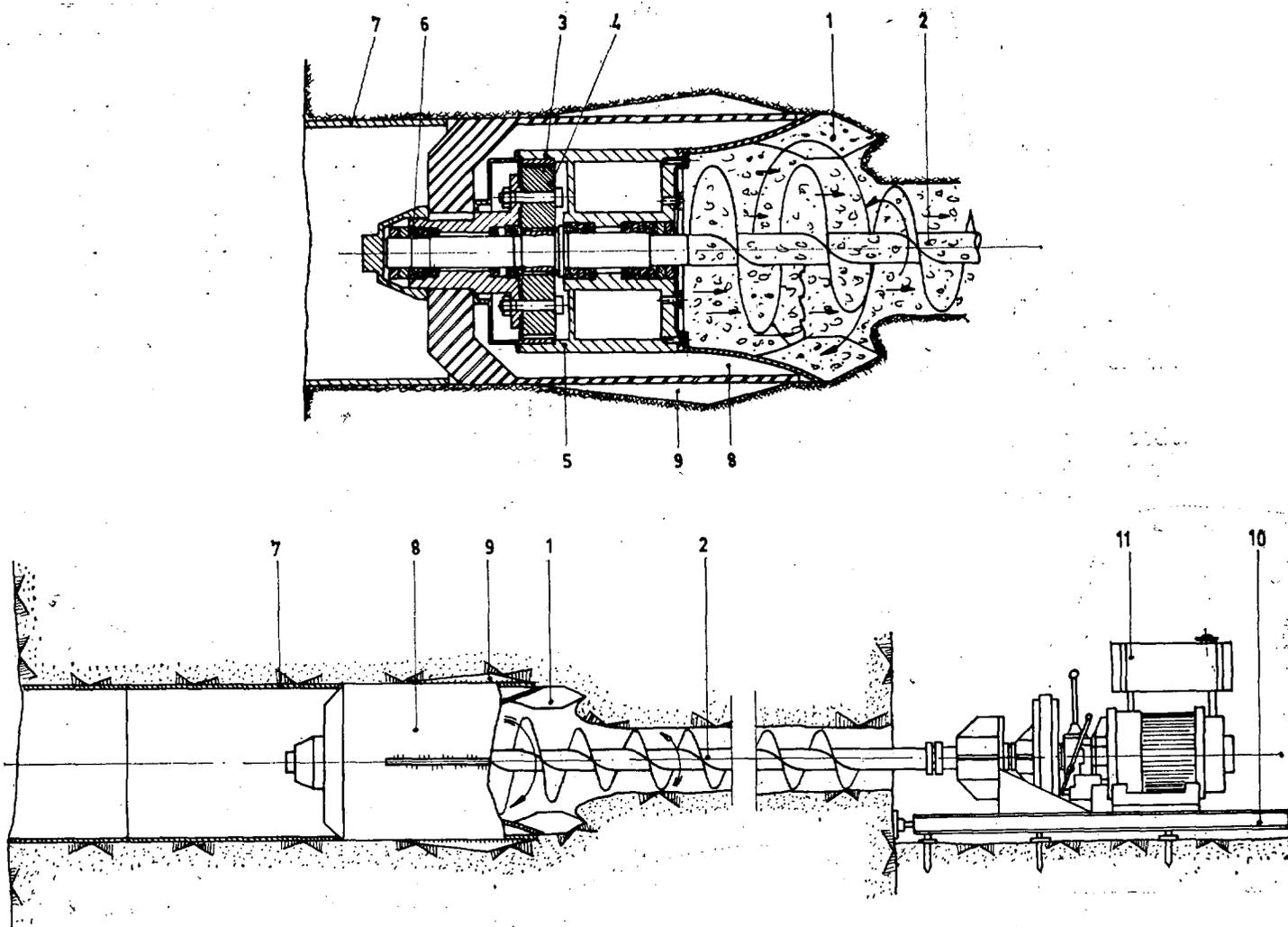


Foto 7. — Esquema indicativo del proceso de funcionamiento y mecanismos de la perforadora horizontal provista de cabeza diferencial.

DESCRIPCION DEL FUNCIONAMIENTO

- Se realiza un primer taladro mediante un juego de varillas helicoidales desmontables "2".
- Perforando este orificio, se desmonta la cabeza cortante que va en punta y en su lugar se empalma la cabeza ensanchadora objeto de esta Patente, que trabajará por rotación y a tracción en recorrido de vuelta.
- Los detritus arrancados por la cabeza ensanchadora "1" se vuelcan sobre el centro de la misma y son extraídos por el varillaje "2" en función de sus movimientos de giro opuestos.
- La cabeza "1" gira apoyada en el cuerpo cilíndrico "8" que no es girable, pero sí deslizante en virtud de las aletas "9", que se incrustan en el terreno.
- Por estar libre de detritus la galería perforada, el cuerpo "8" puede avanzar arrastrando los elementos tubulares de revestimiento "7".
- Pruebas realizadas en España confirman la efectividad y rendimiento del procedimiento, lográndose relaciones de áreas perforadas de 1 a 10.

