PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE ADECUACIÓN Y MEJORA DEL EMISARIO SUBMARINO DE LA EDAR DE TÍAS (ISLA DE LANZAROTE)

Nº EXP: 12.335-0515/2111

PROYECTO CONSTRUCTIVO

ANEJO 10. CÁLCULO MECÁNICO DE LA CONDUCCIÓN

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO 3

2. NORMATIVA Y BASES DE DISEÑO. TUBERÍA ENTERRADA 4

2.1 Tuberías de PEAD 4

2.1.1 Parámetros de diseño 4

2.1.2 Formulación utilizada 6

2.1.3 Abreviaturas de los parámetros de cálculo 9

2.2 Tuberías de PVC-O 11

2.2.1 Parámetros de diseño 11

2.2.2 Formulación utilizada 12

3. RESULTADOS DE LA TUBERÍA ENTERRADA 14

3.1 Tuberías de PEAD 14

3.1.1 Tramo 1. Caso de estudio 1 14

3.1.2 Tramo 2. Caso de estudio 1 15

3.2 Tuberías de PVC-O 17

3.2.1 Tramo 1. Caso de estudio 1 17

3.2.1 Tramo 1. Caso de estudio 2 22

3.2.2 Tramo 1. Caso de estudio 3 26

4. CÁLCULO DE LOS MACIZOS DE ANCLAJE 32

4.1 Empuje hidráulico 32

4.1.1 Codos 32

4.1.2 Derivación 33

4.1.3 Reducciones 33

4.1.4 Válvulas 33

4.2 Dimensionamiento de los macizos de anclaje 33

4.2.1 Codos 33

4.2.2 Válvula sostenedora de presión 34

5. FIRMAS 39

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO

El presente anejo tiene por objeto el cálculo mecánico de las conducciones proyectadas para valorar los esfuerzos mecánicos que se transmiten a la tubería por la acción de las distintas cargas externas actuantes.

El objeto del proyecto es dar cumplimiento a los requerimientos contenidos en la Resolución de la Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental relativa a la actuación de *"Ampliación y Mejora de la EDAR de Tías"*, declarada de interés general del Estado por la Ley 10/2001, de 5 de julio, del Plan Hidrológico Nacional, y recoge las actuaciones propuestas para rehabilitar el emisario terrestre y submarino existente de la EDAR de Tías, las cuales serán las necesarias para que el emisario de efluentes de la EDAR pueda operar como conducción de vertidos de emergencia ante situaciones excepcionales, con los caudales de diseño de la nueva ampliación de la depuradora, según se recogen en su propio proyecto de ampliación y mejora.

El sistema de vertido es el encargado de conducir el efluente producto de la EDAR de Tías hasta el fondo marino. Dicha conducción, está compuesta por tres tramos, los dos primeros pertenecen al tramo terrestre y el tercero al tramo submarino. A continuación, se describen los tres tramos en los que se ha dividido la conducción para su análisis.

- **Tramo 1**. Desde la EDAR de Tías hasta la arqueta de rotura localizada en la parcela de la antigua EBAR Finlandia.
- **Tramo 2**. Desde la arqueta de rotura localizada en la parcela de la antigua EBAR Finlandia hasta la arqueta de cabecera del tramo submarino localizada en el sótano del Centro Comercial Aquarium.
- **Tramo 3**. Desde la arqueta de cabecera hasta el tramo difusor en el fondo marino.

La conducción de vertido hidráulicamente funciona a gravedad en toda su longitud, no obstante, dado que no es posible disponer un perfil continuo descendente a lo largo de toda su longitud, y con el objeto de mejorar el funcionamiento hidráulico de la conducción al final del Tramo 1 se ubica una válvula sostenedora de presión que garantiza que la mayor parte del tramo se encuentre siempre en carga para el amplio rango de caudales de vertido de la EDAR.

Después de dicha válvula, el emisario rompe carga en la arqueta de rotura propuesta para tal fin (en la parcela de la antigua EBAR Finlandia), y da comienzo el Tramo 2 de la conducción. Este tramo continúa por la parte urbana de la localidad de Puerto del Carmen hasta llegar a la arqueta de cabecera del tramo submarino (Tramo 3), localizado en el sótano del Centro Comercial Aquarium. Esta arqueta será acondicionada para albergar la conexión con el trazado del emisario submarino existente que se mantendrá en funcionamiento.

Finalmente, se conectará en el extremo submarino del Tramo 3 (existente) el tramo difusor propuesto de acuerdo con lo reflejado en el ***Anejo 23. Tramo difusor y Cálculo de lastrado*** y en el ***Documento 2. Planos***.

En este anejo se incluyen adicionalmente el cálculo de los macizos de anclaje, ubicados en cada cambio de dirección sufrido en a lo largo de toda la conducción terrestre.

2. NORMATIVA Y BASES DE DISEÑO. TUBERÍA ENTERRADA

Este anejo se centra en el cálculo mecánico de los tramos enterrados de tubería de material policloruro de vinilo con orientación molecular (PVC-O) y de tubería de polietileno de alta densidad (PEAD).

En el ***Anejo 5. Estudio geotécnico***, se incluyen los estudios de campo realizados para la redacción del presente Proyecto Constructivo. Como resultado de dicho estudio, se obtienen las características del suelo consideradas para el cálculo mecánico de las conducciones. Según el estudio geotécnico el suelo dónde se realizarán las zanjas para la conducción, se corresponde con un suelo granular constituido por un conglomerado de gravas y arenas limo arcillosas de color marrón claro. Dicho suelo se corresponde con un suelo tipo GM, GC, SM, SC (suelo granular con más del 12 % de finos, según clasificación del SUCS).

A continuación, se diferencian las normativas y bases de diseño para cada material de tubería empleado en el proyecto.

2.1 Tuberías de PEAD

Para el cálculo mecánico de tuberías de polietileno de alta densidad (PEAD), comúnmente en la práctica, se utiliza el manual M55 de la AWWA *"PE Pipe Design and Installation"*.

Atendiendo a dicho manual, podemos observar que para las tuberías de polietileno es necesario plantear un análisis que combine cargas externas e internas. Se acepta para el diseño de dichas tuberías la convención de que las cargas internas y externas actúan de manera independiente. Por lo tanto, generalmente, el procedimiento seguido para el diseño de las tuberías de polietileno es seleccionar una tubería que satisfaga la presión interna de trabajo, las sobrecargas, y las necesidades hidráulicas; y después, analizar la instalación bajo la superficie para asegurar que la tubería, tal y como se va a instalar, soportará las cargas externas. La capacidad de resistir las cargas externas se comprueba normalmente mediante los siguientes pasos:

- Determinar las cargas externas.
- Verificar que la deflexión causada por las cargas externas no excede el valor permitido.
- Verificar que la presión causada por la combinación de cargas externas y la presión interna negativa es menor que la presión a la que se produce el colapso de la tubería.
- Verificar que la compresión en la pared de la tubería causada por cargas externas no excede los valores permitidos.

2.1.1 Parámetros de diseño

Para el cálculo mecánico de las conducciones de polietileno se ha seleccionado una tubería de PEAD PE100 SDR21, y se han considerado los siguientes parámetros de diseño:

- Módulo de elasticidad aparente del PEAD: E= 150 MPa = 21.755,7 psi.
- Módulo de elasticidad del suelo natural: E'_N= 10,34 MPa = 1.500 psi.
- Módulo de elasticidad del relleno: E′= 13,79 MPa = 2.000 psi.

- Peso específico del suelo natural: w = 2.000 kg/m^3 = 124,86 pcf.
- Altura máxima de tierras sobre la tubería caso estudio 1: H = 3,31 m.
- Altura máxima de tierras sobre la tubería caso estudio 2: H = 3,41 m.
- Relación Dimensional estándar (SDR) = DN (mm) / e (mm): 21

El valor del módulo de elasticidad del suelo natural E´$_N$, se ha estimado en 1.500 psi estando del lado de la seguridad, que se corresponde con un suelo granular suelto medio, de acuerdo con la tabla 5-9 del manual M55 de la AWWA:

Table 5-9 Values of E'_N, modulus of soil reaction for native soil, from Howard[14]

Native In Situ Soils				
Granular		Cohesive		
Std. Penetration ASTM D1586, *blows/ft*	Description	Unconfined Compressive Strength (TSF)	Description	E'_N *(psi)*
>0–1	very, very loose	>0–0.125	very, very soft	50
1–2	very loose	0.125–0.25	very soft	200
2–4	very loose	0.25–0.50	soft	700
4–8	loose	0.50–1.00	medium	1,500
8–15	slightly compact	1.00–2.00	stiff	3,000
15–30	compact	2.00–4.00	very stiff	5,000
30–50	dense	4.00–6.00	hard	10,000
>50	very dense	>6.00	very hard	20,000
Rock	—	—	—	≥50,000

Figura 1. Módulo de elasticidad del suelo nativo.

El valor del módulo de elasticidad del suelo de relleno E´, se considera mayor que el del suelo natural ya que al usar este mismo suelo como material de relleno se podrán alcanzar una compactación y cohesión mayores, se corresponde a un suelo granular con más del 12% de finos con compactación moderada a alta, de acuerdo con la tabla 5-7 del manual M55 de la AWWA.

Table 5-7 Bureau of Reclamation values for E', modulus of soil reaction

Soil Type-Pipe Bedding Material (Unified Classification System)*	E' for Degree of Bedding Compaction, $lb/in.^2$			
	Dumped	Slight, <85% Proctor, <40% relative density	Moderate, 85%–95% Proctor, 40%–70% relative density	High, >95% Proctor, >70% relative density
Fine-grained soils (LL > 50)† Soils with medium to high plasticity CH, MH, CH-MH	No data available: consult a soil engineer, or use $E' = 0$.			
Fine-grained soils (LL < 50) Soils with medium to no plasticity CL, ML, ML-CL, with less than 25% coarse grained particles	50	200	400	1,500
Fine-grained soils (LL < 50) Soils with medium to no plasticity CL, ML, ML-CL, with more than 25% coarse grained particles	150	400	1,000	2,500
Coarse-grained soils with fines GM, GC, SM, SC‡ contains more than 12% fines				
Coarse-grained soils with little or no fines GW, GP, SW, SP‡ contains less than 12% fines	200	700	2,000	3,000
Crushed rock	1,000	1,000	3,000	3,000
Accuracy in terms of percentage deflection§	±2%	±2%	±1%	±0.5%

Figura 2. Módulo de elasticidad del suelo relleno.

