

BALSA GENERAL DE REGULACION EN LA COMUNIDAD DE USUARIOS DE AGUAS DE LA COMARCA DE NIJAR, EN EL PARAJE DEL JABONERO. T.M. DE NIJAR (Almería)

(PROYECTO TÉCNICO)

ANEJO Nº 10.- CÁLCULOS MECÁNICOS DE CONDUCCIONES

Lista de Revisiones anteriores

<i>Fecha</i>	<i>Revisión modificada</i>	<i>Causa de la modificación</i>
01/06/2022	00	Generación del documento
15/12/2022	01	Revisión OAP

Equipo Redactor

REDACTADO: Antonio Carrillo Oller	REVISADO Y APROBADO: Alejandro Carrillo del Águila
---	--

CONTENIDO

1.- INTRODUCCIÓN

2.- PARAMETRO DE CÁLCULO

- 2.1 Hipótesis de carga
- 2.2 Relleno
- 2.3 Tipo de compactación en zanja
- 2.4 Naturaleza del suelo
- 2.5 Módulos de reacción del terreno (E_s) y Ángulo de Apoyo 2α

3.- FÓRMULAS DE CÁLCULO

- 3.1 Acciones verticales
 - 3.1.1 Presión vertical del relleno
 - 3.1.2 Cargas de tráfico
 - 3.1.3 Acción vertical total
- 3.2 Acción Hidrostática Exterior
- 3.3 Presión Exterior Media
- 3.4 Presión crítica de pandeo de la tubería
- 3.5 Límite de Ovalización
- 3.6 presión interna

4.- CÁLCULO MECÁNICO APLICADO. TUBERIAS DE FUNDICION

- 4.1 Consideraciones Generales
- 4.2 Resultados del cálculo para DN=600

4.3 Resultados para DN=800

5.- CÁLCULO MECANICO APLICADO. TUBERIAS DE PVC-O

6.- CÁLCULO DE LOS ANCLAJES

- 6.1 Introducción
- 6.2 Expresiones de las fuerzas
- 6.3 Dimensionamiento de anclajes en codos horizontales

1.- INTRODUCCIÓN

El proceso de verificación de la validez de la resistencia mecánica de una tubería conlleva la realización de una serie de comprobación tensionales en el material de la misma. Estas tensiones están producidas tanto por la presión interna, como por las presiones externas, provenientes del peso de las tierras y cargas de tráfico, es además necesario comprobar que no se supera un cierto grado de deformación de la tubería.

Se utilizará en este caso, para el cálculo de la deformación, la formulación de Spangler, contemplada en el manual AWWA M11, 1987. Para la determinación de las cargas transmitidas por el tráfico se considera la formulación genérica de Boussinesq y se compara con la contemplada en la norma UNE-EN-545:1995.

No se ha tenido en cuenta ninguna reducción, con la altura, de la tensión transmitida por las tierras, por el efecto silo de la Teoría de Marston, quedando de esta forma del lado de la seguridad.

Método utilizable en el Proyecto de Norma Europea prEN 1295, cálculo de resistencia mecánica bajo diversas condiciones de carga.

2.- PARAMETRO DE CÁLCULO

2.1 Hipótesis de carga

El comportamiento de la tubería y las teorías de cálculo aplicables son diferentes, en función de la rigidez de la tubería, por tanto, es necesario distinguir entre tuberías rígidas y flexibles.

Usualmente el parámetro que se define para establecer la rigidez estructural de la tubería es

$$S = \frac{E}{12} \left(\frac{t}{D} \right)^3$$

Donde: S = Coeficiente de rigidez a flexión

T = espesor de la pared de la tubería.

D = diámetro exterior de la tubería.

E = módulo de elasticidad del material

Según Howard (o Jiménez Salas 1980) la clasificación es como sigue:

$S < 10 \text{ T/m}^2$	Tubería flexible
$10 < S < 20 \text{ T/m}^2$	Tubería semirrígida
$s > 20 \text{ T/m}^2$	Tubería rígida

Para el caso que nos ocupa, con $D=600 \text{ mm}$ y $D=800 \text{ mm}$ y espesores del tubo de $8,3 \text{ mm}$ y $9,60 \text{ mm}$ respectivamente, obtenemos un valor de $S=3,164 \text{ T/m}^2$, y $S=2,1 \text{ T/m}^2$ respectivamente, luego nuestras tuberías son claramente flexible.

2.2 Relleno

El material de relleno y la calidad de la compactación tienen una importancia fundamental en el comportamiento de las tuberías flexibles, como el caso que nos ocupa.

Se suelen distinguir tres zonas diferentes de relleno indicadas en el Fig. 1.

La zona de relleno (1)

La zona de relleno cuidadosa (2) constituida por una cama de apoyo y un relleno mínimo de recubrimiento del tubo hasta $0,15 \text{ m}$ por encima de la generatriz superior del

tubo para las canalizaciones con comportamiento flexible como es el caso que nos ocupa.

Suelo natural (3)

La zona de relleno (2) condiciona la estabilidad y/o la protección de la canalización.

La zona de relleno (1) varía según sea la zona (rural, semiurbano y urbano) y deberá considerarse la estabilidad de la calzada si procede.

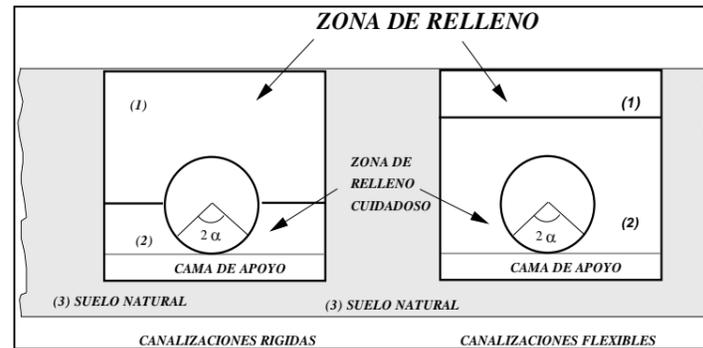


Ilustración 1: Zonas de relleno

2.3 Tipo de compactación en zanja

Se definen 3 niveles de compactado en la zona de recubrimiento:

No compactado: No realiza uso de medios de compactado apropiado, o no realiza ningún control o verificación.

Compactado controlado: Se controla los medios de compactado en obra. En este caso, el instalador somete a la opinión del jefe de obra el modo de ejecución y el justificante de las disposiciones previstas para el compactado.

Compactado controlado y verificado: Como el anterior, y además con la verificación de los resultados obtenidos (> 100% óptimo proctor normal).

2.4 Naturaleza del suelo

El modelo de cálculo utilizado tiene en cuenta los 6 grupos de suelo que se indican en la Tabla 1.

Tabla 1: Clases de suelo

SUELO	DESCRIPCIÓN
1	Arenas y gravas limpias o ligeramente limosas (elementos inferiores a 50 mm).
2	Arenas, gravas, limosas medianamente arcillosas.
3	Arcillas de sílex y de pedernal. Coluviones. Morrenas, rocas alteradas, aluviones bastos con porcentaje de finos elevados.
4	Limos, arenas finas, arcillas, margas más o menos plásticas ($I_p < 50$).
5 a *	Arcillas y margas muy plástica ($I_p > 50$). Materiales orgánicos, solubles o contaminantes.
5 b **	Rocas evolutivas: creta, gres, pizarras, etc. Suelos compuestos (arcillas de cantera y de sílex, coluviones, morrenas, rocas alteradas, aluviones bastos, con elementos que puedan sobrepasar 250 mm). Gravas limpias, rocas no evolutivas con elementos > 50 mm

(*) Estos materiales no son utilizables en la zona de recubrimiento (2) ni en la zona de relleno (1).

(**) Estos materiales no utilizables en la zona de recubrimiento (2) pueden algunas veces ser utilizados en la zona de relleno (1).

En nuestro caso: dado el material que se utilizará como relleno, tomaremos suelos del tipo 1, para los cálculos.