PATENTE ESPAÑOLA NUM. 325.029

1. Cabeza ensanchadora, portadora de elementos cortantes, girando en sentido contrario al varillaje extractor.
2. Varillaje helicoidal, extractor, desmontable por elementos.
3. Corona dentada solidaria a la cabeza número 1.
4. Piñones planetarios que toman energía del piñón central número 5 y la comunican a la corona dentada número 3.
5. Piñón central, que toma la energía de rotación del motor número 11 a través del varillaje número 2.
6. Cojinetes de rodadura y empuje.
7. Elementos tubulares de protección de galerías.
8. Cuerpo cilíndrico soporte de conjunto.
9. Aletas fijas al cuerpo número 8, impidiendo el giro del mismo.
10. Bastidor de apoyo de la máquina de perforación con gatos o elementos de empuje y tracción.
11. Motor suministrador de energía de rotación.

mite, si fuera necesario, un registro periódico, cómodo y fácil, siendo posible reparar o sustituir aquellos servicios defectuosos, estando siempre protegido el terraplén para el caso de que se produzcan roturas o fugas en algunos de aquéllos.

Estas tuberías son generalmente de acero liso soldado, pudiéndose estar desnudas o protegidas con pintura de alquitrán, de resinas, etc., según a lo que vayan destinadas. Actualmente se está estudiando también el empleo de tuberías de plástico y fibra de vidrio.

También puede ser posible la utilización de tubos de chapa ondulada, que presentan, por una parte la ventaja de una mayor inercia transversal para el mismo espesor de pared, este tipo de tubos tienen, sin embargo, el inconveniente de poseer una mayor deformación ante los esfuerzos horizontales de tiro o de empuje, debiendo, además, corresponder el diámetro de la perforación al diámetro exterior envolvente de la tubería, por lo que quedarán entre ésta y el terreno espacios huecos que producirán una mayor deformación de éste cuando trate de adaptarse al tubo. Este inconveniente podría salvarse por medio del relleno con inyecciones de cemento de los espacios huecos, lo cual suele resultar caro y molesto de hacer.

Consideraciones sobre la profundidad de enterramiento de las tuberías.

La profundidad de enterramiento de las tuberías está sujeta a una serie de factores, los cuales están relacionados principalmente con la posible deformación de la tubería y la influencia que esta deformación puede tener en la del pavimento o estructura superior.

En realidad, la definición de la profundidad mínima de enterramiento se realiza más bien empíricamente.

Transcribimos a continuación la tabla, publicada por la Highway Division en uno de sus Proceeding, en la que se hace referencia a una serie de especificaciones exigidas por veinticinco estados en EE. UU.

Soterramiento en pies	Número de estados que especifican la medición desde:		
	Pavimento	Terreno	Zanja
1,5	—	2	3
2,0	4	1	2
2,5	4	1	4
3,0	7	1	6
4,0	3	—	—
4,5	1	—	1
5,0	1	—	—

El Sindicato Nacional Francés de Fabricantes de Tubos Centrifugados de Hormigón (SNFTCH), de la Federación Francesa de la Industria del Hormigón, da un recubrimiento mínimo de 1 m, medido desde la superficie, como necesario para que las sobrecargas tengan un reparto eficiente. Para menores enterramientos se tendrán que considerar coeficientes de mayoración.

Por otro lado, resulta difícil calcular la profundidad de enterramiento por medios teóricos. Únicamente podemos considerar las teorías de Marston que estudian las zonas de influencia de las deformaciones; a este respecto parece ser que podemos considerar tres zonas en el terreno situado sobre la tubería, perfectamente diferenciadas, que son: un prisma central, que en tuberías poco enterradas y flexibles podemos considerar que está limitado por dos planos verticales tangenciales a la tubería, y otros dos prismas laterales que constituyen sendos espacios semi-infinitos limitados por estos planos.

Al parecer, cuando, como en nuestro caso, se produce la deformación del tubo por efecto de la carga del terreno y de la sobrecarga, se manifiestan estos planos verticales de separación del prisma central y de los laterales (fig. 1) hasta una cierta altura, la cual es función de las características del terreno y la importancia de la deformación, produciéndose en estos planos la rotura del terreno por cizallamiento.

Al plano a partir del cual no se transmiten estas roturas se le denomina plano de igual asiento.

Parece, por tanto, lógico que la profundidad a la que se entierre el tubo debe ser tal, que el plano quede por debajo del terreno para que la deformación diferencial no se acuse en el firme.

Una teoría similar se ha desarrollado en los túneles para el cálculo de la presión del terreno sobre la bóveda de galerías.