2.1.2 Formulación utilizada

Hipótesis 1. Presión interna positiva

En la hipótesis de actuación única de la presión interna, debe comprobarse que la WP (presión de trabajo) no excede el valor de la PC (clase de presión) del tubo. Debe comprobarse también que la tubería es capaz de resistir las sobrepresiones, lo cual se hace a través del WPR (Working pressure rating) que es la capacidad de diseño de la tubería de resistir la presión de trabajo a la temperatura de diseño prevista con suficiente capacidad frente a sobrepresiones por encima de la presión de trabajo. Por tanto, deberá cumplirse que:

$$\mathrm{WP} \leq \mathrm{WPR} \leq \mathrm{PC}$$

Hipótesis 2. Acciones externas (comprobación de la deflexión)

Atendiendo a la norma, para poder continuar con el cálculo el siguiente paso a llevar a cabo será la obtención de las cargas externas. La carga debida al peso de tierras sobre la clave del tubo la cual se calcula como:

$$\mathrm{P_E} = \mathrm{wH}$$

Dónde:

- P_E carga debida al peso de tierras, psf.
- w el peso del suelo, pcf.
- H la altura de tierras sobre el tubo, ft.

Como ya hemos mencionado antes, en este punto se verifica que la deflexión causada por las cargas externas no sobrepasa el valor permitido para esta. Para ello calculamos la deflexión producida por las cargas externas como:

$$\%\frac{\Delta Y}{D_M} = \frac{K(T_L P_E + P_L + P_{ES})}{\frac{2E}{3(DR-1)^3} + 0{,}061E'}(100)$$

Donde:

- $\%\frac{\Delta Y}{D_M}$ porcentaje de deflexión.
- ΔY deflexión o cambio de diámetro.
- D_M Diámetro medio (DO-t).
- K constante de Apoyo, normalmente 0,1.
- T_L factor de desfase, se toma un valor conservador de 1,5, generalmente. Tiene en consideración el incremento de la deflexión a lo largo del tiempo.
- P_E carga debida al peso de tierras, psf.
- E módulo de elasticidad del material de la tubería, psi.
- DR, dimensión ratio (DO/t).
- E' módulo de diseño del suelo, psi.

Por otro lado, cuando la tubería va en una zanja el módulo de diseño del suelo E´ será:

$$E' = S_c E'_E$$

Donde:

- E' módulo de diseño del suelo, psi.
- E_E' módulo de diseño del suelo en la zanja, psi.
- S_C factor de soporte del suelo. Se obtiene de la tabla 5-10 del manual, en función de la relación E'_N/E'_E y Bd/DO, donde:
  - E'_N es el módulo de elasticidad del suelo natural.
  - Bd el ancho de zanja.
  - DO el diámetro exterior de la tubería.

Finalmente, deberemos comparar dicha deflexión con el máximo valor permitido para ésta, que en el caso de tuberías que no trabajan en presión es cómo máximo un 7,5% y para tuberías que trabajan a presión viene dado en la tabla 5.11 del manual, donde para SDR de 21 como es nuestro caso el límite también está en 7,5%, por ello:

$$\%\frac{\Delta Y}{D_M} < 7{,}5\%$$

Hipótesis 3. Acciones externas y presión interna negativa (colapso o pandeo)

Cuando las tuberías enterradas están sujetas a cargas externas, así como a presión interna negativa, agua subterránea, o cargas extremadamente altas, puede darse una inestabilidad en la pared de la tubería que causa la deformación llamada pandeo. La resistencia frente a dicha deformación disminuye debido al efecto contrario que produce el suelo que rodea la conducción. Para que se desarrolle dicho soporte por parte del suelo, la tubería debe estar enterrada al menos por 4 ft o un diámetro de tierra. La siguiente ecuación para tuberías considerando el efecto positivo del suelo, calcula la resistencia de la tubería enterrada frente a cargas externas.

$$P_{CA} = \frac{5{,}65}{N}\sqrt{R_b B' E' \frac{E}{12(DR-1)^3}}$$

Donde:

- P_{CA} presión externa admisible para la tubería (efecto de las tierras que la rodean), psi.
- N factor de seguridad, para el polietileno suele ser 2,0.
- R_b factor de reducción de la resistencia.
- B' factor de soporte elástico del suelo.
- E' módulo de diseño del suelo, psi.
- E módulo de elasticidad del material de la tubería, psi.
- DR dimensión rato (DO/t).

Por otro lado, el factor de reducción de la resistencia se calcula como:

$$R_b = 1 - 0{,}33\frac{H_W}{H}$$

Donde:

- H_W altura del agua sobre la tubería, ft.
- H altura de tierras sobre la clave del tubo, ft.

Y el factor de soporte elástico del suelo, como:

$$B' = \frac{1}{1 + 4e^{-0{,}065H}}$$

Finalmente, la presión externa admisible para la tubería en este caso será:

$$P_{CA} > P_E + P_L + P_V$$

Donde:

- P_E, P_L son las cargas externas de tierras y de tráfico respectivamente, psi.
- P_V presión interna negativa, psi.

Además, si la tubería está sujeta a presiones internas negativas, la tubería deberá ser capaz de soportar la presión interna negativa sin la ayuda del suelo que la rodea. Por tanto, la siguiente ecuación nos da la presión negativa permitida o la presión externa sin ayuda del efecto del suelo que la tubería puede soportar antes del colapso.

$$P_{UA} = \left(\frac{2E}{1-\mu^2}\right)\left(\frac{1}{DR-1}\right)^3\left(\frac{f_0}{N}\right)$$

Donde:

- P_{UA} presión externa admisible para la tubería (sin ayuda del efecto de las tierras que la rodean), psi.
- E módulo de elasticidad del material de la tubería, psi.
- $\boldsymbol{\mu}$ coeficiente de Poisson. 0.45 a largo plazo y 0,35 a corto plazo.
- DR dimensión rato (DO/t).
- f_0 compensación por factor de ovalización.
- N factor de seguridad, normalmente 2,0.

Hipótesis 4. Acciones externas (compresión en la pared de la tubería)

La presión de tierras aplicada sobre la tubería enterrada crea una compresión en la pared de la tubería. Cuando las tuberías están presurizadas, dicho esfuerzo de compresión se anula con la tracción generada por la presión interna de la tubería. Las tuberías enterradas y presurizadas están sometidas a presión externa neta sólo cuando se producen paradas o presiones negativas. Durante estos eventos la compresión no se presenta durante un tiempo lo suficientemente largo como para ser significativa, porque la tensión de diseño del polietileno a corto plazo es considerablemente superior que a largo plazo. Las tuberías enterradas a una cota bastante profunda y operando con bajas presiones pueden tener compresiones en sus paredes. La siguiente ecuación se puede usar para calcular dichos esfuerzos de compresión:

$$S = \frac{P_E(D_0 - t)}{2t} = \frac{P_E(DR-1)}{2}$$

Donde:

- S compresión circunferencial de la pared, psi.
- P_E carga debida al peso de tierras, psi.
- DO el diámetro exterior de la tubería, in.
- t espesor de la tubería, in.

2.1.3 Abreviaturas de los parámetros de cálculo

Parámetro	Abreviación
High Density Polyethylene	HDPE
Diámetro Nominal	DN
Diámetro Exterior	OD
Diámetro Interior	DI

Parámetro	Abreviación
Espesor	t
Módulo de Elasticidad aparente del material	E
Módulo de Elasticidad del Suelo Nativo	E´N
Módulo de Elasticidad del Suelo en la zanja	E´E
Peso específico del suelo	w
Standard dimensión ratio equivalente	SDReq
Clase de Presión	PN
Coeficiente de Poisson	μ
Presión de Trabajo	WP
Clase de Presión	PC
Presión Máxima de Trabajo	WPR
Carga debida al peso de tierras	PE
Peso del suelo	w
Altura de tierras sobre la clave del tubo	H
Constante de apoyo	K
Factor de Desfase (Time-Lag Factor)	TL
Carga debida al peso de tierras	PE
Carga de tráfico	PL
Módulo de Elasticidad aparente del material	E
Módulo de Diseño del Suelo	E´
Factor de Soporte del suelo	Sc
Módulo del Suelo Nativo	E´N
Módulo del Suelo Compactado de la Zanja	E´E
Ancho de la zanja	Bd
Diámetro externo	DO
Factor de reducción de resistencia	Rb
Factor de soporte elástico del suelo	B´
Altura de agua sobre la tubería	Hw
Presión interna negativa (Presión de Vacío)	PV
Factor de compensación de ovalización	f0
Presión externa admisible para la tubería enterrada	PCA
Presión externa admisible para la tubería (sin efecto de las tierras que la rodean)	PUA
Compresión circunferencial de la pared	S
Carga debida al peso de tierras	PE

Tabla 1. Abreviaturas de los parámetros utilizados en el cálculo.

2.2 Tuberías de PVC-O

El cálculo mecánico de tuberías de policloruro de vinilo con orientación molecular (PVC-O) se ha realizado siguiendo el procedimiento descrito en la UNE 53331:2020 *"Plásticos. Tuberías de Policloruro de vinilo no plastificado (PVC-U), Policloruro 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."*

Dicha normativa, tiene como finalidad asegurar la durabilidad y seguridad de las tuberías en diversas condiciones de uso cuando se encuentran en sometidas a cargas externas. El procedimiento que sigue es el siguiente:

- Conocer las características de la instalación. Es importante en tuberías flexibles conocer las condiciones geotécnicas del terreno natural y de relleno que las envuelve.
- Conocer las sobrecargas verticales. Como suelen ser cargas puntuales concentradas.
- Determinación de acciones. Se calculan por separado las cargas debidas al peso de las tierras y las sobrecargas debidas al tráfico.
- Por último, verificación del cumplimiento de la deformación periférica del tubo, permitiendo un valor admisible inferior al 5%.

2.2.1 Parámetros de diseño

Para el cálculo mecánico de las conducciones de PVC-O se ha seleccionado una tubería de CLASE 500 y PN 12,5, y se han considerado los siguientes parámetros de diseño:

- Módulo de elasticidad en flexión transversal del PVC-O: E_t= 2800 MPa = 2800 N/mm².
- Módulo de elasticidad del suelo natural: E_3=E_4= 10,34 MPa = 10,34 N/mm².
- Módulo de elasticidad del relleno: E_1=E_2= 13,79 MPa = 13,79 N/mm².
- Peso específico del suelo natural: w = 2.000 kg/m³ = 20 kN/m³.
- Altura máxima de tierras sobre la tubería caso estudio 1: H = 5,142 m.
- Altura máxima de tierras sobre la tubería caso estudio 2: H= 2,340 m.
- Altura máxima de tierras sobre la tubería caso estudio 3: H = 2,735 m.
- Presión máxima de la conducción: P = 36,04 m.c.a.
- Presión nominal de la tubería: PN = 12,5 bar

La presión máxima de la conducción se ha obtenido según se indica en el ***Anejo 9. Cálculos Hidráulicos***.

El timbraje seleccionado para tuberías de PVC-O en la conducción del emisario terrestre es de PN 12,5, ya que es la presión nominal mínima que existe para este diámetro tras consultar las recomendaciones de la Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión del CEDEX y diferentes fabricantes de tuberías plásticas.