2.5 Módulos de reacción del terreno (E_s) y Ángulo de Apoyo 2α

Ambos se definen en función del tipo de compactación y de la naturaleza del suelo. Al módulo de reacción del terreno E_s reflejado en la Tabla 2 se la aplicarán unos coeficientes minorantes (caso de capa freática) y de la influencia en las condiciones de retirada de blindajes si existen.

Tabla 2: Módulo de reacción (E_s) y Ángulo de apoyo 2α

Grupo de suelo	No compactado		Compactado controlado		Compactado controlado y verificado	
	E^s (MPa)	2α Grados	E^s (MPa)	2α Grados	E^s (MPa)	2α Grados
1 (*)	0,7	60	2	90	5	120
2 (*)	0,6	60	1,2	90	3	120
3 (*)	0,5	60	1	90	2,5	120
4 (*)	< 0,3	60	0,6	60	0,6	60
5b (**)	0,7	--	2	--	5	--

(*) Zona de recubrimiento (2) o zona de relleno (1).

(**) Únicamente para la zona de relleno (1).

Tomaremos para los cálculos, suelos de tipo 1 y un valor de ángulo de apoyo $2\alpha=90^\circ$, de forma que el valor de E^s = módulo de reacción lateral del suelo, pueda tomar un valor de $E^s=4$ Mpa.

Influencia de la capa Freática

En el caso de que la zona de instalación (recubrimiento, relleno y suelo natural) esté sometida a la influencia de la capa freática, los valores de los módulos del suelo descritos en la tabla anterior deben minorarse.

E' pasa a ser $CE \cdot E^s$, (siendo $CE < 1$), siendo los valores del CE los indicados en la Tabla 3: Coeficiente de minoración del módulo de reacción.

En el caso de que el nivel de la capa freática se conozca de forma precisa, se podrá tener en cuenta para calibrar las tierras situadas bajo dicha capa, tomándose para el cálculo del peso específico un coeficiente reductor R_w denominada coeficiente de flotación que se define más adelante.

Tabla 3: Coeficiente de minoración del módulo de reacción

Grupo de suelo	Descripción	$\frac{E}{C}$
1	Arenas y gravas limpias o ligeramente limosas (elementos inferiores a 50 mm)	1,00
2	Arenas, gravas, limosas medianamente arcillosas.	0,75
3	Arcillas de sílex y de pedernal. Coluviones. Morrenas, rocas alteradas, aluviones bastos con porcentaje de finos elevados.	0,50

C_E = Coeficiente minorador en presencia de capa freática en la zona de recubrimiento.

$C_E = 1$ (sin capa freática en la zona de recubrimiento).

No se prevé la presencia de nivel freático en este caso.

3.- FÓRMULAS DE CÁLCULO

3.1 Acciones verticales

3.1.1 Presión vertical del relleno

La presión vertical del relleno se considera repartida uniformemente sobre el diámetro exterior de la canalización.

El empuje vertical de las tierras es debido al peso del prisma de tierras, situado por encima de la generatriz superior del tubo.

$$W_e = \gamma H D$$

D = diámetro exterior de la tubería.

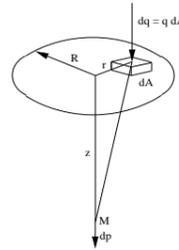
γ = Densidad del terreno = 1900 Kp/m³

H = Cobertura de tierras, desde la generatriz superior del tubo

Por ser lo usual para tuberías flexibles, no se considera la reducción por efecto silo, de la teoría de Marston.

3.1.2 Cargas de tráfico

Se determina de acuerdo a la norma UNE 53331. basada en el modelo de Boussinesq, donde la presión transmitida a un punto "M" situado a profundidad "Z" por una carga aplicada en superficie, puede establecerse de acuerdo al siguiente esquema y expresiones:



$$dp = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot \pi \cdot Z^2} \cdot \left[1 + \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2} \cdot dA$$

Donde la carga total Q se supone extendida a una superficie de radio r

De acuerdo a la norma, la presión vertical, sobre el tubo enterrado, debido a sobrecargas concentradas, en este caso tráfico, se calculará mediante la expresión

$$P_{vt} = P_t \cdot \phi \cdot C_c$$

Donde :

P_{vt} es la presión vertical sobre el tubo debida a la sobrecarga concentrada (KN/m²)

P_t Es el valor de a sobrecarga concentrada, en KN. En caso de vehículos se toma la sobrecarga máxima por rueda.

ϕ . Es el coeficiente de impacto, para sobrecargas móviles.

C_c Es el coeficiente de carga, para sobrecargas concentradas, dada por la siguiente expresión

$$C_c = \frac{1}{D_n} - \frac{2}{\pi D_n} \left[\sin^{-1} \left(2H \sqrt{\frac{X_1}{X_2 \cdot X_3}} \right) + \frac{2HD_n}{\sqrt{X_1}} \left(\frac{1}{X_2} + \frac{1}{X_3} \right) \right] + \frac{1}{H^2} \sum I$$

Siendo:

$$X_1 = 4H^2 + D_n^2 + 1$$

$$X_2 = 4H^2 + 1$$

$$X_3 = 4H^2 + D_n^2$$

Donde: D_n es el diámetro nominal del tubo

H es la altura del relleno sobre la generatriz superior del tubo (m). Si el tubo está instalado bajo zona pavimentada, H se sustituye por H_e (altura equivalente), que se calcula mediante la expresión:

$$H_e = H + \frac{0.9}{\sqrt[3]{E_1}} \left(h_1 \sqrt[3]{E_{f1}} + h_2 \sqrt[3]{E_{f2}} \right)$$

H es la altura del recubrimiento de tierras por encima de la generatriz del tubo, hasta la parte inferior del firme (m). En caso de zanja terraplenada: $H = H_1 + H_{terr}$.

E_1 es el módulo de compresión del relleno de la zanja por encima de la zona de influencia del tubo (N/mm²)

h_1 y h_2 son los espesores, en su caso, de la primera y segunda capa de firme.

$\sum I$ depende de la situación de otras cargas concentradas en las proximidades de la ANEJO Nº 10.- CÁLCULOS MECÁNICOS DE CONDUCCIONES

vertical del tubo, en el caso de vehículos, depende de la distancia entre ruedas (a), de la distancia entre ejes (b) y de la diagonal (c)

Para vehículos de dos ejes, la expresión de $\sum I$ es como sigue

$$\sum I = \frac{3H^5}{2\pi} [(a^2 + H^2)^{-2.5} + (b^2 + H^2)^{-2.5} + (c^2 + H^2)^{-2.5}]$$

Y para vehículos de tres ejes, la expresión es

$$\sum I = \frac{3H^5}{2\pi} [(a^2 + H^2)^{-2.5} + 2(b^2 + H^2)^{-2.5} + 2(c^2 + H^2)^{-2.5}]$$

Las expresiones son válidas cuando las cargas por eje son iguales. En caso de contrario, el segundo y tercer sumando, del término entre corchetes, debe de multiplicarse por la relación entre el eje menos cargado y el más cargado.

No se aconsejan alturas inferiores a 0,5 m bajo efectos de cargas rodantes por producirse niveles de presión elevados, de naturaleza esencialmente dinámica, cuyo efecto es más perjudicial que si el tubo estuviera bajo carga permanente estática. La distribución de la presión, supuesta uniforme, puede dejar de serlo.

Si, para un tráfico intenso, por circunstancias debe realizarse alturas de cobertura bajas, para minimizar las cargas rodantes se deberían llevar a cabo medidas de construcción especiales como por ejemplo una losa rígida de hormigón para el reparto de cargas.

Los resultados de estas expresiones se contrastarán con los valores obtenidos por la expresión simplificada de la norma UNE-EN 545, tomando el máximo de estos dos valores, para verificar la validez de la tubería.

3.1.2.1 Método de la UNE-EN-545

$$P_{vt} = 40(1 - 2 \cdot 10^{-4}) D_n \beta / H \quad \text{donde } P_{vt} \text{, es la carga debida a tráfico en KN/m}^2$$

β =Coeficiente dependiendo del tipo de tráfico

$\beta=2$ tráfico intenso

$\beta = 1.5$ carreteras principales

$\beta=0.75$ carreteras intermedias

$\beta=0.50$ carreteras rurales

Se ha elegido en todos los casos el coeficiente $\beta = 1.5$ que corresponde a carreteras principales.

