

ANEJO N°22

Obras Singulares

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. SALIDA DE EMERGENCIA DE OLABARRIETA	2
2.1 OBRAS A REALIZAR	2
2.1.1 Vial de Acceso	2
2.1.2 Pantalla de micropilotes	2
2.1.3 Excavación del túnel	3
2.1.4 Salida de Emergencia Peatonal y Cuartos técnicos	3
2.1.5 Ventilación de Emergencia	4
2.1.6 Estructura común a Salida de Emergencia y Ventilación de Emergencia	5
2.1.7 Impacto Visual	5
2.2 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	5
2.2.1 Salida de Emergencia	6
2.2.2 Ventilación de Emergencia	6
2.3 ESTRUCTURA EDIFICIO EXTERIOR	7
3. SALIDA DE EMERGENCIA DE ABUSU	8
3.1 OBRAS A REALIZAR	8
3.1.1 Vial de Acceso	8
3.1.2 Pantalla de micropilotes	8
3.1.3 Excavación del Túnel	9
3.1.4 Salida de Emergencia	9
3.1.5 Ventilación de Emergencia	10
3.1.6 Estructura común a Salida y Ventilación de Emergencia	10
3.1.7 Muros de hormigón armado	10
3.1.8 Relleno	11
3.1.9 Impacto Visual	11
3.2 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	11
3.2.1 Salida de Emergencia	11
3.2.2 Ventilación de Emergencia	12
3.3 ESTRUCTURA EDIFICIO EXTERIOR	12
4. CALCULOS ESTRUCTURALES	14
4.1 OBJETO	14
4.2 BASES DE DISEÑO	14
4.2.1 NORMATIVA	14

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página i

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



ÍNDICE *(índice)*

4.2.1.1 Normas de acciones	15
4.2.1.2 Normas de construcción	15
4.2.2 BASES DE CÁLCULO DE ESTRUCTURAS	15
4.2.2.1 Criterios de seguridad	15
4.2.2.2 Estados límite de servicio (E.L.S.)	15
4.2.2.3 Estados límite últimos (E.L.U.)	16
4.2.2.4 Niveles de control	16
4.2.2.5 Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia	17
4.2.2.6 Comprobaciones relativas a los estados límite de servicio	17
4.2.3 ACCIONES A CONSIDERAR	18
4.2.4 VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES	19
4.2.5 VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES	20
4.2.6 COMBINACIÓN DE ACCIONES	21
4.3 PANTALLAS DE MICROPILOTES	23
4.3.1 MATERIALES	23
4.3.2 CARGAS	23
4.3.3 PROCESO CONSTRUCTIVO	24
4.3.4 METODOLOGÍA DE CÁLCULO	25
4.4 EDIFICIOS DE SALIDA	25
4.4.1 MATERIALES	25
4.4.2 CARGAS	25
4.4.3 METODOLOGÍA DE CÁLCULO	26
4.5 MUROS DE HORMIGON ARMADO	27
4.5.1 MATERIALES	27
4.5.2 CARGAS	27
4.5.3 COMPROBACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO	27
5. PROGRAMAS INFORMATICOS UTILIZADOS	29

APÉNDICE Nº 22.1. CÁLCULOS SALIDA DE EMERGENCIA OLABARRIETA

APÉNDICE Nº 22.2. CÁLCULOS SALIDA DE EMERGENCIA ABUSU

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página ii

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1. INTRODUCCIÓN

De acuerdo con la NFPA 130, los tramos de túnel de gran longitud deben contar con salidas de emergencia, espaciadas de tal forma que desde cualquier punto del mismo se asegure una distancia máxima de 381 metros a alguna salida, lo que implica una separación entre salidas de emergencia de 762 metros.

Esta distancia se considera como referencia, y se aplica con cierta holgura, de forma que en estudios similares se consideran admisibles distancias entre salidas de emergencia en túneles de hasta 1.000 metros. Realizamos el análisis de las distancias entre las estaciones de Aterribai, Bengoetxe, Galdakao y Hospital, para analizar la necesidad o no de infraestructuras de emergencia en este tramo, que se inicia en el final del falso túnel que se proyecta para alojar la estación de Aterribai, por un lado, y el PK 4+340, que es el punto kilométrico que delimita los tramos Aterribai-Galdakao por un lado y Galdakao-Hospital por otro.

La longitud del trazado subterráneo entre la estación de Aterribai y la estación de Bengoetxe excede estos 1.000 metros, por lo que es necesario implantar una infraestructura de emergencia. Esta infraestructura la situamos en la zona de Olabarrieta, y la conectamos al túnel de línea en el PK 1+975, quedando a unos 563 metros de la estación de Aterribai, del final de andén lado Bengoetxe, y a unos 674 metros del inicio del andén de la estación de Bengoetxe.

Si realizamos el mismo análisis entre las estaciones de Bengoetxe y Galdakao, vemos que la distancia entre estaciones es del orden de unos 955 metros, por lo que no es necesario disponer de ninguna infraestructura de emergencia entre estas dos estaciones.

Entre la estación de Galdakao y la de Hospital la distancia es del orden de 2.200 m. Es por ello que el tramo en túnel existente entre las citadas estaciones pertenecientes a línea 5 exige la implantación de dos infraestructuras de emergencia, que se ubican en el PK 4+325 (Salida de emergencia de Abusu) y en el PK 5+320 (Salida de emergencia de Puenteletorre, incluida en el proyecto del tramo Galdakao - Hospital).

El presente Anejo de Obras Singulares se divide en dos partes claramente diferenciadas, describiéndose en el primer apartado la salida de emergencia de Olabarrieta y en el segundo apartado la salida de emergencia de Abusu, ambas en el término municipal de Galdakao.