2.2.2 Formulación utilizada

Hipótesis 1: Verificación de la deformación requerida

El valor admisible de la deformación de la tubería debe ser inferior o igual al 5%. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\delta_v = \frac{\Delta D_v}{2 * r_m} * 100 \leq 5\%$$

Donde:

- δv: Deformación relativa.
- ΔDv: Deformación vertical del diámetro del tubo, que sigue la siguiente expresión:

$$\Delta D_v = C_v * \frac{q_{vt} - q_h}{S_t} * 2 * r_m$$

- r_m: Radio medio del tubo.
- q_{vt}: Presión vertical total sobre el tubo.
- q_h: Presión lateral del relleno sobre el tubo.
- S_t: Rigidez del tubo.
- C_v: Factor de deformación vertical en valor absoluto.

Hipótesis 2: Verificación ante rotura de la tubería.

El valor admisible mínimo del coeficiente de seguridad a rotura en tuberías de PVC-O es de 2,5 para casos normales. Por lo tanto, la relación entre el esfuerzo tangencial de diseño y el esfuerzo tangencial máximo debe de superar dicho valor.

$$v = \frac{\sigma_t}{\sigma} \geq 2{,}5$$

Donde:

- σ: Esfuerzo tangencial de diseño. Para tuberías de PVC-O es igual a 50 N/mm².
- σ_t: Esfuerzos tangenciales máximos. Se determinan en la clave, riñones y base de la tubería.

Hipótesis 3: Verificación a la estabilidad por aplastamiento

El valor admisible mínimo del coeficiente de seguridad al aplastamiento no debe ser mayor a 2,5 en tuberías de PVC-O. Este coeficiente de seguridad se obtiene por la relación entre la carga crítica y la carga realmente existente. Se realiza teniendo en cuenta las influencias de la presión del terreno, presión exterior del agua y la acción simultanea de ambas presiones.

$$\eta_1 = \frac{crit\ q_{vt}}{q_{vt}} \geq 2{,}5$$

La carga critica se obtiene de la siguiente expresión:

$$crit\ q_{vt} = 2 * \sqrt{S_t * S_{sh}}$$

Donde:

- q_{vt}: Presión vertical total sobre el tubo.
- S_t: Rigidez del tubo.
- S_{sh}: Rigidez horizontal del relleno hasta la clave del tubo.

3. RESULTADOS DE LA TUBERÍA ENTERRADA

3.1 Tuberías de PEAD

3.1.1 Tramo 1. Caso de estudio 1

Los siguientes resultados corresponden al PK 1+980. Se ha realizado el cálculo mecánico en este punto kilométrico ya que es donde hay mayor cobertura de tierras sobre la clave del tubo (H = 3,311 m) sin carga de tráfico.

CÁLCULO MECÁNICO PEAD

AWWA PE pipe Desing and Installation. Manual of Water supply practices M55.
Emisario terrestre

Datos						
Diámetro Nominal	DN	24,80	in	630,00	mm	Nota: Los diámetros pueden variar sensiblemente dependiendo del origen del fabricante del tubo, es decir, diámetro nominal en pulgadas o en milímetros. Sin embargo el cálculo es válido para el diámetro nominal tanto en pulgadas como en milímetros.
Diámetro Exterior	DO	24,80	in	630,00	mm	
Diámetro Interior	DI	22,44	in	570,00	mm	
Espesor	t	1,18	in	30,00	mm	
Módulo de Elasticidad de la tubería 50 años	E	21755,70	psi	150,00	Mpa	
Módulo de Elasticidad del Suelo Nativo	E'N	1500,00	psi	10,34	Mpa	
Módulo de Elasticidad del Suelo en la zanja	E´E	2000,00	psi	13,79	Mpa	
Peso específico del suelo	w	124,86	pcf	2000,00	kg/m3	
SDR equivalente	SDReq	21,0				
Clase de Presión	PN	116,00	psi	8,00	bars	
Coeficiente de Poisson	μ	0,45	largo plazo			

Hipotesis 1. Presión Interna Positiva				**Comprobaciones**					
Presión de Trabajo	WP	3,30	mca	**WP**	**≤**	**WPR**	**≤**	**PC**	**VERDADERO**
Presión de Trabajo	WP	4,69	psi	**WP**	**≤**	**WPR**			
				4,69		**116,00**			**VERDADERO**
				WPR	**≤**	**PC**			
Clase de Presión	PN	116,00	psig	**116,00**		**116,00**			**VERDADERO**
Presión Máxima de Trabajo	WPR	116,00	psi						

Acciones externas					
Cargas muertas					
Carga debida al peso de tierras y presión externa del agua	PE	1355,88	psf	64920,06	N/m2
Peso específico del suelo	w	124,86	pcf		
Altura de tierras sobre la clave del tubo	Hs+sum	10,86	ft	3,31	m
Peso específico del suelo por encima del freático	ws	124,86	pcf	2000,00	kg/m3
Altura suelo por encima freático	Hs	10,86	ft	3,31	m
Peso específico del suelo sumergido	wsum	68,68	pcf	1100,07	kg/m3
Altura suelo sumergido	Hsum	0,00	ft	0,00	m
Peso específico del agua	ww	62,43	pcf	1000,03	kg/m3
Presión exterior agua (freático - piezométrica)	Pext	0,00	ft	0,00	mca
Cargas vivas					
Carga de tráfico	PL	0,00	psi	0,00	N/m2
Carga por rueda	Wl	16000	lbs		
Factor de Impacto	If	1,5			
Área de contacto	A	1,389	ft2		
Radio equivalente	R	0,6649	ft		
Altura de tierras sobre la clave del tubo	H	10,86	ft		

Hipotesis 2. Acciones Externas. (Comprobar Deflexión)									
Deflexión									
Porcentaje de Deflexión	ΔY/DM	1,14	%						
Constante de apoyo	K	0,1							
Factor de Desfase (Time-Lag Factor)	TL	1,5							
Carga debida al peso de tierras	PE	9,42	psi						
Carga de tráfico	PL	0,00	psi						
Módulo de Elasticidad de la tubería	E	21755,70	psi						
SDR	SDR	21,0							
Módulo de reacción del suelo	E'	2000,00	psi						
Factor de Soporte del suelo	Sc	1							
Módulo de Elasticidad del Suelo Nativo	E'N	1500,00	psi						
Módulo de Elasticidad del Suelo en la zanja	E'E	2000,00	psi						
Ancho de la zanja	Bd	50,00	in	1,27	m				
Diámetro externo	DO	24,80	in						
	Bd/D0	2,02							
	E'N/E'E	0,75							
Límites de Deflexión									
SDR	SDR	21,0							
Límites de Deflexión	ΔY/DM	7,5	%						
Comprobación									
Porcentaje de Deflexión	ΔY/DM	1,14	%	**1,14 %**		**<**	**7,5 %**		**VERDADERO**
Límites de Deflexión	ΔY/DM	7,5	%						

Hipotesis 3. Acciones Externas y Presión Interna Negativa. (Colapso o Pandeo)									
Presión externa admisible									
Presión externa admisible para la tubería (con efecto de las tierras que la rodean)	PCA	34,87	psi						
Factor de seguridad	N	2,00							
Factor de reducción de resistencia	Rb	1,00							
Factor de soporte elástico del suelo	B'	0,34							
Módulo del Suelo	E'	2000,00	psi						
Módulo de Elasticidad aparente del material	E	21755,70	psi						
SDR	SDR	21,0							
Altura de agua sobre la tubería (freático)	Hw	0,00	ft	0,00	m				
Altura de tierras sobre la clave del tubo	H	10,86	ft	3,31	m				
Presión interna negativa (Presión de Vacio)	PV	0,00	psi						
Presión externa admisible									
Presión externa admisible para la tubería (sin efecto de las tierras que la rodean)	PUA	3,00	psi						
Factor de compensación de ovalización	f0	0,88							
Coeficiente de Poisson	μ	0,45	long term						
Comprobación						**PCA**	**>**	**PE+PL+Pv**	
Presión externa admisible para la tubería enterrada	PCA	34,87	psi	0,24	N/mm2	**34,87**	**>**	**9,42**	**VERDADERO**
Presión externa admisible para la tubería (sin efecto de las tierras que la rodean)	PUA	3,00	psi	0,02	N/mm2	**PUA**	**>**	**Pv**	
PE+PL+Pv		9,42	psi	0,06	N/mm2	**3,00**	**>**	**0,00**	**VERDADERO**

Hipotesis 4. Acciones externas. (Compresión en la pared de la tubería)							
Compresión de la pared							
Compresión circunferencial de la pared	S	94,17	psi				
Carga debida al peso de tierras	PE	9,42	psi				
SDR	SDR	21,0					
Comprobación							
Resistencia a compresión del material de la tubería		1000,00	psi		**S**	**<**	**1000,00**
Compresión circunferencial de la pared	S	94,17	psi		**94,17**	**<**	**1000,00** **VERDADERO**

3.1.2 Tramo 2. Caso de estudio 1

Los siguientes resultados corresponden al PK 0+120. Se ha realizado el cálculo mecánico en este punto kilométrico ya que es donde hay mayor cobertura de tierras sobre la clave del tubo (H = 2,914 m) considerando carga de tráfico.

CÁLCULO MECÁNICO PEAD

AWWA PE pipe Desing and Installation. Manual of Water supply practices M55.
Emisario terrestre

Datos

Diámetro Nominal	DN	24,80	in	630,00	mm	
Diámetro Exterior	DO	24,80	in	630,00	mm	
Diámetro Interior	DI	22,44	in	570,00	mm	
Espesor	t	1,18	in	30,00	mm	
Módulo de Elasticidad de la tubería 50 años	E	21755,70	psi	150,00	Mpa	
Módulo de Elasticidad del Suelo Nativo	E'N	1500,00	psi	10,34	Mpa	
Módulo de Elasticidad del Suelo en la zanja	E´E	2000,00	psi	13,79	Mpa	
Peso específico del suelo	w	124,86	pcf	2000,00	kg/m3	
SDR equivalente	SDReq	21,0				
Clase de Presión	PN	116,00	psi	8,00	bars	
Coeficiente de Poisson	μ	0,45	largo plazo			

Nota: Los diámetros pueden variar sensiblemente dependiendo del origen del fabricante del tubo, es decir, diámetro nominal en pulgadas o en milímetros. Sin embargo el cálculo es válido para el diámetro nominal tanto en pulgadas como en milímetros.