3.1.3 Acción vertical total

La carga total, por metro lineal de tubo, está dada por la suma de la carga de tierras más la sobrecarga dinámica por tráfico

$$W_{total} = P_{vc} \cdot D + \gamma \cdot H \cdot D$$

3.2 Acción Hidrostática Exterior

En caso de que la canalización esté instalada bajo nivel freático, ésta estará sometida a una presión hidrostática exterior, que se considerará como uniforme e igual a la ejercida en la generatriz superior del tubo. Su influencia se tendrá en cuenta, como una disminución del peso de las tierras, a través del coeficiente de flotación R_w definido del epígrafe siguiente.

3.3 Presión Exterior Media

Según el efecto de las acciones combinadas, la canalización se encuentra sometida a una presión exterior media (q), sobre la cara superior del tubo de :

$$q = \gamma_w h_w + R_w \frac{W_e}{D} + \frac{W_t}{D}$$

Donde:

q = carga total sobre la tubería

γ_w = peso específico del agua

h_w = altura de la capa freática sobre la generatriz superior del tubo

W_e = carga de tierras sobre la tubería

W_t = carga debida al trafico

R_w =factor de flotación definido como $R_w = 1 - 0.33 \frac{h_w}{H}$

3.4 Presión crítica de pandeo de la tubería

La presión crítica de colapso Q_a , está en función del índice de rigidez relativo entre el suelo y el tubo. La expresión aproximada que aparece en la norma AWWA M11, es la debida a la formulación de Luscher para tubos de acero.

$$q_a = \sqrt{32R_w B' E' \frac{EI}{D^3}}$$

Donde todos los términos se han determinado en el epígrafe anterior, excepto el modulo de reacción del terreno E' , y B' que es un parámetro empírico que toma los siguientes valores:

$$B' = 0.015 + 0.041 \frac{H}{D} \quad \text{para } 0 < H/D \leq 5$$

$$B' = 0.15 + 0.014 \frac{H}{D} \quad \text{para } 5 < H/D \leq 80$$

E' = módulo de reacción lateral del suelo.

Se debe de comprobar que $Q < (Q_a/F)$ donde Q es la presión exterior media, determinada en el epígrafe anterior y donde "F" es el factor de seguridad a rotura por pandeo, que toma los siguientes valores.

$$F=2.5 \quad \text{si } H/D \geq 2$$

$$F=3,0 \quad \text{si } H/D < 2$$

3.5 Límite de Ovalización

La comprobación estructural de los tubos flexibles se basa en la limitación de las deformaciones radiales (ovalización), garantizando tanto la integridad de la tubería como la de los revestimientos, interiores y/o exteriores, de la misma.

Para los tubos metálicos la rotura suele alcanzarse cuando el diámetro vertical se ha acortado un 20% aproximadamente, pero por las razones funcionales antes mencionadas no se permite, en los tubos metálicos, una deflexión superior al 5% del diámetro., en la tubería de fundición dúctil se tomara un máximo de 4%, garantizando la integridad del revestimiento de mortero de cemento.

El método contemplado en la AWWA M11, 1987 es el propuesto por Spangler, basado en la deflexión horizontal, δx que puede determinarse aproximadamente por la fórmula siguiente:

$$\delta x = D_1 \frac{K_a \cdot W_{total} \cdot r^3}{EI + 0,061E'r^3}$$

Donde:

D1=Coeficiente empírico de deformación diferida, que producirá un aumento de la deflexión con el tiempo. Fundamentalmente provocada por la disminución del volumen del terreno de los laterales a lo largo del tiempo. Su valor oscila entre 1 y 1,5. Valores normales son 1,20 para rellenos bien compactados y 1,5 para rellenos mediocres.

Ka = Coeficiente de factor de apoyo, habitualmente se aplican los siguientes valores.

Angulo de apoyo $2\alpha = 20^\circ$ Ka=0.110

Angulo de apoyo $2\alpha = 45^\circ$ Ka=0.105

Angulo de apoyo $2\alpha = 60^\circ$ Ka=0.102

Angulo de apoyo $2\alpha = 120^\circ$ Ka=0.090

Angulo de apoyo $2\alpha = 180^\circ$ Ka=0.083

E'= módulo de reacción lateral del suelo. De acuerdo a la tabla del epígrafe 2.5 se tomará para suelos del tipo 1 y ángulos de apoyo $2\alpha = 90^\circ$, un valor de E'=5 Mpa.

I= Momento de Inercia de la sección $=e^3/12$

Wtotal= Carga vertical total sobre la tubería (p.m.l.)

E= Modulo de elasticidad del acero de la tubería

La deflexión vertical puede tomarse como $\delta y = \delta x / 0.9$

La condición de estabilidad a comprobar es como sigue:

$\delta x / D <$ deformación máxima admisible. (para tubos de fundición está limitada al 4%).

3.6 presión interna

La presión interna máxima admisible, considerando el diseño al límite elástico, vendrá determinada por la siguiente expresión.

$$P_i = \frac{2 \cdot e \cdot \sigma_e}{D_i}$$

σ_e = límite elástico del acero de la tubería. Se tomara como mínimo un acero S275 con límite elástico de 2750Kp/cm².

D_i= Diámetro interno de la tubería

e= espesor de la pared de la tubería

Esta presión debe de cumplir que $P_i < F \cdot MDP$, donde:

MDP = presión máxima de diseño de la tubería, incluyendo los efectos dinámicos del golpe de ariete,

F= coeficiente de seguridad, se tomará F=2.5

Adicionalmente, también debemos de comprobar que estamos lejos de la presión de rotura de la tubería, exigiendo que se cumpla la relación $\frac{P_r}{MDP} > 3$

Donde:

$$P_r = \frac{2 \cdot e \cdot \sigma_r}{D_i}$$

P_r= Presión de rotura de la tubería

MDP= presión máxima de diseño de la tubería

σ_r = tensión circunferencial de rotura de la fundición. Se tomará para la fundición un límite de elasticidad 275Mpa y una resistencia a la tracción de 410 Mpa.

Se tomará para los cálculos un valor de MDP=90m.c.a. superior a la presión de trabajo real de la tubería, incluido el golpe de ariete.

4.- CÁLCULO MECÁNICO APLICADO. TUBERIAS DE FUNDICION

4.1 Consideraciones Generales

Los cálculos que se acompañan se han realizado de acuerdo al desarrollo teórico expuesto en los apartados anteriores. En cuanto al tipo de relleno en zanja se pueden distinguir las siguientes zonas:

Cama de apoyo en zanja de material de aportación y de aproximadamente quince centímetros de espesor con un compactado controlado y verificado.

Zona de relleno cuidadoso, toda la zona en contacto directo con la tubería hasta veinte centímetros por encima de la generatriz superior. Para la ejecución de esta zona de la zanja se recomienda un relleno con material de aportación de naturaleza granular y sin finos, de forma que se asegure la fiabilidad del compactado en el asiento de la tubería además con la verificación de los resultados obtenidos.(> 100% óptimo proctor normal).

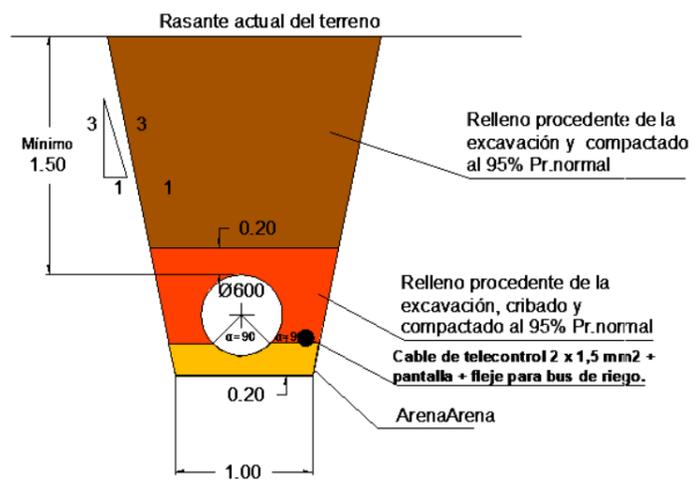
Zona de relleno, desde el final de la zona de relleno seleccionado hasta la superficie del terreno.

