

ANEJO N°7:
CÁLCULOS ESTRUCTURALES

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN DEL TANQUE DE TORMENTAS	1
2. NORMAS CONSIDERADAS.....	3
3. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.	3
4. MATERIALES EMPLEADOS.....	4
5. DURABILIDAD	4
6. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA Y MÉTODO DE CÁLCULO	5
6.1. MODELIZACIÓN MUROS PANTALLA.....	5
6.2. MODELIZACIÓN LOSAS Y MUROS	9
7. ACCIONES CONSIDERADAS. HIPÓTESIS DE CÁLCULO Y COMBINACIÓN DE ACCIONES.	10
8. ESTADOS LÍMITES COMPROBADOS.	15
8.1. ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN.....	16
9. COMPROBACIONES DE EQUILIBRIO Y GEOTÉCNICAS REALIZADAS.....	17
10. RESUMEN DE CÁLCULOS.....	19
10.1 MUROS PANTALLA.....	19
10.2 LOSAS Y MUROS	19
11. LISTADOS Y CÁLCULO (“SE INCLUYEN EN CD ADJUNTO”).....	36
11.1 MODELO PANTALLAS. LISTADOS MUROS PANTALLA (VER LISTADOS CYPE “CD”).....	37
11.2 CÁLCULO DE ANCLAJES ACTIVOS	38
11.3 MODELO LOSAS Y MUROS (VER LISTADOS CYPE “CD”)	43
11.3.1 DATOS DE LA OBRA (VER “CD”)	43
11.3.2 COMBINACIONES DE CÁLCULO (VER “CD”)	43
11.3.3 ENVOLVENTE DE ESFUERZOS EN LOSAS (VER “CD”)	43
11.3.4 DESPLAZAMIENTOS EN NUDOS DE LOSAS (VER “CD”)	43
11.3.5 ARMADO DE LOSAS(VER “CD”).....	43
11.3.6 ANÁLISIS DE FISURACIÓN EN LOSAS.....	44
11.3.7 ESFUERZOS EN MUROS POR HIPÓTESIS (VER “CD”).....	49
11.3.8 ENVOLVENTE DE ESFUERZOS EN MUROS (VER “CD”)	49
11.3.9 ARMADO DE MUROS (VER “CD”).....	49
11.3.10 ANÁLISIS DE FISURACIÓN EN MUROS.....	50

1. DESCRIPCIÓN DEL TANQUE DE TORMENTAS

El tanque de tormentas proyectado tiene una planta rectangular de 44.05 x 27.95 m. El perímetro lo forman muros pantalla de 80 cm. de espesor con una profundidad de 14 m. La losa de cimentación tiene 150 cm de espesor y la losa superior o de cubierta del depósito tiene 40 cm. de espesor. Esta losa está empotrada en su borde y apoya sobre los muros interiores que separan los diferentes compartimentos interiores. Todos estos elementos estructurales son de Hormigón Armado HA-30/F/20/IIIb+Qb.

La altura libre interior del depósito (entre cara superior de solera e inferior de cubierta) es de 6.00 m. En las siguientes figuras se representa una sección del tanque de tormentas y una vista 3D.

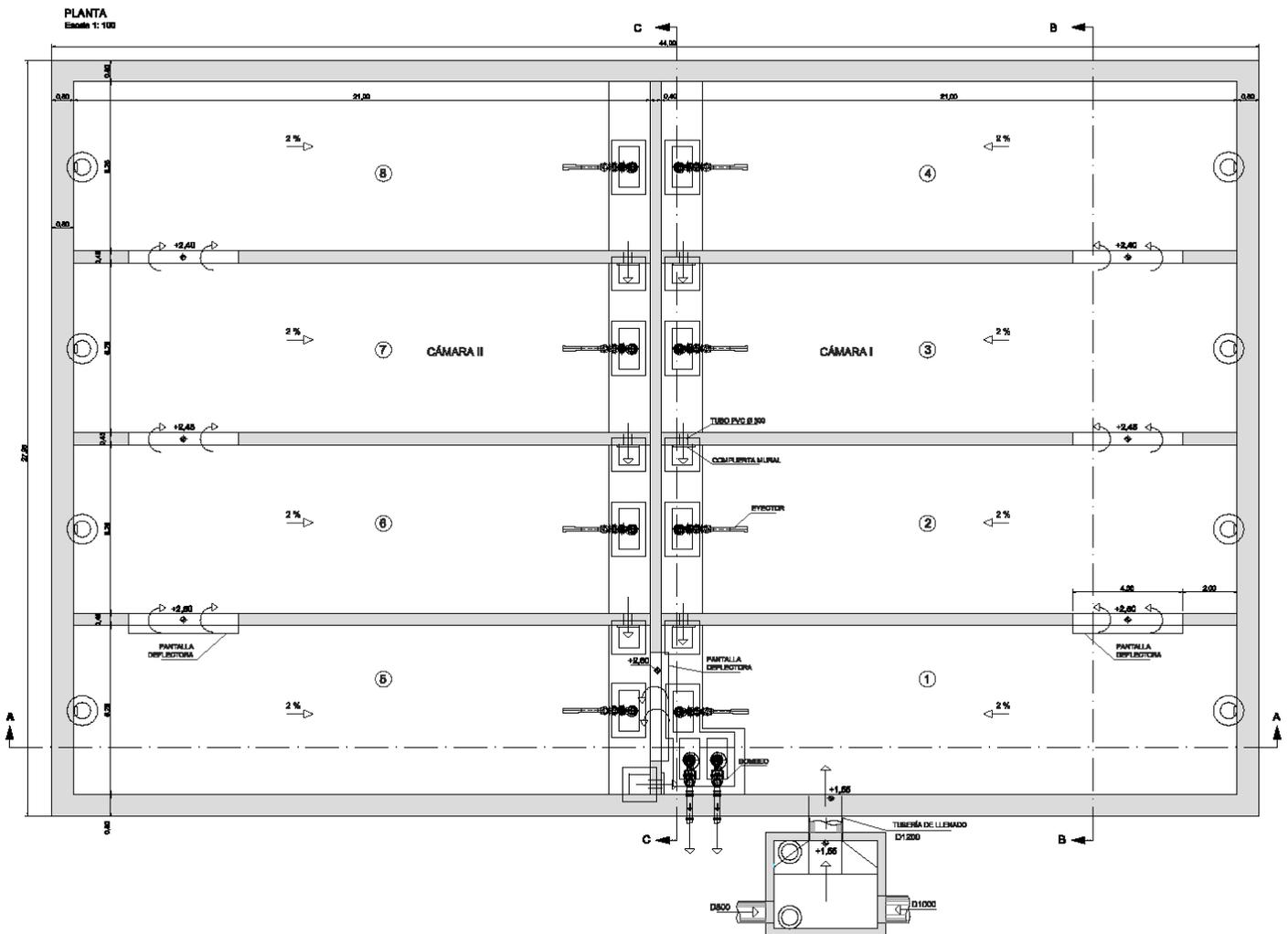


Figura 1: Planta Tanque de Tormentas

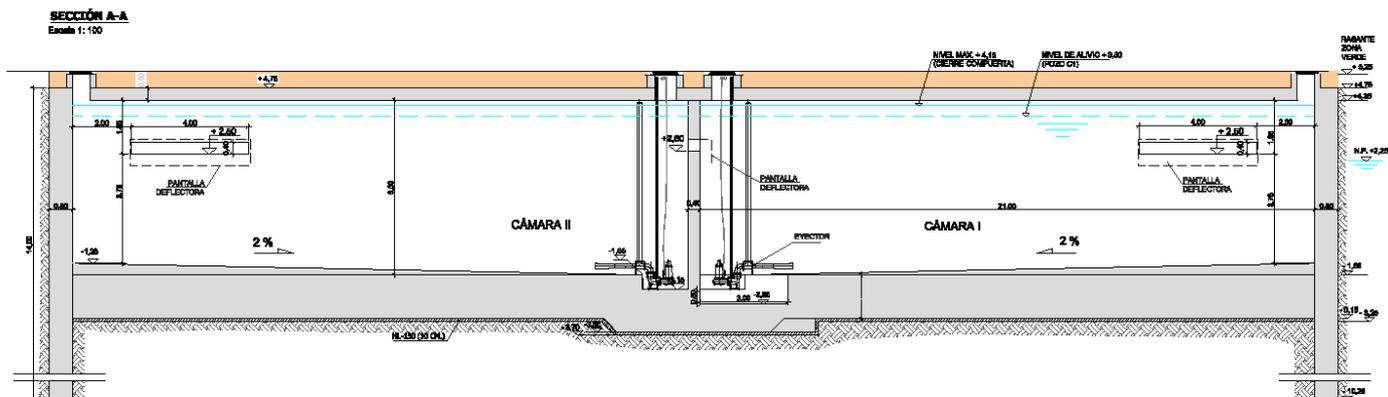
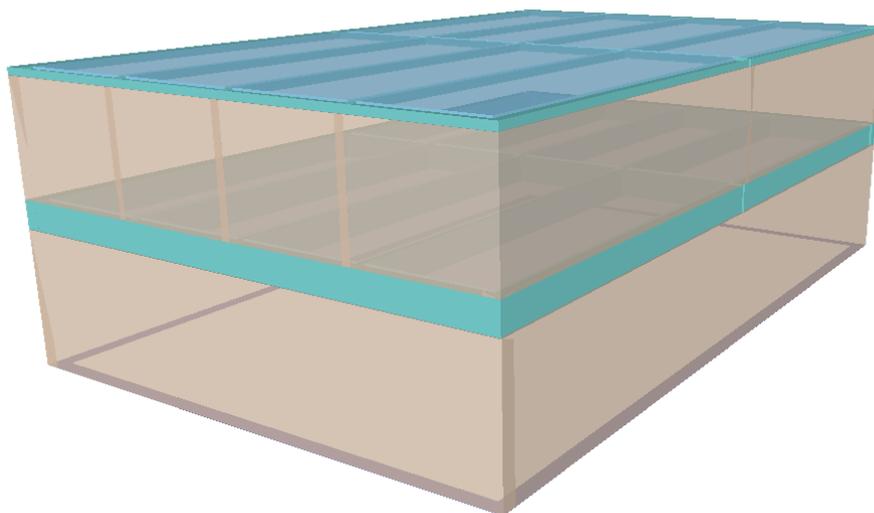


Figura 2: Sección Tanque de Tormentas



Vista de la estructura del tanque de Tormentas

2. NORMAS CONSIDERADAS.

Las normas consideradas para el dimensionamiento de las estructuras de este proyecto han sido:

Norma de Acciones: CTE-DB-SE, NCSE-02 (Norma de construcción sismorresistente).

Normas de Materiales:

Estructuras de Hormigón: EHE08-CTE.

Estructuras de Acero: CTE- DB-SE-A.

3. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.

Terreno de cimentación

A partir de la testificación del testigo continuo obtenido en el sondeo realizado se puede observar el siguiente corte del terreno:

- Nivel 1: Arcillas limosas de color rojizo hasta los 8.40 m, con intercalaciones gravosas. Se trata de un material de naturaleza pelítica con un 65/90% de finos de baja-media plasticidad, clasificándose como CL-ML y CL. Su consistencia es muy floja hasta 3.30m, con un valor de SPT de 3 y más firme a partir de esa cota con valores de SPT de 31 y 52. En base a estos datos y al resultado obtenido en el ensayo de corte directo, se adoptan los siguientes parámetros: densidad aparente: $\gamma=19\text{Kn/m}^3$, ángulo de rozamiento interno $\phi=22$, cohesión $C=40\text{kPa}$, módulo de deformación $E=8\text{Mpa}$. Como permeabilidad se obtiene: $K=10^{-7}$.
- Nivel 2: Arcillas de color naranja con nódulos calcáreos detectados a partir de la cota 8.40 m, también con intercalaciones gravosas en los primeros metros. Es un material con predominio de la fracción fina, con un 79% de finos de media plasticidad y un 25% en los tramos más gravosos, clasificándose como CL y GC, respectivamente. Su consistencia es muy firme, obteniéndose el rechazo en casi la totalidad de los SPT realizados.

Se adoptan los siguientes parámetros: densidad aparente: $\gamma=20\text{Kn/m}^3$, ángulo de rozamiento interno $\phi=30$, cohesión $C=200\text{kPa}$, módulo de deformación $E=40\text{Mpa}$. Como permeabilidad se obtiene: $K=10^{-8}$.

Se detectó la presencia del nivel freático en el interior del sondeo, en la fecha de realización del mismo a una profundidad de 3.00 m de la boca del sondeo.

4. MATERIALES EMPLEADOS.

El hormigón empleado en la obra es el siguiente:

Elemento	Hormigón
Limpieza	HL-150/B/20
Cimentaciones y Muros	HA-30/F/20/IIIb+Qb
Losas	HA-30/F/20/IIIb+Qb

El acero en barras para las armaduras pasivas de esta obra es B-500 SD.

5. DURABILIDAD

La vida útil que se ha considerado en el diseño del tanque de tormentas es de 50 años.

El ambiente de la cimentación adoptado es **IIIb+ Qb**, por tratarse de una estructura en contacto con nivel freático con intrusión marina. Los recubrimientos geométricos mínimos, compatibles con la clase de exposición del hormigón IIIb+Qb, y la vida útil de la estructura, son los siguientes:

- Muros pantalla: 70 mm.
- Losa de cimentación y muros interiores: 50 mm.
- Losa superior: 40 mm.

Por tanto, la limitación considerada en el cálculo para la fisuración máxima en pantallas será de 0.1 mm, correspondiente a una clase general de exposición IIIb y una clase específica de exposición Qb.

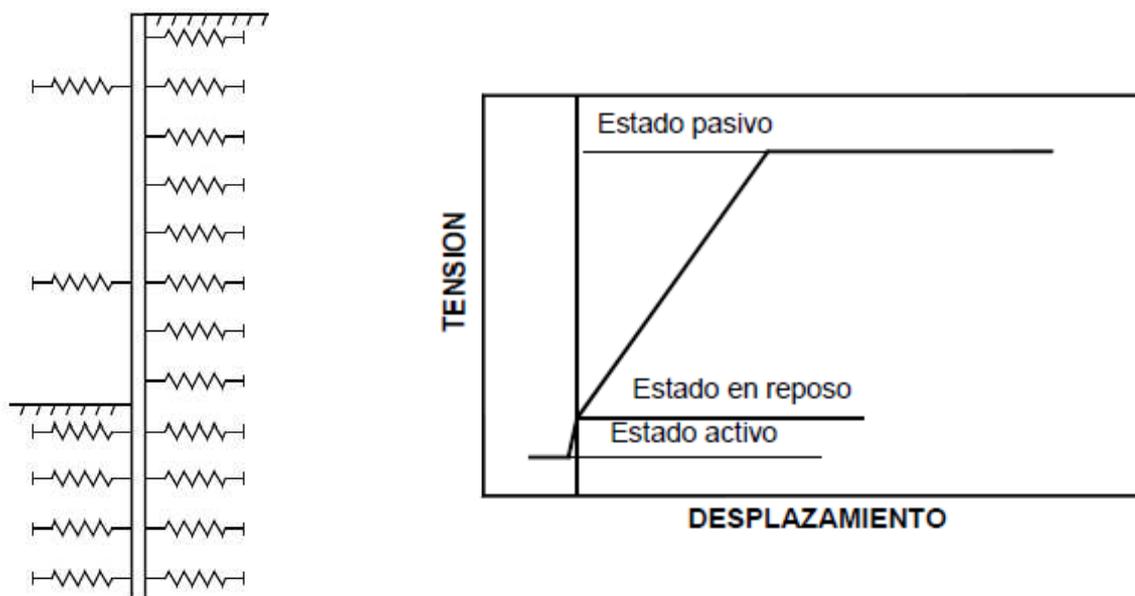
Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8°	w_{max} [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

6. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA Y MÉTODO DE CÁLCULO

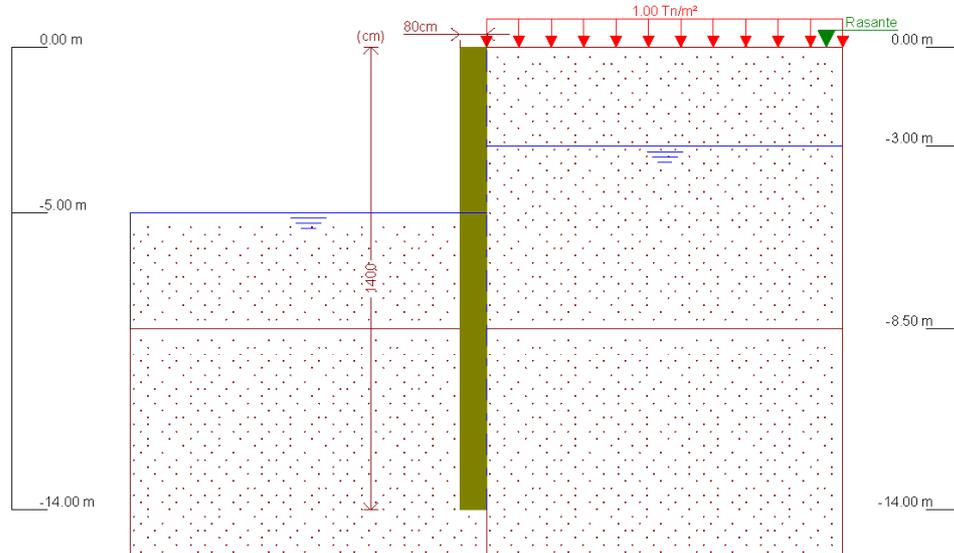
6.1. MODELIZACIÓN MUROS PANTALLA

El modelo utilizado para el cálculo de las pantallas en sus diferentes fases es el de viga elástica sobre muelles. La tensión sobre la pantalla es proporcional al desplazamiento en cada punto de la pantalla hasta que se alcanza el empuje activo o pasivo.