Hipotesis 1. Presión Interna Positiva

				Comprobaciones					
Presión de Trabajo	WP	3,30	mca	**WP**	**≤**	**WPR**	**≤**	**PC**	**VERDADERO**
Presión de Trabajo	WP	4,69	psi	**WP**	**≤**	**WPR**			
				4,69		**116,00**			**VERDADERO**
				WPR	**≤**	**PC**			
Clase de Presión	PN	116,00	psig	**116,00**		**116,00**			**VERDADERO**
Presión Máxima de Trabajo	WPR	116,00	psi						

Acciones externas

Cargas muertas

Carga debida al peso de tierras y presión externa del agua	PE	1193,67	psf	57153,19	N/m2
Peso específico del suelo	w	124,86	pcf		
Altura de tierras sobre la clave del tubo	Hs+sum	9,56	ft	2,91	m
Peso específico del suelo por encima del freático	ws	124,86	pcf	2000,00	kg/m3
Altura suelo por encima freático	Hs	9,56	ft	2,91	m
Peso específico del suelo sumergido	wsum	68,68	pcf	1100,07	kg/m3
Altura suelo sumergido	Hsum	0,00	ft	0,00	m
Peso específico del agua	ww	62,43	pcf	1000,03	kg/m3
Presión exterior agua (freático - piezométrica)	Pext	0,00	ft	0,00	mca

Cargas vivas

Carga de tráfico	PL	1,67	psi	11510,01	N/m2
Carga por rueda	Wl	16000	lbs		
Factor de Impacto	If	1,5			
Área de contacto	A	1,389	ft2		
Radio equivalente	R	0,6649	ft		
Altura de tierras sobre la clave del tubo	H	9,56	ft		

Hipotesis 2. Acciones Externas. (Comprobar Deflexión)

Deflexión

Porcentaje de Deflexión	ΔY/DM	1,14	%		
Constante de apoyo	K	0,1			
Factor de Desfase (Time-Lag Factor)	TL	1,5			
Carga debida al peso de tierras	PE	8,29	psi		
Carga de tráfico	PL	1,67	psi		
Módulo de Elasticidad de la tubería	E	21755,70	psi		
SDR	SDR	21,0			
Módulo de reacción del suelo	E'	2000,00	psi		
Factor de Soporte del suelo	Sc	1			
Módulo de Elasticidad del Suelo Nativo	E'N	1500,00	psi		
Módulo de Elasticidad del Suelo en la zanja	E'E	2000,00	psi		
Ancho de la zanja	Bd	50,00	in	1,27	m
Diámetro externo	DO	24,80	in		
	Bd/D0	2,02			
	E'N/E'E	0,75			

Límites de Deflexión

SDR	SDR	21,0	
Límites de Deflexión	ΔY/DM	7,5	%

Comprobación

Porcentaje de Deflexión	ΔY/DM	1,14	%	**1,14 %**	**<**	**7,5 %**		**VERDADERO**
Límites de Deflexión	ΔY/DM	7,5	%					

Hipotesis 3. Acciones Externas y Presión Interna Negativa. (Colapso o Pandeo)										
Presión externa admisible										
Presión externa admisible para la tubería (con efecto de las tierras que la rodean)	PCA	33,89	psi							
Factor de seguridad	N	2,00								
Factor de reducción de resistencia	Rb	1,00								
Factor de soporte elástico del suelo	B′	0,32								
Módulo del Suelo	E′	2000,00	psi							
Módulo de Elasticidad aparente del material	E	21755,70	psi							
SDR	SDR	21,0								
Altura de agua sobre la tubería (freático)	Hw	0,00	ft	0,00	m					
Altura de tierras sobre la clave del tubo	H	9,56	ft	2,91	m					
Presión interna negativa (Presión de Vacio)	PV	0,00	psi							
Presión externa admisible										
Presión externa admisible para la tubería (sin efecto de las tierras que la rodean)	PUA	2,93	psi							
Factor de compensación de ovalización	f0	0,86								
Coeficiente de Poisson	μ	0,45	long term							
Comprobación						**PCA**	**>**	**PE+PL+Pv**		
Presión externa admisible para la tubería enterrada	PCA	33,89	psi	0,23	N/mm2	**33,89**	**>**	**9,96**	**VERDADERO**	
Presión externa admisible para la tubería (sin efecto de las tierras que la rodean)	PUA	2,93	psi	0,02	N/mm2	**PUA**	**>**	**Pv**		
PE+PL+Pv		9,96	psi	0,07	N/mm2	**2,93**	**>**	**0,00**	**VERDADERO**	

Hipotesis 4. Acciones externas. (Compresión en la pared de la tubería)						
Compresión de la pared						
Compresión circunferencial de la pared	S	82,90	psi			
Carga debida al peso de tierras	PE	8,29	psi			
SDR	SDR	21,0				
Comprobación						
Resistencia a compresión del material de la tubería		1000,00	psi	**S**	**<** **1000,00**	
Compresión circunferencial de la pared	S	82,90	psi	**82,90**	**<** **1000,00**	**VERDADERO**

3.2 Tuberías de PVC-O

3.2.1 Tramo 1. Caso de estudio 1

Los siguientes resultados corresponden al PK 0+340. Se ha realizado el cálculo mecánico en este punto kilométrico donde la cobertura de tierras sobre la clave del tubo es de H= 2,925 m considerando cargas de tráficos.

Datos de partida

Corto o Largo plazo estudio		Largo Plazo	
Material de la tubería		PVC-O	
Diámetro nominal	DN=	630	mm
	DN=	0,6319	m
Presión nominal de la tubería	PN=	PN12.5	
Espesor de la pared de la tubería	e=	11	mm
	e=	0,011	m
Diámetro interior	Di=	0,5954	m
Radio medio de la tubería	r_m=	0,31045	m
Radio interior de la tubería	ri=	0,30495	m
Radio exterior de la tubería	re=	0,31595	m
	r_m/e=	28,22	
Peso específico del agua	γ_a=	10	kN/m³
Peso específico del material de la tubería	γ_t=	14	kN/m³
Módulo de elasticidad en flexión transversal	E_t=	2800	N/mm²
Esfuerzo tangencial de diseño de la tubería	σ_t=	70	N/mm²
Presión interior del agua en la tubería	Pi=	3,607	bar

	Pi=	360,7	kN/m²
Altura del nivel freático sobre la clave del tubo	Ha=	0	m
Presión exterior del agua en la tubería	Pe=	0,0031595	N/mm²
	Pe=	3,1595	kN/m²

Condiciones de la zanja

Tipo de instalación		Tipo 1 - Zanja media	
Altura de relleno sobre la clave del tubo	H=	2,925	m
Ancho inferior de la zanja	B=	1,23	m
Talud Horizontal de la zanja	T_h=	2	
Talud Vertical de la zanja	T_v=	3	
Ángulo de inclinación paredes de la zanja	β=	56	grados
Características del apoyo			
Condiciones de relleno de la zanja		A4	
Tipo de apoyo	2α=	180	grados
Relación de proyección	P_j=	1	
Coeficiente de relleno por encima de la clave del tubo	K_1=	0,5	

Relleno de la zanja

Parámetros del relleno - zona superior al tubo			
Compactación Proctor normal en Relleno		100	%
Tipo de grupo		G3	
Peso específico de las tierras de relleno	γ=	20	kN/m³
Ángulo de rozamiento interno del relleno	ρ=	25	grados
Ángulo de rozamiento del relleno con las paredes de la zanja	ρ'=	25	grados
Módulo de compresión en la parte superior de la zanja	E_1=	13	N/mm²
Parámetros del relleno - zona alrededor del tubo			
Compactación Proctor normal en Relleno		100	%
Tipo de grupo		G3	
Peso específico de las tierras de relleno	γ=	20	kN/m³
Ángulo de rozamiento interno del relleno	ρ=	25	grados
Ángulo de rozamiento del relleno con las paredes de la zanja	ρ'=	25	grados
Coeficiente de rigidez del sistema tubo-suelo	V_{ts}=	0,002	
Coeficiente de relleno alrededor del tubo	K_2=	0,2	
Módulo de compresión alrezador del tubo	E_2=	13	N/mm²
Parámetros del terreno natural			
Compactación Proctor normal en Terreno Natural		100	%
Tipo de grupo		G4	
Módulo de compresión del terreno natural en los laterales	E_3=	10	N/mm²
Módulo de compresión del terreno natural en la parte inferior	E_4=	10	N/mm²

Sobrecarga concentrada

Sobrecarga de tráfico		SI HT 60	
Número de ejes		3	

Distancia entre ruedas	a=	2	m
Distancia entre ruedas	b=	1,5	m
	c=	2,5	m
Coeficientes de impacto	φ=	1,2	
Sobrecarga concentrada delantera	P_c=	100	kN
Sobrecarga concentrada trasera	P_c=	100	kN
Zona pavimentada		SI	
Pavimento. **Capa inferior**	Tipo	Gravilla campactada	
Espesor de la capa de firme inferior	h_1=	0,25	m
Módulo de compresión de la capa de firme inferior. Intervalo	Ef_1=	100-900	N/mm²
	Ef_1=	900	N/mm²
Pavimento. **Capa superior**	Tipo	Emulsión asfáltica	
Espesor de la capa de firme superior	h_2=	0,15	m
Módulo de compresión de la capa de firme superior. Intervalo	Ef_2=	400-4.000	N/mm²
	Ef_2=	4000	N/mm²
Altura equivalente de tierras	H_e=	4,76	m

Determinación de la presión vertical de tierras

Relación: Ángulo talud / Ángulo rozamiento interno relleno		p<B<90º	
Relación: Anchura zanja / Diámetro nominal		1<(B/DN)<4	
Coeficiente de carga de tierras a 90º	C_{z90}=	0,604	
Coeficiente de carga de tierras	C_z=	0,752	
	m_o=	0,250	
	V_o=	1,067	
	m_m=	1,201	
Rigidez de la tubería	S_t=	0,010	N/mm²
Factor de corrección calculado	ξ=	0,851	
Rigidez horizontal del relleno hasta la clave de la tubería	S_{sh}=	6,640	N/mm²
Coeficiente de rigidez Tubería-Suelo	V_{ts}=	0,002	
Factor de deformación horizontal debido a qv	C_{h1}=	0,083	
Factor de deformación horizontal debido a qht	C_{h2}=	-0,066	
Coeficiente de reacción del relleno de la cama de apoyo	δ=	1,237	
Factor de deformación vertical debido a qv	C_{v1}=	-0,083	
Factor de deformación vertical debido a qht	C_{v2}=	0,064	
Valor absoluto del coeficiente de deformación vertical	$\|C_v\|$=	0,004	
	V_s=	0,192	
	m_1=	0,632	
Factor de concentración de la presión vertical	m=	0,884	
		CUMPLE: m < 2.5	
Presión vertical sobre la tubería debido a la carga de tierras	**q_v=**	**38,906**	**kN/m²**

Determinación de la presión lateral de tierras

Factor de concentración de la presión lateral del suelo	n=	1,123	
Presión lateral del relleno sobre la tubería	**q_h=**	**9,883**	**kN/m²**
Reacción máxima lateral del TN a la altura del centro de la tubería	**q_{ht}=**	**35,889**	**kN/m²**

Determinación de la presión vertical debida a sobrecargas concentradas

Altura equivalente de tierras	H_e=	4,760	m
	X_1=	92,040	
	X_2=	91,641	
	X_3=	91,040	
	ΣI=	20,002	
Coeficiente de carga para sobrecargas concentradas	C_c=	0,065	
Sobrecarga concentrada trasera	P_c=	100,000	kN/m²
Coeficientes de impacto	φ=	1,200	
Presión vertical sobre la tubería debida a sobrecargas concentradas	**P_{vc}=**	**7,792**	**kN/m²**