Se ha considerado para el cálculo un relleno de tierras, máximo, sobre la clave de la tubería de 3m. y un tráfico ligero, tipo 1 según la norma equivalente a un tráfico rural, puesto por los caminos de servicio de la tubería no es físicamente posible otro tipo de tráfico mas pesado. Aun así, los coeficientes de seguridad obtenidos son tan altos que permitirían otras condiciones de tráfico y relleno más desfavorables.

NOTA: ES MUY IMPORTANTE LA VERIFICACIÓN DE LAS ÓPTIMAS CONDICIONES DE RELLENO RECOMENDADAS PARA EL CORRECTO COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA TUBERÍA, YA QUE ESTAS SON LAS MÍNIMAS CONDICIONES NECESARIAS EN ZANJA.

4.2 Resultados del cálculo para DN=600

SECCIÓN CONEXION ACUAMED FUNDICION DUCTIL Ø600 mm



DATOS GENERALES DEL PROYECTO		
Diámetro exterior de la tubería=	635.00	mm
Espesor=	8.30	mm
Peso específico del material de relleno=	2.00	T/m ³
Altura de la carga de tierras sobre el tubo=	3.00	m
Tipo de material	FD	
Limite elástico del material de la tubería=	2750	Kg/cm ²
Tensión circunferencial de rotura del material de la tubería=	4100	Kg/cm ²
Modulo de elasticidad de la tubería=	1700000	Kg/cm ²
Coefficiente seguridad por tensión circunferencia al limite elástico=	2.5	
Coefficiente seguridad a rotura presión interna hasta tensión de rotura=	3	
Coefficiente de seguridad a pandeo=	2.5	
actor de fluencia Coeficiente de mayoración de deflexiones con el tiempo D1=	1.25	
Modulo de reacción del terreno para presiones laterales E'=	40	Kg/cm ²
Angulo de apoyo de la tubería sobre la base de la zanja 2α =	90°	
Espesor mínimo de la capa de arena	16	cm
Vehículo tipo carga tráfico	1	
Altura de la capa freática sobre la generatriz superior del tubo=	0	m
Peso específico del agua=	1	T/m ³
Depresión en la tubería (Valor absoluto)=	0	m.c.a.
Presión de diseño de la tubería (DP)=	70	m.c.a.
Presión máxima de diseño de la tubería (MDP) =	90	m.c.a.
Deflexión máxima de la tubería=	4.0%	%
TIPO DE ESTRUCTURA		
Coefficiente de rigidez a flexión S=	3.164	T/m ²
La tubería del proyecto es	Flexible	
CARGA DE TIERRAS		
Carga de tierras sobre la generatriz superior del tubo	3.810	T/m.l.
CARGAS DE TRAFICO une 53331 ó une 545		
Sobrecarga concentrada rueda	2.00	T
Coefficiente de impacto	1.85	
Presión vertical	0.370	T/m.l.



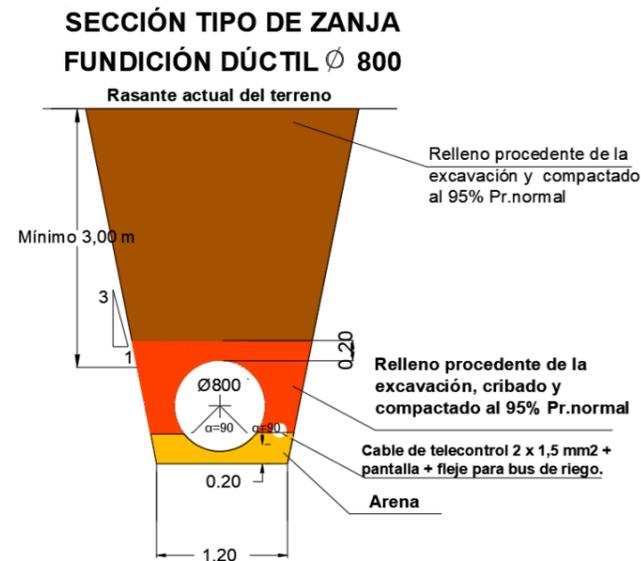
CARGA TOTAL SOBRE EL TUBO DEBIDO A LAS TIERRAS Y EL TRAFICO		4.180 T/m.l.
Carga total repartida		6.582 T/m2
DEFLEXIONES		
Coeficiente de apoyo de la tubería Ka=	0.09	
Radio interior de la tubería ri=	30.92	cm
Momento de inercia de la sección de la tubería I=	0.047648917	cm4
Deflexión horizontal de la sección=	0.908	cm
Deflexión vertical de la sección=	1.009	cm
Deflexión de la sección=	1.43%	
PANDEO DE LA TUBERIA POR CARGAS EXTERNAS Y POR DEPRESION INTERNA		
Carga de tierras sobre la generatriz superior=	6.000	T/m2
Carga debida al tráfico vial=	0.582	T/m2
Coeficiente de flotación de la tubería Rw=	1	
Relación altura de tierras a diámetro de tubería H/D=	4.724	
Coeficiente de seguridad a pandeo F=	2.5	
Coeficiente empírico dependiente de la relación H/D B'=	0.209	
Depresión interna=	0	T/m2
Cargas sobre la tubería=	6.582	T/m2
Carga crítica de pandeo=	36.772	T/m2
PRESION INTERNA MAXIMA		
Tensión circunferencial admisible en la sección=	1100	Kp/cm2
presión máxima por criterio de límite elástico=	295.28	m.c.a.
Presión interior de rotura de la tubería=	366.86	m.c.a.
RESUMEN		
Diámetro exterior del tubo=	635	mm
Espesor del tubo=	8.3	mm
Clase de acero de la tubería=	S-275	
Altura de tierras=	3	m
Deflexión máxima de la tubería=	4.0%	%
Presión máxima positiva=	90	m.c.a.

DEFORMACION		
Vertical=	1.43%	
Admisible=	4.0%	
Comprobación	VALIDO	
Aprovechamiento=	35.74%	
Factor de seguridad=	2.80	
PANDEO		
Carga exterior=	6.58	T/m2
carga crítica=	36.77	T/m2
Comprobación	VALIDO	
Aprovechamiento=	17.90%	
Factor de seguridad adicional al mínimo exigido (2.5)	5.59	
PRESION INTERNA		
Presión de diseño de la tubería (DP)=	70	m.c.a.
Presión máxima de diseño de la tubería (MDP) =	90	m.c.a.
presión máxima por criterio de límite elástico=	295.28	m.c.a.
Presión interior de rotura=	366.86	m.c.a.
Comprobación de tensión al límite elástico=	VALIDO	
Aprovechamiento al límite elástico=	30.48%	
Factor de seguridad adicional al mínimo exigido (2.5)	3.28	
Comprobación de tensión a rotura=	VALIDO	
Aprovechamiento al límite de rotura=	24.53%	
Factor de seguridad adicional al mínimo exigido (3)	4.08	



RESUMEN DE CARGAS DE TRAFICO UNE 53331									
CARGA TIPO Nº	SIMBOLO	CARGA		Nº EJES	a (m)	b (m)	CARGA RUEDA		c (m)
		TOTAL					DELANTERA (KN)	TRASERA (KN)	
0		SIN TRAFICO							
1	LT 12	12		2	2	3	20	40	3.61
2	HT 26	26		2	2	3	65	65	3.61
3	HT 39	39		3	2	1.5	65	65	2.50
4	HT-60	60		3	2	1.5	100	100	2.50
Tipo de vehiculo 1				2	2	3			3.61
COEFICIENTE IMPACTO SOBRECARGAS MOVILES									
TIPO DE TRAFICO		FIRME		I	Tipo de trafico		Coeficiente β=		
		NORMAL	IRREGULAR						
<12 t		1.50	1.85	Trafico intenso		2			
12t-39t		1.40	1.75	Ctras. Principales		1.5			
>=39t		1.20	1.50	Ctras. Intermedias		0.75			
				Ctras. Rurales		0.5			
Coeficiente de impacto		1.85		Tipo de trafico		Ctras. Rurales			0.5
TIPO DE VEHICULO		1							
Diametro de la tubería		D(m)= 0.635 m							
Altura del relleno		H(m)= 3 m							
		X1= 37.40							
		X2= 37.00							
		X3= 36.40							
umatorio numero de ejes		I= 0.33							
Coeficiente de carga		Cc= 0.09							
Coeficiente de impacto		φ= 1.85							
Sobrecarga concentrada		Pc(KN) 20							
PRESION VERTICAL		Pv(KN/m2)= 3.24		5.82		Comparativa con la formula de la UNE-EN 545			