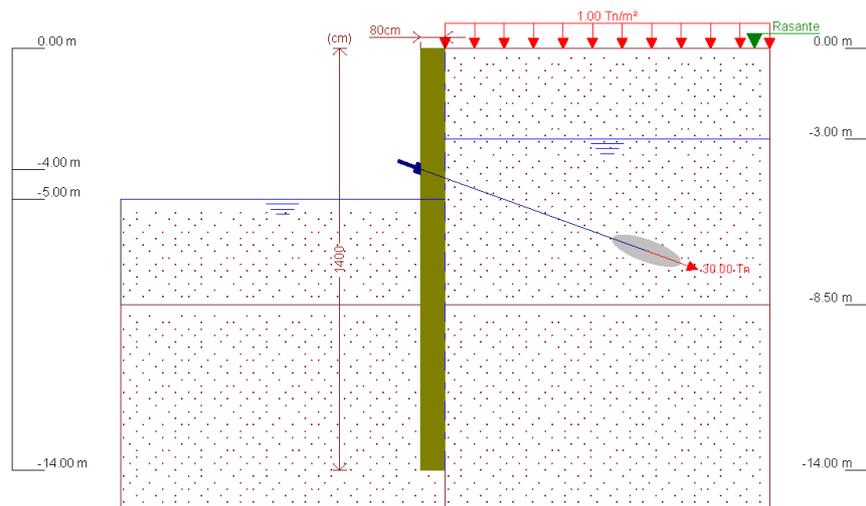
Las fases que se han considerado en el cálculo de los muros pantalla son las siguientes:

Fase 1: Excavación hasta la cota -5.00 m



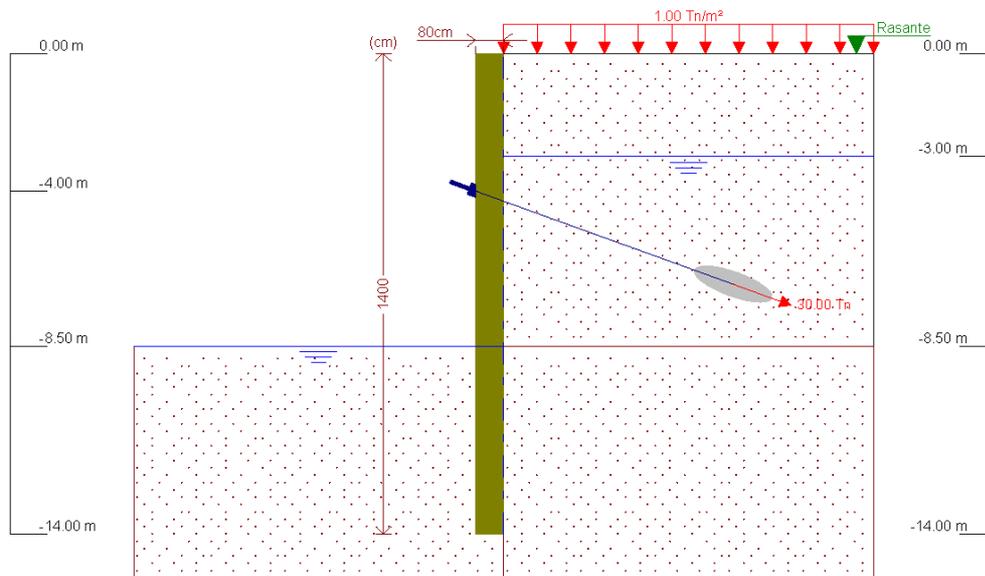
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Fase 1: Excavación hasta cota de perforación	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -5.00 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -5.00 m

Fase 2: Colocación de anclajes activos a la cota -4.00 m



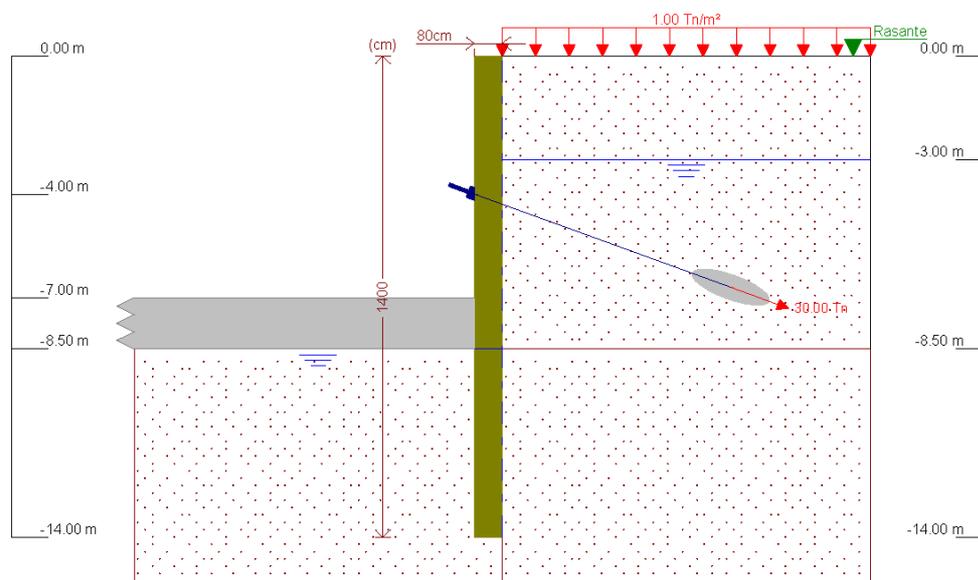
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	Fase 2: Perforación y anclaje	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -5.00 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -5.00 m

Fase 3: Excavación hasta la cota -8.50 m



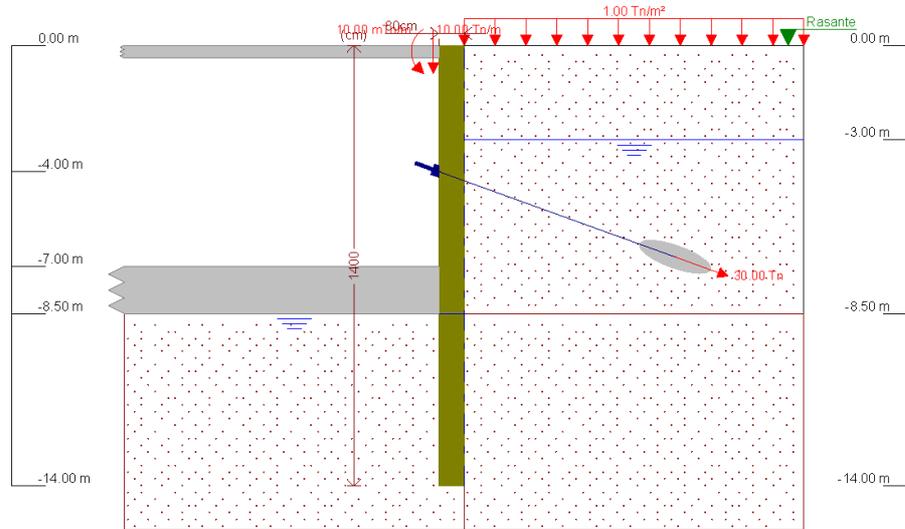
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 3	Fase 3: Excavación hasta cota de cimentación	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -8.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -8.50 m

Fase 4: Ejecución de losa de cimentación



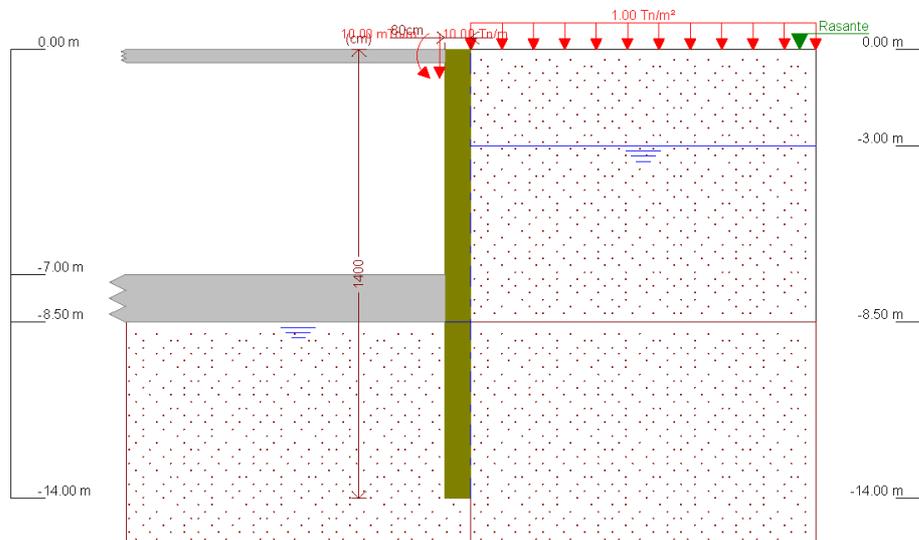
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 4	Fase 4: Ejecución losa de cimentación	Tipo de fase: Servicio Cota de excavación: -8.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -8.50 m

Fase 5: Ejecución de losa superior



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 5	Fase 5: Ejecución losa superior	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -8.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -8.50 m

Fase 6: Retirada de anclaje provisional



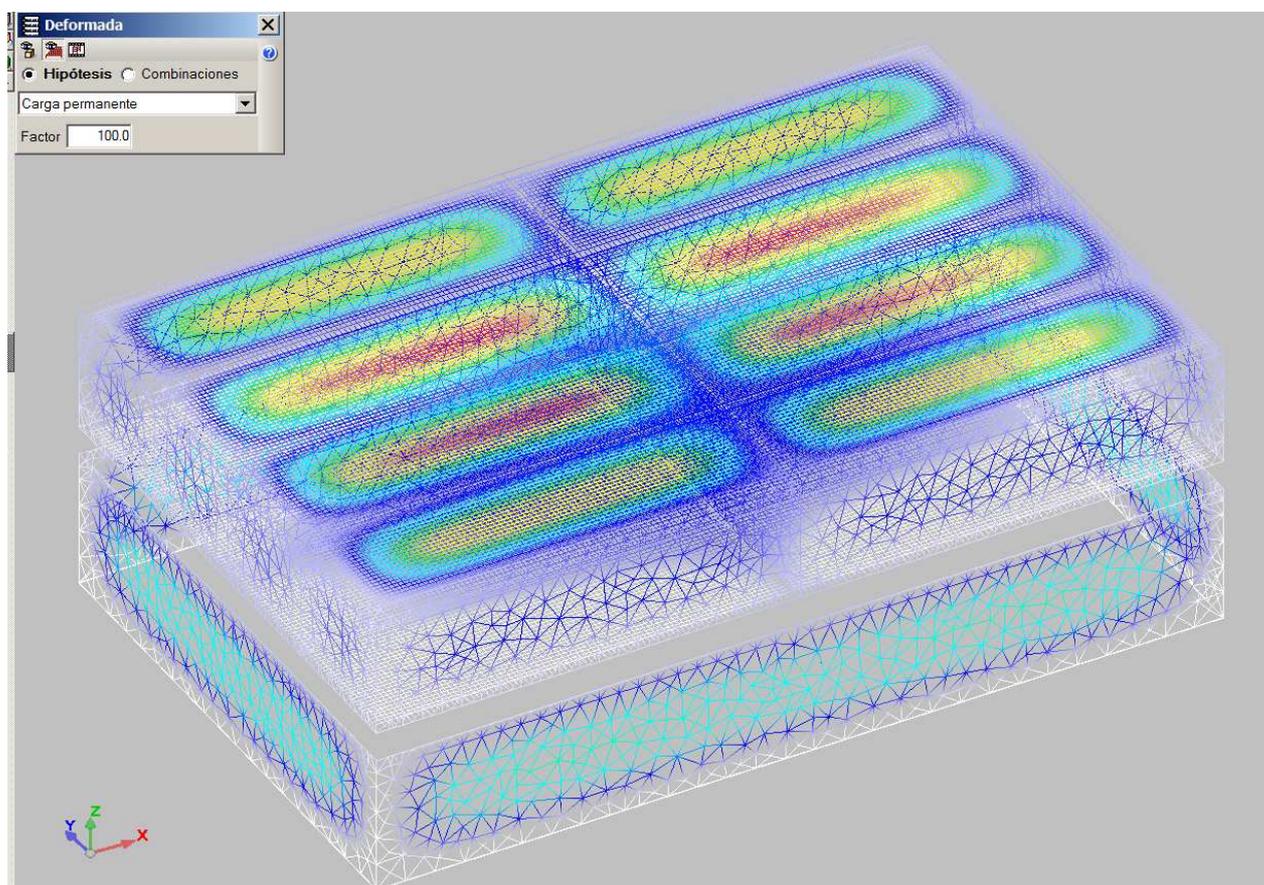
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 6	Fase 6: Retirada de anclajes	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -8.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -8.50 m

En estas fases de cálculo se aplican las cargas de tráfico en el trasdós (1 T/m²) y las cargas en coronación del muro pantalla (permanentes y de servicio) que transmite la losa superior debido al peso propio (pp cubierta), cargas muertas (firme sobre cubierta) y sobrecargas de uso (trafico sobre cubierta).

6.2. MODELIZACIÓN LOSAS Y MUROS

Para el análisis estructural del resto de la estructura, es decir de la losa superior de cubierta, de la losa de cimentación y los muros interiores se ha realizado el siguiente un modelo completo representado en la figura para:

A partir de este modelo se han obtenido esfuerzos en estos elementos losa superior, losa de cimentación y muros interiores.



El análisis de las solicitaciones en los elementos de este modelo se ha realizado mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez. En todos los estados de carga se realiza un cálculo estático menos en las acciones de sismo donde se realiza un análisis modal

espectral. Se considera los materiales que intervienen con un comportamiento lineal para la obtención de esfuerzos y desplazamientos.

Para este análisis se efectúa una discretización de la estructura. La estructura se discretiza en elementos tipo barra, emparrillados de barras y nudos y elementos finitos triangulares. Se ha tenido en cuenta la deformación por cortante, así como la rigidez a torsión de los elementos. La losa de cimentación también flota sobre suelo elástico, por lo que se le ha asignando a los nudos del emparrillado la constante de muelle definida a partir del coeficiente de balasto.

7. ACCIONES CONSIDERADAS. HIPÓTESIS DE CÁLCULO Y COMBINACIÓN DE ACCIONES.

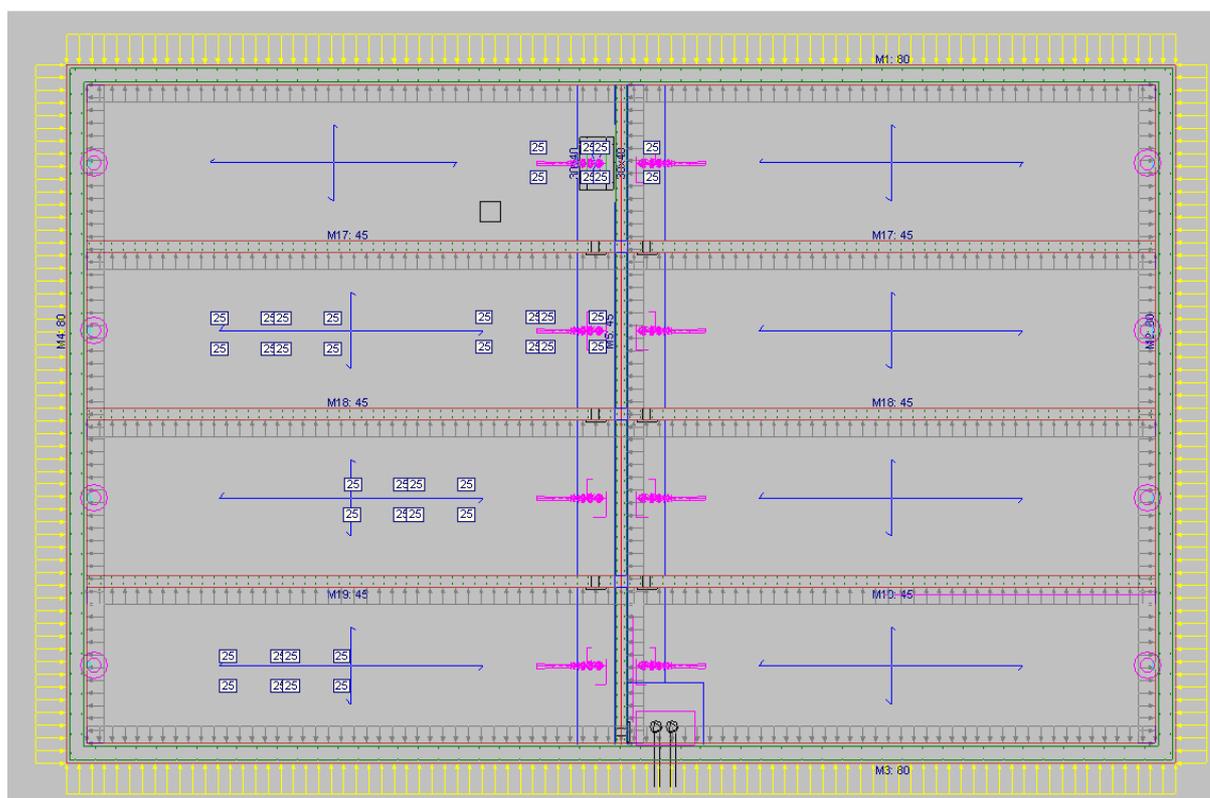
Las acciones consideradas en el cálculo y dimensionamiento de la estructura han sido las siguientes

Peso propio de la estructura.