Determinación de la presión vertical total

Presión vertical sobre la tubería debido a la carga de tierras	q_v=	38,906	kN/m²
Presión vertical sobre la tubería debida a sobrecargas concentradas	P_{vc}=	7,792	kN/m²
Presión vertical total	**q_{vt}=**	**46,698**	**kN/m²**

Cálculo de la deformada

Variación del diámetro vertical	ΔD_v=	9,159	mm
Deformación relativa	**S_v=**	**1,475**	**%**
Cumplimiento de deformación sea < 5%		**CUMPLE**	

Cálculo de solicitaciones

Determinación de momentos flectores circunferenciales

Momento flector por carga vertical			
	Mqvt(clave)=	1,12517	kN m/m
	Mqvt(riñones)=	-1,12517	kN m/m
	Mqvt(base)=	1,12517	kN m/m
Momento flector por carga horizontal			
	Mqh(clave)=	-0,23813	kN m/m
	Mqh(riñones)=	0,23813	kN m/m
	Mqh(base)=	-0,23813	kN m/m
Momento flector por reacción horizontal			
	Mqht(clave)=	-0,62607	kN m/m
	Mqht(riñones)=	0,71946	kN m/m
	Mqht(base)=	-0,62607	kN m/m
Momento flector por peso propio del tubo			
	Mt(clave)=	0,00512	kN m/m
	Mt(riñones)=	-0,00583	kN m/m
	Mt(base)=	0,00655	kN m/m
Momento flector por peso del agua			

	Ma(clave)=	0,05146	kN m/m
	Ma(riñones)=	-0,05865	kN m/m
	Ma(base)=	0,06583	kN m/m
Momento flector por presión de agua			
	Mpa(clave)=	0,00360	kN m/m
	Mpa(riñones)=	0,00360	kN m/m
	Mpa(base)=	0,00360	kN m/m
Momento flector total			
	M(clave)=	**0,321**	**kN m/m**
	M(riñones)=	**-0,228**	**kN m/m**
	M(base)=	**0,337**	**kN m/m**

Determinación de las fuerzas axiles

Fuerza axil por carga vertical			
	Nqvt(clave)=	0,000	kN m/m
	Nqvt(riñones)=	-14,497	kN m/m
	Nqvt(base)=	0,000	kN m/m
Fuerza axil por carga horizontal			
	Nqh(clave)=	-3,068	kN m/m
	Nqh(riñones)=	0,000	kN m/m
	Nqh(base)=	-3,068	kN m/m
Fuerza axil por reacción horizontal			
	Nqht(clave)=	6,429	kN m/m
	Nqht(riñones)=	0,000	kN m/m
	Nqht(base)=	-6,429	kN m/m
Fuerza axil por peso propio del tubo			
	Nt(clave)=	0,008	kN m/m
	Nt(riñones)=	-0,075	kN m/m
	Nt(base)=	-0,008	kN m/m
Fuerza axil por peso del agua			
	Na(clave)=	0,562	kN m/m
	Na(riñones)=	0,207	kN m/m
	Na(base)=	1,366	kN m/m
Fuerza axil por presión de agua			
	Npa(clave)=	108,997	kN m/m
	Npa(riñones)=	108,997	kN m/m
	Npa(base)=	108,997	kN m/m
Fuerza axil total			
	N(clave)=	**112,928**	**kN m/m**
	N(riñones)=	**94,632**	**kN m/m**
	N(base)=	**100,858**	**kN m/m**

Cálculo de los esfuerzos máximos

Momento resistente de la sección	W=	20,167	cm³/m
Área de la sección longitudinal de la pared de la Tubería	S=	11,000	cm²/m
Factor de corrección por curvatura interior	αki=	1,012	
Factor de corrección por curvatura exterior	αke=	0,988	

Tensión circunferencial máxima			
	σ(clave)=	**26,380**	**N/mm²**
	σ(riñones)=	**19,798**	**N/mm²**
	σ(base)=	**26,075**	**N/mm²**

Verificación del esfuerzo

Esfuerzo tangencial de diseño	(sigma)t=	70	N/mm²
Coeficiente de seguridad en la clave de la tubería	**v(clave)=**	**2,654**	**N/mm²**
Comprobación coeficiente de seguridad a la rotura en la clave >2.5		**CUMPLE**	
Coeficiente de seguridad en los riñones de la tubería	**v(riñones)=**	**3,536**	**N/mm²**
Comprobación coeficiente de seguridad a la rotura en los riñones > 2.5		**CUMPLE**	
Coeficiente de seguridad en la base de la tubería	**v(base)=**	**2,685**	**N/mm²**
Comprobación coeficiente de seguridad a la rotura en la base > 2.5		**CUMPLE**	

Comprobación de la estabilidad

Presión de aplastamiento crítica	criti qvt=	0,525	N/mm²
Coeficiente de seguridad al aplastamiento	**η_1=**	**11,244**	
Comprobación coeficiente de seguridad al aplastamiento n > 2.5		**CUMPLE**	

3.2.1 Tramo 1. Caso de estudio 2

Los siguientes resultados corresponden al PK 0+540. Se ha realizado el cálculo mecánico en este punto kilométrico ya que es donde hay mayor cobertura de tierras sobre la clave del tubo H=5,727 m sin carga de tráfico.

Datos de partida

Corto o Largo plazo estudio		Largo Plazo	
Material de la tubería		PVC-O	
Diámetro nominal	DN=	630	mm
	DN=	0,6319	m
Presión nominal de la tubería	PN=	PN12.5	
Espesor de la pared de la tubería	e=	11	mm
	e=	0,011	m
Diámetro interior	Di=	0,5954	m
Radio medio de la tubería	r_m=	0,31045	m
Radio interior de la tubería	ri=	0,30495	m
Radio exterior de la tubería	re=	0,31595	m
	r_m/e=	28,22	
Peso específico del agua	γ_a=	10	kN/m³
Peso específico del material de la tubería	γ_t=	14	kN/m³
Módulo de elasticidad en flexión transversal	E_t=	2800	N/mm²
Esfuerzo tangencial de diseño de la tubería	σ_t=	70	N/mm²
Presión interior del agua en la tubería máxima	Pi=	3,607	bar
	Pi=	360,7	kN/m²

Altura del nivel freático sobre la clave del tubo	Ha=	0	m
Presión exterior del agua en la tubería	Pe=	0,0031595	N/mm²
	Pe=	3,1595	kN/m²

Condiciones de la zanja

Tipo de instalación		Tipo 1 - Zanja estrecha	
Altura de relleno sobre la clave del tubo	H=	5,727	m
Ancho inferior de la zanja	B=	1,23	m
Talud Horizontal de la zanja	T_h=	2	
Talud Vertical de la zanja	T_v=	3	
Ángulo de inclinación paredes de la zanja	β=	56	grados
Condición 1. Tipo 1 - Zanja estrecha	B<2*DN	CUMPLE	
Condición 2. Tipo 1 - Zanja estrecha	H>1.5*B	CUMPLE	
Caractaristicas del apoyo			
Condiciones de relleno de la zanja		A4	
Tipo de apoyo	2α=	180	grados
Relación de proyección	P_j=	1	
Coeficiente de relleno por encima de la clave del tubo	K_1=	0,5	

Relleno de la zanja

Parámetros del relleno - zona superior al tubo			
Compactación Proctor normal en Relleno		100	%
Tipo de grupo		G3	
Peso específico de las tierras de relleno	γ=	20	kN/m³
Ángulo de rozamiento interno del relleno	ρ=	25	grados
Ángulo de rozamiento del relleno con las paredes de la zanja	ρ'=	25	grados
Módulo de compresión en la parte superior de la zanja	E_1=	13	N/mm²
Parámetros del relleno - zona alrededor del tubo			
Compactación Proctor normal en Relleno		100	%
Tipo de grupo		G3	
Peso específico de las tierras de relleno	γ=	20	kN/m³
Ángulo de rozamiento interno del relleno	ρ=	25	grados
Ángulo de rozamiento del relleno con las paredes de la zanja	ρ'=	25	grados
Coeficiente de rigidez del sistema tubo-suelo	V_{ts}=	0,002	
Coeficiente de relleno alrededor del tubo	K_2=	0,2	
Módulo de compresión alrezador del tubo	E_2=	13	N/mm²
Parámetros del terreno natural			
Compactación Proctor normal en Terreno Natural		100	%
Tipo de grupo		G4	
Módulo de compresión del terreno natural en los laterales	E_3=	10	N/mm²
Módulo de compresión del terreno natural en la parte inferior	E_4=	10	N/mm²

Sobrecarga concentrada

Sobrecarga de tráfico		NO	

Determinación de la presión vertical de tierras

Relación: Ángulo talud / Ángulo rozamiento interno relleno		p<B<90º	
Relación: Anchura zanja / Diámetro nominal		1<(B/DN)<4	
Coeficiente de carga de tierras a 90º	C_{z90}=	0,408	
Coeficiente de carga de tierras	C_z=	0,630	
	m_o=	0,250	
	V_o=	1,067	
	m_m=	1,238	
Rigidez de la tubería	S_t=	0,010	N/mm²
Factor de corrección calculado	ξ=	0,851	
Rigidez horizontal del relleno hasta la clave de la tubería	S_{sh}=	6,640	N/mm²
Coeficiente de rigidez Tubería-Suelo	V_{ts}=	0,002	
Factor de deformación horizontal debido a qv	C_{h1}=	0,083	
Factor de deformación horizontal debido a qht	C_{h2}=	-0,066	
Coeficiente de reacción del relleno de la cama de apoyo	δ=	1,237	
Factor de deformación vertical debido a qv	C_{v1}=	-0,083	
Factor de deformación vertical debido a qht	C_{v2}=	0,064	
Valor absoluto del coeficiente de deformación vertical	$\|C_v\|$=	0,004	
	V_s=	0,192	
	m_1=	0,608	
Factor de concentración de la presión vertical	m=	0,876	
		CUMPLE: m < 2.5	
Presión vertical sobre la tubería debido a la carga de tierras	**q_v=**	**63,188**	**kN/m²**

Determinación de la presión lateral de tierras

Factor de concentración de la presión lateral del suelo	n=	1,131	
Presión lateral del relleno sobre la tubería	**q_h=**	**16,311**	**kN/m²**
Reacción máxima lateral del TN a la altura del centro de la tubería	**q_{ht}=**	**57,968**	**kN/m²**

Determinación de la presión vertical debida a sobrecargas concentradas

Sobrecarga concentrada trasera	P_c=	0,000	kN/m²
Coeficientes de impacto	φ=	0,000	
Presión vertical sobre la tubería debida a sobrecargas concentradas	**P_{vc}=**	**0,000**	**kN/m²**