4.3 Resultados para DN=800



DATOS GENERALES DEL PROYECTO		
Diámetro exterior de la tubería=	842.00	mm
Espesor=	9.60	mm
Peso específico del material de relleno=	2.00	T/m ³
Altura de la carga de tierras sobre el tubo=	3.00	m
Tipo de material	FD	
Limite elástico del material de la tubería=	2750	Kg/cm ²
Tensión circunferencial de rotura del material de la tubería=	4100	Kg/cm ²
Modulo de elasticidad de la tubería=	1700000	Kg/cm ²
Coefficiente seguridad por tensión circunferencia al limite elástico=	2.5	
Coefficiente seguridad a rotura presión interna hasta tensión de rotura=	3	
Coefficiente de seguridad a pandeo=	2.5	
actor de fluencia Coeficiente de mayoración de deflexiones con el tiempo D1=	1.25	
Modulo de reacción del terreno para presiones laterales E'=	40	Kg/cm ²
Angulo de apoyo de la tubería sobre la base de la zanja 2α =	90°	
Espesor mínimo de la capa de arena	18	cm
Vehículo tipo carga tráfico	1	
Altura de la capa freática sobre la generatriz superior del tubo=	0	m
Peso específico del agua=	1	T/m ³
Depresión en la tubería (Valor absoluto)=	0	m.c.a.
Presión de diseño de la tubería (DP)=	70	m.c.a.
Presión máxima de diseño de la tubería (MDP) =	90	m.c.a.
Deflexión máxima de la tubería=	4.0%	%
TIPO DE ESTRUCTURA		
Coefficiente de rigidez a flexión S=	2.100	T/m ²
La tubería del proyecto es	Flexible	
CARGA DE TIERRAS		
Carga de tierras sobre la generatriz superior del tubo	5.052	T/m.l.
CARGAS DE TRAFICO une 53331 ó une 545		
Sobrecarga concentrada rueda	2.00	T
Coefficiente de impacto	1.85	
Presión vertical	0.467	T/m.l.

CARGA TOTAL SOBRE EL TUBO DEBIDO A LAS TIERRAS Y EL TRAFICO		5.519 T/m.l.
Carga total repartida	6.554 T/m2	
DEFLEXIONES		
Coeficiente de apoyo de la tubería Ka=	0.09	
Radio interior de la tubería ri=	41.14 cm	
Momento de inercia de la sección de la tubería I=	0.073728 cm4	
Deflexión horizontal de la sección=	1.464 cm	
Deflexión vertical de la sección=	1.627 cm	
Deflexión de la sección=	1.74%	
PANDEO DE LA TUBERIA POR CARGAS EXTERNAS Y POR DEPRESION INTERNA		
Carga de tierras sobre la generatriz superior=	6.000 T/m2	
Carga debida al tráfico vial=	0.554 T/m2	
Coeficiente de flotación de la tubería Rw=	1	
Relación altura de tierras a diámetro de tubería H/D=	3.563	
Coeficiente de seguridad a pandeo F=	2.5	
Coeficiente empírico dependiente de la relación H/D B'=	0.161	
Depresión interna=	0 T/m2	
Cargas sobre la tubería=	6.554 T/m2	
Carga critica de pandeo=	26.318 T/m2	
PRESION INTERNA MAXIMA		
Tensión circunferencial admisible en la sección=	1100 Kp/cm2	
presión máxima por criterio de límite elástico=	256.68 m.c.a.	
Presión interior de rotura de la tubería=	318.91 m.c.a.	
RESUMEN		
Diámetro exterior del tubo=	842 mm	
Espesor del tubo=	9.6 mm	
Clase de acero de la tubería=	FD	
Altura de tierras=	3 m	
Deflexión máxima de la tubería=	4.0% %	
Presión máxima positiva=	90 m.c.a.	

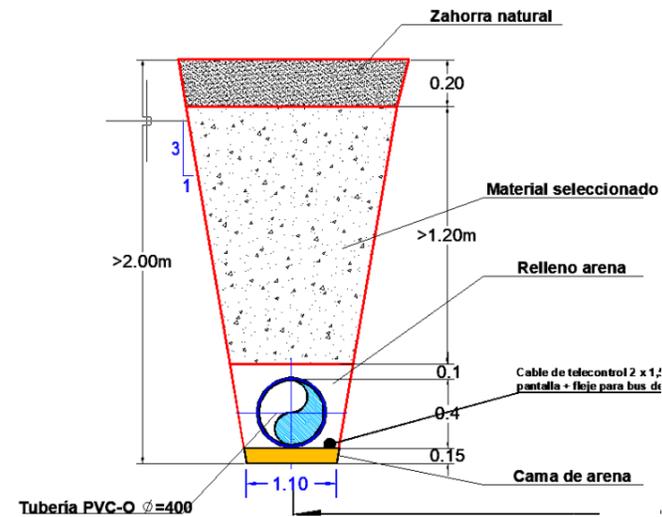
DEFORMACION		
Vertical=	1.74%	
Admisible=	4.0%	
Comprobación	VALIDO	
Aprovechamiento=	43.48%	
Factor de seguridad=	2.30	
PANDEO		
Carga exterior=	6.55 T/m2	
carga critica=	26.32 T/m2	
Comprobación	VALIDO	
Aprovechamiento=	24.90%	
Factor de seguridad adicional al minimo exigido (2.5)	4.02	
PRESION INTERNA		
Presión de diseño de la tubería (DP)=	70 m.c.a.	
Presión máxima de diseño de la tubería (MDP) =	90 m.c.a.	
presión máxima por criterio de límite elástico=	256.68 m.c.a.	
Presión interior de rotura=	318.91 m.c.a.	
Comprobación de tensión al límite elástico=	VALIDO	
Aprovechamiento al límite elástico=	35.06%	
Factor de seguridad adicional al mínimo exigido (2.5)	2.85	
Comprobación de tensión a rotura=	VALIDO	
Aprovechamiento al límite de rotura=	28.22%	
Factor de seguridad adicional al mínimo exigido (3)	3.54	



RESUMEN DE CARGAS DE TRAFICO UNE 53331							
		CARGA				CARGA RUEDA	
CARGA TIPO Nº	SIMBOLO	TOTAL	Nº EJES	a (m)	b (m)	DELANTERA (KN)	CA TR
0							
SIN TRAFICO							
1	LT 12	12	2	2	3	20	
2	HT 26	26	2	2	3	65	
3	HT 39	39	3	2	1.5	65	
4	HT-60	60	3	2	1.5	100	
Tipo de vehiculo 1			2	2	3		
COEFICIENTE IMPACTO SOBRECARGAS MOVILES							
		FIRME		Tipo de trafico		Coeficiente β=	
TIPO DE TRAFICO	NORMAL	IRREGULAR					
<12 t	1.50	1.85			Trafico intenso	2	
12t-39t	1.40	1.75			Ctras. Principales	1.5	
>=39t	1.20	1.50			Ctras. Intermedias	0.75	
					Ctras. Rurales	0.5	
Coeficiente de impacto	1.85						
TIPO DE VEHICULO	1				Tipo de trrafi.	Ctras. Rurales	0.5
Diametro de la tubería	D(m)=	0.842 m					
Altura del relleno	H(m)=	3 m					
	X1=	37.71					
	X2=	37.00					
	X3=	36.71					
umatorio numero de ejes	I=	0.33					
Coeficiente de carga	Cc=	0.09					
Coeficiente de impacto	φ=	1.85					
Sobrecarga concentrada	Pc(KN)	20					
PRESION VERTICAL	Pv(KN/m2)=	3.23	5.54	Comparativa con la formula de la UNE-EN 545			

5.- CÁLCULO MECANICO APLICADO. TUBERIAS DE PVC-O

Para el cálculo mecánico de las tuberías de PVC-O se ha utilizado la aplicación informática TOM de la casa comercial MOLECOR, que permite el cálculo de este tipo de tuberías de acuerdo a las normas ATV-DVWK-A 127E:2000: UNE 53331:1997. Se acompaña a continuación los resultados para la tubería de PVC-o DN400 y PN16.