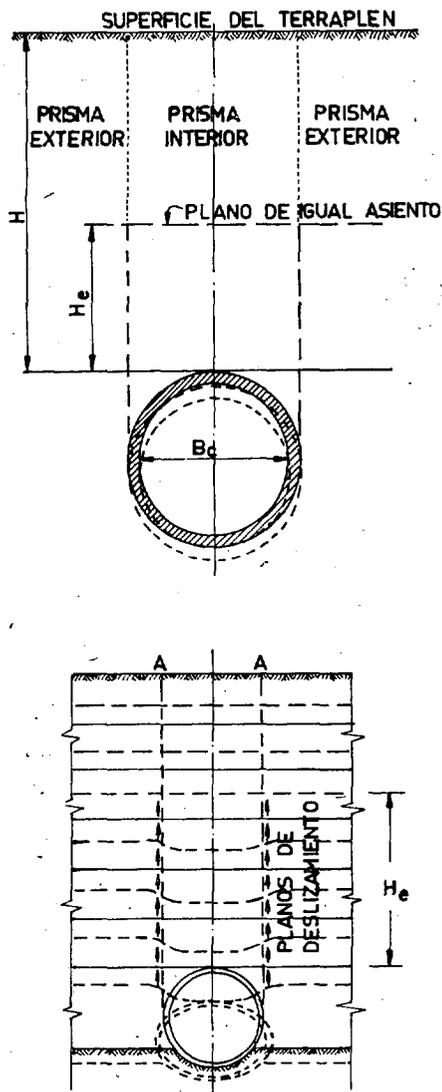


Fig. 1. — Disposición de prismas de rotura y asientos de tierras para tubos muy deformables.

En estas teorías se ha llegado a definir la altura en la parábola de empujes, siendo Ritter el que llegó a una fórmula en la que se relacionaba esta altura máxima de la parábola de empujes con el ancho de la galería, los posibles planos de deslizamiento del prisma central, de los laterales y las características del terreno.

Posteriormente, Terzaghi, en su publicación de "Rock defects and loads in tunnel supports" (núm. 418 de la Harvard University, 1945-46), llega, tras de algunos experimentos, a definir esta altura para arenas sobre la capa freática y bajo la capa freática que, aplicada a nuestro

caso de tuberías, podría ser como máximo de:

Material	Sobre la capa freática	Bajo la capa freática
Arena	1,38 D	2,76 D

siendo D el diámetro de la tubería.

Para terrenos con cohesión, Ritter da alturas menores.

Estas alturas de la parábola de influencia las podemos dar, en una primera aproximación, como la correspondiente a la cota del plano de igual asiento que antes hemos indicado.

Tomaremos, por tanto, como profundidad crítica mínima de enterramiento, contadas a partir de la parte superior de la tubería, las de:

Terrenos por encima de la capa freática $H_e = 1,5 D$

Terrenos por debajo de la capa freática $H_e = 3,0 D$

siendo D el diámetro exterior de la tubería.

Para profundidades menores que 1 m — que no parecen recomendables — deberán tenerse en cuenta los coeficientes de mayoración indicados por el SNFTCH, que es de:

$$\alpha = 1 + 0,50 (1 - H_e)$$

siendo H_e la profundidad real de enterramiento de la tubería.

Existe otro aspecto importante de las deformaciones de las tuberías, que es la consideración sobre la importancia de las mismas, pero este tema ya lo desarrollaremos en el apartado correspondiente.

Cálculo de las características resistentes de las tuberías.

Vamos a desarrollar a continuación el estudio del cálculo de las tuberías que hasta ahora venimos describiendo como aptas para ser utilizadas en este tipo de trabajos, y que se trata de tuberías flexibles.

Como ya hemos indicado anteriormente, las tuberías flexibles, a diferencia de las rígidas, se caracterizan porque ante un estado de cargas se pueden deformar sin romperse, entrando a colaborar entonces la resistencia de los terrenos laterales.

En las tuberías rígidas estos terrenos laterales se consideran que actúan con una reacción uniforme producida por el empuje activo de las tierras.

En nuestro caso esta hipótesis resultaría muy desfavorable e innecesaria. Por ello, aplicando las teorías de A. y M. Reimbert y Rower utilizadas para el cálculo de pantallas de tablestacas metálicas, podemos tomar, en vez del empuje pasivo, el denominado por estos autores coeficiente de contrapresión mínima de traslación, que vale la unidad. Es decir, los empujes laterales equivalen al que supondría el terreno considerado como un fluido de su propia densidad.

El valor de la contraposición mínima, según las teorías desarrolladas por los mencionados autores, tiene el mismo valor aunque el terreno sea coherente o no, pudiéndolo considerar independiente del ángulo φ de rozamiento interno, debiendo, sin embargo, estar directamente relacionado con la densidad.

Esta teoría, que, como veremos al comprobar las deformaciones, sigue siendo rigurosa, podría ser aplicada principalmente para los casos de firmes de autopistas o calzadas en las que las deformaciones deben ser muy pequeñas. Si el terraplén admitiera deformaciones mayores, podrá recurrirse a admitir empujes pasivos más desarrollados. Todo lo cual podrá hacerse siguiendo estas mismas teorías y a juicio del proyectista.

Cálculo de las cargas y sobrecargas que actúan sobre las tuberías enterradas.

Seguiremos, en líneas generales, el proceso de cálculo desarrollado por el Sindicato Nacional Francés de Fabricantes de Tubos Centrifugados de Hormigón (SNFTCH), que hemos indicado anteriormente.