Determinación de la presión vertical total

Presión vertical sobre la tubería debido a la carga de tierras	q_v=	63,188	kN/m²
Presión vertical sobre la tubería debida a sobrecargas concentradas	P_{vc}=	0,000	kN/m²
Presión vertical total	**q_{vt}=**	**63,188**	**kN/m²**

Cálculo de la deformada

Variación del diámetro vertical	ΔD_v=	11,662	mm

Deformación relativa	**S_v=**	**1,878**	**%**
Cumplimiento de deformación sea < 5%		**CUMPLE**	

Cálculo de solicitaciones

Determinación de momentos flectores circunferenciales

Momento flector por carga vertical			
	Mqvt(clave)=	1,52251	kN m/m
	Mqvt(riñones)=	-1,52251	kN m/m
	Mqvt(base)=	1,52251	kN m/m
Momento flector por carga horizontal			
	Mqh(clave)=	-0,39301	kN m/m
	Mqh(riñones)=	0,39301	kN m/m
	Mqh(base)=	-0,39301	kN m/m
Momento flector por reacción horizontal			
	Mqht(clave)=	-1,01123	kN m/m
	Mqht(riñones)=	1,16207	kN m/m
	Mqht(base)=	-1,01123	kN m/m
Momento flector por peso propio del tubo			
	Mt(clave)=	0,00512	kN m/m
	Mt(riñones)=	-0,00583	kN m/m
	Mt(base)=	0,00655	kN m/m
Momento flector por peso del agua			
	Ma(clave)=	0,05146	kN m/m
	Ma(riñones)=	-0,05865	kN m/m
	Ma(base)=	0,06583	kN m/m
Momento flector por presión de agua			
	Mpa(clave)=	0,00360	kN m/m
	Mpa(riñones)=	0,00360	kN m/m
	Mpa(base)=	0,00360	kN m/m
Momento flector total			
	M(clave)=	**0,178**	**kN m/m**
	M(riñones)=	**-0,028**	**kN m/m**
	M(base)=	**0,194**	**kN m/m**

Determinación de las fuerzas axiles

Fuerza axil por carga vertical			
	Nqvt(clave)=	0,000	kN m/m
	Nqvt(riñones)=	-19,617	kN m/m
	Nqvt(base)=	0,000	kN m/m
Fuerza axil por carga horizontal			
	Nqh(clave)=	-5,064	kN m/m
	Nqh(riñones)=	0,000	kN m/m
	Nqh(base)=	-5,064	kN m/m
Fuerza axil por reacción horizontal			
	Nqht(clave)=	10,384	kN m/m
	Nqht(riñones)=	0,000	kN m/m
	Nqht(base)=	-10,384	kN m/m

Fuerza axil por peso propio del tubo			
	Nt(clave)=	0,008	kN m/m
	Nt(riñones)=	-0,075	kN m/m
	Nt(base)=	-0,008	kN m/m
Fuerza axil por peso del agua			
	Na(clave)=	0,562	kN m/m
	Na(riñones)=	0,207	kN m/m
	Na(base)=	1,366	kN m/m
Fuerza axil por presión de agua			
	Npa(clave)=	108,997	kN m/m
	Npa(riñones)=	108,997	kN m/m
	Npa(base)=	108,997	kN m/m
Fuerza axil total			
	N(clave)=	**114,887**	**kN m/m**
	N(riñones)=	**89,512**	**kN m/m**
	N(base)=	**94,907**	**kN m/m**

Cálculo de los esfuerzos máximos

Momento resistente de la sección	W=	20,167	cm³/m
Área de la sección longitudinal de la pared de la Tubería	S=	11,000	cm²/m
Factor de corrección por curvatura interior	αki=	1,012	
Factor de corrección por curvatura exterior	αke=	0,988	
Tensión circunferencial máxima			
	σ(clave)=	**19,398**	**N/mm²**
	σ(riñones)=	**9,524**	**N/mm²**
	σ(base)=	**18,374**	**N/mm²**

Verificación del esfuerzo

Esfuerzo tangencial de diseño	(sigma)t=	70	N/mm²
Coeficiente de seguridad en la clave de la tubería	**v(clave)=**	**3,609**	**N/mm²**
Comprobación coeficiente de seguridad a la rotura en la clave >2.5		**CUMPLE**	
Coeficiente de seguridad en los riñones de la tubería	**v(riñones)=**	**7,349**	**N/mm²**
Comprobación coeficiente de seguridad a la rotura en los riñones > 2.5		**CUMPLE**	
Coeficiente de seguridad en la base de la tubería	**v(base)=**	**3,810**	**N/mm²**
Comprobación coeficiente de seguridad a la rotura en la base > 2.5		**CUMPLE**	

Comprobación de la estabilidad

Presión de aplastamiento crítica	criti qvt=	0,525	N/mm²
Coeficiente de seguridad al aplastamiento	**η_1=**	**8,309**	
Comprobación coeficiente de seguridad al aplastamiento n > 2.5		**CUMPLE**	

3.2.2 Tramo 1. Caso de estudio 3

Los siguientes resultados corresponden al PK 1+100. Se ha realizado el cálculo mecánico en este punto kilométrico ya que es donde hay mayor cobertura de tierras sobre la clave del tubo H=2,958 m considerando cargas de tráficos.

Datos de partida

Corto o Largo plazo estudio		Largo Plazo	
Material de la tubería		PVC-O	
Diámetro nominal	DN=	630	mm
	DN=	0,6174	m
Presión nominal de la tubería	PN=	PN12.5	
Espesor de la pared de la tubería	e=	11	mm
	e=	0,011	m
Diámetro interior	Di=	0,5954	m
Radio medio de la tubería	r_m=	0,3032	m
Radio interior de la tubería	ri=	0,2977	m
Radio exterior de la tubería	re=	0,3087	m
	r_m/e=	27,56	
Peso específico del agua	γ_a=	10	kN/m³
Peso específico del material de la tubería	γ_t=	14	kN/m³
Módulo de elasticidad en flexión transversal	E_t=	2800	N/mm²
Esfuerzo tangencial de diseño de la tubería	σ_t=	70	N/mm²
Presión interior del agua en la tubería	Pi=	3,607	bar
	Pi=	360,7	kN/m²
Altura del nivel freático sobre la clave del tubo	Ha=	0	m
Presión exterior del agua en la tubería	Pe=	0,003087	N/mm²
	Pe=	3,087	kN/m²

Condiciones de la zanja

Tipo de instalación		Tipo 1 - Zanja estrecha	
Altura de relleno sobre la clave del tubo	H=	2,958	m
Ancho inferior de la zanja	B=	1,23	m
Talud Horizontal de la zanja	T_h=	2	
Talud Vertical de la zanja	T_v=	3	
Ángulo de inclinación paredes de la zanja	β=	56	grados
Condición 1. Tipo 1 - Zanja estrecha	B<2*DN	CUMPLE	
Condición 2. Tipo 1 - Zanja estrecha	H>1.5*B	CUMPLE	

Caractaristicas del apoyo

Condiciones de relleno de la zanja		A4	
Tipo de apoyo	2α=	180	grados
Relación de proyección	P_j=	1	
Coeficiente de relleno por encima de la clave del tubo	K_1=	0,5	

Relleno de la zanja

Parámetros del relleno - zona superior al tubo			
Compactación Proctor normal en Relleno		100	%
Tipo de grupo		G3	
Peso específico de las tierras de relleno	γ=	20	kN/m³
Ángulo de rozamiento interno del relleno	ρ=	25	grados
Ángulo de rozamiento del relleno con las paredes de la zanja	ρ'=	25	grados

Módulo de compresión en la parte superior de la zanja	E_1=	13	N/mm²
Parámetros del relleno - zona alrededor del tubo			
Compactación Proctor normal en Relleno		100	%
Tipo de grupo		G3	
Peso específico de las tierras de relleno	γ=	20	kN/m³
Ángulo de rozamiento interno del relleno	ρ=	25	grados
Ángulo de rozamiento del relleno con las paredes de la zanja	ρ'=	25	grados
Coeficiente de rigidez del sistema tubo-suelo	V_{ts}=	0,002	
Coeficiente de relleno alrededor del tubo	K_2=	0,2	
Módulo de compresión alrezador del tubo	E_2=	13	N/mm²
Parámetros del terreno natural			
Compactación Proctor normal en Terreno Natural		100	%
Tipo de grupo		G4	
Módulo de compresión del terreno natural en los laterales	E_3=	10	N/mm²
Módulo de compresión del terreno natural en la parte inferior	E_4=	10	N/mm²

Sobrecarga concentrada

Sobrecarga de tráfico		SI HT 60	
Número de ejes		3	
Distancia entre ruedas	a=	2	m
Distancia entre ruedas	b=	1,5	m
	c=	2,5	m
Coeficientes de impacto	φ=	1,2	
Sobrecarga concentrada delantera	P_c=	100	kN
Sobrecarga concentrada trasera	P_c=	100	kN
Zona pavimentada		SI	
Pavimento. **Capa inferior**	Tipo	Gravilla compactada	
Espesor de la capa de firme inferior	h_1=	0,25	m
Módulo de compresión de la capa de firme inferior. Intervalo	Ef_1=	100-900	N/mm²
	Ef_1=	900	N/mm²
Pavimento. **Capa superior**	Tipo	Emulsión asfáltica	
Espesor de la capa de firme superior	h_2=	0,15	m
Módulo de compresión de la capa de firme superior. Intervalo	Ef_2=	400-4.000	N/mm²
	Ef_2=	4000	N/mm²
Altura equivalente de tierras	H_e=	4,57	m

Determinación de la presión vertical de tierras

Relación: Ángulo talud / Ángulo rozamiento interno relleno		p<B<90º
Relación: Anchura zanja / Diámetro nominal		1<(B/DN)<4
Coeficiente de carga de tierras a 90º	C_{z90}=	0,601
Coeficiente de carga de tierras	C_z=	0,750
	m_o=	0,250

	V_o=	1,067	
	m_m=	1,203	
Rigidez de la tubería	S_t=	0,011	N/mm²
Factor de corrección calculado	ξ=	0,854	
Rigidez horizontal del relleno hasta la clave de la tubería	S_{sh}=	6,665	N/mm²
Coeficiente de rigidez Tubería-Suelo	V_{ts}=	0,002	
Factor de deformación horizontal debido a qv	C_{h1}=	0,083	
Factor de deformación horizontal debido a qht	C_{h2}=	-0,066	
Coeficiente de reacción del relleno de la cama de apoyo	δ=	1,235	
Factor de deformación vertical debido a qv	C_{v1}=	-0,083	
Factor de deformación vertical debido a qht	C_{v2}=	0,064	
Valor absoluto del coeficiente de deformación vertical	$\|C_v\|$=	0,004	
	V_s=	0,200	
	m_1=	0,640	
Factor de concentración de la presión vertical	m=	0,881	
		CUMPLE: m < 2.5	
Presión vertical sobre la tubería debido a la carga de tierras	**q_v=**	**39,109**	**kN/m²**