PROGRAMA DE CÁLCULO MECÁNICO

Molecor TOM® v.1.2. 2020 Mayo

Informe de resultados de cálculo mecánico



Información general sobre el informe extendido	
Número de informe	2022_06_12_4518
Fecha de última modificación	12 de Junio de 2022 a las 12:23
Nombre del proyecto	Tubería en Los Granainos
A la atención de D.Dña.	Antonio Oller
Dirección	Campohermoso
Ciudad / localidad / municipio	Níjar
Provincia / región / estado	Almería
País	España
Promotora	CUCN
Ingeniería	OTIPSA Consultores
Constructora	
Dirección de obra	None

PROGRAMA DE CÁLCULO MECÁNICO

Este programa de cálculo mecánico para tuberías plásticas enterradas de PVC Orientado (PVC-O) TOM®, está basado en las normas de referencia:

ATV-DVWK-A 127E:2000 "Cálculo estático de Drenajes y Saneamientos"

UNE 53331: 2020 "Tuberías de Polícloruro de vinilo no plastificado (PVC-U), Polícloruro de vinilo orientado (PVC-O), Polietileno (PE) y Polipropileno (PP). Criterio para la comprobación de los tubos a utilizar en conducciones con y sin presión sometidos a cargas externas"

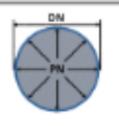
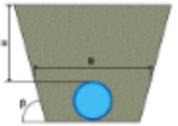
Resultados del cálculo

Clase de seguridad A (caso general) - material PVC-O > 2.5

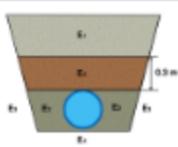
INSTALACIÓN VÁLIDA

Características del tubo y de la instalación

Tipo de conducción	Agua a presión Especificaciones de tubería según: norma europea UNE-EN 17176 - norma internacional ISO 16422 - norma francesa NF T54-948 - norma sudamericana SANS 16422	
Aplicación	Abastecimiento y distribución	
Nombre de la instalación	Tubería Los Granainos	
Tipo de instalación	Instalación de un tubo TOM® en zanja	

Tubería				
	Nome.	Unidades	Tubo 1	
Código del producto	-	-	TOM40016B	
Material del tubo	-	-	PVC-O Clase 500 C 1.4	
Presión nominal	PN	bar	16	
Diámetro nominal	DN	mm	400	
Módulo de elasticidad en flexión transversal. Largo plazo.	$E_{l(lp)}$	N/mm ²	2800,0	
Módulo de elasticidad en flexión transversal. Corto plazo.	$E_{l(cp)}$	N/mm ²	4000,0	
Peso específico	γ_t	kN/m ³	14,0	
Esfuerzo tangencial de diseño del tubo a flexión-tracción. Largo plazo.	$\sigma_{t(lp)}$	N/mm ²	70,0	
Esfuerzo tangencial de diseño del tubo a flexión-tracción. Corto plazo.	$\sigma_{t(cp)}$	N/mm ²	100,0	
Presiones				
	Nome.	Unidades	Tubo 1	
Presión interna de trabajo	P_i	bar	11,0	
Presión externa debido al agua	P_e	bar	0,0	
Nivel freático	H_s	m	0,0	
Geometría de la zanja				
	Nome.	Unidades	Tubo 1	
Altura de zanja	H	m	1,5	
Anchura de la zanja	B	m	1,3	
Ángulo de inclinación de las paredes de la zanja	β	°	71,56	

2/10

Apoyo y material de relleno				
	Nome.	Unidades	Tubo 1	
Tipo de apoyo	-	-	A	
Ángulo de apoyo	2 α	°	180	
Módulo de compresión de E_1	E_1	N/mm ²	23,0	
Porcentaje proctor E_1		%	97,0	
Grupo de suelo E_1		-	G1	
Módulo de compresión de E_2	E_2	N/mm ²	23,0	
Porcentaje proctor E_2		%	97,0	
Grupo de suelo E_2		-	G1	
Módulo de compresión de E_3	E_3	N/mm ²	23,0	
Porcentaje proctor E_3		%	97,0	
Grupo de suelo E_3		-	G1	
Módulo de compresión de E_4	E_4	N/mm ²	23,0	
Porcentaje proctor E_4		%	97,0	
Grupo de suelo E_4		-	G1	
Peso específico del relleno en zanja	-	kN/m ³	20,0	
Peso específico del relleno en terraplén	-	kN/m ³	-	
Tipo de relleno				
	Tubo 1			
Tipo de relleno	Relleno de la zanja por capas compactadas contra el suelo natural, con verificación del grado de compactación exigido por la Norma UNE-CEN/TR 1046; también para paredes de tabloneros de soporte (construcción Berlínesa). La condición de relleno A4 no es aplicable a suelos del grupo G4.			
Sobrecargas debido al tráfico				
	Nome.	Unidades	Tubo 1	

3/10

Simbolo del vehiculo	LT 12	t	12,0	
Número de ejes	-	-	2	
Distancia entre ruedas a	a	m	2,0	
Distancia entre ejes b	b	m	3,0	
Sobrecargas concentradas P_c	P_c	kN	40,0	
Sobrecargas distribuidas P_d	P_d	kN	-	
Coefficiente C_d	C_d	-	-	
Coefficiente de impacto Phi	Phi	-	1,5	

Pavimento			
	Nome.	Unidades	Tubo 1
Altura de la primera capa del firme	h_1	m	-
Altura de la segunda capa del firme	h_2	m	-
Módulo de compresión de la primera capa	E_{r1}	N/mm ²	-
Módulo de compresión de la segunda capa	E_{r2}	N/mm ²	-

Determinación de las acciones sobre el tubo. Corto plazo.			
	Nome.	Unidades	Tubo 1
Presión vertical debida al suelo			
Presión vertical debida al suelo	q_v	kN/m ²	20,10
Presión vertical debida a las sobrecargas concentradas	P_{vc}		12,67
Presión vertical debida a las cargas distribuidas	P_{vr}		0,00
Presión vertical total sobre el tubo	q_{vt}		32,77
Presión lateral debida a la tierra			
Reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo	q_{lt}	kN/m ²	12,67
Deformación relativa (La deformación no puede ser superior al 5%)			
Deformación relativa	δ_v	%	0,284
Momentos flectores longitudinales			
Momento flector longitudinal debido a la presión vertical en el tubo			
En la clave	M_{qv}	kN-m/m	0,309988
En los riñones			-0,309988
En la base			0,309988
Momento flector longitudinal debido a la presión lateral del relleno en el tubo			
En la clave	M_{ql}	kN-m/m	-0,089207
En los riñones			0,089207
En la base			-0,089207
Momento flector longitudinal debido a la reacción horizontal sobre el tubo			

En la clave	M_{qt}	kN-m/m	-0,086794
En los riñones			0,099741
En la base			-0,086794
Momento flector longitudinal debido al peso del tubo			
En la clave	M_l	kN-m/m	0,002006
En los riñones			-0,002286
En la base			0,002565
Momento flector longitudinal debido al peso del agua			
En la clave	M_a	kN-m/m	0,012658
En los riñones			-0,014424
En la base			0,016190
Momento flector longitudinal debido a la presión del agua			
En la clave	M_{pa}	kN-m/m	0,011044
En los riñones			0,011044
En la base			0,011044
Momento longitudinal total			
En la clave	M	kN-m/m	0,159695
En los riñones			-0,126705
En la base			0,163786
Fuerzas normales (axil circunferencial)			
Fuerza normal debida a la presión sobre el tubo			
En la clave	N_{qt}	kN/m	0,0000
En los riñones			-6,3747
En la base			0,0000
Fuerza normal debida a la presión lateral del relleno sobre el tubo			
En la clave	N_{ch}	kN/m	-1,8345
En los riñones			0,0000
En la base			-1,8345
Fuerza normal debida a la reacción horizontal total en el tubo			
En la clave	N_{qt}	kN/m	-1,4225
En los riñones			0,0000
En la base			-1,4225
Fuerza normal debida al peso del tubo			
En la clave	N_l	kN/m	0,0050
En los riñones			-0,0470
En la base			-0,0050
Fuerza normal debida al peso del agua			