Desarrollaremos, en primer lugar, la teoría general resumida y, después, la aplicaremos a un caso especial de tubos flexibles.

Se distinguen en aquellas normas dos tipos de cargas y sobrecargas que se denominan cargas invariables y cargas variables.

A) Cargas invariables.

Son las cargas que no varían con la profundidad de enterramiento y corresponden a:

- Peso de tubo.
- Peso del agua que contiene.
- Peso de los témpanos de tierra que corresponden a las tierras comprendidas entre el plano horizontal tangente superior al tubo y los dos planos verticales también tangentes al mismo.

Si se designa por:

q = Peso del metro cuadrado de pared de tubo en d a N .

w = Peso del metro cúbico de agua en d a N .

d = Peso del metro cúbico de tierras en d a N .

y por:

D_f = Diámetro interior del tubo en m .

D_e = Diámetro exterior del tubo en m .

D_m = Diámetro medio del tubo = $\frac{D_f + D_e}{2}$ en m .

Se tienen las cargas totales siguientes en d a N por metro de tubo.

G = Peso del tubo = $\pi D_m \cdot q$.

W = Peso del agua = $\frac{W \pi D_f^2}{4}$.

T' = Peso de los témpanos = $0,1073 d \cdot D_e^2$.

El valor del decanewton d a $N = 1,02$ Kg podemos tomarlo igual a 1 Kg, con lo que tendremos un error pequeño.

B) Cargas variables.

Son las cargas cuyo valor depende del espesor del terraplén que está por encima del tubo, y son:

- Peso de las tierras.
- Empuje lateral de las tierras.
- La presión debida a la sobrecarga exterior.

Los valores de estas cargas y sobrecargas son los siguientes:

1. Peso de tierras.

El peso de tierras actúa sobre el tubo desfavorablemente, tendiendo como carga asimétrica a deformar aquél.

En nuestro caso, en que la tubería se introduce muy ajustada al terreno, podemos considerar el caso de terraplén indefinido y no como tubo introducido en zanja.

Siguiendo las consideraciones realizadas en este estudio, el valor de la carga por metro de tubo vale:

$$Q = K \cdot H_c \cdot d \cdot D_e \quad (d \text{ a } N/m^2).$$

siendo K un coeficiente que, para el caso de terraplén indefinido, vale:

$$K = 1 + 0,35 \frac{H_c}{D_e}$$

donde:

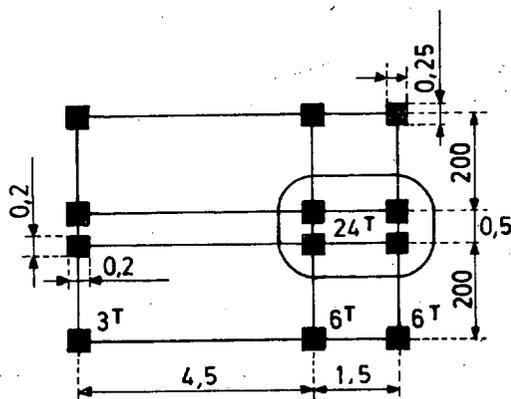
H_c = altura de tierras comprendida entre la parte superior del tubo y la superficie de rodadura, en metros.

d = peso del metro cúbico de tierras, en kilogramos.

D_e = diámetro exterior de la tubería, en metros.

2. Empuje lateral de tierras.

Como ya hemos indicado anteriormente en la introducción de este apartado, consideraremos que el empuje de tierras que actúa favorablemente impidiendo la deformación del tubo, lo hace con un coeficiente equivalente al deno-



minado coeficiente de contra presión mínima de traslación.

Este empuje, sin tener en cuenta la cohesión del terreno, lo podemos suponer uniforme con valor unitario:

$$1 = d \left(H_c + \frac{D_e}{2} \right)$$

donde los símbolos representan los datos indicados en el apartado anterior.

3. Sobrecargas debidas a la circulación de vehículos.

Pasamos a continuación al estudio de la influencia de las sobrecargas de circulación, que, para tubos relativamente enterrados, como es nuestro caso, son sin duda las que tienen mayor importancia.

El estudio de la SNFTCH para tubos de hormigón hace relación a una serie de trenes de sobrecarga. Nosotros nos vamos a referir solamente al caso más desfavorable del camión de 30 Tm que hace referencia al estudio, y que consideramos se puede adaptar más a la realidad.

La distribución de cargas se realiza conforme al gráfico que transcribimos a continuación (fig. 2), donde se indica la sobrecarga transmitida por dos camiones de 30 Tm colocados en paralelo.