2. SALIDA DE EMERGENCIA DE OLABARRIETA

La longitud de trazado subterráneo existente entre las estaciones de Aperribai (recogida en el proyecto del tramo Sarratu-Aperribai) y la estación de Bengoetxe es de 1.237 metros (entre final e inicio de andén, respectivamente). Por consiguiente, de acuerdo con la NFPA 130, se ha previsto una infraestructura de emergencia, combinación de salida de emergencia para peatones y ventilación de emergencia, que colabore a solventar satisfactoriamente cualquier posible situación de emergencia ocurrida entre estaciones.

El trazado de la línea una vez pasada la estación de Aperribai desciende rápidamente para volver a ascender a partir del PK 1+548 alcanzando el punto alto en el PK 1+982, donde se ubicará la infraestructura de emergencia.

La salida de emergencia aparece en superficie en el barrio de Olabarrieta en el término municipal de Galdakao, donde sólo será visible la sencilla estructura de hormigón que permite acceder a la salida de peatones y que facilita el tránsito del aire de ventilación.

El acceso a la estructura se realiza desde un camino vecinal que comunica el barrio de Aperribai con Galdakao centro, y desde del que además se puede acceder a la N-634 a través de una rotonda.

La excavación del túnel necesario para dar cabida a esa infraestructura se convertirá además en la boca de ataque del túnel de línea.

2.1 OBRAS A REALIZAR

Las obras a realizar en el barrio de Olabarrieta tienen su origen en la necesidad de crear una salida de emergencia y una ventilación de emergencia en ese punto y son las siguientes:

2.1.1 VIAL DE ACCESO

El acceso al área desde donde se ataca la galería de emergencia se realiza desde vial existente.

2.1.2 PANTALLA DE MICROPILOTES

Se trata de una pantalla para contener las tierras provisionalmente en la margen derecha (en el sentido de avance de los PK) de la salida de emergencia, que se desarrollará en falso túnel, mientras que por el otro se realiza una excavación. Este falso túnel el edificio que alberga la estructura de acceso a la salida de emergencia y a la ventilación, con el tramo que se ejecuta en túnel en mina. Dicha pantalla estará formada por micropilotes de 250 mm. de diámetro de perforación y armadura tubular 127x9 mm. dispuestos cada 33 cm.

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 2

El alzado de la pantalla presenta seis niveles principales de anclaje con espaciamiento vertical constante de 3,50 m.

Los niveles de anclaje se definen a partir de riostras de hormigón armado con dimensiones de 0,50 x 0,70 m. adosadas a la pantalla excavada donde se sitúan puntos de anclaje con cadencia horizontal constante de 3,66 m. Adicionalmente a las riostras de anclaje se solidariza la cabeza de los micropilotes a partir de una viga de coronación y atado de sección rectangular de 0,50 x 0,85 m. donde igualmente se sitúan puntos de anclaje con la misma cadencia horizontal de 3.66 m.

2.1.3 EXCAVACIÓN DEL TÚNEL

Se procederá a iniciar, desde el final del tramo en falso túnel, la excavación del túnel, de igual sección que el túnel de línea. Éste servirá de rampa de ataque durante la fase de excavación del tramo y una vez finalizadas las obras se convertirá en la estructura que da cabida a la salida de emergencia y la ventilación de emergencia.

Cuando finalice la parte de excavación del túnel de línea, a realizar desde esta rampa de ataque, se procederá a construir en su interior los elementos necesarios para convertirla en salida de emergencia y ventilación de emergencia.

2.1.4 SALIDA DE EMERGENCIA PEATONAL Y CUARTOS TÉCNICOS

En lo que se refiere a la ejecución de la salida de emergencia peatonal, será necesario construir una galería, de menor longitud pero de igual sección, que unirá el túnel de línea en el PK 1+975 con la rampa de ataque, conectando con ésta a una distancia de unos 31,61 metros de su entronque con el túnel de línea.

El conducto de salida de emergencia peatonal tiene una longitud total en torno a 186m y consta de dos tramos claramente diferenciados:

- El primer tramo, de longitud 31,61m, se supera con dos grupos de escaleras en los que se asciende 2,72m y con un descansillo entre ellos de 2,70m, este tramo tiene una anchura de 3,90m y una altura máx. de 5,88m.
- El siguiente tramo tiene mayor longitud, 133,06 metros y comparte el conducto con el sistema de ventilación ocupando una anchura de 3,50 metros de la sección total y una altura máx. de 5,88m. Este tramo asciende en forma de escaleras con sucesivos descansillos horizontales de 4,77 metros de longitud, cada grupo de escalones asciende 0,85 metros y cuenta para ello con cinco escalones. Existen 20 grupos de escalones y se ascienden en total 19,54 metros desde el túnel de línea hasta el exterior.

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 3

La salida de emergencia termina en la estructura diseñada que se integra en el barrio de Olabarrieta, dotada de puertas de fácil apertura y accesible para los vehículos de emergencia en caso de necesidad.

Todo el conducto dispondrá de la adecuada iluminación y de indicadores visibles en la oscuridad que orienten en el sentido correcto a los peatones.

Además el primer tramo de la galería también estará dividida en dos, la mitad de ella constituye el primer tramo de la salida de peatones, y en la otra mitad dada la distancia existente entre la estación y la galería, se ubicarán los cuartos técnicos necesarios para suministrar la potencia a los ventiladores, un cuarto de baja tensión y centro de transformación.

El centro de transformación y cuarto de baja tensión, estarán a unos 25 metros de distancia de los ventiladores. Los recintos tienen unas dimensiones de 4,7x4m para el CT y de 4,7x6, 20m para el BT y se dispone con una pendiente del 2% hacia la caverna para evitar acumulaciones de agua que puedan crear problemas en los sistemas eléctricos allí ubicados.

Una vez superada esta galería en que la ventilación y la salida de peatones discurren por separado, ambos conductos continuarán en paralelo el resto del recorrido hasta el exterior, compartiendo para ello el túnel que ha servido de rampa de ataque.