Carga producida por el agua: Para el cálculo de las pantallas, se ha considerado el depósito de agua vacío en fase de servicio (obra terminada). Ya que esta hipótesis es más desfavorable por existir agua freática actuando en el trasdós de los muros. Por lo tanto, la carga de agua sobre los muros de depósito corresponde al agua freática.

Cargas muertas. Estas cargas son las correspondientes a: hormigón en masa para formación de pendientes (0.50 T/m²) más las gravas y soleras o tierras en su caso (1.00 T/m²). De esta forma la sobrecarga considerada es de 1.50 T/m².

Sobrecargas de Uso según CTE. Las sobrecargas de uso consideradas en la cubierta del tanque de tormentas ha sido las siguientes: Dos camiones actuando simultáneamente de 32 T (16 T cada uno) y una sobrecarga de uso uniforme de 0.40 T/m². Los camiones ocupan 5 posiciones distintas sobre la cubierta.



Cargas de los 2 camiones actuando simultáneamente sobre la losa superior. Se posicionan en 5 situaciones diferentes

Subpresión en la losa inferior: La subpresión considerada corresponde a una columna de agua de 5.4 m. Esta es la diferencia de cota entre el nivel freático y la cara inferior de la losa inferior del depósito. Esta carga sobre la cara inferior de la losa de cimentación tiene un valor característico de 5.4 T/m² (Nivel freático: 2.25m - Cota de cimentación: -3.25m)

Sismo.

Las características del sismo considerado se detallan a continuación.

Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

Provincia: MURCIA Término: SAN JAVIER

Coef. Contribución K = 1.00 Coeficiente de riesgo: 1.0

Aceleración sísmica básica: $A_b/g = 0.10$

Coeficiente de suelo: C = 1.4

Parte de sobrecarga a considerar: 0.50

Amortiguamiento: 4 %

Ductilidad de la estructura: 2.00 Ductilidad baja

Número de modos: 4 por planta de los edificios.

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ninguno

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

▪ Situaciones no sísmicas

▪ Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

▪ Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

▪ Situaciones sísmicas

▪ Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

▪ Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

Donde:

G_k	Acción permanente
Q_k	Acción variable
A_E	Acción sísmica
γ_G	Coefficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
$\gamma_{Q,1}$	Coefficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
$\gamma_{Q,i}$	Coefficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento ($i > 1$) para situaciones no sísmicas ($i > \text{ó} = 1$) para situaciones sísmicas
γ_A	Coefficiente parcial de seguridad de la acción sísmica
$\Psi_{p,1}$	Coefficiente de combinación de la acción variable principal
$\Psi_{a,i}$	Coefficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento ($i > 1$) para situaciones no sísmicas ($i > \text{ó} = 1$) para situaciones sísmicas

Coefficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (Ψ)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

- E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-CTE

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coefficientes parciales de seguridad (γ)		Coefficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.50	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.60	1.00	0.70
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coefficientes parciales de seguridad (γ)		Coefficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.60	0.60
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

- E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-CTE

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.35	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.50	1.00	0.70
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.60	0.60
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

- E.L.U. de rotura. Acero laminado: CTE DB-SE A

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	0.80	1.35	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.50	1.00	0.70
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.60	0.60
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

▪ Tensiones sobre el terreno y Desplazamientos

Situación 1: Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)		

Situación 2: Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)	-1.00	1.00

8. ESTADOS LÍMITES COMPROBADOS.

Los estados límites comprobados en este estudio han sido los siguientes:

Relativos al equilibrio de la estructura y al terreno.

Hundimiento (Tensión admisible > tensión de cálculo).

Asientos compatibles con la estructura.

Relativos a la estructura.

E.L.U. de Inestabilidad global y de local.

E.L.U. Agotamiento por solicitaciones normales (flexión compuesta recta en losas de cimentación y flexión compuesta esviada en muros).

E.L.U. Agotamiento por esfuerzo cortante (tanto en muros como en losas y vigas de cimentación).

E.L.U. Torsión en vigas, y pilares.

E.L.U. Punzonamiento en losas.

E.L.U. Anclaje y solape de armaduras pasivas.

E.L.S. Deformaciones. Flechas compatibles con el uso.

E.L.S. de Fisuración.

8.1. ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN.

A efectos de la comprobación de fisuración se ha considerado que el ambiente en el interior del depósito es IIIb+Qb. Por tanto, se ha comprobado que la máxima apertura de fisura que se produce en muros y losas es de 0.10 mm.

9. COMPROBACIONES DE EQUILIBRIO Y GEOTÉCNICAS REALIZADAS.

Se han realizado las siguientes comprobaciones de equilibrio y geotécnicas:

Comprobación de sifonamiento durante la excavación. En el “Anejo 4. Estudio Geotécnico” se justifica que la profundidad mínima de las pantallas para evitar el sifonamiento del terreno es de 14 m. Se comprueba que la tensión efectiva de terreno en el fondo de la excavación no sea nula, con un coeficiente de seguridad de 2.40

Comprobación tensiones admisibles en la losa inferior del depósito.

El peso neto sobre el fondo de excavación según el estudio geotécnico es 0,40 Kg/cm². Por lo tanto, no se romperá el terreno.

Comprobación del deslizamiento vertical del conjunto del depósito.

Debido a las subpresiones y a la descarga del terreno provocada por la excavación, la estructura experimenta un empuje vertical con sentido hacia arriba.

TENSIÓN TRANSMITIDA AL TERRENO:

→ Peso propio Tanque: **T= 10.048 t**

– Pantallas: $(44,00 + 26,35) \times 2 \times 0,80 \times 14 \times 2,45 = 3.860 \text{ t}$

– Losa inferior: $42,40 \times 26,35 \times 1,50 \times 2,45 = 4.105 \text{ t}$

– Losa superior: $42,40 \times 26,35 \times 0,40 \times 2,45 = 1.095 \text{ t}$

– Muros interiores: $(6 \times 21 \times 0,45 + 26,35 \times 0,4) \times 6 \times 2,45 = 988 \text{ t}$

→ Peso del terreno excavado: $2 \text{ t/m}^3 \times 42,40 \times 26,35 \times 8,50 = \mathbf{E= 18.993 \text{ t}}$

→ Cálculo Sub-presión: $5,50 \text{ t/m}^3 \times 42,40 \times 26,35 = \mathbf{S= 6.145 \text{ t}}$

→ Peso agua de llenado: $1,00 \text{ t/m}^3 \times 42,40 \times 26,35 \times 6 = \mathbf{W= 6.703 \text{ t}}$

Hipótesis 1. Tanque vacío:

$R = T - S - E = 10.048 - 6.145 - 18.993 = -15.090 \rightarrow 0$. El depósito no transmitirá carga alguna y no se producirán asientos. El valor resultante negativo significa que el terreno sufrirá una pequeña descarga o hinchamiento totalmente despreciable.

Hipótesis 1. Tanque lleno:

$R = T + W - S - E = 10.048 + 6.703 - 6.145 - 18.993 = -8.387$

ESTABILIDAD DEL CONJUNTO:

En la comprobación del conjunto no se considera el peso propio del terreno. Sólo se considera el peso propio de las pantallas y losa inferior durante la fase de ejecución inicial, es decir, la situación más desfavorable.

F. Estabilizadoras: $T = 3.860 + 4.105 = 7.965$ t

F. Desestabilizadoras: $S = 6.145$ t

→ **Coefficiente de Seguridad:** $7.965 / 6.145 = 1.30$

En esta comprobación no se ha tenido en cuenta el rozamiento de las pantallas con el terreno, por lo que el coeficiente de seguridad real es mayor.

10. RESUMEN DE CÁLCULOS

10.1. MUROS PANTALLA

10.2. LOSAS Y MUROS

10.1 MUROS PANTALLA

INDICE

1. Norma y materiales
2. Acciones
3. Descripción del terreno
4. Sección vertical del terreno
5. Geometría
6. Esquema de las fases
7. Cargas
8. Elementos de apoyo

1.- NORMA Y MATERIALES

Norma de hormigón: EHE-CTE (España)
Hormigón: HA-30, Control estadístico
Acero: B 500 S, Control Normal
Clase de exposición: Clase Qb
Recubrimiento geométrico: 7.0 cm
Tamaño máximo del árido: 20 mm

2.- ACCIONES

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.50
Mayoración esfuerzos en servicio: 1.50
Con análisis sísmico
Aceleración de cálculo: 0.12 g
No se considera el sismo en las fases constructivas
Mayoración esfuerzos en hipótesis sísmica: 1.00
Sin considerar acciones térmicas en puntales

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m
Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
Tipología: Muro pantalla de hormigón armado

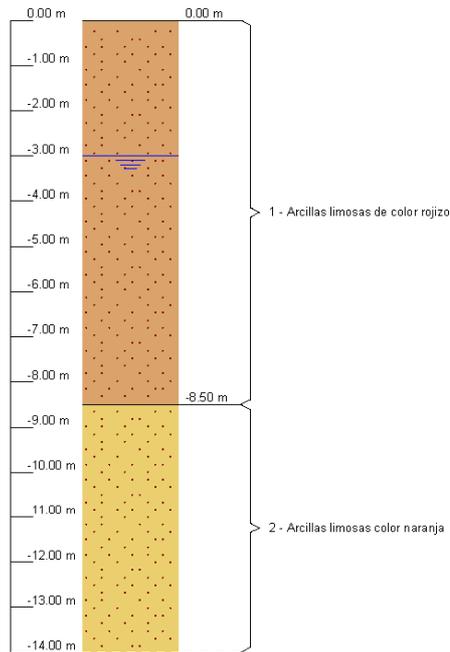
4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 33.0 %
Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 33.0 %

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 - Arcillas limosas de color rojizo	0.00 m	Densidad aparente: 1.9 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.4 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 22 grados Cohesión: 4.00 Tn/m ² Módulo de balasto empuje activo: 1000.0 Tn/m ³ Módulo de balasto empuje pasivo: 1000.0 Tn/m ³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 Tn/m ⁴	Activo trasdós: 0.42 Reposo trasdós: 0.63 Pasivo trasdós: 2.64 Activo intradós: 0.42 Reposo intradós: 0.63 Pasivo intradós: 2.64
2 - Arcillas limosas color naranja	-8.50 m	Densidad aparente: 2.0 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.4 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 30 grados Cohesión: 20.00 Tn/m ² Módulo de balasto empuje activo: 1000.0 Tn/m ³ Módulo de balasto empuje pasivo: 1000.0 Tn/m ³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 Tn/m ⁴	Activo trasdós: 0.30 Reposo trasdós: 0.50 Pasivo trasdós: 4.07 Activo intradós: 0.30 Reposo intradós: 0.50 Pasivo intradós: 4.07

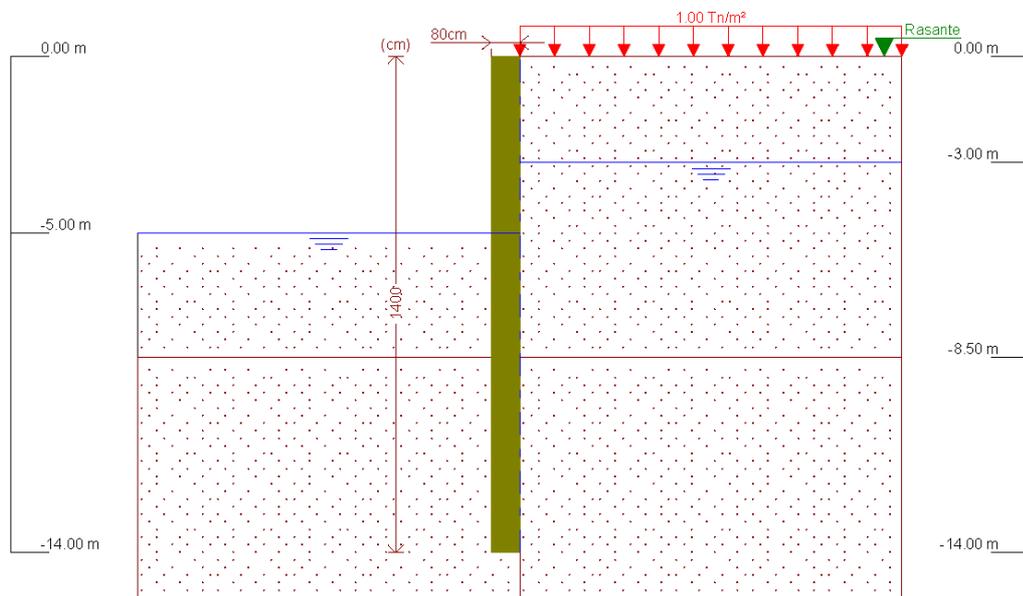
5.- SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO



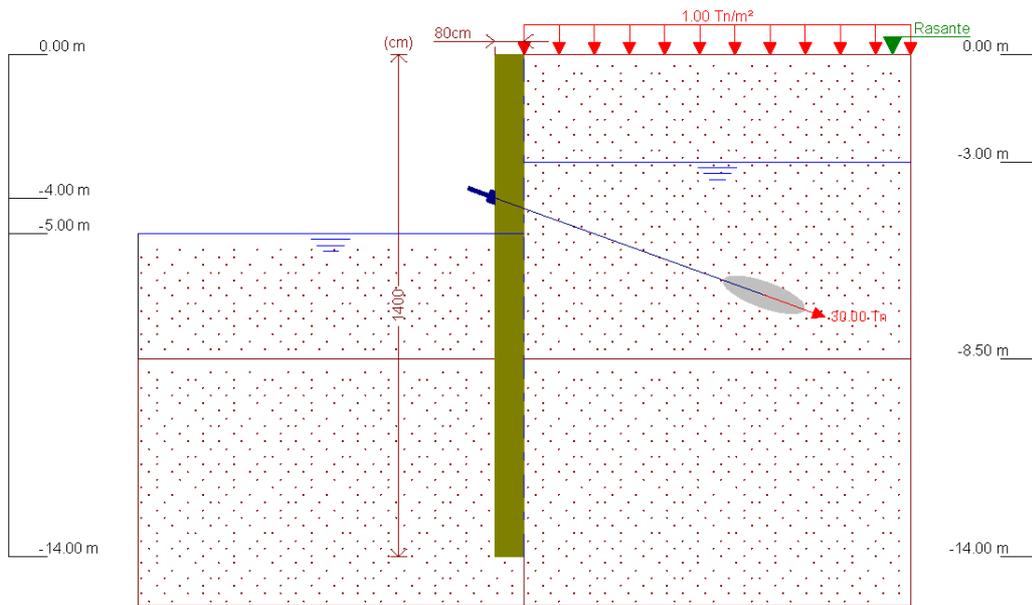
6.- GEOMETRÍA

Altura total: 14.00 m
Espesor: 80 cm
Longitud tramo: 4.00 m

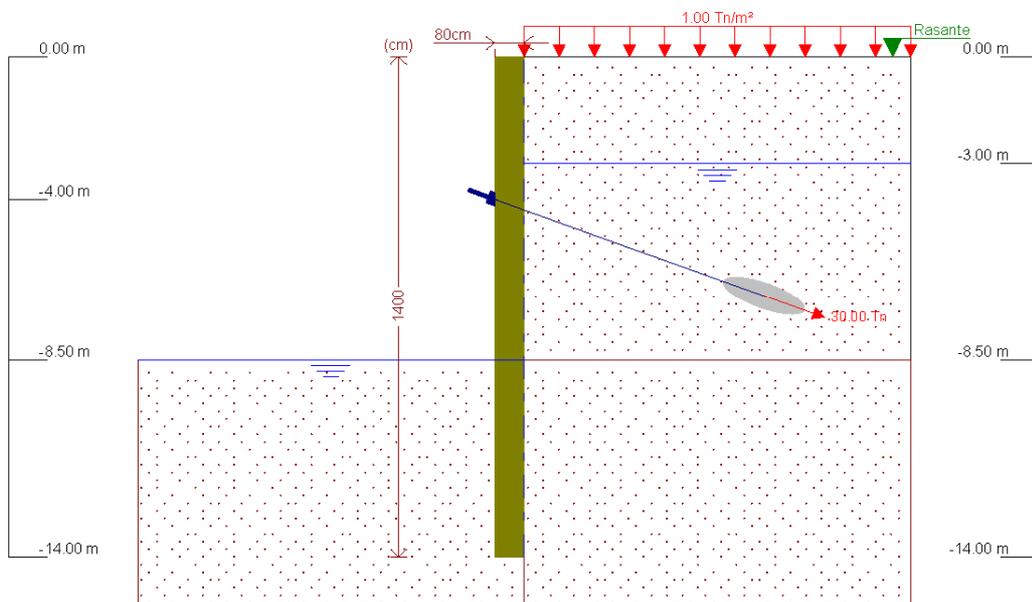
7.- ESQUEMA DE LAS FASES



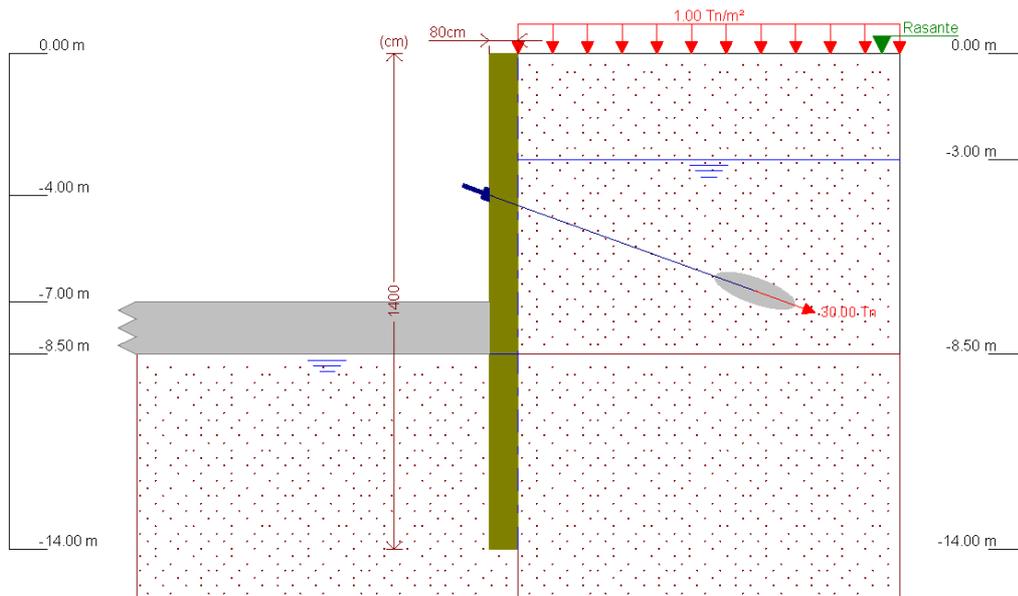
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Fase 1: Excavación hasta cota de perforación	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -5.00 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -5.00 m