Desde luego que esto puede no tenerse en cuenta y aplicar las hipótesis reales de sobre-

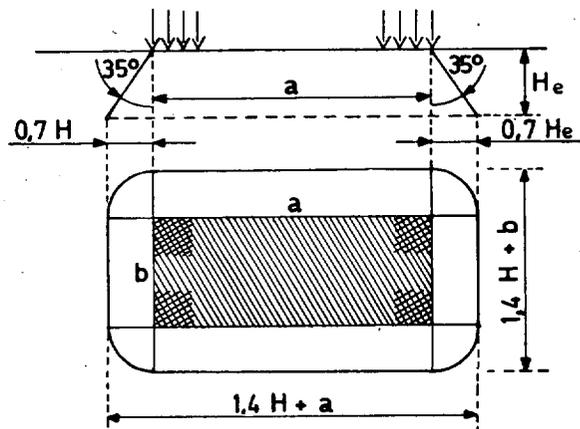


Fig. 2. — Características de la sobrecarga producida por dos camiones de 30 Tm.

carga cuando se conozcan las características de las cargas reales sobre cada terraplén.

En terraplén indefinido.

— Bajo la calzada.

Según el gráfico anterior, y para unos valores de:

$$a = 1,75 \text{ m} \quad \text{y} \quad b = 0,75 \text{ m}$$

la superficie de reparto de la sobrecarga a la profundidad H_c será:

$$A = 1,539 H_c^2 + 3,5 (m) H_c + 1,3125 (m^2)$$

y la presión p será, aproximadamente:

$$p = \frac{24.000}{A} \text{ Kg/m}^2$$

Esta presión transmitida en profundidad está calculada por las normas de SNFTCH antes descritas, que transcribimos a continuación en la tabla 1.

TABLA 1.—Valor de la presión transmitida en profundidad por dos camiones en calzada y uno en aparcamiento.

Recubrimiento H_c m	Bajo calzada Kg/m ²	Bajo aparcamiento Kg/m ²
0,40	10 540	8 650
0,50	8 700	6 750
0,60	7 260	5 390
0,70	6 110	4 370
0,80	5 180	3 610
0,90	4 410	2 990
1,00	3 780	2 510
1,20	3 100	2 000
1,40	2 600	1 880
1,60	2 210	1 350
1,80	1 900	1 150
2,00	1 660	980
2,20	1 460	850
2,40	1 290	750
2,60	1 150	660
2,80	1 040	590
3,00	940	530
3,50	740	410
4,00	600	330
5,00	420	230
6,00	310	170
7,00	240	130
8,00	190	100

Damos también en este gráfico de sobrecarga transmitida por un solo camión en aparcamiento, cuyo valor es de:

$$p = \frac{12.000}{A} \text{ Kg/m}^2$$

siendo la superficie de reparto para $a = 1,75$, $b = 0,25$ m:

$$A = 1,539 H_c^2 + 2,8 (m) H_c + 0,4375 (m^2)$$

A estos dos tipos de sobrecarga, en el caso de que el enterramiento sea menor de 1 m, será necesario aplicarles un coeficiente de mayoración:

$$\alpha = 1 + 0,50 (1 - H_c)$$

Existe otro tipo de cargas que son las uniformemente repartidas, las cuales tienen una fórmula diferente; sin embargo, nosotros las consideraremos como una sobreelevación del terraplén, contándolas como alturas equivalentes de tierras.

En cuanto a las densidades a admitir en el terraplén, podemos tomar:

Tierras ligeras	1600 < d < 1700 Kg/m ³
Arenas y gravas	1700 < d < 1800 Kg/m ³
Tierras arcillosas	1800 < d < 1900 Kg/m ³

Al final de este estudio haremos algunos comentarios para el cálculo de tuberías en terraplenes de ferrocarril.

Cálculo de los momentos de ovalización.

Los momentos de ovalización dependen de las cargas aplicadas a los tubos, que pueden calcularse de acuerdo con las teorías indicadas anteriormente, así como del reparto de las mismas, y de las reacciones del apoyo, siguiendo los estudios del SNFTCH antes indicados, podemos llegar a los siguientes resultados:

En nuestro caso, para tubo flexible empotrado en el terraplén por medio de medios mecánicos, podemos suponer lo siguiente:

a) Que las reacciones son verticales y se reparten uniformemente sobre cuerdas de arcos de apoyo, cuyas aberturas son las siguientes:

$$120^\circ \text{ para } D \leq 500 \text{ mm.}$$

$$90^\circ \text{ para } 600 \leq D \leq 1500 \text{ mm.}$$

b) Que se produce el empuje de contra- presión mínima de traslación en toda su amplitud.

Siguiendo las teorías del arco elástico, el SNFTCH llega a los valores de los momentos de ovalización indicados en la tabla 2, adjuntos, en el que se consideran conocidas las cargas por metro lineal de tubo. Cuando se conocen las sobrecargas unitarias, la SNFTCH llega a otro cuadro que no consideramos en este estudio.

Cálculo del espesor del tubo.

El espesor de la tubería puede calcularse basándose en la teoría elástica.

En primer lugar, aplicaremos un momento mayorado:

$$M^* = \delta_3 \cdot M \text{ (en Kg/cm).}$$

siendo:

δ_3 = coeficiente de mayoración, que tomaremos 1,40.

M^* = momento de ovalización calculado con las teorías anteriormente expuestas.

Tuberías metálicas.