2.1.5 VENTILACIÓN DE EMERGENCIA

La ventilación de emergencia formará parte del sistema de ventilación de emergencia de la línea y colaborará con los ventiladores existentes en las estaciones de Aterribai y Bengoetxe en la creación, de una ventilación forzada en caso de emergencia.

La cámara de ventiladores se crea en el inicio de la galería en la zona de conexión de ésta con el túnel en línea, este tramo es horizontal y dispone de una bancada de 1,35 metros de altura que dará cabida a dos ventiladores de 130 kW de potencia cada uno.

El conducto de ventilación tiene en su primeros 53,00 m, incluida la cámara de ventiladores, igual sección que el túnel de línea. A partir de su entronque con la galería de la salida de emergencia se reduce la sección de ventilación al tener que compartir la sección tipo túnel con la salida de emergencia, para ello se establece un tabique que divide el espacio quedando 5,05 m de los 8,80 metros de anchura total de la sección reservados para ventilación. El conducto asciende hacia la superficie con una pendiente de 15,00% y tiene una longitud total de 188 metros.

La rejilla de salida de aire del conducto se ubica, en la cubierta de la estructura existente en el edificio de salida. Se trata de una rejilla de un tipo habitual en las ventilaciones del ferrocarril metropolitano y tiene una superficie aproximada de 37 m².

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 4

2.1.6 ESTRUCTURA COMÚN A SALIDA DE EMERGENCIA Y VENTILACIÓN DE EMERGENCIA

El siguiente paso es construir la estructura común que da cabida a ambas salidas. La estructura interior tendrá su sección dividida por un tabique que impide que el aire impulsado por los ventiladores dificulte la evacuación de los peatones y separa así la ventilación de la salida de peatones. A lo largo de la estructura, la salida de peatones posee una arquitectura interior propia que da lugar a los distintos tramos de escaleras que permiten ascender hasta la superficie.

El aspecto en superficie de las instalaciones de emergencia lo aporta la estructura de un edificio de hormigón que cierra al exterior la salida de peatones y el conducto de ventilación paralelo a la misma. La estructura tiene una zona soterrada que se inicia en la sección de emboquille y que permite rellenar el desmonte ejecutado en la ladera minimizando así el impacto sobre ésta. La parte vista de la estructura aporta los accesos a la salida de emergencia peatonal y al conducto de ventilación.

La salida al exterior del conducto de ventilación se produce a través de la cubierta de la estructura que dispone a tal efecto de una zona inclinada y cerrada por una rejilla. La cubierta se inclina en esa zona 25°, con la misma orientación de la ladera, para evitar la entrada a través de la rejilla de materiales o aguas procedentes de la ladera y minimizar el impacto visual de la misma.

En la parte frontal de la estructura se dispone la puerta de entrada de la instalación, que sólo se abrirá en caso de emergencia o para labores de mantenimiento. Esta puerta da acceso a un vestíbulo interior en el que desemboca la salida de emergencia para peatones y desde el que además se puede acceder, a través de una segunda puerta, al conducto de ventilación de emergencia.

2.1.7 IMPACTO VISUAL

Para la reducción del impacto visual una vez finalizadas las obras se han tomado dos tipos de medidas. Primero, durante el diseño de la estructura que se crea en la ladera, se ha intentado que esta quede integrada en el entorno y una vez terminadas las obras se completará la reducción del impacto con la revegetación total de la zona y la plantación de especies vegetales que oculten en parte las obras allí realizadas.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Se describe a continuación las características de la salida de emergencia de Olabarrieta, analizando primero los aspectos relativos a la salida de emergencia y por último los relacionados con la ventilación de emergencia:

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 5

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



2.2.1 SALIDA DE EMERGENCIA

El conducto de salida de emergencia presenta una sección igual a la del túnel de línea. En la zona inicial se dispone una serie de cuartos técnicos que albergan al cuarto de Baja Tensión y al Centro de Transformación. Quedando en esta zona un pasillo destinado a la salida de peatones de 3,90 metros de anchura aproximadamente. Este tramo presenta una pendiente del 1,00% a lo largo de 28 metros aproximadamente hasta que comienzan los tramos de escaleras. Hay dos tramos de escaleras hasta que se alcanza la zona común.

El segundo tramo discurre en rampa con una pendiente del 15% y comparte el interior de la estructura con el sistema de ventilación que se describe en el apartado posterior. Así, la anchura total de la sección excavada es de 8,80 metros, reservándose 3,50 metros de pasillo para el tránsito peatonal y 5,06 metros para el conducto de ventilación.

El acceso al exterior se realiza tras superar 20 tramos de escaleras, salvando un desnivel de aproximadamente uno 20 m.

2.2.2 VENTILACIÓN DE EMERGENCIA

La cámara de ventilación se crea en el conducto de ventilación, en la zona de conexión de éste con el túnel de línea. Este tramo tiene una pendiente del 0,00% y sobre él se sitúan los ventiladores.

Se trata de dos ventiladores axiales reversibles de 130 Kw de potencia, capaces de extraer o inyectar aire en el túnel de línea en función de la localización y gravedad de la emergencia.

El conducto de ventilación tiene sus primeros 15,05 metros, incluida la cámara de ventiladores, una sección algo inferior a la del túnel de línea, con 8,80 metros de anchura y 5,10 metros de altura libre. Posteriormente, a lo largo de 37,21 metros se produce una transición en la que la sección se reduce hasta que entronca con la estructura, en la que el conducto comparte sección con la salida de emergencia.

El conducto asciende hacia la superficie con una pendiente de 15% y tiene una longitud total de 142,11 metros en túnel en mina y 44,74 m en falso túnel.

La rejilla de salida de aire del conducto se ubica, en la cubierta de la estructura existente en el edificio de salida. Se trata de una rejilla de un tipo habitual en las ventilaciones del ferrocarril metropolitano y tiene una superficie aproximada de 37 m².