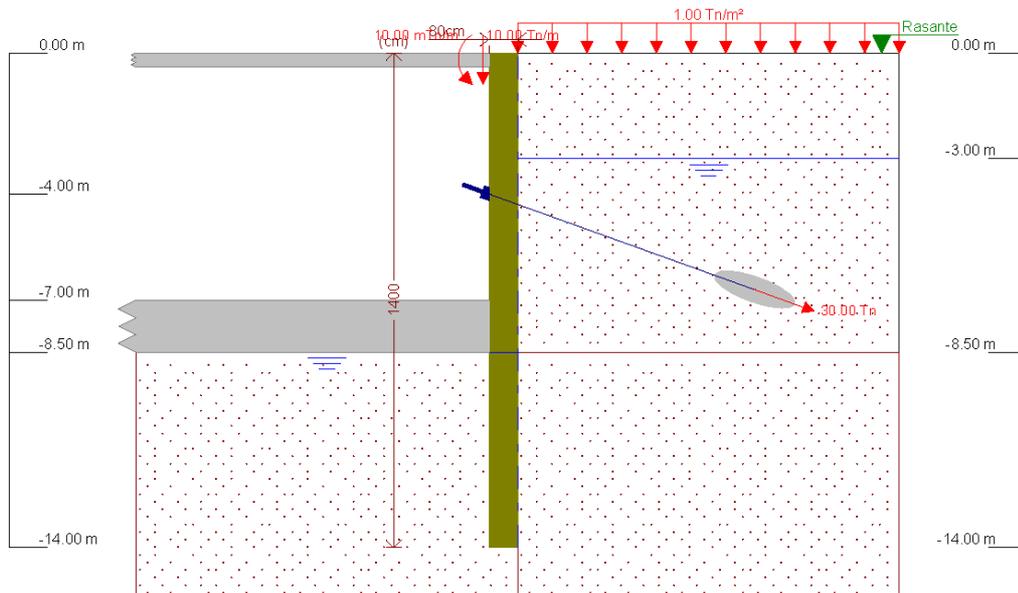
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	Fase 2: Perforación y anclaje	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -5.00 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -5.00 m



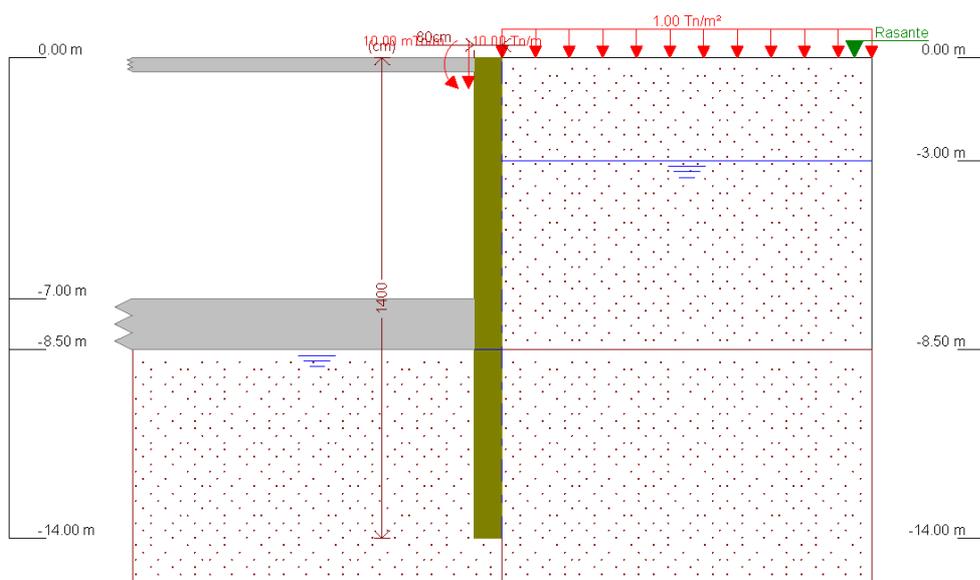
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 3	Fase 3: Excavación hasta cota de cimentación	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -8.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -8.50 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 4	Fase 4: Ejecución losa de cimentación	Tipo de fase: Servicio Cota de excavación: -8.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -8.50 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 5	Fase 5: Ejecución losa superior	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -8.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -8.50 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 6	Fase 6: Retirada de anclajes	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -8.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -3.00 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -8.50 m

8.- CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 1 Tn/m ²	Fase 2: Perforación y anclaje	Fase 3: Excavación hasta cota de cimentación
Uniforme	En superficie	Valor: 1 Tn/m ²	Fase 4: Ejecución losa de cimentación	Fase 6: Retirada de anclajes
Uniforme	En superficie	Valor: 1 Tn/m ²	Fase 1: Excavación hasta cota de perforación	Fase 6: Retirada de anclajes

9.- ELEMENTOS DE APOYO

ANCLAJES ACTIVOS

Descripción	Fase inicial	Fase final
Cota: -4.00 m Rigidez axil: 10000 Tn/m Carga: 30.00 Tn Ángulo: 20 grados Separación: 4.00 m	Fase 2: Perforación y anclaje	Fase 5: Ejecución losa superior

FORJADOS

Descripción	Fase de construcción	Fase de servicio
Cota: -7.00 m Canto: 150 cm Cortante fase constructiva: 0 Tn/m Cortante fase de servicio: 0 Tn/m Rigidez axil: 1000000 Tn/m ²	Fase 4: Ejecución losa de cimentación	Fase 6: Retirada de anclajes
Cota: 0.00 m Canto: 40 cm Cortante fase constructiva: 10 Tn/m Cortante fase de servicio: 10 Tn/m Rigidez axil: 1000000 Tn/m ² Se considera retracción: 1 mm	Fase 5: Ejecución losa superior	Fase 6: Retirada de anclajes

10.2 LOSAS Y MUROS

INDICE

1. Datos generales de la estructura
2. Datos geométricos de grupos y plantas
3. Datos geométricos de pilares, pantallas y muros
4. Normas consideradas
5. Acciones consideradas
6. Estados límite
7. Situaciones de proyecto
8. Materiales utilizados

1. Datos generales de la estructura

Proyecto: Tanque de tormentas C/ Carrero Blanco.
Santiago de la Ribera. San Javier (Murcia)

Clave: TT Carrero Blanco_14-12-16

2. Datos geométricos de grupos y plantas

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
2	Losa Sup (cubierta)	2	Losa Sup (cubierta)	6.40	-0.50
1	Losa Cimentación	1	Losa Cimentación	7.60	-6.90
0	Fondo Pantallas				-14.50

3. Datos geométricos de pilares, pantallas y muros

3.1. Muros

- Las coordenadas de los vértices inicial y final son absolutas.
- Las dimensiones están expresadas en metros.

Datos geométricos del muro

Referencia	Tipo muro	GI- GF	Vértices		Planta	Dimensiones Izquierda+Derecha=Total
			Inicial	Final		
M1	Muro de hormigón armado	0-2	(0.40, 22.10)	(23.60, 22.10)	2	0.4+0.4=0.8
					1	0.4+0.4=0.8
M2	Muro de hormigón armado	0-2	(41.44, -5.10)	(41.44, 22.10)	2	0.4+0.4=0.8
					1	0.4+0.4=0.8
M3	Muro de hormigón armado	0-2	(-1.76, -5.05)	(41.44, -5.05)	2	0.4+0.4=0.8
					1	0.4+0.4=0.8
M4	Muro de hormigón armado	0-2	(-1.76, -5.10)	(-1.76, 22.10)	2	0.4+0.4=0.8
					1	0.4+0.4=0.8
M5	Muro de hormigón armado	1-2	(19.84, -5.10)	(19.84, 22.10)	2	0.225+0.225=0.45
M17	Muro de hormigón armado	1-2	(-1.76, 15.22)	(19.84, 15.22)	2	0.225+0.225=0.45
M18	Muro de hormigón armado	1-2	(-1.76, 8.52)	(19.84, 8.52)	2	0.225+0.225=0.45
M19	Muro de hormigón armado	1-2	(-1.76, 1.82)	(19.84, 1.82)	2	0.225+0.225=0.45

Empujes y zapata del muro

Referencia	Empujes	Zapata del muro
M1	Empuje izquierdo: Empuje Exterior Empuje derecho: Agua interior	Con vinculación exterior
M2	Empuje izquierdo: Agua interior Empuje derecho: Empuje Exterior	Con vinculación exterior
M3	Empuje izquierdo: Agua interior Empuje derecho: Empuje Exterior	Con vinculación exterior
M4	Empuje izquierdo: Empuje Exterior Empuje derecho: Agua interior	Con vinculación exterior

Referencia	Empujes	Zapata del muro
M5	Empuje izquierdo: Sin empujes Empuje derecho: Agua interior	Viga de cimentación: 0.450 x 1.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:1.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 2.50 kp/cm ² -Situaciones accidentales: 5.00 kp/cm ² Módulo de balasto: 10000.00 Tn/m ³
M17	Empuje izquierdo: Sin empujes Empuje derecho: Agua interior	Viga de cimentación: 0.450 x 1.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:1.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 2.50 kp/cm ² -Situaciones accidentales: 5.00 kp/cm ² Módulo de balasto: 10000.00 Tn/m ³
M18	Empuje izquierdo: Sin empujes Empuje derecho: Agua interior	Viga de cimentación: 0.450 x 1.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:1.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 2.50 kp/cm ² -Situaciones accidentales: 5.00 kp/cm ² Módulo de balasto: 10000.00 Tn/m ³
M19	Empuje izquierdo: Sin empujes Empuje derecho: Agua interior	Viga de cimentación: 0.450 x 1.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:1.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 2.50 kp/cm ² -Situaciones accidentales: 5.00 kp/cm ² Módulo de balasto: 10000.00 Tn/m ³

4. Normas consideradas

Hormigón: EHE-CTE
Aceros conformados: CTE DB-SE A
Aceros laminados y armados: CTE DB-SE A

5. Acciones consideradas

5.1. Gravitatorias

Nombre del grupo	S.C.U (Tn/m ²)	Cargas muertas (Tn/m ²)
Losa Sup (cubierta)	0.40	1.50
Losa Cimentación	0.00	0.00
Fondo Pantallas	0.00	0.00

5.2. Viento

Sin acción de viento

5.3. Sismo

Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden
Acción sísmica según X
Acción sísmica según Y

Provincia:MURCIA Término:SAN JAVIER
Coef. Contribución K = 1.00 Coeficiente de riesgo: 1.0
Aceleración sísmica básica: Ab/g = 0.10
Aceleración sísmica cálculo: Ac = 0.128
Coeficiente de suelo: C = 1.60

Parte de sobrecarga a considerar: 0.50
 Amortiguamiento: 4 %
 Ductilidad de la estructura: 2.00 Ductilidad baja
 Número de modos: 3
 Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ninguno

5.4. Hipótesis de carga

Automáticas	Carga permanente Sobrecarga de uso Sismo X Sismo Y		
Adicionales	Referencia	Descripción	Naturaleza
	G 1	Agua interior	Carga permanente
	Carros1	Carros1	Sobrecarga de uso
	Carros2	Carros2	Sobrecarga de uso
	Carros3	Carros3	Sobrecarga de uso
	Carros4	Carros4	Sobrecarga de uso
	Carros5	Carros5	Sobrecarga de uso

5.5. Empujes en muros

Empuje Exterior

Una situación de relleno

Carga: Carga permanente
 Con nivel freático: Cota: -3.00 m
 Con relleno: Cota: -0.50 m
 Ángulo de talud: 0.00 Grados
 Densidad aparente: 1.90 Tn/m³
 Densidad sumergida: 1.40 Tn/m³
 Ángulo rozamiento interno: 22.00 Grados
 Evacuación por drenaje: 100.00 %
 Carga 1:
 Tipo: Uniforme
 Valor: 1.00 Tn/m²

Agua interior

Primera situación de relleno

Carga: Carga permanente
 Con nivel freático: Cota: -6.90 m
 Segunda situación de relleno