El cálculo de las tuberías metálicas lo podemos desarrollar como sigue:

Para un tubería de espesor 2ε el momento resistente valdrá:

$$M r = \frac{\sigma_a^* \cdot \varepsilon}{2} \times \frac{2}{3} \times 2\varepsilon = \frac{2}{3} \varepsilon^2 \sigma_a^*$$

en donde σ_a^* = resistencia del cálculo del ma-

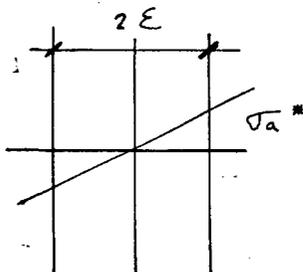


Figura 3.

terial que compone el tubo; que para tubería de chapa es:

$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_a^* K}{\gamma_a} = \frac{\text{Límite elástico característico del acero}}{\text{Coeficiente de minoración relativo del arnero}} = \frac{2100}{1,1} \text{ Kg/cm}^2.$$

Igualando el momento de ovalización mayorado con el momento resistente, deduciremos el valor del semiespesor:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{3}{2} \times \frac{M^*}{\sigma_a^*}} = \sqrt{\frac{3}{2} \frac{1,1 \times 1,4 \times M}{2100}}$$

que, para el caso de tubería de chapa de acero electrosoldada, vale:

$$\varepsilon = 1,05 \sqrt{\frac{M}{10^3}}$$

viniendo M expresado en cm Kg/cm de longitud de tubo tendremos el espesor en cm.

Aplicación de las teorías anteriores al cálculo de un ejemplo de una tubería flexible.

El cálculo de una tubería flexible, que, como hemos indicado anteriormente, son las más utilizadas en estos procedimientos de perforación, podemos desarrollarlos como sigue:

Las denominadas cargas invariables correspondientes al apartado A, que son el peso propio del tubo, el peso del agua que circula por su interior y el peso de los témpanos de tierra comprendidos entre la superficie exterior del tubo y el paralelepípedo recto circunscrito, no las consideramos, ya que los tubos flexibles son de poco peso y normalmente actuarán solamente como revestimiento de la perforación, albergando en su interior servicios también de poco peso; como, además, se trata de perforaciones de tamaño medio, los pesos de los témpanos de tierras serán también pequeños, siendo, a su vez, estas cargas prácticamente despreciables en relación con las debidas al peso de las tierras del

terraplén y, sobre todo, a la sobrecarga de vehículos.

Las cargas correspondientes al apartado B, clasificadas como cargas variables, las consideramos principalmente de dos tipos, que son el peso y empuje de tierras y la presión ejercida por los vehículos que circulan sobre el terraplén.

Las características de la tubería y del terreno a estudiar pueden ser las siguientes:

- Tubería metálica de chapa de acero electrosoldada, colocada sobre el nivel freático.
 - Diámetro exterior de la misma = 0,60 m.
 - Arco de apoyo $\beta = 90^\circ$.
 - Peso de las tierras $d = 1700 \text{ Kg/m}^3$.
 - Hipótesis de cálculo: Tubería enterrada bajo terraplén indefinido.
 - Profundidad de enterramiento $H_c = 1,20$ metros.
- Tren de sobrecargas de dos camiones de 30 Tm cada uno.

a) Cálculo de la tubería.

Como hemos indicado anteriormente, consideramos únicamente las cargas variables, que son:

1. Peso de las tierras.

$$Q = K \cdot H_c \cdot d \cdot D \text{ (en Kg/m}^2\text{)}$$

Como valor de K tomaremos:

$$K = 1,70$$

$$H_c = 1,20 \text{ m}$$

$$d = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$D = 0,600 \text{ m}$$

$$Q = 1,7 \times 1,20 \times 1700 \times 0,600 = 2080 \text{ Kg/ml}$$

2. Empuje lateral de tierras.

$$L = d \left(H_c + \frac{D}{2} \right) D = 1700 \times 1,5 \times 0,60 = 1530 \text{ Kg/ml}$$

3. Sobrecargas producidas por los dos camiones de 30 Tm, según la tabla 1, para $H_c = 1,20$ m.

$$p = 3100 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_2 = 3100 \times 0,600 = 1860 \text{ Kg/ml}$$

Momentos de ovalización producidos.

Momento debido a las cargas:

$$M = 0,0684 \times (2080 + 1860) \times 0,600 = 161,50 \text{ m Kg}$$

Momento debido a la reacción del empuje pasivo, en este caso de contrapresión mínima de traslación:

$$M_L = -0,0625 \times 1,530 \times 0,600 = -57,40 \text{ m Kg}$$

Momento flector de ovalización resultante:

$$M = 104,10 \text{ m Kg/ml} = 104,10 \text{ cm Kg/cm.}$$

(No tendremos en cuenta las correcciones de apoyo.)

Cálculo del espesor de la chapa.

Según la fórmula anteriormente calculada en el apartado correspondiente:

$$\epsilon = 1,05 \sqrt{\frac{M}{10^3}} = 1,05 \sqrt{0,10410} = 3,4 \text{ mm}$$

El espesor total será prácticamente de 7 milímetros.