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 6

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



2.3 ESTRUCTURA EDIFICIO EXTERIOR

La estructura diseñada tiene unas dimensiones aproximadas desde el final del falso túnel proyectado de 13 m de largo y 10 m de ancho, con muros de hormigón de 0,60 que dan lugar a un ancho interior de 8,80 al igual que el túnel de mina. Esta estructura alberga en un solo edificio la salida peatonal de emergencia al exterior y la chimenea de salida del conducto de ventilación.

La parte vista de la estructura aporta los accesos a la salida de emergencia peatonal y al conducto de ventilación.

La salida al exterior del conducto de ventilación se produce a través de la cubierta de la estructura que dispone a tal efecto de una zona inclinada y cerrada por una rejilla. En la parte frontal de la estructura se dispone una puerta de doble hoja de 1 m de ancho de salida/entrada a la instalación, que sólo se abrirá en caso de emergencia o para labores de mantenimiento. Esta puerta da acceso a un vestíbulo interior en el que desemboca la salida de emergencia para peatones y desde el que además se puede acceder, a través de una segunda puerta de una sola hoja de 1m de ancho, al conducto de ventilación de emergencia.

Esta estructura dispone de la red de drenaje necesaria para canalizar al exterior el agua que pueda entrar por la rejilla de ventilación para ello se proyecta la solera del edificio con una pendiente del 4,2% hacia el exterior y se disponen canaletas en los extremos evacuando el agua captada por estas mediante tubo de PVC de Ø 200mm.

3. SALIDA DE EMERGENCIA DE ABUSU

La salida se sitúa en el PK 4+325 del túnel de línea. Además, se plantea en la misma ubicación una ventilación de emergencia por la misma galería. Así la sección de la galería estará compartida por la ventilación y la salida de emergencia que se hace necesaria para el túnel en mina entre la estación de Galdakao y la estación de Hospital, junto con la salida de emergencia de Puenteletorre (incluida en el tramo Galdakao – Hospital).

Ésta se colocará en el PK 4+305, empleándose la galería como ataque para la excavación del túnel en mina.

La salida de emergencia de Abusu emerge a la superficie en el barrio Abusu de Galdakao, en un área contigua al edificio de Bomberos, donde se implantará el edificio de hormigón que albergue los conductos de ventilación y las puertas de emergencia de acceso al exterior.

3.1 OBRAS A REALIZAR

Se enumeran a continuación el conjunto de obras a realizar para la implantación de una salida de emergencia y de una ventilación de emergencia en los PKs 4+325 y 4+305 respectivamente.

3.1.1 VIAL DE ACCESO

El acceso al área desde donde se ataca la galería de emergencia se realiza desde vial existente.

3.1.2 PANTALLA DE MICROPILOTES

Se trata de una pantalla para contener el frente y laterales de la plataforma de la salida de emergencia de Abusu. Dicha pantalla estará formada por micropilotes de 250 mm de diámetro de perforación y armadura tubular 127x9 mm dispuestos cada 50 cm.

La estructura se desarrolla en tres planos conformando una “U” en planta con una longitud de aproximadamente 55,85 m.

Los alzados de la pantalla presentan cuatro niveles principales de anclaje con espaciamiento vertical constante de 3,00 m.

Los niveles de anclaje se definen a partir de riostras de hormigón armado con dimensiones de 0,40 x 0,60 m. adosadas a la pantalla excavada donde se sitúan puntos de anclaje con cadencia horizontal constante de 3,00 m. Adicionalmente a las riostras de anclaje se solidariza la cabeza de los micropilotes a partir de una viga de coronación y atado de sección rectangular de 0,50 x

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 8

**PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO**

L5-AG-AN22_ObrSingul



0,70 m. donde igualmente se sitúan puntos de anclaje con cadencia horizontal de aproximadamente 4,00 m.

Previamente a la demolición de la zona del emboquille, se ejecutará el sostenimiento del túnel formado por una viga o zuncho de 0,70x1,00 metros de sección que servirá además de como viga de atado del paraguas de micropilotes del túnel, como elemento de contención de la parte de pantalla existente sobre la clave del túnel. Dicho sostenimiento estará apoyado sobre zapatas de 3,00x1,00 metros y un canto de 1,10 m.

3.1.3 EXCAVACIÓN DEL TÚNEL

Tal y como se ha comentado en el apartado anterior, una vez construido el área de ataque comenzará la excavación del túnel, que albergará las instalaciones de emergencia para posteriormente acometer la excavación del túnel de línea.

Durante las obras de excavación del túnel de línea se extraerán por la rampa de ataque los materiales arrancados del interior, éstos serán a continuación tratados mediante un decantador de fangos en combinación con una prensa de lodos construidos a la salida de la rampa de ataque donde los materiales secarán antes de ser transportados.

Cuando finalice la parte de excavación del túnel de línea a realizar desde esta rampa de ataque se procederá a construir en su interior los elementos necesarios para convertirla en salida de emergencia y ventilación de emergencia.

3.1.4 SALIDA DE EMERGENCIA

Además de lo mencionado con anterioridad será necesario llevar a cabo la construcción de una galería que constituirá el primer tramo de la salida de emergencia. Esta galería conectará a una distancia de 20,20 metros con la galería excavada previamente de igual sección que el túnel y que comunicará con el edificio que permite la evacuación al exterior.

La galería constituye el primer tramo de la salida de peatones, ya que en la zona más próxima a las vías la sección completa de la rampa de ataque se convierte en cámara de ventiladores.

Una vez superados estos primeros metros en que la ventilación y la salida de peatones discurren por separado, ambos conductos continuarán en paralelo el resto del recorrido hasta el exterior, compartiendo para ello el túnel que ha servido de rampa de ataque.

Además, en este primer tramo se ubicarán un centro de transformación y un cuarto de baja tensión.

3.1.5 VENTILACIÓN DE EMERGENCIA

Se hace necesario construir una galería, para la ventilación de emergencia que conecte el túnel de línea, en el PK 4+305, con el edificio que va a contener las rejillas que permiten la salida/entrada del aire al/de exterior.