Determinación de la presión lateral de tierras

Factor de concentración de la presión lateral del suelo	n=	1,120	
Presión lateral del relleno sobre la tubería	**q_h=**	**9,946**	**kN/m²**
Reacción máxima lateral del TN a la altura del centro de la tubería	**q_{ht}=**	**36,004**	**kN/m²**

Determinación de la presión vertical debida a sobrecargas concentradas

Altura equivalente de tierras	H_e=	4,793	m
	X_1=	93,283	
	X_2=	92,902	
	X_3=	92,283	
	ΣI=	20,041	
Coeficiente de carga para sobrecargas concentradas	C_c=	0,064	
Sobrecarga concentrada trasera	P_c=	100,000	kN/m²
Coeficientes de impacto	φ=	1,200	
Presión vertical sobre la tubería debida a sobrecargas concentradas	**P_{vc}=**	**7,686**	**kN/m²**

Determinación de la presión vertical total

Presión vertical sobre la tubería debido a la carga de tierras	q_v=	39,109	kN/m²
Presión vertical sobre la tubería debida a sobrecargas concentradas	P_{vc}=	7,686	kN/m²
Presión vertical total	**q_{vt}=**	**46,794**	**kN/m²**

Cálculo de la deformada

Variación del diámetro vertical	ΔD_v=	8,596	mm
Deformación relativa	**S_v=**	**1,418**	**%**
Cumplimiento de deformación sea < 5%		**CUMPLE**	

Cálculo de solicitaciones

Determinación de momentos flectores circunferenciales

Momento flector por carga vertical			
	Mqvt(clave)=	1,07546	kN m/m
	Mqvt(riñones)=	-1,07546	kN m/m
	Mqvt(base)=	1,07546	kN m/m
Momento flector por carga horizontal			
	Mqh(clave)=	-0,22858	kN m/m
	Mqh(riñones)=	0,22858	kN m/m
	Mqh(base)=	-0,22858	kN m/m
Momento flector por reacción horizontal			
	Mqht(clave)=	-0,59908	kN m/m
	Mqht(riñones)=	0,68845	kN m/m
	Mqht(base)=	-0,59908	kN m/m
Momento flector por peso propio del tubo			
	Mt(clave)=	0,00488	kN m/m
	Mt(riñones)=	-0,00556	kN m/m
	Mt(base)=	0,00624	kN m/m
Momento flector por peso del agua			
	Ma(clave)=	0,04794	kN m/m
	Ma(riñones)=	-0,05463	kN m/m
	Ma(base)=	0,06132	kN m/m
Momento flector por presión de agua			
	Mpa(clave)=	0,00360	kN m/m
	Mpa(riñones)=	0,00360	kN m/m
	Mpa(base)=	0,00360	kN m/m
Momento flector total			
	M(clave)=	**0,304**	**kN m/m**
	M(riñones)=	**-0,215**	**kN m/m**
	M(base)=	**0,319**	**kN m/m**

Determinación de las fuerzas axiles

Fuerza axil por carga vertical			
	Nqvt(clave)=	0,000	kN m/m
	Nqvt(riñones)=	-14,188	kN m/m
	Nqvt(base)=	0,000	kN m/m
Fuerza axil por carga horizontal			
	Nqh(clave)=	-3,016	kN m/m
	Nqh(riñones)=	0,000	kN m/m
	Nqh(base)=	-3,016	kN m/m
Fuerza axil por reacción horizontal			
	Nqht(clave)=	6,299	kN m/m
	Nqht(riñones)=	0,000	kN m/m

	Nqht(base)=	-6,299	kN m/m
Fuerza axil por peso propio del tubo			
	Nt(clave)=	0,008	kN m/m
	Nt(riñones)=	-0,073	kN m/m
	Nt(base)=	-0,008	kN m/m
Fuerza axil por peso del agua			
	Na(clave)=	0,536	kN m/m
	Na(riñones)=	0,198	kN m/m
	Na(base)=	1,303	kN m/m
Fuerza axil por presión de agua			
	Npa(clave)=	106,427	kN m/m
	Npa(riñones)=	106,427	kN m/m
	Npa(base)=	106,427	kN m/m
Fuerza axil total			
	N(clave)=	**110,254**	**kN m/m**
	N(riñones)=	**92,364**	**kN m/m**
	N(base)=	**98,408**	**kN m/m**

Cálculo de los esfuerzos máximos

Momento resistente de la sección	W=	20,167	cm³/m
Área de la sección longitudinal de la pared de la Tubería	S=	11,000	cm²/m
Factor de corrección por curvatura interior	αki=	1,012	
Factor de corrección por curvatura exterior	αke=	0,988	
Tensión circunferencial máxima			
	σ(clave)=	**25,291**	**N/mm²**
	σ(riñones)=	**18,930**	**N/mm²**
	σ(base)=	**24,954**	**N/mm²**

Verificación del esfuerzo

Esfuerzo tangencial de diseño	(sigma)t=	70	N/mm²
Coeficiente de seguridad en la clave de la tubería	**v(clave)=**	**2,768**	**N/mm²**
Comprobación coeficiente de seguridad a la rotura en la clave >2.5		**CUMPLE**	
Coeficiente de seguridad en los riñones de la tubería	**v(riñones)=**	**3,698**	**N/mm²**
Comprobación coeficiente de seguridad a la rotura en los riñones > 2.5		**CUMPLE**	
Coeficiente de seguridad en la base de la tubería	**v(base)=**	**2,805**	**N/mm²**
Comprobación coeficiente de seguridad a la rotura en la base > 2.5		**CUMPLE**	

Comprobación de la estabilidad

Presión de aplastamiento crítica	criti qvt=	0,545	N/mm²
Coeficiente de seguridad al aplastamiento	**η_1=**	**11,647**	
Comprobación coeficiente de seguridad al aplastamiento n > 2.5		**CUMPLE**	

4. CÁLCULO DE LOS MACIZOS DE ANCLAJE

Para el cálculo de los macizos de anclaje se utiliza el Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural.

Aquellas piezas tales como codos, válvulas, derivaciones, reducciones, etc., que estén sometidas a empujes derivados de la presión hidráulica, deberán ser ancladas con un macizo de concreto armado que contrarreste el empuje y asegure la inmovilidad de los mismos.

Las consideraciones del Código Estructural que se han tenido en cuenta a la hora de armar el anclaje son las siguientes.

- Hormigón empleado: HA-25/B/20/XC2
- Se emplearán recubrimientos mínimos de 70 mm.
- Se recomienda emplear armaduras de diámetro mínimo 12 mm.
- La armadura horizontal y vertical del dado debe cumplir las cuantías geométricas mínimas respecto a la sección total del hormigón:
  - Cuantía mínima armadura horizontal: 2,0 ‰.
  - Cuantía mínima armadura vertical: 1,2 ‰.
- Separación máxima entre barras: s ≤ 30 cm.

El criterio de diseño más utilizado para el cálculo de los anclajes de los componentes de las conducciones es el que considera como base de partida exclusivamente el peso del macizo para contrarrestar el empuje hidráulico.

4.1 Empuje hidráulico

Las dimensiones de los macizos de anclaje son función de la presión hidráulica. Las siguientes expresiones son las más utilizadas para determinar, en primer lugar, el empuje producido por la presión hidráulica.

4.1.1 Codos

El empuje producido por la presión hidráulica en codos se calcula mediante la siguiente formulación:

$$E = MDP\left(\frac{\pi DI^2}{4}\right)(2sen\theta/2)$$

Donde:

- E Empuje hidráulico, (kg).
- MDP Valor de la máxima presión incluyendo sobrepresiones producidas por transitorios, (mca, kg/m^2).
- DI Diámetro interior de la tubería, (m).
- θ: Angulo de desviación del codo, (º).

4.1.2 Derivación

$$E = MDP\left(\frac{\pi DDI^2}{4}\right)$$

en donde:

- E Empuje hidráulico, (kg).
- MDP Valor de la máxima presión incluyendo sobrepresiones producidas por transitorios, (mca, kg/m^2).
- DDI Diámetro interior de la derivación, (m).

4.1.3 Reducciones

$$E = MDP\left(\frac{\pi({DI_1}^2/{DI_2}^2}{4}\right)$$

en donde:

- E Empuje hidráulico, (kg).
- MDP Valor de la máxima presión incluyendo sobrepresiones producidas por transitorios, (mca, kg/m^2).
- DI_1 Diámetro mayor de la reducción, (m).
- DI_2 Diámetro menor de la reducción, (m).

4.1.4 Válvulas

$$E = MDP\left(\frac{\pi DI^2}{4}\right)$$

en donde:

- E Empuje hidráulico, (kg).
- MDP Valor de la máxima presión incluyendo sobrepresiones producidas por transitorios, (mca, kg/m^2).
- DI Diámetro interior de la conducción, (m).

4.2 Dimensionamiento de los macizos de anclaje

4.2.1 Codos

Para el dimensionamiento de los macizos para codos horizontales se tiene los siguientes criterios de estabilidad:

- El empuje debido a la presión hidráulica debe de ser menor que la fuerza de fricción producida por el peso del macizo y el ángulo de rozamiento interno del suelo.

- La geometría de los macizos se ha considerado de base rectangular y altura H.
- Se utiliza 1.5 como coeficiente de seguridad para el empuje hidráulico.
- Las reacciones del peso propio y del empuje hidráulico, se reparten con la siguiente distribución geométrica:

$$1.5E < F$$

$$F = tan\,\varphi\, G$$

Donde:

- F Fuerza de fricción, kg.
- E Empuje hidráulico, kg.
- G Peso total, kg.
- ϕ Angulo de rozamiento interno del suelo, grados.

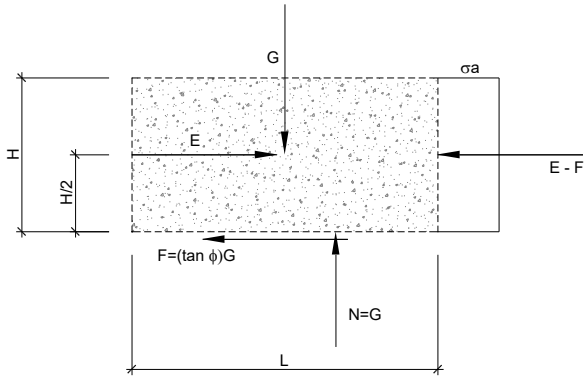


Figura 3. Distribución de fuerzas macizos de anclaje para codos horizontales.