Comprobación de las deformaciones.

Una vez realizado el cálculo de la tubería, vamos a comprobar las deformaciones que puedan producirse. Para ello aplicaremos la fórmula correspondiente al análisis de un anillo elástico, la cual da como resultado el siguiente valor:

$$\Delta_x = D_1 \frac{K_1 Q r^3}{EI + 0,061 e r^4}$$

en donde:

Δ_x = valor de la deformación vertical de la tubería en cm (puede considerarse igual que la deformación horizontal).

D_1 = factor de deformación retardada. Que en nuestro caso consideraremos igual a 1, ya que la técnica de ejecución hace que el tubo se ajuste al terreno.

- K_1 = un coeficiente de cimentación que depende del ángulo de cimentación dado en la tabla 3.
- Q = carga vertical por longitud unitaria de la tubería, en Kg por cm de largo de tubería.
- r = radio medio de la tubería en cm.
- E = módulo de elasticidad del material de la tubería, en kilogramos por centímetro cuadrado.
- I = momento de inercia por longitud unitaria de la sección transversal de la pared de la tubería cm^4 por cm.
- e = módulo de empuje pasivo o coeficiente de reacción del terreno circundante Kg por cm^2 por cm., dado en la tabla 4.

En la aplicación de estos valores debemos ser muy conservadores, pues en varias experiencias realizadas se ha llegado a valores generalmente bajos, desde un mínimo de 1 Kg/cm^3 a un máximo de 8 Kg/cm^3 .

TABLA 3.—Valor del coeficiente de cimentación en función del ángulo de apoyo.

(Tomado de la publicación del L. del T.)

Semiángulo de cimentación β — (grados) 2	Coeficiente de cimentación K_1
0	0,110
15	0,108
22,5	0,105
30	0,102
45	0,096
60	0,090
90	0,083

Una vez indicada la fórmula a emplear para el cálculo de las deformaciones, vamos ahora a definir la tolerancia de las mismas.

En realidad, si el denominado plano de igual asiento queda por debajo de la superficie del terreno, prácticamente las deformaciones no se deberían de acusar en superficie.

Sin embargo, esto realmente no es cierto, ya que el terreno debe de amoldarse con el tiempo de forma importante al tubo, debido a su deformabilidad elevada como consecuencia de su reducido módulo adométrico.

Es difícil definir el alcance de esta deformación, sin embargo consideramos que puede tener

relación con la denominada deformación retardada que antes hemos dado el valor de 1,00, debido a las condiciones especiales de puesta en obra de la tubería de revestimiento.

Sin embargo, según la publicación núm. 11 del Laboratorio del Transporte, parece que puede ser admisible, siendo relativamente conservadores, considerar un factor de deformación retardada de 1,5.

En relación con este coeficiente, consideraremos, pues, como deformación posible a transmitir a la superficie del terreno cuando ésta coincide con el plano de igual asiento, la de 0,5 veces la deformación total calculada.

Para enterramientos mayores, este asiento será incluso menor; podemos admitir entonces un coeficiente reductor o amplificador que, en principio, podemos considerarlo proporcional a la profundidad, de valor:

$$K_2 = \frac{H_e}{H_c}$$

siendo H_c la profundidad de enterramiento medida desde la superficie del terreno hasta la parte superior del tubo; H_e la profundidad o altura crítica del plano de igual asiento, medida también desde la parte superior del tubo. El valor de esta altura crítica podemos tomarlo, como hemos indicado en anteriores capítulos, igual a $1,5 D$ cuando el tubo está sobre el nivel freático y $3 D$ en el caso que esté por debajo del mismo.

La deformación previsible transmisible a la superficie podemos considerarla, pues, de:

$$\Delta_R = 0,5 \cdot K_2 \cdot \Delta_x$$

Aunque no tenemos referencias sobre el particular, podríamos admitir, en principio, que estas deformaciones no deben sobrepasar, a su vez, el 50 por 100 de las deformaciones elásticas admitidas para los pavimentos por las normas internacionales más empleadas.

Como límite máximo, y para carreteras de tráfico intenso, podemos tener la cifra de deformación elástica total de 5,1 mm, que es el límite tomado por la U. S. Navy para aeropuertos. Según ellos, con esta deformación máxima un pavimento puede soportar un tráfico prácticamente indefinido.

TABLE 4. — Valores aproximados del coeficiente de reacción e.
(Tomado de la Instrucción de Carreteras del MOP.)