Carga: G 1
 Con nivel freático: Cota: -1.00 m

5.6. Listado de cargas

Cargas especiales introducidas (en Tm, Tm/m y Tm/m²)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
1	Carga permanente	Superficial	-5.40	(-1.35, 21.70) (41.05, 21.70) (41.05, -4.70) (-1.35, -4.70) (-1.35, 16.40)
2	Carros1	Superficial	25.00	(16.35, 19.40) (16.75, 19.40) (16.75, 19.00) (16.35, 19.00) (16.35, 19.35)
	Carros1	Superficial	25.00	(18.35, 19.40) (18.75, 19.40) (18.75, 19.00) (18.35, 19.00) (18.35, 19.35)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Carros1		Superficial	25.00	(18.85, 19.40) (19.25, 19.40) (19.25, 19.00) (18.85, 19.00) (18.85, 19.35)
Carros1		Superficial	25.00	(20.85, 19.40) (21.25, 19.40) (21.25, 19.00) (20.85, 19.00) (20.85, 19.35)
Carros1		Superficial	25.00	(18.35, 18.20) (18.75, 18.20) (18.75, 17.80) (18.35, 17.80) (18.35, 18.15)
Carros1		Superficial	25.00	(18.85, 18.20) (19.25, 18.20) (19.25, 17.80) (18.85, 17.80) (18.85, 18.15)
Carros1		Superficial	25.00	(16.35, 18.20) (16.75, 18.20) (16.75, 17.80) (16.35, 17.80) (16.35, 18.10)
Carros1		Superficial	25.00	(20.85, 18.20) (21.25, 18.20) (21.25, 17.80) (20.85, 17.80) (20.85, 18.15)
Carros2		Superficial	25.00	(3.70, 12.55) (4.10, 12.55) (4.10, 12.15) (3.70, 12.15) (3.70, 12.50)
Carros2		Superficial	25.00	(3.70, 11.35) (4.10, 11.35) (4.10, 10.95) (3.70, 10.95) (3.70, 11.30)
Carros2		Superficial	25.00	(5.70, 11.35) (6.10, 11.35) (6.10, 10.95) (5.70, 10.95) (5.70, 11.25)
Carros2		Superficial	25.00	(6.20, 11.35) (6.60, 11.35) (6.60, 10.95) (6.20, 10.95) (6.20, 11.30)
Carros2		Superficial	25.00	(5.70, 12.55) (6.10, 12.55) (6.10, 12.15) (5.70, 12.15) (5.70, 12.45)
Carros2		Superficial	25.00	(6.20, 12.55) (6.60, 12.55) (6.60, 12.15) (6.20, 12.15) (6.20, 12.45)
Carros2		Superficial	25.00	(8.20, 12.55) (8.60, 12.55) (8.60, 12.15) (8.20, 12.15) (8.20, 12.45)
Carros2		Superficial	25.00	(8.20, 11.35) (8.60, 11.35) (8.60, 10.95) (8.20, 10.95) (8.20, 11.25)
Carros3		Superficial	25.00	(14.20, 12.60) (14.60, 12.60) (14.60, 12.20) (14.20, 12.20) (14.20, 12.55)
Carros3		Superficial	25.00	(14.20, 11.40) (14.60, 11.40) (14.60, 11.00) (14.20, 11.00) (14.20, 11.30)
Carros3		Superficial	25.00	(16.20, 12.60) (16.60, 12.60) (16.60, 12.20) (16.20, 12.20) (16.20, 12.50)
Carros3		Superficial	25.00	(16.70, 12.60) (17.10, 12.60) (17.10, 12.20) (16.70, 12.20) (16.70, 12.55)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Carros3		Superficial	25.00	(16.20, 11.40) (16.60, 11.40) (16.60, 11.00) (16.20, 11.00) (16.20, 11.30)
Carros3		Superficial	25.00	(16.70, 11.40) (17.10, 11.40) (17.10, 11.00) (16.70, 11.00) (16.70, 11.30)
Carros3		Superficial	25.00	(18.70, 12.60) (19.10, 12.60) (19.10, 12.20) (18.70, 12.20) (18.70, 12.55)
Carros3		Superficial	25.00	(18.70, 11.40) (19.10, 11.40) (19.10, 11.00) (18.70, 11.00) (18.70, 11.35)
Carros4		Superficial	25.00	(9.00, 5.90) (9.40, 5.90) (9.40, 5.50) (9.00, 5.50) (9.00, 5.85)
Carros4		Superficial	25.00	(8.95, 4.70) (9.35, 4.70) (9.35, 4.30) (8.95, 4.30)
Carros4		Superficial	25.00	(10.95, 5.90) (11.35, 5.90) (11.35, 5.50) (10.95, 5.50) (10.95, 5.80)
Carros4		Superficial	25.00	(11.50, 5.90) (11.90, 5.90) (11.90, 5.50) (11.50, 5.50) (11.50, 5.80)
Carros4		Superficial	25.00	(10.95, 4.70) (11.35, 4.70) (11.35, 4.30) (10.95, 4.30) (10.95, 4.60)
Carros4		Superficial	25.00	(11.45, 4.70) (11.85, 4.70) (11.85, 4.30) (11.45, 4.30) (11.45, 4.65)
Carros4		Superficial	25.00	(13.50, 5.90) (13.90, 5.90) (13.90, 5.50) (13.50, 5.50) (13.50, 5.85)
Carros4		Superficial	25.00	(13.50, 4.70) (13.90, 4.70) (13.90, 4.30) (13.50, 4.30) (13.50, 4.60)
Carros5		Superficial	25.00	(4.05, -0.95) (4.45, -0.95) (4.45, -1.35) (4.05, -1.35) (4.05, -1.00)
Carros5		Superficial	25.00	(4.05, -2.15) (4.45, -2.15) (4.45, -2.55) (4.05, -2.55) (4.05, -2.25)
Carros5		Superficial	25.00	(6.05, -0.95) (6.45, -0.95) (6.45, -1.35) (6.05, -1.35) (6.05, -1.10)
Carros5		Superficial	25.00	(6.55, -0.95) (6.95, -0.95) (6.95, -1.35) (6.55, -1.35) (6.55, -1.05)
Carros5		Superficial	25.00	(6.05, -2.15) (6.45, -2.15) (6.45, -2.55) (6.05, -2.55) (6.05, -2.25)
Carros5		Superficial	25.00	(6.55, -2.15) (6.95, -2.15) (6.95, -2.55) (6.55, -2.55) (6.55, -2.25)
Carros5		Superficial	25.00	(8.55, -0.95) (8.95, -0.95) (8.95, -1.35) (8.55, -1.35) (8.55, -1.00)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Carros5		Superficial	25.00	(8.55, -2.15) (8.95, -2.15) (8.95, -2.55) (8.55, -2.55) (8.55, -2.30)

6. Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormigón	CTE Control de la ejecución: Normal Categoría de uso: E. Zonas de tráfico y aparcamiento para vehículos ligeros Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	CTE Control de la ejecución: Normal Categoría de uso: E. Zonas de tráfico y aparcamiento para vehículos ligeros Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
Tensiones sobre el terreno	Acciones características
Desplazamientos	Acciones características

7. Situaciones de proyecto

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

• Situaciones no sísmicas

• Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

• Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

• Situaciones sísmicas

• Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

• Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

Donde:

- G_k Acción permanente
- Q_k Acción variable
- A_E Acción sísmica
- γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
- $\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
- $\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

- ($i > 1$) para situaciones no sísmicas
 ($i \geq 1$) para situaciones sísmicas
- γ_A Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica
- $\psi_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal
- $\psi_{s,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento
 ($i > 1$) para situaciones no sísmicas
 ($i \geq 1$) para situaciones sísmicas

7.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

• **E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-CTE**

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_s)
Carga permanente (G)	1.00	1.50	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.60	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.60	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.60	1.00	0.50
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_s)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.60	0.60
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

• **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-CTE**

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_s)
Carga permanente (G)	1.00	1.60	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.60	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.60	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.60	1.00	0.50
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_s)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.60	0.60
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

- Tensiones sobre el terreno
- Desplazamientos

Situación 1: Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Viento (Q)	0.00	1.00
Nieve (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)		

Situación 2: Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Viento (Q)	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)	-1.00	1.00

8. Materiales utilizados

8.1. Hormigones

Elemento	Hormigón	Plantas	Fck (kp/cm ²)	γ_c
Forjados	HA-30 , Control Estadístico	Todas	306	1.30 a 1.50
Pilares y pantallas	HA-30 , Control Estadístico	Todas	306	1.30 a 1.50
Muros	HA-30 , Control Estadístico	Todas	306	1.30 a 1.50

8.2. Aceros por elemento y posición

8.2.1. Aceros en barras

Elemento	Posición	Acero	Fyk (kp/cm ²)	γ_s
Pilares y pantallas	Barras(Verticales)	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15
	Estribos(Horizontales)	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15
Vigas	Negativos(superior)	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15
	Positivos(inferior)	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15
	Montaje(superior)	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15
	Piel(lateral)	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15
	Estribos	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15
Forjados	Punzonamiento	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15
	Negativos(superior)	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15
	Positivos(inferior)	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15
	Nervios negativos	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15
	Nervios positivos	B 500 S , Control Normal	5097	1.00 a 1.15

8.2.2. Aceros en perfiles

Tipo acero	Acero	Lim. elástico (kp/cm ²)	Módulo de elasticidad (kp/cm ²)
Aceros conformados	S235	2396	2099898
Aceros laminados	S275	2803	2100000

11. LISTADOS Y CÁLCULO

11.1. MODELO PANTALLAS. LISTADOS MUROS PANTALLA (VER “CD”)

11.2. CÁLCULO DE ANCLAJES ACTIVOS

11.3. MODELO LOSAS Y MUROS

11.3.1. DATOS DE LA OBRA (VER “CD”)

11.3.2. COMBINACIONES DE CÁLCULO (VER “CD”)

11.3.3. ENVOLVENTE DE ESFUERZOS EN LOSAS (VER “CD”)

11.3.4. DESPLAZAMIENTOS EN NUDOS DE LOSAS (VER “CD”)

11.3.5. ARMADO DE LOSAS (VER “CD”)

11.3.6. ANÁLISIS DE FISURACIÓN EN LOSAS

11.3.7. ESFUERZOS EN MUROS POR HIPÓTESIS (VER “CD”)

11.3.8. ENVOLVENTE DE ESFUERZOS EN MUROS (VER “CD”)

11.3.9. ARMADO DE MUROS (VER “CD”)

11.3.10. ANÁLISIS DE FISURACIÓN EN MUROS

**11.1 MODELO PANTALLAS. LISTADOS MUROS PANTALLA
(VER LISTADOS CYPE “CD”)**

11.2 CÁLCULO DE ANCLAJES ACTIVOS

COMPROBACIÓN FASE 2

DISEÑO DE ANCLAJES

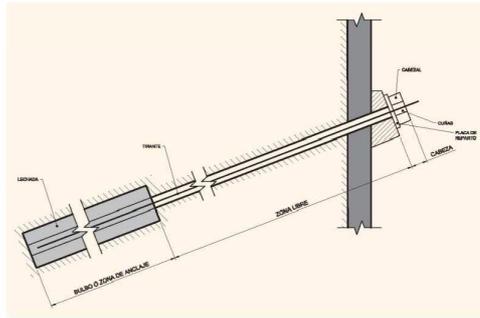


FIGURA 1.1. CROQUIS DE UN ANCLAJE

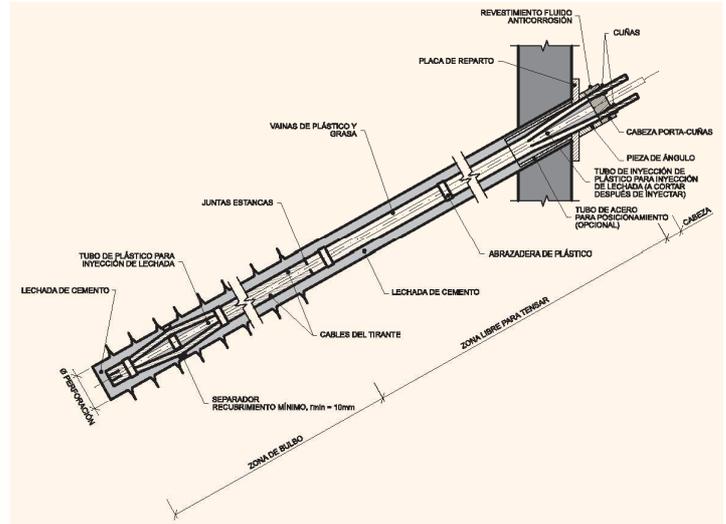


FIGURA 2.1. CROQUIS DE UN ANCLAJE PROVISIONAL

COMPROBACIONES

CALCULOS PREVIOS:

Carga Nominal (Tn):	30	Tn
Carga Nominal (PN):	300.000	N
Carga Nominal Mayorada (PNd):	360.000	N Anclaje provisional

COMPROBACIÓN TENSIÓN ADMISIBLE DEL ACERO:

En anclajes provisionales:	$P_{Nd} / A_T \leq f_{pk} / 1,25$	$f_{yk} = 1.710$ Mpa
	$P_{Nd} / A_T \leq f_{yk} / 1,10$	$f_{pk} = 1.910$ Mpa

Área total (AT) (4 cables de acero de 0,6 pulgadas):	AT = 735.40	mm ²
Por tanto, queda:	489.53 Mpa < $f_{pk}/1,25$ < $f_{yk}/1,10$	CUMPLE

COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO DEL TIRANTE EN LA LECHADA:

$$P_{Nd} / \{L_b \cdot p_T\} \leq \tau_{lim} / 1,2$$

fck: resistencia característica lechada:	42.50	Mpa
Lb= Longitud cálculo del bulbo:	5.000	mm
Pt= perímetro nominal del tirante:	96.13	mm
$\tau =$ adherencia límite $\tau_{lim} = 6,9 (f_{ck}/22,5)^{2/3}$	11	
$P_{Nd} / \{L_b \cdot p_T\}$	0.75	< 8.79

CUMPLE

COMPROBACIÓN SEGURIDAD FRENTE AL ARRANCAMIENTO DEL BULBO:

$$P_{Nd} / (\pi \cdot D_N \cdot L_b) \leq a_{adm}$$

DN= diámetro nominal del bulbo (Se considera el doble del diámetro de la perforación entubada): 228 mm
 a adm= adherencia admisible: 0.20 Mpa

Nº DE CABLES	DIÁMETRO MÍNIMO EXTERIOR DE LA ENTUBACIÓN (mm)	DIÁMETRO MÍNIMO DE LA PERFORACIÓN NO ENTUBADA (mm)
TIPO 1. ANCLAJES PROVISIONALES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)		
2 a 5 cables	114	85
6 ó 7 cables	133	105
8 a 12 cables	152	125

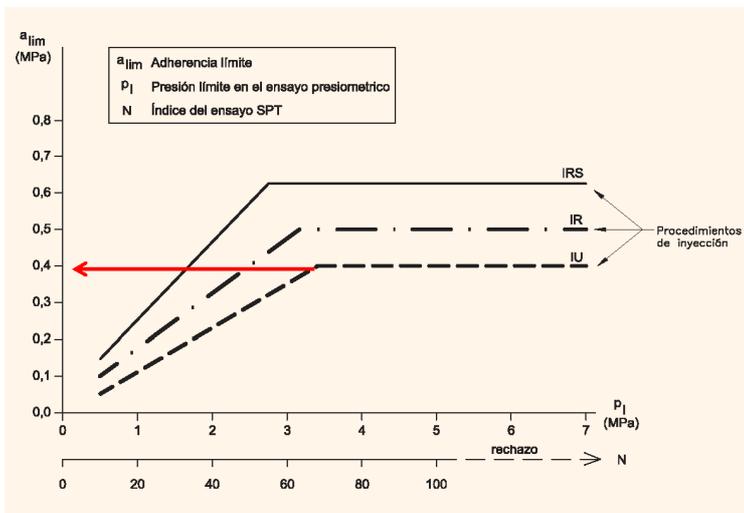


FIGURA 3.2. ADHERENCIA LÍMITE EN ARENAS Y GRAVIAS

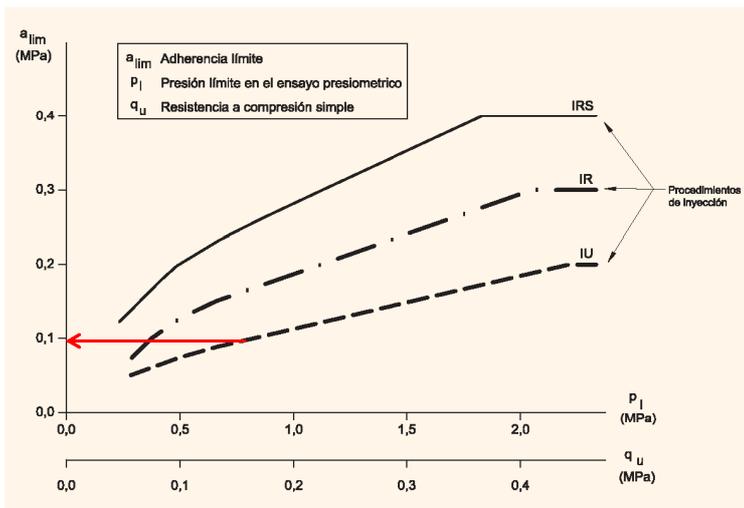


FIGURA 3.3. ADHERENCIA LÍMITE EN ARCILLAS Y LIMOS

El terreno atravesado está compuesto por acillas gravosas. Por tanto se adopta un coeficiente de adherencia medio entre los valores anteriormente señalados.

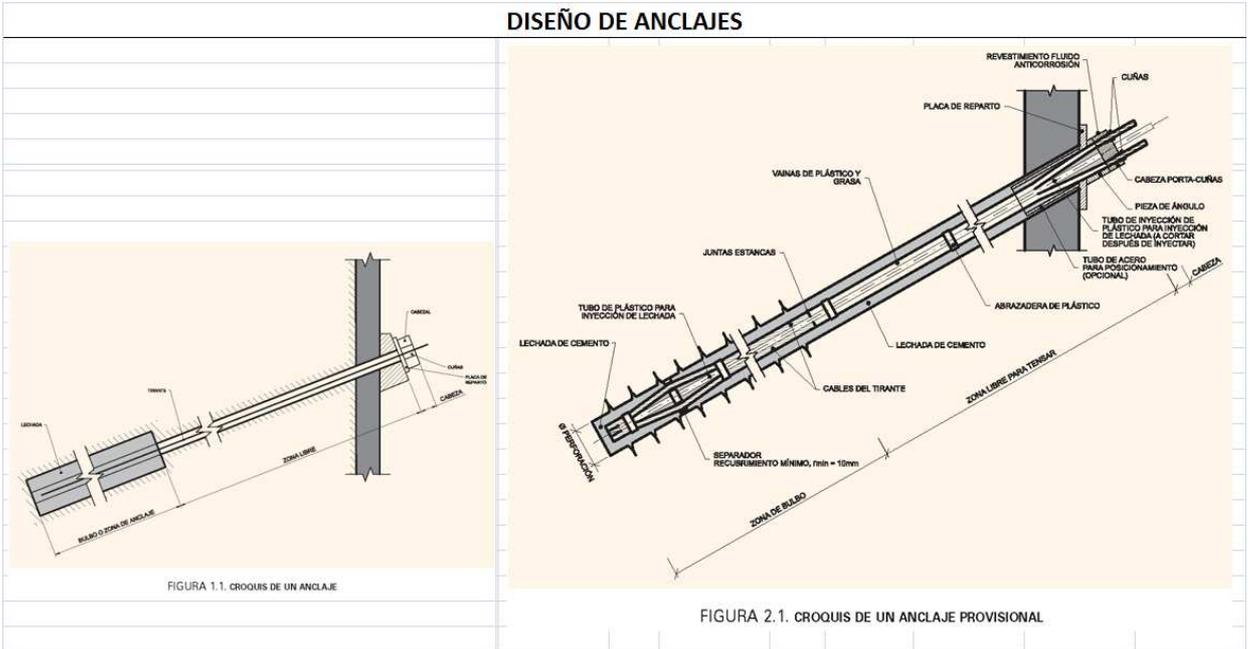
$$P_{Nd} / (\pi \cdot D_N \cdot L_b)$$

0.10 < 0,20 (adher. Límite)