4.2.2 Válvula sostenedora de presión

Para el dimensionamiento de los macizos para válvulas se tienen los siguientes criterios de estabilidad:

- El macizo de anclaje este compuesto por los muros y la losa de la arqueta que contiene a la válvula de seccionamiento.
- El empuje debido a la presión hidráulica debe de ser menor que la fuerza de fricción producida por el peso de la arqueta y el ángulo de rozamiento interno del suelo.
- La geometría la arqueta es de base interior cuadrada (o rectangular) b, grosor de la losa h, alto de los muros H, ancho de los muros en sentido del flujo L y ancho de los muros laterales 0,3m.
- Las reacciones del peso propio y del empuje hidráulico, se reparten con la siguiente distribución geométrica:

$$1.5E < F$$
$$F = tan\,\varphi\, G$$

Donde:

- F Resultante, fuerza de fricción, kg.
- G Peso total, kg.
- ϕ Angulo de rozamiento interno del suelo, grados.

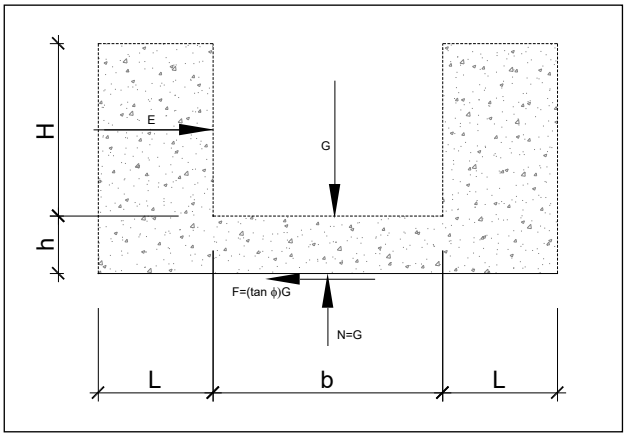


Figura 4. Distribución de fuerzas macizos de anclaje para válvulas (arquetas).

Las siguientes tablas muestran los resultados de los cálculos de los macizos de anclaje para los distintos codos y para las válvulas. Los detalles constructivos asociados se incluyen en el ***Documento 2. Planos.***

Tramo 1

- Codos horizontales

	PK	Bend	MDP	ID	E=MDP(A)(2sen θ/2)	Soil	Ltubo	Wtubo	Wagua	L	A	c	d	H	Wbloque	Wtotal	Friction	ΣF	Check	Strain	Check
		(º)	(mca)	(m)	E (kg)	σa (kg/m²)	(m)	(kg)	(kg)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kg)	G (kg)	F=(tanϕ)G	F - 1.5E	ΣF > 0	σ (kg/m²)	σ < σa
PVC-O	0+079,471	90	5,577	0,5988	2221,11	10000	1,50	136,51	844,84	1,95	0,90	0,90	1,05	1,10	5072,68	6054,03	3495,30	163,64	OK	2245,23	OK
	0+355,230	45	12,101	0,5988	2608,22	10000	1,50	68,25	422,42	3,00	1,10			1,10	6396,76	6887,43	3976,46	64,13	OK	2089,38	OK
	1+124,004	45	12,859	0,5988	2771,60	10000	1,50	68,25	422,42	3,00	1,10			1,20	7154,93	7645,60	4414,19	256,79	OK	2319,38	OK
	1+129,774	45	12,828	0,5988	2764,92	10000	1,50	68,25	422,42	3,00	1,10			1,20	7154,93	7645,60	4414,19	266,82	OK	2319,38	OK
	1+159,895	45	12,670	0,5988	2730,86	10000	1,50	68,25	422,42	3,00	1,10			1,20	7154,93	7645,60	4414,19	317,90	OK	2319,38	OK
	1+169,111	45	12,621	0,5988	2720,30	10000	1,50	68,25	422,42	3,00	1,10			1,20	7154,93	7645,60	4414,19	333,74	OK	2319,38	OK
	1+238,038	60	13,593	0,5988	3827,97	10000	1,80	163,81	1013,81	2,25	1,00	1,00	1,30	1,40	9279,45	10457,06	6037,39	295,43	OK	2949,19	OK
	1+511,564	45	18,201	0,5988	3923,00	10000	1,70	77,35	478,74	3,40	1,10			1,40	9827,44	10383,54	5994,94	110,44	OK	2779,38	OK
PEAD 630 SDR21	1+987,096	30	35,747	0,5700	4721,78	10000	1,70	177,09	867,60	3,40	1,30			1,40	12236,92	13281,61	7668,14	585,48	OK	3004,89	OK
PVC-O	2+036.846	90	35,874	0,5988	14287,24	10000	3,30	300,31	1858,65	3,90	1,80	1,80	2,40	1,50	35015,95	37174,91	21462,94	32,09	OK	3280,40	OK
	2+468,190	45	29,334	0,5988	6322,58	10000	2,50	113,75	704,03	5,00	1,10			1,50	15715,74	16533,53	9545,64	61,77	OK	3009,38	OK

- Arquetas de desagüe

	PK	Bend	MDP	ID	E=MDP(A)(2sen θ/2)	Soil	L	Wtubo	Wagua	L	A	c	d	H	Wbloque	Wtotal	Friction	ΣF	Check	Strain	Check
		(º)	(mca)	(m)	E (kg)	σa (kg/m²)	(m)	(kg)	(kg)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kg)	G (kg)	F=(tanϕ)G	F - 1.5E	ΣF > 0	σ (kg/m²)	σ < σa
T1-AD-01	0+767,885	45	12,19	0,5988	2627,40	10000	1,50	68,25	844,84		1,50			1,50	6013,29	6926,38	3998,95	2028,40	OK	3078,39	OK
T1-AD-02	2+034,755	45	34,39	0,5988	7412,34	10000	1,80	81,90	1013,81		1,80			1,80	11275,76	12371,48	7142,68	1583,42	OK	3818,36	OK

Tramo 2

- **Codos horizontales**

	PK	Bend	MDP	ID	E=MDP(A)(2sen θ/2)	Soil	Ltubo	Wtubo	Wagua	L	A	c	d	H	Wbloque	Wtotal	Friction	ΣF	Check	Strain	Check
		(º)	(mca)	(m)	E (kg)	σa (kg/m²)	(m)	(kg)	(kg)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kg)	G (kg)	F=(tanϕ)G	F - 1.5E	ΣF > 0	σ (kg/m²)	σ < σa
PEAD 630 SDR21	0+320,767	60	0,376	0,5700	95,95	10000	1,00	104,17	510,35	1,44	0,90	0,90	0,55	1,00	3102,41	3716,93	2145,97	2002,05	OK	2080,57	OK
	0+352,336	30	0,598	0,5700	78,99	10000	1,00	52,09	255,18	2,00	1,10			1,00	3886,19	4193,45	2421,09	2302,61	OK	1906,11	OK
	0+393,273	60	0,886	0,5700	226,09	10000	1,00	104,17	510,35	1,44	0,90	0,90	0,55	1,00	3102,41	3716,93	2145,97	1806,84	OK	2080,57	OK
	0+401,530	45	0,944	0,5700	184,37	10000	1,00	52,09	255,18	2,00	1,10			1,00	3886,19	4193,45	2421,09	2144,54	OK	1906,11	OK
	0+539,054	22	3,064	0,5700	298,37	10000	1,00	52,09	255,18	2,00	1,10			1,00	3886,19	4193,45	2421,09	1973,53	OK	1906,11	OK
	0+568,824	45	2,717	0,5700	530,64	10000	1,00	52,09	255,18	2,00	1,10			1,00	3886,19	4193,45	2421,09	1625,13	OK	1906,11	OK
	0+572,992	45	2,687	0,5700	524,78	10000	1,00	52,09	255,18	2,00	1,10			1,00	3886,19	4193,45	2421,09	1633,92	OK	1906,11	OK
	0+638,755	45	2,450	0,5700	478,49	10000	1,00	52,09	255,18	2,00	1,10			1,00	3886,19	4193,45	2421,09	1703,35	OK	1906,11	OK
	0+655,555	60	2,316	0,5700	590,99	10000	1,00	104,17	510,35	1,44	0,90	0,90	0,55	1,00	3102,41	3716,93	2145,97	1259,49	OK	2080,57	OK
	0+670,212	90	10,692	0,5700	3858,46	10000	1,70	177,09	867,60	2,14	1,30	1,30	1,05	1,20	9599,57	10644,26	6145,47	357,78	OK	2570,77	OK
	0+674,334	90	10,762	0,5700	3883,72	10000	1,70	177,09	867,60	2,14	1,30	1,30	1,05	1,20	9599,57	10644,26	6145,47	319,89	OK	2570,77	OK
	0+680,010	11	10,860	0,5700	531,22	10000	1,00	52,09	255,18	2,00	1,10			1,00	3886,19	4193,45	2421,09	1624,26	OK	1906,11	OK

- **Codos verticales**

	PK	Bend	MDP	ID	E=MDP(A)(2sen θ/2)	Soil	L	Wtubo	Wagua	L	A	c	d	H	Wbloque	Wtotal	Friction	ΣF	Check	Strain	Check
		(º)	(mca)	(m)	E (kg)	σa (kg/m²)	(m)	(kg)	(kg)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kg)	G (kg)	F=(tanϕ)G	F - 1.5E	ΣF > 0	σ (kg/m²)	σ < σa
PEAD 630 SDR21	0+662,785	90	2,261	0,5700	815,93	10000	1,50	78,13	765,53		1,00			1,00	1856,55	2700,21	1558,97	947,02	OK	1800,14	OK
	0+662,785	90	4,102	0,5700	1480,30	10000	1,50	78,13	765,53		1,00			1,00	1856,55	2700,21	1558,97	448,74	OK	1800,14	OK
	0+667,304	90	4,105	0,5700	1481,38	10000	1,50	78,13	765,53		1,00			1,00	1856,55	2700,21	1558,97	447,93	OK	1800,14	OK
	0+667,304	90	10,642	0,5700	3840,41	10000	1,90	98,96	969,67		1,20			1,20	4229,83	5298,46	3059,07	178,76	OK	2323,89	OK

Válvula sostenedora de presión (Arqueta de rotura)

	PK	MDP	ID	E=MDP(A)	Soil	Wmuros	Losa	Wtotal	Friction	ΣFx	Check	Strain	Check
		(mca)	(m)	E (kg)	σa (kg/m²)	(kg)	(kg)	G (kg)	F=(tanϕ)G	F - 1.5E	ΣFx > 0	σ (kg/m²)	σ < σa
T1-AR-01	2+509,142	29,058	0,5988	8183,12	10000	31298,40	5722,0	37020,43	21373,76	9099,07	OK	6529,18	OK

5. FIRMAS

POZUELO DE ALARCÓN, MAYO DE 2024

Ingeniero Autor del Anejo	**Ingeniero Autor del Proyecto**	**Ingeniero Autor del Proyecto**
		
Fdo. D. Javier Jiménez Rubio Ing. Civil. Máster en Planificación y Gestión de Infraestructuras	Fdo. D. Roberto Pillado González Ing. De Caminos, Canales y Puertos Colegiado Nº 18.679	Fdo. Dr. Manuel Mudarra Hernández Ing. de Caminos, Canales y Puertos Colegiado Nº 35.493