División primaria	Grupos de suelos y descripción típica	Símbolo	Coeficiente de reacción Kg/cm ³
Gravas y suelos con gravas.	Gravas con buena granulometría o mezclas de arenas y grava poco finas	GW	14-20
	Mezclas de arcilla-arena-grava con buena granulometría. Excelente trabazón	GC	11-20
	Gravas con pobre granulometría y mezclas de arenas y gravas. Poco finos	GP	8-14
	Gravas con finos, gravas limosas, gravas arcillosas. Mezclas arcilla, arena y grava, con mala granulometría	GF	7-14
Arenas y suelos arenosos.	Arenas con buena granulometría y arenas con gravas. Pocos finos	SW	7-16
	Mezclas de arenas y arcillas con buena granulometría, excelente trabazón	SC	7-16
	Arenas con mala granulometría. Pocos finos	SP	5,5-9
	Arenas con finos. Arenas limosas, arenas arcillosas. Mezclas arena-arcilla con mala granulometría ...	SF	5-9
Suelos de grano fino con baja o media plasticidad.	Limos inorgánicos y arenas finas. Polvo rocoso, arenas finas, limosas o arcillosas con ligera plasticidad	ML	4-8,5
	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	CL	3,5-6
	Limos orgánicos y limo-arcillas de baja plasticidad.	OL	3-5
Suelos con grano fino con plasticidad alta.	Suelos arenosos finos, con mica o tierra de diatomeas, limos elásticos	MH	1,5-5
	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta, arcillas gruesas	CH	1,5-4
	Arcillas orgánicas de plasticidad media o alta	OH	1,5-3,5

En el caso de carreteras de menor importancia puede ampliarse esta cifra considerablemente. Los fabricantes de tubos de chapa ondulada en EE. UU. indican que son admisibles deformaciones en la tubería de hasta un 5 por 100 del diámetro de la misma. Esto para terraplenes construidos y que no sea posible ni conveniente retocar, nos parece excesivo. No sucede así para terraplenes en ejecución en los que la deformación principal se producirá al realizar la obra, pudiendo quedar perfectamente enrasada la superficie del terreno a la terminación de la misma.

Quizá estas tolerancias sean demasiado fuertes, pues hay que considerar que al actuar la sobrecarga se les tendrá que añadir la propia deformación elástica. Sin embargo, y por el contrario, creemos que es difícil se produzcan las hipótesis que se han tomado de sobrecargas de los dos camiones en forma continuada y estática en la vertical de la tubería. La sobrecarga más frecuente será la dinámica, pero de un solo camión.

Vamos con ello a aplicar estos criterios al estudio particular de la tubería antes desarrollado.

Aplicando la fórmula indicada en el apartado correspondiente, tendremos:

$$\Delta_x = D_1 \frac{K_1 Q \cdot r^3}{E l + 0,061 \cdot e \cdot r^4}$$

siendo:

$$D_1 = 1.$$

$$K_1 = 0,096.$$

$$r = 60 \text{ cm.}$$

$$E = 2\,100\,000 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$l = \frac{2}{3} e^3 \text{ en cm}^4 \text{ por cm de tubo.}$$

$$e = 6 \text{ Kg/cm}^3 \text{ apto para terrenos medios.}$$

$$Q = \text{sobrecargas por ml en Kg} \times \frac{1}{100} \text{ (para referirlo a cm de tubo).}$$

de donde, operando, llegaremos a:

$$\begin{aligned} \Delta_x &= \frac{0,096 \times 39,40 \times 30^3}{2\,100\,000 \times \frac{2}{3} \times 0,35^3 + 0,061 \times 6 \times 30^4} = \\ &= \frac{99,500}{65,300 + 291,500} = 0,278 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Con esta deformación que debemos admitir que la transmitida a la superficie será menor que:

$$\Delta_x = 0,5 \frac{0,90}{1,20} \cdot 0,278 = 1,04 \text{ mm.}$$

Deformación que resulta prácticamente admisible, incluso con coeficientes menores de balasto.

Consideraciones de los terraplenes de ferrocarril.

Debido al efecto de reparto de las traviesas y del balasto, las sobrecargas que debemos considerar son generalmente menores.

Se puede tomar, en principio, una sobrecarga uniforme equivalente de la instrucción por metro de vía de 15,7 Tm y un coeficiente de impacto máximo del orden del 50 por 100.

Con ello, y admitiendo el mismo tipo de reparto que en el caso de carreteras, podemos calcular la carga uniformemente repartida a considerar sobre la tubería, aplicándose los mismos ábacos y gráficos utilizados anteriormente.

En cuanto a las deformaciones, y para este tipo de obras, podemos admitir valores bastante mayores que los considerados para el caso de carreteras; sin embargo, debido a que la calidad de los terraplenes no suele ser muy buena, el coeficiente de reacción del terreno deberá ser mucho más bajo, lo cual favorecerá considerablemente la deformación. En principio, podremos incluso, y salvo casos especiales, tomar un máximo para estas deformaciones de la tubería del 5 por 100 del diámetro anteriormente indicado como admitido por los fabricantes de tubos de los EE. UU., siempre que, como en nuestro caso, se trate de tuberías de diámetros relativamente pequeños.

BIBLIOGRAFIA

Hemos seguido especialmente el:

"Methode de calcul des conduites enterrées". Syndicat National des fabricants de tuyaux centrifugues en béton. Fédération Française de l'Industrie du Béton.

Otros estudios consultados:

"Manual de Tubos de Hormigón". Bonna C. Carril Carvajal. Boletín núm. 11. Laboratorio del Transporte.

"Caminos". V. Escario.

Proceeding ASCE: Highway pipeline crossing practice". Sber, 1961.