CUMPLE

COMPROBACIÓN FASE 3

DISEÑO DE ANCLAJES



COMPROBACIONES

CALCULOS PREVIOS:

Carga Nominal (Tn):	45 Tn	
Carga Nominal (PN):	450.000 N	
Carga Nominal Mayorada (PNd):	540.000 N	Anclaje provisional

COMPROBACIÓN TENSIÓN ADMISIBLE DEL ACERO:

En anclajes provisionales:	$P_{Nd} / A_T \leq f_{pk} / 1,25$	$f_{yk} = 1.710 \text{ Mpa}$
	$P_{Nd} / A_T \leq f_{yk} / 1,10$	$f_{pk} = 1.910 \text{ Mpa}$
Área total (AT) (4 cables de acero de 0,6 pulgadas):		AT = 735,40 mm ²
Por tanto, queda:	$734,30 \text{ Mpa} < f_{pk}/1,25 < f_{yk}/1,10$	CUMPLE

COMPROBACIÓN DESLIZAMIENTO DEL TIRANTE EN LA LECHADA:

	$P_{Nd} / (L_b \cdot p_T) \leq \tau_{lim} / 1,2$	
fck: resistencia característica lechada:	42,50 Mpa	
Lb= Longitud cálculo del bulbo:	7.500 mm	
Pt= perímetro nominal del tirante:	96,13 mm	
$\tau =$ adherencia límite: $\tau_{lim} = 6,9 (f_{ck}/22,5)^{2/3}$	11	
$P_{Nd} / (L_b \cdot p_T)$	0,75 < 8,79	CUMPLE

COMPROBACIÓN SEGURIDAD FRENTE AL ARRANCAMIENTO DEL BULBO:

	$P_{Nd} / (\pi \cdot D_N \cdot L_b) \leq a_{adm}$
DN= diámetro nominal del bulbo (Se considera el doble del diámetro de la perforación entubada):	228 mm
a adm= adherencia admisible:	0,20 Mpa

Nº DE CABLES	DIÁMETRO MÍNIMO EXTERIOR DE LA ENTUBACIÓN (mm)	DIÁMETRO MÍNIMO DE LA PERFORACIÓN NO ENTUBADA (mm)
TIPO 1. ANCLAJES PROVISIONALES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)		
2 a 5 cables	114	85
6 ó 7 cables	133	105
8 a 12 cables	152	125

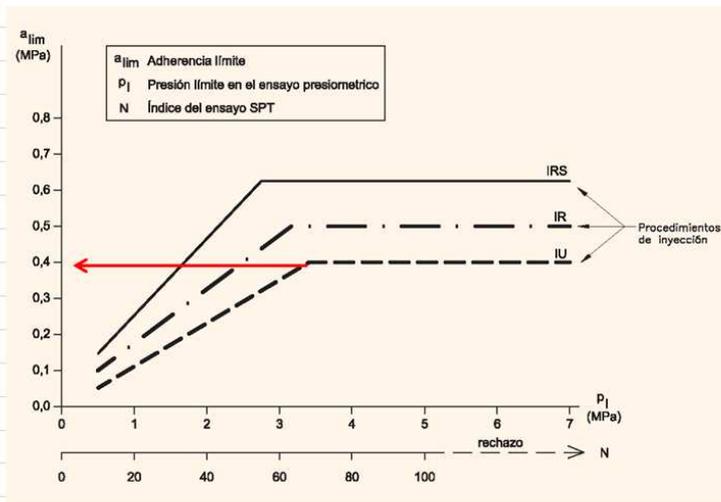


FIGURA 3.2. ADHERENCIA LÍMITE EN ARENAS Y GRAVIAS

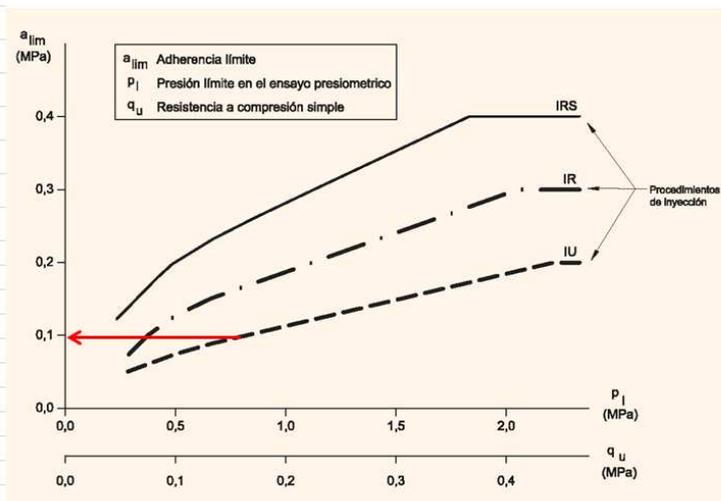


FIGURA 3.3. ADHERENCIA LÍMITE EN ARCILLAS Y LIMOS

El terreno atravesado está compuesto por acillas gravosas. Por tanto se adopta un coeficiente de adherencia medio entre los valores anteriormente señalados.

0,10 < 0,20 (adher. Límite)	CUMPLE
-----------------------------	---------------

11.3 MODELO LOSAS Y MUROS (VER LISTADOS CYPE “CD”)

11.3.1 DATOS DE LA OBRA (VER “CD”)

11.3.2 COMBINACIONES DE CÁLCULO (VER “CD”)

11.3.3 ENVOLVENTE DE ESFUERZOS EN LOSAS (VER “CD”)

11.3.4 DESPLAZAMIENTOS EN NUDOS DE LOSAS (VER “CD”)

11.3.5 ARMADO DE LOSAS (VER “CD”)

11.3.6 ANÁLISIS DE FISURACIÓN EN LOSAS

LOSA DE CIMENTACIÓN

HIPÓTESIS 1. DEPÓSITO VACÍO

El análisis de la fisuración en la losa de cimentación se realiza en base a los esfuerzos obtenidos por la carga correspondiente a la sub-presión bajo la losa de cimentación descontado el peso propio de la misma. En estas circunstancias los esfuerzos resultantes por unidad de longitud son los siguientes:

Peso propio: $1.50 \text{ m}^2 \times 2.45 \text{ T/m}^3 = 3.675 \text{ T/m} = 36.75 \text{ KN/m}$

Sub-presión: $1.00 \text{ m} \times 5.40 \text{ T/m}^2 = 5.40 \text{ T/m} = -54.00 \text{ KN/m}$

Por tanto, la resultante es: $36.75 - 54.00 = -17.25 \text{ KN/m}$

Con esta carga lineal, obtenemos las siguientes sollicitaciones:

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

- Sección

Sección : LOSA1.50
b [m] = 1.00
h [m] = 1.50
ri [m] = 0.050
rs [m] = 0.050
 λ_i [cm²] = 31.40
 λ_s [cm²] = 7.85



- Rigidez

Inercia considerada : Bruta
E·I [kN·m²] = 8037222

- Estructura

Longitud [m] = 26

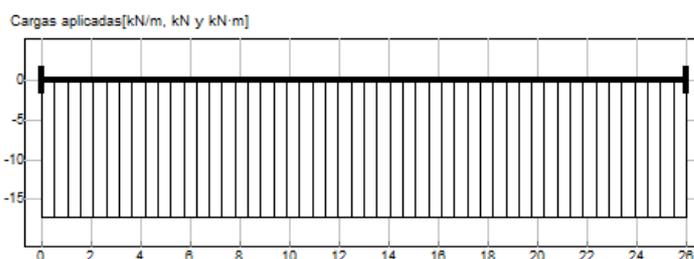
Vinculación de los extremos de la viga :

Extremo izquierdo : Empotramiento
Extremo derecho : Empotramiento

- Cargas

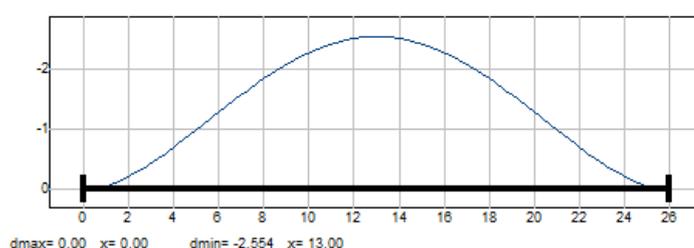
Cargas distribuidas trapeziales :

x_i [m]	x_f [m]	q_i [kN/m]	q_f [kN/m]
0	26	-17.25	-17.25

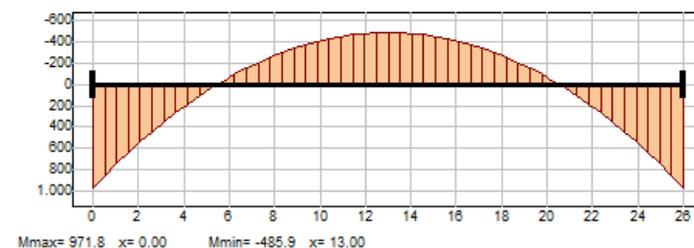


2 Resultados

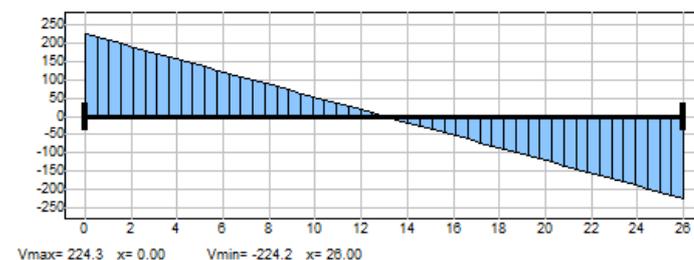
- Deformada [mm]



- Ley de flectores [kN·m]



- Ley de cortantes [kN]



- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	-224.3	-224.2
M [kN·m]	-971.8	971.7

- Listados de esfuerzos

x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	0.00	971.75	224.25
0.52	-0.02	-0.06	857.47	215.28
1.04	-0.06	-0.11	747.86	206.31
1.56	-0.13	-0.16	642.91	197.34
2.08	-0.22	-0.19	542.63	188.37
2.60	-0.33	-0.23	447.00	179.40
3.12	-0.46	-0.25	356.05	170.43
3.64	-0.59	-0.27	269.76	161.46
4.16	-0.74	-0.29	188.13	152.49
4.68	-0.89	-0.30	111.17	143.52
5.20	-1.05	-0.30	38.87	134.55
5.72	-1.20	-0.30	-28.76	125.58
6.24	-1.36	-0.30	-91.73	116.61
6.76	-1.51	-0.29	-150.04	107.64
7.28	-1.66	-0.28	-203.68	98.67
7.80	-1.80	-0.26	-252.65	89.70
8.32	-1.94	-0.25	-296.97	80.73
8.84	-2.06	-0.23	-336.61	71.76
9.36	-2.17	-0.20	-371.60	62.79
9.88	-2.27	-0.18	-401.92	53.82
10.40	-2.35	-0.15	-427.57	44.85
10.92	-2.43	-0.12	-448.56	35.88
11.44	-2.48	-0.09	-464.89	26.91
11.96	-2.52	-0.06	-476.55	17.94
12.48	-2.55	-0.03	-483.54	8.97
13.00	-2.55	0.00	-485.88	0.00
13.52	-2.55	0.03	-483.54	-8.97
14.04	-2.52	0.06	-476.55	-17.94
14.56	-2.48	0.09	-464.89	-26.91
15.08	-2.43	0.12	-448.56	-35.88
15.60	-2.35	0.15	-427.57	-44.85
16.12	-2.27	0.18	-401.92	-53.82
16.64	-2.17	0.20	-371.60	-62.79
17.16	-2.06	0.23	-336.61	-71.76
17.68	-1.94	0.25	-296.97	-80.73
18.20	-1.80	0.26	-252.66	-89.70
18.72	-1.66	0.28	-203.68	-98.67
19.24	-1.51	0.29	-150.04	-107.64
19.76	-1.36	0.30	-91.73	-116.61
20.28	-1.20	0.30	-28.76	-125.58
20.80	-1.05	0.30	38.87	-134.55
21.32	-0.89	0.30	111.17	-143.52
21.84	-0.74	0.29	188.13	-152.49
22.36	-0.59	0.27	269.76	-161.46
22.88	-0.46	0.25	356.05	-170.43
23.40	-0.33	0.23	447.01	-179.40
23.92	-0.22	0.19	542.63	-188.37
24.44	-0.13	0.16	642.91	-197.34
24.96	-0.06	0.11	747.86	-206.31
25.48	-0.02	0.06	857.47	-215.28
26.00	-0.00	0.00	971.75	-224.25

Máximo momento= 971.75 kN m

HIPÓTESIS 2. DEPÓSITO LLENO

En los listados de cálculo se puede comprobar que los máximos momentos de las envolventes se encuentran entre 80 y 90 Tn m. → 800-900 kn m

MOMENTO DE FISURACIÓN LOSA DE CIMENTACIÓN

Características mecánicas de las secciones

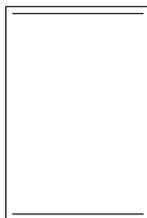
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
 Tipo de acero : B-500-S
 f_{ck} [MPa] = 30.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Sección

Sección : LOSA1.50
 b [m] = 1.00
 h [m] = 1.50
 r_i [m] = 0.050
 r_s [m] = 0.050
 A_i [cm²] = 31.40
 A_s [cm²] = 7.85



2 Resultados

	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m ²]	1.5000	1.527
I_x [m ⁴]	0.2813	0.2946
I_y [m ⁴]	0.1250	0.1269
i_x [m]	0.43	0.44
i_y [m]	0.29	0.29
$x'g$ [m]	0.50	0.50
$y'g$ [m]	0.75	0.76

	Sección fisurada
I_x [m ⁴]	0.0369
M_{fis} [kN·m]	1149.4
y'_{fis} [m]	0.23

CONCLUSIÓN: Tal y como puede comprobarse en los cálculos anteriores, el momento de fisuración excede al momento solicitado en las hipótesis 1 y 2, por tanto, no se produce fisuración en la losa de cimentación.

11.3.7 ESFUERZOS EN MUROS POR HIPÓTESIS (VER “CD”)

11.3.8 ENVOLVENTE DE ESFUERZOS EN MUROS (VER “CD”)

11.3.9 ARMADO DE MUROS (VER “CD”)

11.3.10 ANÁLISIS DE FISURACIÓN EN MUROS

El análisis de la fisuración en muros se realiza en base a los esfuerzos obtenidos por la carga hidráulica, cuando el tanque tiene uno de sus compartimentos completamente lleno y el otro vacío. En estas circunstancias los esfuerzos resultantes por unidad de longitud son los siguientes:



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

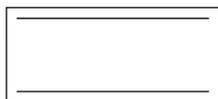
Obra: TT Carrero Blanco
Fecha: 16/12/2014
Hora: 17:19:33

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

- Sección

Sección : MUROS0.45
b [m] = 1.00
h [m] = 0.45
ri [m] = 0.050
rs [m] = 0.050
A_i [cm²] = 20.10
A_s [cm²] = 20.10



- Rigidez

Inercia considerada : Bruta
E·I [kN·m²] = 217005

- Estructura

Longitud [m] = 6

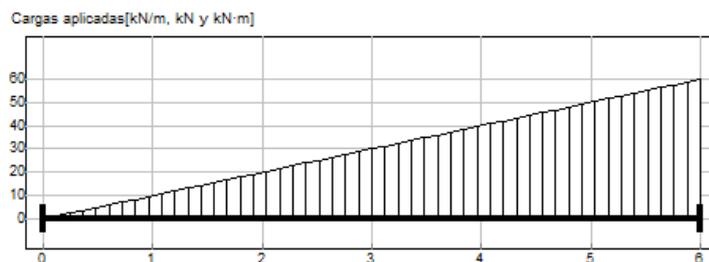
Vinculación de los extremos de la viga :

Extremo izquierdo : Empotramiento
Extremo derecho : Empotramiento

- Cargas

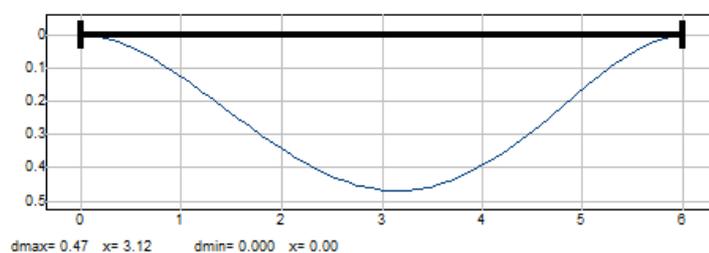
Cargas distribuidas trapeciales :

x _i [m]	x _f [m]	q _i [kN/m]	q _f [kN/m]
0	6	0	60

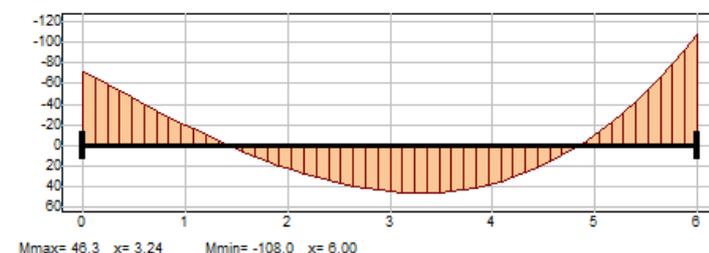


2 Resultados

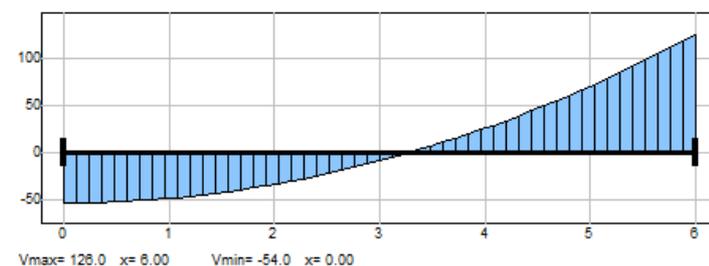
- Deformada [mm]