En esta galería se ubicará la cámara de ventiladores que dará cabida a dos ventiladores de 130 Kw de potencia cada uno. Dada la distancia existente desde la cámara a las estaciones y la potencia de los ventiladores, se hace necesario establecer un centro de transformación. Como ya se ha comentado, éste tendrá su lugar en la salida de emergencia, anexo al túnel de línea, y servirá para alimentar los ventiladores.

3.1.6 ESTRUCTURA COMÚN A SALIDA Y VENTILACIÓN DE EMERGENCIA

Posteriormente se construye la estructura común que da cabida a ambas salidas desde sus respectivas galerías hasta el exterior. Así, la sección de la galería interior se dividirá en dos partes diferenciadas mediante un tabique que impide que el aire procedente de la ventilación de emergencia acceda a la salida de emergencia.

La galería común se diseña con una pendiente del 10,5% hasta alcanzar la estructura que comunica con el exterior. En el interior de la estructura la parte correspondiente a la salida de emergencia dispondrá de 33 tramos de escaleras para la evacuación de los peatones.

La galería de emergencia termina en la estructura diseñada que se integra en el barrio de Abusu, dotada de puertas de fácil apertura con área accesible para los vehículos de emergencia en caso de necesidad.

Todo el conducto dispondrá de la adecuada iluminación y de indicadores visibles en la oscuridad que orienten en el sentido correcto a los peatones.

3.1.7 MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Se definen dos muros “in situ” mediante encofrado por ambas caras, constituido por un alzado de altura variable para adaptarse a los rellenos de los taludes generados por la ejecución de la plataforma de salida de Abusu.

- Muro 1: Muro izquierdo.
- Muro 2: Muro derecho.

Ambos muros, con una alineación recta en planta, se ejecutarán como continuidad de la pantalla de contención de micropilotes. El Muro 1, tendrá una longitud en planta de aproximadamente 16,25 metros y el Muro 2 de 10,10 metros.

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 10

Ambos muros tendrán la misma tipología en “L”, consistiendo este en un alzado variable en altura y espesor constante de 30 cm y en una cimentación de 50 cm de canto y 150 cm de longitud.

El muro se apoyará sobre el sustrato rocoso sano con una tensión admisible de 5 kg/cm².

3.1.8 RELLENO

No se realiza relleno alguno sobre el edificio de salida de la galería de Abusu, quedando todo él en superficie.

3.1.9 IMPACTO VISUAL

El edificio exterior se ubica en el Barrio Abusu, junto a las antiguas instalaciones de Bomberos.

Los acabados previstos son de hormigón para el edificio exterior y hormigón impreso para el área adyacente. Así mismo se incluye en el presente proyecto la revegetación de las zonas de obras anexas.

3.2 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Se describe a continuación las características de la salida de emergencia de Abusu, analizando primero los aspectos relativos a la salida de emergencia y por último los relacionados con la ventilación de emergencia:

3.2.1 SALIDA DE EMERGENCIA

El conducto de salida de emergencia presenta una sección igual a la del túnel de línea. En la zona inicial se dispone una serie de cuartos técnicos que albergan al cuarto de Baja Tensión y al Centro de Transformación. Quedando en esta zona un pasillo destinado a la salida de peatones de 3,90 metros de anchura aproximadamente. Este tramo presenta una pendiente del 1,00% a lo largo de algo más de 43 aproximadamente.

El segundo tramo discurre en rampa con una pendiente del 10,5% y comparte el interior de la estructura con el sistema de ventilación que se describe en el apartado posterior. Así, la anchura total de la sección excavada es de 8,80 metros, reservándose 3,50 metros de pasillo para el tránsito peatonal y 5,06 metros para el conducto de ventilación.

El acceso al exterior se realiza tras superar 33 tramos de escaleras, salvando un desnivel de aproximadamente 34 m.

3.2.2 VENTILACIÓN DE EMERGENCIA

La cámara de ventilación se crea en el conducto de ventilación, en la zona de conexión de éste con el túnel de línea. Este tramo tiene una pendiente del 0,00% y sobre él se sitúan los ventiladores.

Se trata de dos ventiladores axiales reversibles de 130 kW de potencia, capaces de extraer o inyectar aire en el túnel de línea en función de la localización y gravedad de la emergencia.

El conducto de ventilación tiene sus primeros 12,09 metros, incluida la cámara de ventiladores, una sección algo inferior a la del túnel de línea, con 8,80 metros de anchura y 5,10 metros de altura libre. Posteriormente, a lo largo de 6,47 metros se produce una transición en la que la sección se reduce hasta que entronca con la estructura, en la que el conducto comparte sección con la salida de emergencia.

El conducto asciende hacia la superficie con una pendiente de 10,50% y tiene una longitud total de 360,57 metros.

La rejilla de salida de aire del conducto se ubica, en la cubierta de la estructura existente en el edificio de salida. Se trata de una rejilla de un tipo habitual en las ventilaciones del ferrocarril metropolitano y tiene una superficie aproximada de 37 m².

3.3 ESTRUCTURA EDIFICIO EXTERIOR

La estructura diseñada tiene unas dimensiones aproximadas desde el sostenimiento vertical proyectado de 13 m de largo y 10 m de ancho, con muros de hormigón de 0,60 que dan lugar a un ancho interior de 8,80 al igual que el túnel de mina. Esta estructura alberga en un solo edificio la salida peatonal de emergencia al exterior y la chimenea de salida del conducto de ventilación de emergencia.

La salida al exterior del conducto de ventilación se produce a través de la cubierta de la estructura que dispone a tal efecto de una zona inclinada y cerrada por una rejilla. En la parte frontal de la estructura se dispone una puerta de doble hoja de 1 m de ancho por hoja de salida/entrada a la instalación, que sólo se abrirá en caso de emergencia o para labores de mantenimiento. Esta puerta da acceso a un vestíbulo interior en el que desemboca la salida de emergencia para peatones y desde el que además se puede acceder, a través de una segunda puerta, al conducto de ventilación de emergencia.