6/10

En la clave	N_a	kN/m	0,2206
En los riñones			0,0813
En la base			0,5361
Fuerza normal debida a la presión del agua			
En la clave	N_{pa}	kN/m	207,9216
En los riñones			207,9216
En la base			207,9216
Fuerza normal total			
En la clave	N	kN/m	204,8902
En los riñones			201,5812
En la base			205,1957
Tensiones circunferenciales máximas			
σ en clave	σ	N/mm ²	26,76
σ en riñones			24,78
σ en base			26,99
Coefficientes de seguridad a rotura			
Verificación de esfuerzos tangenciales en la clave	v	-	3,74
Verificación de esfuerzos tangenciales en riñones			4,03
Verificación de esfuerzos tangenciales en la base			3,70
Coefficientes de seguridad al aplastamiento			
η debido a la acción de la tierra y el agua	η_3	-	48,70

Determinación de las acciones sobre el tubo. Largo plazo.			
	Nome.	Unidades	Tubo 1
Presión vertical debida al suelo			
Presión vertical debida al suelo	q_v	kN/m ²	19,67
Presión vertical debida a las sobrecargas concentradas	P_{vc}		12,67
Presión vertical debida a las cargas distribuidas	P_{vt}		0,00
Presión vertical total sobre el tubo	q_{vt}		32,34
Presión lateral debida a la tierra			

7/10



Reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo	q_{lz}	kN/m ²	12,29
Deformación relativa (La deformación no puede ser superior al 5%)			
Deformación relativa	δ_v	%	0,319
Momentos flectores longitudinales			
Momento flector longitudinal debido a la presión vertical en el tubo			
En la clave	M_{qv}	kN-m/m	0,305870
En los riñones			-0,305870
En la base			0,305870
Momento flector longitudinal debido a la presión lateral del relleno en el tubo			
En la clave	M_{ql}	kN-m/m	-0,089939
En los riñones			0,089939
En la base			-0,089939
Momento flector longitudinal debido a la reacción horizontal sobre el tubo			
En la clave	M_{qh}	kN-m/m	-0,084189
En los riñones			0,096747
En la base			-0,084189
Momento flector longitudinal debido al peso del tubo			
En la clave	M_t	kN-m/m	0,002006
En los riñones			-0,002286
En la base			0,002565
Momento flector longitudinal debido al peso del agua			
En la clave	M_a	kN-m/m	0,012658
En los riñones			-0,014424
En la base			0,016190
Momento flector longitudinal debido a la presión del agua			
En la clave	M_{pa}	kN-m/m	0,011044
En los riñones			0,011044
En la base			0,011044
Momento longitudinal total			
En la clave	M	kN-m/m	0,157451
En los riñones			-0,124849
En la base			0,161541
Fuerzas normales (axil circunferencial)			
Fuerza normal debida a la presión sobre el tubo			

En la clave	N_{qv}	kN/m	0,0000
En los riñones			-6,2901
En la base			0,0000
Fuerza normal debida a la presión lateral del relleno sobre el tubo			
En la clave	N_{ql}	kN/m	-1,8496
En los riñones			0,0000
En la base			-1,8496
Fuerza normal debida a la reacción horizontal total en el tubo			
En la clave	N_{qh}	kN/m	-1,3798
En los riñones			0,0000
En la base			-1,3798
Fuerza normal debida al peso del tubo			
En la clave	N_t	kN/m	0,0050
En los riñones			-0,0470
En la base			-0,0050
Fuerza normal debida al peso del agua			
En la clave	N_a	kN/m	0,2206
En los riñones			0,0813
En la base			0,5361
Fuerza normal debida a la presión del agua			
En la clave	N_{pa}	kN/m	207,9216
En los riñones			207,9216
En la base			207,9216
Fuerza normal total			
En la clave	N	kN/m	204,9178
En los riñones			201,6659
En la base			205,2234
Tensiones circunferenciales máximas			
σ en clave	σ	N/mm ²	26,65
σ en riñones			24,70
σ en base			26,88
Coeficientes de seguridad a rotura			
Verificación de esfuerzos tangenciales en la clave	v	-	2,83
Verificación de esfuerzos tangenciales en riñones			2,83
Verificación de esfuerzos tangenciales en la base			2,80

Coeficientes de seguridad al aplastamiento			
η debido a la acción de la tierra y el agua	η_3	-	40,81

ADVERTENCIA IMPORTANTE: LIMITACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Molecor pone a disposición el Programa como una herramienta para facilitar su trabajo a los profesionales pero no asume ninguna responsabilidad como asesor o prestador de servicios. Los resultados del cálculo obtenidos deben considerarse orientativos y tienen una finalidad meramente informativa. El diseño de un proyecto y la ejecución de la obra son responsabilidad del proyectista del constructor respectivamente. El proyectista usuario del Programa será exclusivamente responsable de la decisión de utilizar el Programa como herramienta auxiliar en la prestación de sus servicios profesionales y del correcto cálculo de los elementos proyectados, teniendo en último término la responsabilidad de los cálculos realizados en el diseño de la instalación. En particular, será entera y exclusivamente responsable de la corrección de los datos introducidos por el cálculo y sus correspondientes resultados. Aunque Molecor ha hecho todos los esfuerzos para que el Programa responda a sus finalidades y funcione de forma regular de acuerdo con sus especificaciones, en el estado de la técnica, no puede garantizar su funcionamiento continuo ni la total ausencia de posibles fallos o incidencias en el funcionamiento del Programa, en particular, por interacción con otros elementos (ordenadores, servidores, comunicaciones electrónicas, etc.) y con el propio usuario. En consecuencia, Molecor NO RESPONDERA DE NINGUN DAÑO DIRECTO O INDIRECTO, PREVISIBLE O IMPREVISTO DERIVADO DEL USO DEL PROGRAMA SALVO EN CASO QUE SE DEMUESTRE SU DOLO O NEGLIGENCIA GRAVE EN EL DISEÑO U OPERACIÓN DEL SOFTWARE. En particular, Molecor NO SE RESPONSABILIZA:

1. de los posibles resultados erróneos causados por errores, omisiones y/o inexactitudes en los datos introducidos por el usuario.
2. de la mala utilización no conforme con las especificaciones del Programa.
3. del uso que se haga de la información proporcionada por el Programa y no realización de razonables comprobaciones para verificar la corrección de la misma.

6.- CÁLCULO DE LOS ANCLAJES

6.1 Introducción

En los cambios de dirección en tuberías en carga se producen esfuerzos cuya resultante, se reduce a una fuerza que lleva la dirección de la bisectriz del ángulo del codo (función básicamente del ángulo, la presión y la sección de paso). A esta fuerza se le opndrán:

El rozamiento generado por el propio peso del dado, de la tubería y del agua que contiene la misma (función del coeficiente de rozamiento suelo-cimiento).

La resistencia lateral del terreno al empuje (función del ángulo de rozamiento interno).

Para tener seguridad de que el dado no desliza habrá que verificar que las fuerzas resistentes son mayores que el empuje (típicamente, seguridad > 1,5).

Al encontrarse el dado enterrado, no tiene sentido la comprobación a vuelco.

La última comprobación es al hundimiento (tensión transmitida < tensión admisible, con una seguridad mayor de 1,5).