- Ley de flectores [kN·m]



- Ley de cortantes [kN]



- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	54.0	126.0
M [kN·m]	72.0	-108.0

- Listados de esfuerzos

x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	0.00	-72.00	-54.00
0.12	0.00	0.04	-65.52	-53.93
0.24	0.01	0.07	-59.06	-53.71
0.36	0.02	0.10	-52.64	-53.35
0.48	0.03	0.13	-46.26	-52.85
0.60	0.05	0.15	-39.96	-52.20
0.72	0.07	0.17	-33.74	-51.41
0.84	0.09	0.19	-27.63	-50.47
0.96	0.12	0.21	-21.63	-49.39
1.08	0.14	0.22	-15.78	-48.17
1.20	0.17	0.22	-10.08	-46.80
1.32	0.20	0.23	-4.55	-45.29
1.44	0.22	0.23	0.78	-43.63
1.56	0.25	0.23	5.91	-41.83
1.68	0.28	0.22	10.82	-39.89
1.80	0.30	0.21	15.48	-37.80
1.92	0.33	0.20	19.88	-35.57
2.04	0.35	0.19	24.01	-33.19
2.16	0.37	0.18	27.84	-30.67
2.28	0.39	0.16	31.37	-28.01
2.40	0.41	0.14	34.56	-25.20
2.52	0.43	0.12	37.41	-22.25
2.64	0.44	0.10	39.89	-19.15
2.76	0.45	0.08	42.00	-15.91
2.88	0.46	0.06	43.71	-12.53
3.00	0.47	0.03	45.00	-9.00
3.12	0.47	0.01	45.86	-5.33
3.24	0.47	-0.02	46.27	-1.51
3.36	0.46	-0.05	46.22	2.45
3.48	0.46	-0.07	45.68	6.55
3.60	0.45	-0.10	44.64	10.80
3.72	0.43	-0.12	43.08	15.19
3.84	0.42	-0.14	40.99	19.73
3.96	0.40	-0.17	38.34	24.41
4.08	0.38	-0.19	35.12	29.23
4.20	0.36	-0.20	31.32	34.20
4.32	0.33	-0.22	26.91	39.31
4.44	0.30	-0.23	21.88	44.57
4.56	0.27	-0.24	16.21	49.97
4.68	0.24	-0.25	9.88	55.51
4.80	0.21	-0.25	2.88	61.20
4.92	0.18	-0.25	-4.81	67.03
5.04	0.15	-0.25	-13.21	73.01
5.16	0.12	-0.24	-22.34	79.13
5.28	0.10	-0.22	-32.21	85.39
5.40	0.07	-0.20	-42.84	91.80
5.52	0.05	-0.18	-54.25	98.35
5.64	0.03	-0.14	-66.45	105.05
5.76	0.01	-0.10	-79.46	111.89
5.88	0.00	-0.06	-93.31	118.87
6.00	0.00	-0.00	-108.00	126.00

MÁXIMO MOMENTO= 108 KN M

Ahora se procede a calcular el momento de fisuración:



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: TT Carrero Blanco
Fecha: 22/12/2014
Hora: 11:41:24

Características mecánicas de las secciones

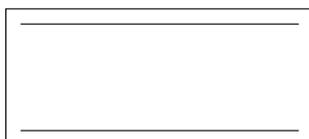
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Sección

Sección : MUROS0.45
b [m] = 1.00
h [m] = 0.45
ri [m] = 0.050
rs [m] = 0.050
 A_i [cm²] = 20.10
 A_s [cm²] = 20.10



2 Resultados

	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m ²]	0.4500	0.478
Ix [m ⁴]	0.0076	0.0085
Iy [m ⁴]	0.0375	0.0394
ix [m]	0.13	0.13
iy [m]	0.29	0.29
x'g [m]	0.50	0.50
y'g [m]	0.23	0.22

	Sección fisurada
Ix [m ⁴]	0.0016
Mfis [kN·m]	108.8
y'fis [m]	0.09

Tal y como puede comprobarse en los cálculos anteriores, el momento de fisuración es inferior al momento solicitado en la sección más desfavorable. Por tanto, los muros no llegan a fisurar.

ANEJO N°8.
CÁLCULOS EQUIPOS ELECTROMECÁNICOS

INDICE

1 CÁLCULO EQUIPOS DE LIMPIEZA Y BOMBAS SUMERGIBLES.....	2
2 DIMENSIONAMIENTO REJA DE DESBASTE	8

1 CÁLCULO EQUIPOS DE LIMPIEZA Y BOMBAS SUMERGIBLES

JUSTIFICACIÓN AIREADOR SUMERGIBLE / EQUIPOS DE LIMPIEZA

Datos técnicos

Modelo bomba XFP	Motor	Tamaño impulsor	Salida bomba DN	Entrada aireador DN	Eyector ø mm	Q agua m ³ /h	Potencia motor* (kW)		Corriente nominal A	Cable	Peso** (bomba) kg
							P1	P2			
100C-CB1	PE13/6	1	100	100	55	50	1.6	1.3	3.6	7G1.5	105
	PE22/4	4	100	100	55	70	2.5	2.2	4.6	7G1.5	107
	PE29/4	2	100	100	55	100	3.0	6.4	6.4	7G1.5	109
100E-CB1	PE40/4	5	100	100	55	140	4.4	4.0	8.4	10G1.5	159
150E-CB1	PE60/4	4	150	150	80	190	6.7	6.0	13.6	10G1.5	186
	PE90/4	1	150	150	80	240	10.0	9.0	18.1	10G1.5	198
150G-CB1	PE160/4	3	150	150	80	315	17.4	16.0	33.1	10G2.5	347
200G-CB1 ¹⁾	PE185/4	2	200	150	80	500	20.0	18.5	36.9	10G2.5	375

* P1 = potencia en la red. P2 = potencia en eje del motor.

** Peso del aireador: DN 100 = 20 kg, DN 150 = 40 kg

(no incluye tubo de entrada de aire o conexiones).

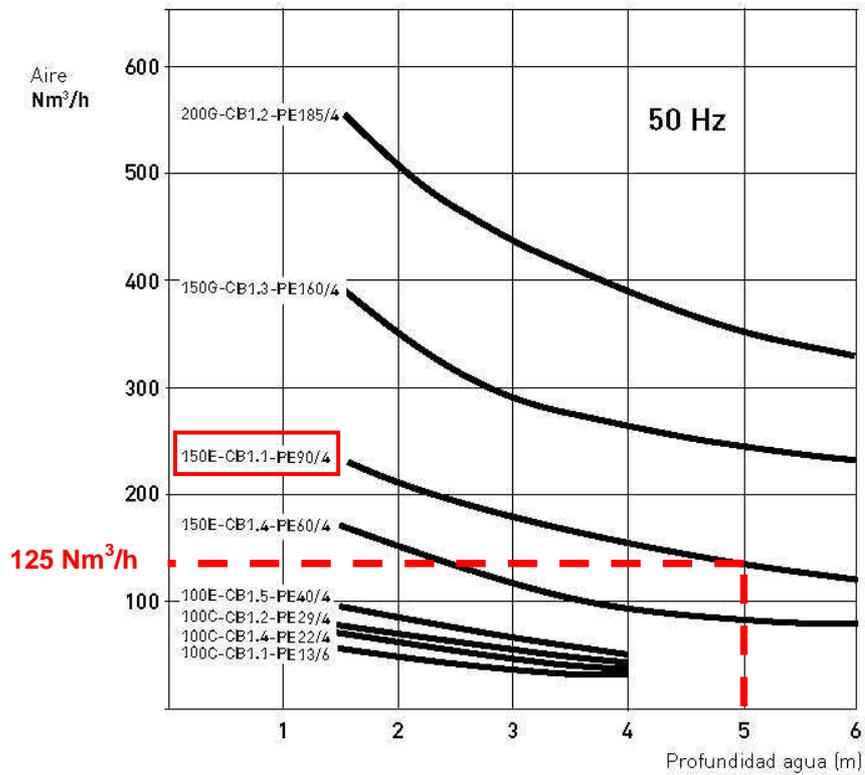
Base transportable: 100C = 9,5 kg, 100 y 150E = 10,5 kg, 150 y 200G = 17,5 kg.

1) XFP 200G requiere dos eyectores. Se necesita pieza T DN 150, 2 codos DN 150 y brida adaptador DN 200 / DN 150 para conexión con la descarga de la bomba (no incluido en suministro).

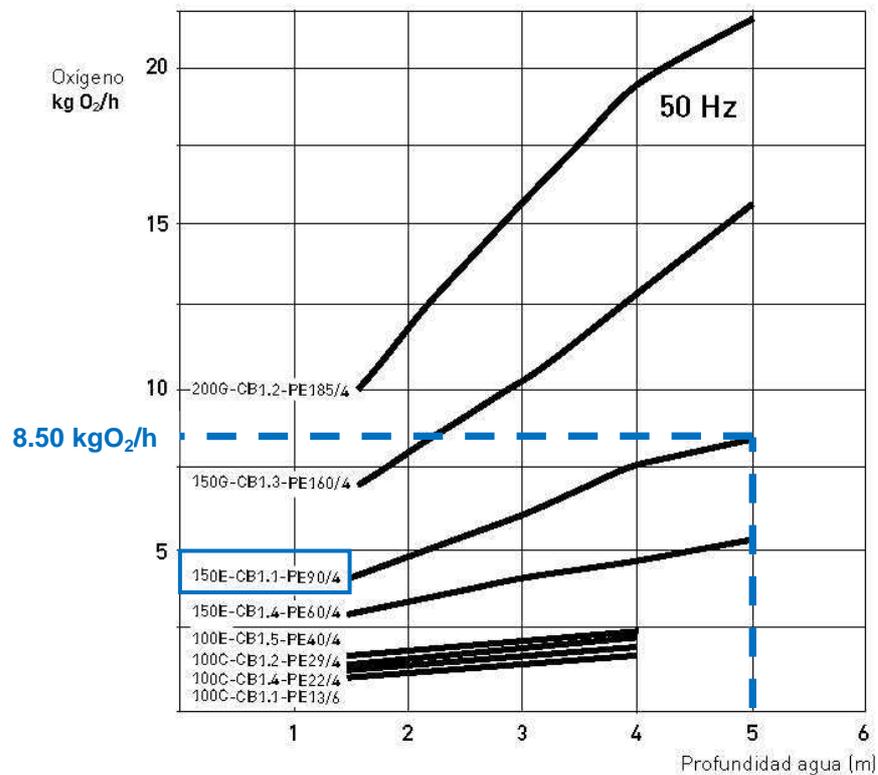
Selección del aireador / Dimensiones del depósito (m)

Bomba XFP	Motor	Tamaño impulsor	Tanque de tormentas (tamaño muestra)		
			Rectangular (salida en un lateral)	Rectangular (canal central)	Circular (salida central)
100C-CB1	PE13/6	1	-	-	-
	PE22/4	4	-	-	-
	PE29/4	2	8.0 X 6.0	8.0 X 5.0	ø 5.5
100E-CB1	PE40/4	5	10.0 X 8.0	10.0 X 6.5	ø 6.5
150E-CB1	PE60/4	4	18.0 X 10.0	15.0 X 8.0	ø 8.0
	PE90/4	1	22.0 X 12.0	20.0 X 10.0	ø 13.0
150G-CB1	PE160/4	3	24.0 X 13.0	22.0 X 10.0	ø 14.0
200G-CB1	PE185/4	2	27.0 X 14.0	24.0 X 10.0	-