Esta estructura dispone de la red de drenaje necesaria para canalizar al exterior el agua que pueda entrar por la rejilla de ventilación para ello se proyecta la solera del edificio con una

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 12

pendiente del 2% hacia el exterior y se disponen canaletas en los extremos evacuando en agua captada por estas mediante tubo de PVC de Ø 200mm.

4. CALCULOS ESTRUCTURALES

4.1 OBJETO

En el presente apartado se detalla y desarrolla la solución adoptada para cada una de las estructuras definidas en las zonas de la “Salida de emergencia de Olabarrieta” y “Salida de emergencia de Abusu”. Dichas estructuras son las siguientes:

- Salida de emergencia de Olabarrieta
 - Falso túnel salida de emergencia de Olabarrieta.
 - Pantalla de micropilotes salida de emergencia de Olabarrieta.
 - Edificio de salida de Olabarrieta.
 - Muros de Hormigón salida de emergencia de Olabarrieta.
- Salida de emergencia de Abusu
 - Pantalla de micropilotes salida de emergencia de Abusu.
 - Edificio de salida de Abusu.
 - Muros de Hormigón salida de emergencia de Abusu.

Se describen dichas estructuras y se dan los criterios y condicionantes de diseño. Se acompaña de igual modo el anexo de cálculos justificativos, desarrollados de acuerdo a la normativa vigente aplicable.

4.2 BASES DE DISEÑO

En el presente apartado se describen y justifican los criterios de diseño de las estructuras que comprende las Obras de salida de Olabarrieta y Abusu. Se hace un estudio detallado de las acciones a considerar en el diseño de las diferentes estructuras que componen la obra. De igual forma se describe la Normativa aplicable al respecto.

4.2.1 NORMATIVA

Para la elaboración del proyecto se emplearán las normas y recomendaciones enumeradas a continuación. Se distingue entre documentos relativos a las acciones a considerar y documentos referentes a la resistencia de la estructura.

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 14

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



4.2.1.1 NORMAS DE ACCIONES

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). (Orden FOM/2842/2011, de 29 de septiembre). Año 2011.
- Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación. NCSE-02. Ministerio de Fomento. (Real Decreto 997/2002, de 22 de septiembre). Año 2002.

4.2.1.2 NORMAS DE CONSTRUCCIÓN

- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08). Ministerio de la Presidencia. (Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio). Año 2008.
- Código Técnico de la Edificación. Seguridad estructural. (Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo). Año 2006.
- Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera. Ministerio de Fomento. Año 2005.
- Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras. Ministerio de fomento. Año 2004.

4.2.2 BASES DE CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

4.2.2.1 CRITERIOS DE SEGURIDAD

Para justificar la seguridad de las estructuras objeto de este Proyecto y su aptitud de servicio, se utilizará el método de los estados límites.

Los estados límite se clasifican en:

- Estados límite de servicio
- Estados límite últimos

4.2.2.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.)

Se incluyen bajo la denominación de estados límite de servicio todas aquellas situaciones de la estructura para las que no se cumplen los requisitos predefinidos de funcionalidad, confort, durabilidad o aspecto de la estructura.

Se consideran los siguientes:

- E.L.S. de deformaciones que afecten a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que causen daño a elementos no estructurales.

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 15

L5-AG-AN22_ObrSingul

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO



- E.L.S. de fisuración. La fisuración del hormigón por tracción puede afectar a la durabilidad, la impermeabilidad o el aspecto de la estructura. La microfisuración del hormigón por compresión excesiva puede afectar, también, a la durabilidad.

4.2.2.3 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (E.L.U.)

La denominación de estados límite últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella, poniendo en peligro la seguridad de las personas.

Los estados límite últimos que se deben considerar son los siguientes:

- E.L.U. de pérdida de equilibrio, por falta de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura.
- E.L.U. de agotamiento frente a sollicitaciones normales, frente a cortante y torsión. Se estudian a nivel de sección de elemento estructural.
- E.L.U. de agotamiento por fatiga en el acero o el hormigón.

4.2.2.4 NIVELES DE CONTROL

El control de calidad de los elementos de hormigón armado abarca el control de materiales y el control de la ejecución.

Control de materiales

El control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, así como el control del acero se efectuará según lo establecido en la “Instrucción de Hormigón Estructural, EHE”.

El fin del control es verificar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales de la Instrucción EHE. La realización del control se adecuará al nivel adoptado en el proyecto.

Control de la ejecución

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en la “Instrucción de Hormigón Estructural, EHE”

Existen diferentes niveles de control. La realización del control se adecuará al nivel adoptando para la elaboración del proyecto.

Valores adoptados

En el Proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición de la Instrucción EHE:

- Acero: Para todos los casos: Normal
- Hormigón: Para todos los casos: Estadístico
- Ejecución: Para todos los casos: Intenso

4.2.2.5 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA LA RESISTENCIA

Los controles anteriormente definidos están en acuerdo recíproco con los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia, adoptados en los cálculos justificativos de la seguridad estructural.

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados son, en situación persistente o transitoria:

- Hormigón $\gamma_c = 1,50$
- Acero pasivo y activo $\gamma_s = 1,15$
- Acero laminado $\gamma_s = 1,00$

En situación accidental, incluyendo sismo:

- Hormigón $\gamma_c = 1,30$
- Aceros $\gamma_s = 1,00$

4.2.2.6 COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Estado límite de deformaciones de la estructura

Se considera que las deformaciones para la combinación poco probable no deben de afectar a la apariencia o funcionalidad de la obra.

Estado límite de plastificaciones locales

Se comprobará que en servicio bajo combinación característica no se supera el 90% del límite elástico, ni que en combinación frecuente se supere el 75%.