6.2 Expresiones de las fuerzas

El empuje se dirige según la bisectriz del codo, hacia fuera del mismo, según la expresión:

$$E = 2 \cdot \gamma \cdot S \cdot \left(H \cdot \sin \frac{\alpha}{2} + \frac{v^2}{2g} \cdot \sqrt{2 \cdot (1 - \cos \alpha)} \right)$$

Donde:

- $E \Rightarrow$ Empuje (t)
 $\gamma \Rightarrow$ Peso específico del líquido (t/m³)
 $S \Rightarrow$ Sección de paso (m²)
 $H \Rightarrow$ Presión del codo (m.c.a.)
 $\alpha \Rightarrow$ Ángulo de desvío en el codo (°) (se ha calculado con un máximo de 45°. Puesto que todos los ángulos de los codos de la obra son menores, quedamos del lado de la seguridad)
 $v \Rightarrow$ Velocidad del flujo (m/s)
 $G \Rightarrow$ Gravedad (9,81 m/s²)

Normalmente el segundo sumando de la formula, denominado termino dinámico, se desprecia dado el pequeño valor de la velocidad fluido, que supone que el termino dinámico sea varios ordenes de magnitud inferior al primer sumando, termino estático.

Las fuerzas resistentes son las siguientes:

Rozamiento

En un anclaje de dimensiones (L, b, h) las fuerzas debidas al peso del anclaje, tubería, agua y terreno de relleno vienen dada por la siguiente expresión:

$$F_{RP} = \mu \cdot \Sigma P$$

Donde μ es el coeficiente de rozamiento y ΣP es el sumatorio de los pesos de los elementos y que son:

- Peso del anclaje.
- Peso de la tubería.
- Peso del agua.

En los cálculos siguientes, los dos últimos sumandos se suelen despreciar dejando el calculo del lado de la seguridad.

6.3 Dimensionamiento de anclajes en codos horizontales

Para el cálculo de la estabilidad del dado de hormigón se analizará su comportamiento frente al deslizamiento y al hundimiento, no estudiando la seguridad al vuelco al estar el dado completamente enterrado.

El dimensionamiento de los anclajes de la conducción se realiza según las indicaciones del apartado anterior, teniendo en cuenta los siguientes criterios de diseño.

-Estabilidad al deslizamiento

La comprobación al deslizamiento consiste en verificar que la resultante de las fuerzas de rozamiento sea mayor que las producidas por el empuje del agua. Esto queda reflejado en la siguiente expresión:

$$C_{sd} = \frac{\Sigma F_{rozamiento}}{\text{Empuje del agua}} \geq 1,5$$

-Estabilidad al hundimiento

La estabilidad del dado al hundimiento se consigue cuando la tensión admisible del suelo es superior a la tensión transmitida sobre el terreno. Obteniéndose, la tensión admisible del terreno de la relación siguiente:

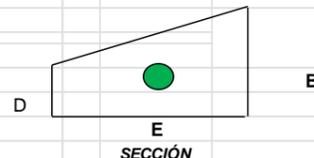
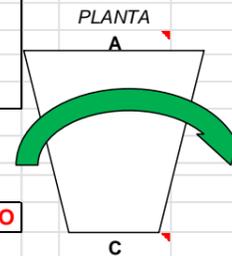
$$\sigma_{transm. terr.} = \frac{\Sigma P}{L \cdot B}$$

siendo,

- $\sigma_{adm} \Rightarrow$ Resultante de los pesos que gravitan sobre el terreno (t)
 $\sigma_{transm. terr} \Rightarrow$ Longitud del dado de hormigón (m)

Se acompaña a continuación un resumen de los cálculos de los anclajes de las tuberías de llenado de la balsa, referido a la tubería de D=600mm y D=800mm. siendo estos los únicos tipos de anclajes presentes en la obra.

UBICACIÓN:		Línea resal	2/3
LLENADO DE Balsa (Nijar)		Nº anclaje	1
		P.K.=	0+00
DATOS DE PARTIDA:			
Diámetro:	800	mm	
Presión:	160	m.c.a.	
Ángulo del codo (θ):	90.00	°	
Ángulo rozam. Terreno (ϕ):	30	°	
Carga admisible terreno (σ):	1.5	kg/cm ²	
Densidad hormigón:	2.4	T/m ³	
FÓRMULA EMPLEADA:			
$1.5 \cdot E = N \cdot \text{tg}(\phi) + \sigma \cdot A \cdot B$			
CÁLCULO DEL EMPUJE DEL CODO:			
Presión a considerar (P'):	1°P=	160.00	T/m ²
Superficie (S):		0.503	m ²
	2°P°S=	160.85	T
	Seno ($\theta/2$)=	0.71	
Empuje= $E=2 \cdot P' \cdot S \cdot \text{seno}(\theta/2)$ =		113.74	T
	1.5°E=	170.61	T
Empuje en dirección del tubo		120.64	T
Empuje Perpendicular al tubo		120.64	T
CONTRIBUCIÓN TERRENO:			
Prof. para mpvilizar Empuje pasivo		0.30	m
Canto util para Empuje pasivo B'		2.95	
Superficie:		9.61	m ²
$\sigma \cdot A \cdot B'$:		144.22	T
CONTRIBUCIÓN PESO PROPIO HORMIGÓN:			
volumen=		31.88	m ³
peso=		72.58	T
ϕ =ángulo rozam interno (2/3 ϕ)=		20.00	°
$N \cdot \text{tb}(\phi)$ =		26.42	T
COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO:			
	1.5°E=	170.61	T
	$N \cdot \text{tg}(\phi) + \sigma \cdot A \cdot B$ =	170.64	T
	Cseg-desl	1.50	
COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO:			
σ tran. Terreno $\sigma = P/\text{Area} =$		0.71	kg/cm ²
$2 \cdot \text{ten tran terreno}$		1.43	kg/cm ²
Carga admisible terreno (σ):		1.50	kg/cm ²
Cseg-hun		2.00	
DIMENSIONES ADOPTADAS:			
A=	3.25	m	
B=	3.25	m	
C=	3.00	m	
D=	3.00	m	
E=	3.25	m	



UBICACIÓN:		Línea resal	2/3
LLENADO DE Balsa (Nijar)		Nº anclaje	1
		P.K.=	0+00
DATOS DE PARTIDA:			
Diámetro:	600	mm	
Presión:	160	m.c.a.	
Ángulo del codo (θ):	90.00	°	
Ángulo rozam. Terreno (ϕ):	30	°	
Carga admisible terreno (σ):	1.5	kg/cm ²	
Densidad hormigón:	2.4	T/m ³	
FÓRMULA EMPLEADA:			
$1.5 \cdot E = N \cdot \text{tg}(\phi) + \sigma \cdot A \cdot B$			
CÁLCULO DEL EMPUJE DEL CODO:			
Presión a considerar (P'):	1°P=	160.00	T/m ²
Superficie (S):		0.283	m ²
	2°P°S=	90.48	T
	Seno ($\theta/2$)=	0.71	
Empuje= $E=2 \cdot P' \cdot S \cdot \text{seno}(\theta/2)$ =		63.98	T
	1.5°E=	95.97	T
Empuje en dirección del tubo		67.86	T
Empuje Perpendicular al tubo		67.86	T
CONTRIBUCIÓN TERRENO:			
Prof. para mpvilizar Empuje pasivo		0.30	m
Canto util para Empuje pasivo B'		2.20	
Superficie:		5.50	m ²
$\sigma \cdot A \cdot B'$:		82.50	T
CONTRIBUCIÓN PESO PROPIO HORMIGÓN:			
volumen=		18.75	m ³
peso=		43.30	T
ϕ =ángulo rozam interno (2/3 ϕ)=		20.00	°
$N \cdot \text{tb}(\phi)$ =		15.76	T
COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO:			
	1.5°E=	95.97	T
	$N \cdot \text{tg}(\phi) + \sigma \cdot A \cdot B$ =	98.26	T
	Cseg-desl	1.50	
COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO:			
σ tran. Terreno $\sigma = P/\text{Area} =$		0.58	kg/cm ²
$2 \cdot \text{ten tran terreno}$		1.15	kg/cm ²
Carga admisible terreno (σ):		1.50	kg/cm ²
Cseg-hun		2.00	
DIMENSIONES ADOPTADAS:			
A=	2.50	m	
B=	2.50	m	
C=	2.50	m	
D=	2.50	m	
E=	3.00	m	