Rendimiento del caudal de aire

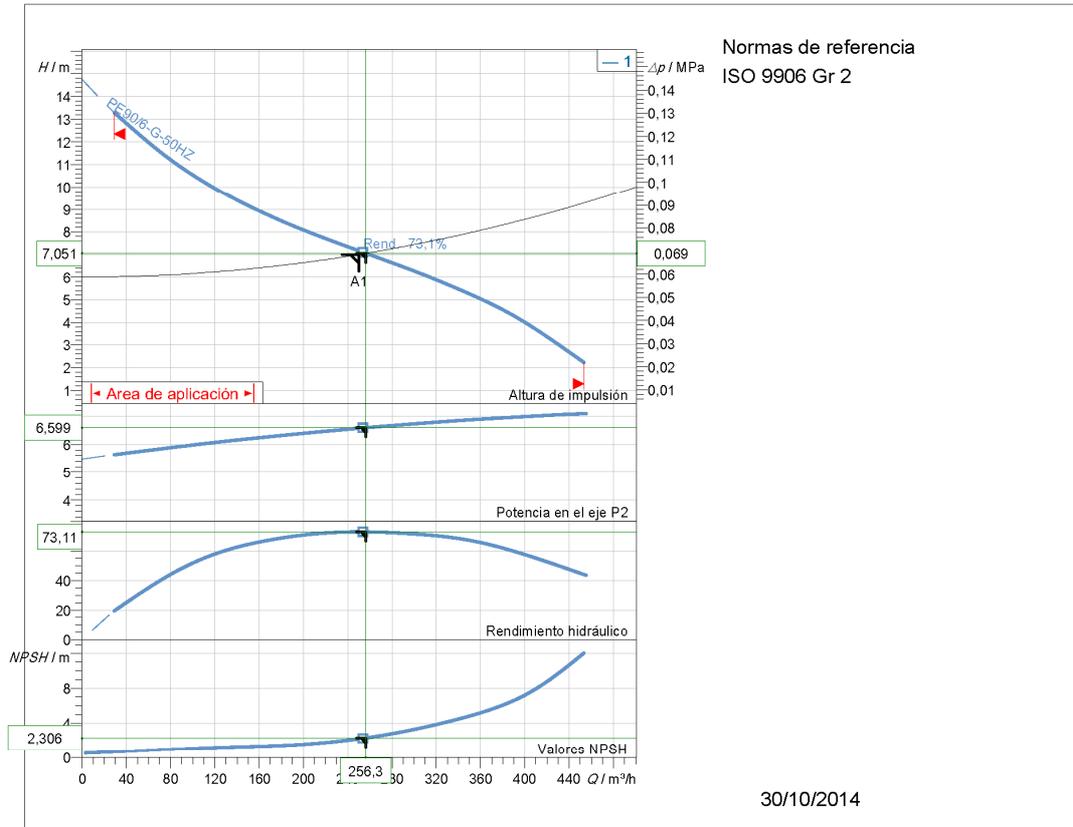


Rendimiento de transferencia de oxígeno

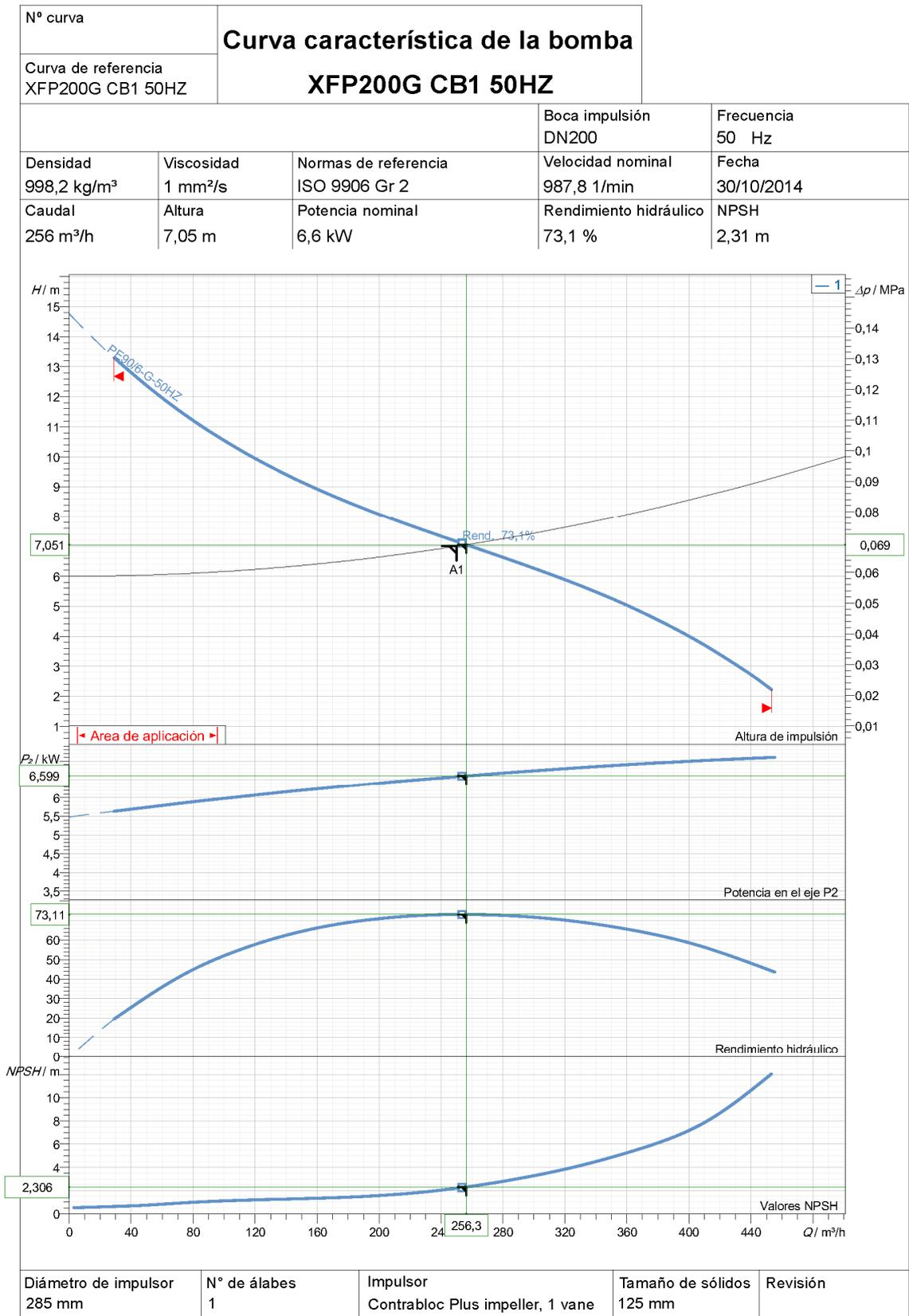


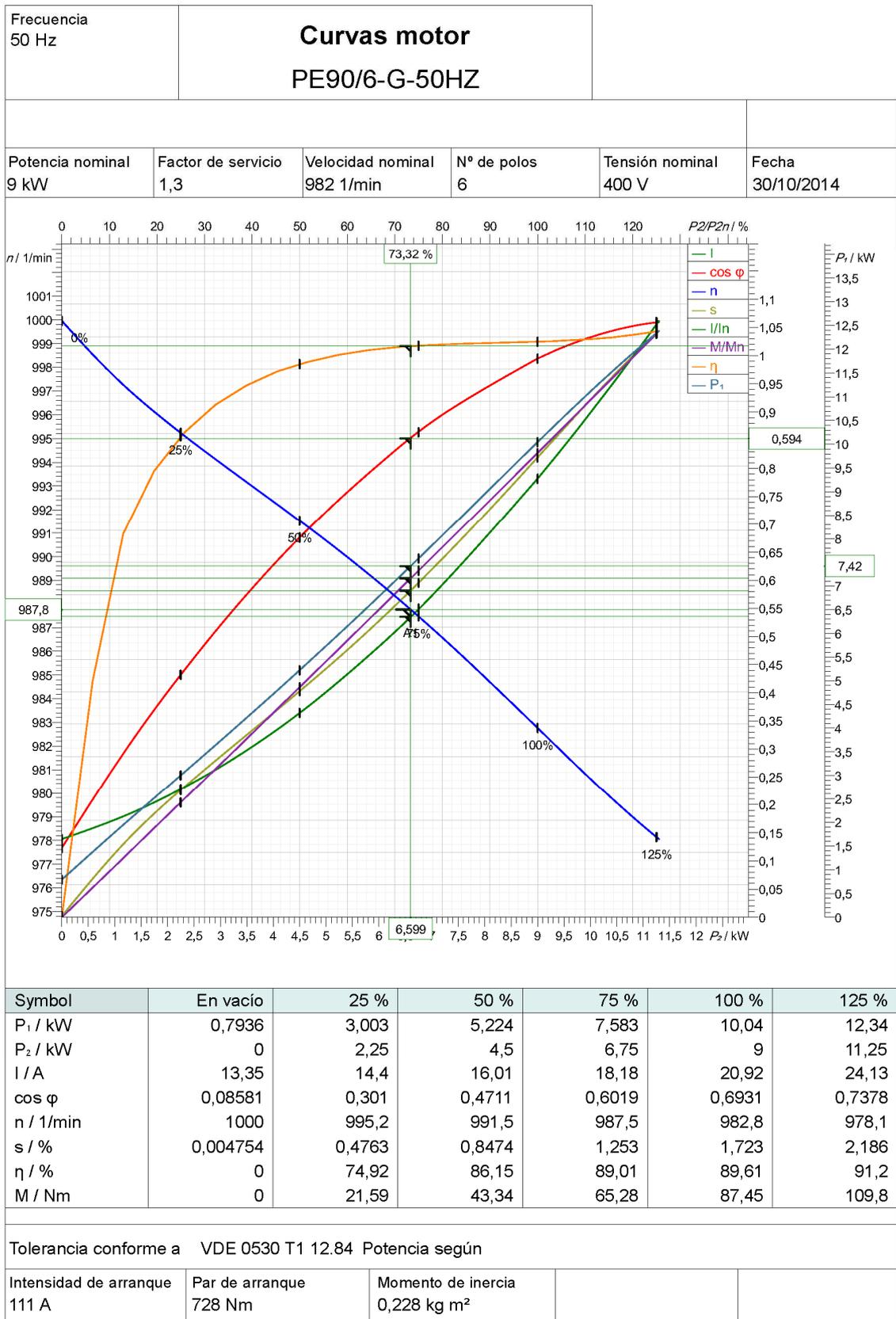
**CURVAS BOMBAS SUMERGIBLES DESAGÜE DE FONDO DE
TANQUE DE TORMENAS:**

XFP200G CB1 50HZ



Datos de diseño		Altura	
Caudal	256 m³/h	Potencia absorbida en el eje	7,05 m
Rendimiento	73,1 %	Fluido	Agua
NPSH	2,31 m	Tipo de instalación	Bomba simple
Temperatura	20 °C		
Nº de bombas	1		
Datos de la bomba		Marca	
Tipo	XFP200G CB1 50HZ	Impulsor	Contrabloc Plus impeller, 1 vane
Serie	XFP PE1-PE3	Diámetro de impulsor	285 mm
Nº de álabes	1	Boca aspiración	DN200
Paso de sólidos	125 mm		
Boca impulsión	DN200		
Datos del motor		Frecuencia	
Tensión nominal	400 V	Velocidad nominal	50,0 Hz
Pot. absorbida en el eje P2	9 kW	Rendimiento	89,5 %
Nº de polos	6	Corriente nominal	20,9 A
Factor de potencia	0,694	Par nominal	87,5 Nm
Intensidad de arranque	111 A	Grado de protección	IP 68
Par de arranque	728 Nm		
Clase de aislamiento	H		





2 DIMENSIONAMIENTO REJA DE DESBASTE

Objetivo

Eliminación de los *sólidos sedimentables de gran volumen*, así como los *sólidos flotantes* a fin de evitar posibles vertidos al medio receptor.

Datos dimensionamiento

-Separación libre entre barras

-Finas (< 1,5 cm)

-Medias (1,5 - 5,0 cm): **2.0cm**

-Gruesas (> 5,0 cm)

-Número de rejillas: **2**

-Velocidad del agua residual:

Condicionada por arriba: El material retenido puede ser lavado y arrastrado por el agua forzando las barras

Condicionada por abajo: Posible sedimentación de arenas y cuerpos densos

- Velocidad de paso del agua residual:

Velocidad de aproximación en la cámara de rejillas (v_c): 0,30 - 0,60 m/s aprox.

Velocidad de paso entre las barras de la rejilla (v_r): 0,60 - 1,2 m/s aprox.

- Volumen de material sólidas retenidas en las rejillas

SEPARACIÓN LIBRE ENTRE BARRAS (mm)	l / hab. año
3	15-25
20	5-10
40-50	2-3
Contenido en humedad	>30 %
Contenido materia orgánica	75-80 %
Contenido materia inerte	20-25 %

Dimensionamiento de Rejilla

Parámetros fundamentales:

-Velocidad

-Pérdida de carga

Anchura del canal en zona de rejillas (sección W)

$$W = (F / (V * D)) (B + S / S) + C$$

W: Ancho del canal de rejillas (m)

F: Caudal máximo que pasa (m³/s)

V: Velocidad máxima del agua en rejillas (m/s)

D: Nivel aguas arriba de la rejilla a caudal máximo (m)

B: Ancho de barrotes (m)

S: Separación libre entre barrotes (m)

C: Coeficiente de seguridad para rejillas finas (0,10 m) o gruesas (0,30 m)

El nivel de aguas arriba de la rejilla a caudal máximo (D), en m

$$D = 0,15 + 0,74 Q_{\text{máx}}^{-1/2}$$

Q_{máx}: Caudal máximo en m³/s

Pérdida de carga a través de una reja (Δh), en m

$$\Delta h = K_1 * K_2 * K_3 (V^2/2g)$$

V: Velocidad de acercamiento en el caudal, en m/s

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

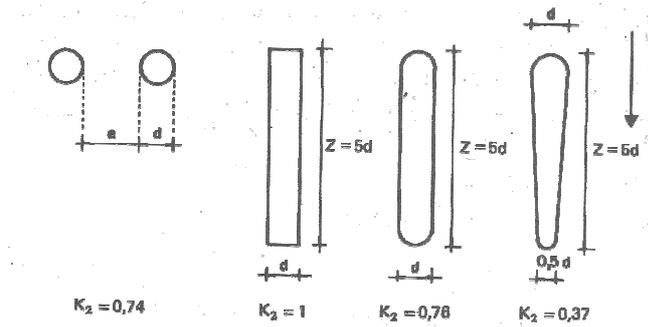
K₁: Valores de atascamiento.

K₁ = 1 para rejas limpias.

K₁ = (100/C)² para rejas atascadas

C: % de sección de paso que subsiste en el atascamiento máximo tolerado (60-90%, para velocidades menores de 1,20 m/s)

K₂: Valores referentes a la sección horizontal de los barrotes



K_3 : Valores de sección de paso ente barrotos

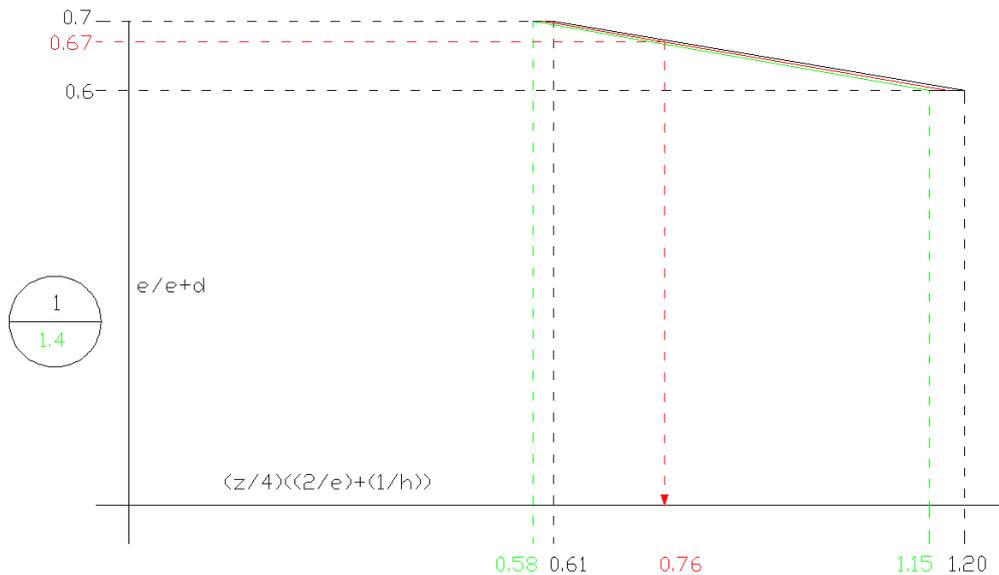
e : Espacio entre barrotos

d : Anchura de barrotos

z : espesor de los barrotos

h : altura sumergida de los barrotos

$(z/4)((2/e)+(1/h))$	$e/(e+d)$									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	245	51.5	18.2	8.25	4.0	2.0	0.97	0.42	0.13	0
0.2	230	48	17.4	7.70	3.75	1.87	0.91	0.40	0.13	0.01
0.4	221	46	16.6	7.40	3.60	1.80	0.88	0.39	0.13	0.01
0.6	199	42	15	6.60	3.20	1.60	0.80	0.36	0.13	0.01
0.8	164	34	12.2	5.50	2.70	1.34	0.66	0.31	0.12	0.02
1	149	31	11.1	5.00	2.40	1.20	0.61	0.29	0.11	0.02
1.4	137	28.4	10.3	4.60	2.25	1.15	0.58	0.28	0.11	0.03
2	134	27.4	9.90	4.40	2.20	1.13	0.58	0.28	0.12	0.04
3	132	27.5	10.0	4.50	2.24	1.17	0.61	0.31	0.15	0.05



CÁLCULOS

1º) Datos previos

$$Q_{\text{máx}} \text{ Aguas Pluviales} = 3,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Velocidad agua colector "Tramo A": } 2.31 \text{ m/s}$$

$$\text{Velocidad agua colector "Tramo B": } 3.62 \text{ m/s}$$

2º) Tipo de rejilla

Se instalará una rejilla de separación entre rejas de 2,00 cm

3º) Sección hidráulica

Velocidad de paso del agua residual:

- Velocidad de aproximación en la cámara de rejillas (v_c): 0,30 - 0,60 m/s aprox. =>
(Se considera $v_c = 0,6 \text{ m/s}$)
- Velocidad de paso entre las barras de la rejilla (v_r): 0,60 - 1,2 m/s aprox. => (Se
considera $v_r = 1,0 \text{ m/s}$)

$S = Q/V = (Q_{\text{máx}} / \text{línea}) / v_c = 3,15 / 0,6 = 5,25 \text{ m}^2 \approx 2,29^2 \approx 3,50 \times 1,50$ por lo que la
sección tendrá una altura de 1,50 m y un ancho mínimo de 3,50 m.

La expresión para el ancho del canal necesario es:

Anchura del canal en zona de rejillas (sección W)

$$W = (F / (V * D)) (B + S / S) + C$$

W: Ancho del canal de rejillas (m)

F: Caudal máximo que pasa (m^3/s) ($3,15 \text{ m}^3/\text{s}$)

V: Velocidad máxima del agua en rejillas (m/s) ($1,0 \text{ m/s}$)

D: Nivel aguas arriba de la rejilla a caudal máximo (m)

B: Ancho de barrotes (m) ($1 \cdot 10^{-2}$)

S: Separación libre entre barrotes (m) ($2 \cdot 10^{-2}$)

C: Coeficiente de seguridad para rejillas finas (0,10 m) o gruesas (0,30 m)

Rejillas finas : 0,10 m

Rejillas gruesas : 0,30 m

Cálculo de calado: Altura del cajero del canal de desbaste

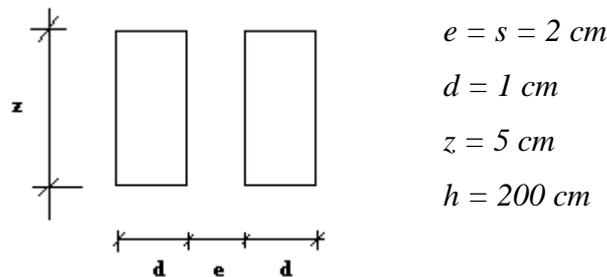
Se definen:

C : % de sección de paso que subsiste en el atascamiento máximo tolerado $C \in (100,30)\% \Rightarrow$ (Se considera $C = 70\%$)

$$k_1 = (100/C)^2 = (100/70)^2 = 2,04$$

k_2 = Coeficiente de forma de la sección los barrotes (Sección rectangular) = 1

k_3 = Coeficiente de sección de paso entre barrotes = 0,76

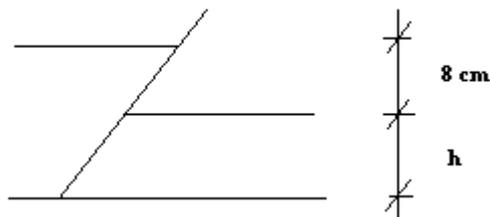


$$z/4 \cdot (2/e + 1/h) = 5/4 \cdot (2/2 + 1/150) = 1,25$$

$$e / (e + d) = 2/(2+1) = 0,67$$

Δh : Pérdida de carga a través de una reja

$$\Delta h = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot v^2/2g = 2,04 \cdot 1 \cdot 0,76 \cdot 1^2/(2 \cdot 9,8) = 0,08 \text{ m}$$



Es decir, la sección mojada real es:

$$S_{real} = 3,50 \times 1,58 = 5,53 \text{ m}^2$$

La sección de aproximación V_c sería:

$V_c = Q_{m\acute{a}x} / \text{l\acute{ı}nea} / S = (3,15 \text{ m}^3/\text{sg}) / 5,53 \text{ m}^2 = 0,57 \text{ m}/\text{sg}$, valor v\acute{a}lido por pertenecer al intervalo (0,30 ; 0,60) m/sg

La anchura mínima del canal en la sección de rejillas debe ser:

$$W = (3,15/1 \cdot 1,58) \cdot [(1 + 2)/2] + 0,10 = 3,09$$

Por seguridad en el funcionamiento de la instalación, se adopta un ancho mínimo LIBRE de 3,30 m.