Estado límite de fisuración del hormigón

Bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir.

$$\sigma_c \leq 0,60 f_{ck,j}$$

donde:

- σ_c Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.
- $f_{ck,j}$ Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada).

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$W_k \leq W_{\max}$$

donde:

W_k Abertura característica de fisura.

W_{\max} Abertura máxima de fisura.

En elementos de hormigón armado, en ausencia de requerimientos específicos (estanqueidad, etc.), y bajo la combinación de acciones casi-permanentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes, se muestran en la tabla 49.2.4. de la Instrucción EHE08.

TABLA 5.1.1.2 EHE

Clase de exposición	W _{máx} (mm)	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
Ila, IIb, H	0,3	0,2
IIla, IIlb, IV, F, Qa	0,2	Descompresión
IIlc, Qb, Qc	0,1	

4.2.3 ACCIONES A CONSIDERAR

Las cargas a considerar sobre los distintos elementos se recogen en los apartados correspondientes de las estructuras analizadas.

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 18

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul

4.2.4 VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la Instrucción IAP sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

Las acciones se definen, en su magnitud, por sus valores representativos.

Una misma acción puede tener un único o varios valores representativos, según se indica a continuación, en función del tipo de acción.

Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k , excepto en el caso de la acción correspondiente al peso del pavimento, para la que se consideran dos valores representativos con $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$, definidos en el apartado 4.3.1.

Acciones permanentes de valor no constante (G^*)

- Reológicas: Se considerará, para las acciones de origen reológico, un único valor representativo, coincidente con el valor característico $R_{k,t}$, correspondiente al instante “t” en el que se realiza la comprobación.
- Acciones del terreno: Para el peso del terreno que gravita sobre elementos de la estructura, se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico. Para el empuje del terreno, se considerará el valor representativo de acuerdo con lo expuesto en el apartado 4.3.2.

Acciones variables (Q)

Cada una de las acciones variables puede considerarse con los siguientes valores representativos:

- Valor característico Q_k : valor de la acción cuando actúa aisladamente.
- Valor de combinación $\Psi_0 Q_k$: valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente $\Psi_1 Q_k$: valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.
- Valor casi permanente $\Psi_2 Q_k$: valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

- Los valores de los coeficientes Ψ considerados son los siguientes:
 - Para las acciones viarias se consideran los coeficientes según la tabla 6.1-a de la IAP-11.
 - Para las acciones ferroviarias se consideran los coeficientes según en cuadro 3.1. de la IAPF-07.
 - Para el resto de las acciones se consideran los coeficientes según la tabla 4.2 del CTE.

Acciones accidentales (A)

Para las acciones accidentales se considera un único valor representativo coincidente con el valor característico A_k .

4.2.5 VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Con carácter general se siguen los criterios especificados en la Instrucción IAP sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

Los valores de cálculo de las diferentes acciones son los obtenidos aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad γ a los valores representativos de las acciones, definidos en el apartado anterior.

Estados límites últimos (E.L.U.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores básicos:

Concepto		Situaciones persistentes y transitorias		Situaciones accidentales	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Acciones permanentes (1), (2)		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
Acciones permanentes	Reológicas	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
de valor no constante	Acciones del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
Acciones variables		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_Q = 1,0$
Acciones accidentales				$\gamma_A = 1,0$	$\gamma_A = 1,0$

NOTAS.

(1) Los coeficientes $\gamma_G = 1,0$ y $\gamma_G = 1,35$, se aplicarán a la totalidad de la acción, según su efecto sea favorable o desfavorable.

Anejo nº22: Obras Singulares

Página 20

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul

(2) En el caso de la carga de pavimento, se considerará para la totalidad de la acción:

- El valor representativo inferior $G_{k,inf}$ ponderado por $\gamma_G = 1,0$, cuando su efecto sea favorable.
- El valor representativo superior $G_{k,sup}$ ponderado por $\gamma_G = 1,35$, cuando su efecto sea desfavorable.

Se ha considerado una única hipótesis de carga tomando el valor representativo superior $G_{k,sup}$ ponderado por $\gamma_G = 1,35$.

Estados límites de servicio (E.L.S.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores, según se establece en la actual norma de acciones:

Concepto		Situaciones persistentes y transitorias	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Acciones permanentes		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
Acciones permanentes de valor no constante	Reológicas	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acciones del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
Acciones variables		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,0$

4.2.6 COMBINACIÓN DE ACCIONES

Con carácter general se siguen los criterios especificados en la Instrucción IAP sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

Las hipótesis de carga a considerar se formarán combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea, según los criterios generales que se indican a continuación.

Estados límites últimos

SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{G^*,i} G_{k,i}^* + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{l > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

donde:

$G_{k,j}$ = valor representativo de cada acción permanente.

$G^*_{k,i}$ = valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

$Q_{k,1}$ = valor representativo (valor característico) de la acción variable dominante.

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ = valores representativos (valores de combinación) de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

SITUACIONES ACCIDENTALES

Por tratarse de una situación accidental en la que no se considera el sismo la combinación de las distintas acciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{G^*,i} G^*_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \gamma_A \cdot A_k$$

donde:

$G_{k,j}$, $G^*_{k,i}$ = valores representativos de las acciones permanentes.

$\psi_{1,1} Q_{k,i}$ = valor frecuente de la acción variable dominante.

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$ = valores casi-permanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental.

A_k = valor característico de la acción accidental.

Estados Límites de Servicio

Para estos estados se considerarán únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

- Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum_{i \leq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 22

- Combinación frecuente:

$$\sum_{i \leq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación casi-permanente:

$$\sum_{i \leq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

4.3 PANTALLAS DE MICROPILOTES

4.3.1 MATERIALES

La pantalla anclada estará compuesta por micropilotes de 250 mm. de diámetro de perforación con camisa tubular de 127x9 mm. con un límite elástico > 5.600Kk/cm².

El recubrimiento nominal mínimo de la armadura pasiva a disponer en el resto de los elementos de arriostramiento, riostras y vigas de atado, es 30 mm (nivel de control de ejecución intenso).

En base a los condicionantes indicados anteriormente, la lista de hormigones utilizados en la construcción de la estructura resulta como se describe a continuación:

- Hormigón en limpieza y nivelación: HM-15
- Hormigón en vigas riostras y de atado: HA-30/B/20/Ila

El acero a emplear en las armaduras pasivas será en todos los casos B 500 S.

En cuanto a los anclajes estos tendrán las siguientes características:

- Anclajes de cables activos en el terreno (1570/1770) en MPa.

4.3.2 CARGAS

En general, para la realización de los cálculos de las pantallas de contención, se han considerado las siguientes acciones:

- Acciones Permanentes:
 - Peso Propio: considerando como peso específico del hormigón armado 25 kN/m³.

- Terreno: Como datos característicos de los materiales existentes en el trasdós de la pantalla se recoge lo definido en el anejo de geotecnia para las estructuras de Abusu.
 - Rellenos (arcillas):
 - Peso específico: 1,90 t/m³
 - Angulo de rozamiento interno: 29°
 - Cohesión: 2,0 t/m²
 - Módulo deformación: 6 MPa
 - Rellenos (bolos y gravas):
 - Peso específico: 1,80 t/m³
 - Angulo de rozamiento interno: 33°
 - Cohesión: 0,0 t/m²
 - Módulo deformación: 10 MPa
 - Areniscas ligeramente meteorizadas-sanas (grado II-I):
 - Peso específico: 2,60 t/m³
 - Angulo de rozamiento interno: 41°
 - Cohesión: 23,0 t/m²
 - Módulo deformación: 1000 MPa
- Acciones Variables
 - Sobrecarga en trasdós 1,00 t/m².

4.3.3 PROCESO CONSTRUCTIVO

Las pantallas de contención se ejecutan según las etapas constructivas indicadas en los planos correspondientes.

El proceso constructivo señalado debe respetarse durante la ejecución de la estructura debido a que ha sido éste el contemplado en el análisis estructural de la misma, y es aquél que garantiza que se registren los esfuerzos, reacciones y deformaciones previstas en el análisis estructural que se detalla en apartados posteriores de la presente nota de cálculo.

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 24

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



4.3.4 METODOLOGÍA DE CÁLCULO

El dimensionamiento y cálculo de las pantallas de micropilotes se realiza por medio de hojas de cálculo elaboradas por EPTISA basadas en las recomendaciones recogidas en la “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera”.

En todos los casos se comprobarán los siguientes elementos:

- Micropilotes: se comprueban movimientos, y la resistencia a flexión y cortante.
- Anclajes: se comprueba la rotura parcial del anclaje, la rotura del tirante a tracción, el deslizamiento del tirante dentro del bulbo y la pérdida de tensión del tirante en el anclaje por deslizamiento del bulbo respecto al terreno.
- Vigas de reparto: se comprueba, para los diferentes niveles de anclajes, la resistencia a flexión y a cortante de la viga.
- Se comprueba la carga de hundimiento de los elementos verticales que componen las pantallas.

4.4 EDIFICIOS DE SALIDA

4.4.1 MATERIALES

Los materiales considerados son los siguientes:

- Hormigón: HA-30/B/20/Ila
- Acero: en todos los elementos B-500S

4.4.2 CARGAS

Las cargas a considerar sobre el edificio de salida son las siguientes:

- Acciones permanentes:
 - o Peso propio
 - Hormigón: 25 kN/m³.
 - Acero: 78,5 kN/m³.
- Sobrecargas de uso:
 - o Acciones debidas al Terreno

No se han considerado ya que no hay rellenos sobre el edificio.

- Sobrecarga repartida

No se han considerado.

- Acciones Climáticas

- Viento

Se ha considerado un esfuerzo de viento obtenido según el CTE DB-SE-AE para la zona eólica C y grado de exposición IV.

- Presión estática: 0,135 t/m²

- Nieve

Se ha considerado una sobrecarga de 0,04 t/m². sobre el forjado del edificio de salida.

- Acciones térmicas

No se consideran acciones térmicas sobre la estructura.

- Acciones sísmicas

Para el emplazamiento de la obra se ha considerado una aceleración sísmica básica inferior a 0,04 g, por lo que no es necesario tener en cuenta las acciones sísmicas para el cálculo de la estructura.

4.4.3 METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Para el análisis y dimensionamiento del edificio de salida de Abusu se ha procedido al modelizado completo de la estructura mediante elementos Shell (áreas) que definen los diferentes paramentos de hormigón armado del edificio, así como mediante elemento Frame (vigas) para la correcta definición de los zunchos de borde del hueco de la chimenea de emergencia.

Sobre estos elementos se definen las diferentes cargas que actúan, ya sean, el empuje del relleno, la presión del viento sobre los paramentos verticales o la carga de nieve sobre la cubierta.

Una vez se obtienen los esfuerzos sobre el edificio se procede al dimensionamiento de los diferentes elementos que la conforman mediante el empleo de hojas de cálculo de elaboración propia.

4.5 MUROS DE HORMIGON ARMADO

4.5.1 MATERIALES

Los materiales considerados son los siguientes:

- Hormigón: HA-25/B/20/Ila
- Acero: en todos los elementos B-500S

4.5.2 CARGAS

En general, se pueden tener las siguientes acciones y cargas:

- Cargas muertas: peso propio del hormigón con una densidad de $2,5 \text{ t/m}^3$.
- Empuje del terreno sobre el trasdós del muro: Se considera el empuje del terreno según los siguientes parámetros:
 - Peso específico: $1,90 \text{ t/m}^3$
 - Angulo de rozamiento interno: 29°
 - Cohesión: $1,0 \text{ t/m}^2$
 - Tensión admisible: $5,0 \text{ kp/cm}^2$
- Agua: No se considerará el empuje hidrostático, por disponer sistema de drenaje en el trasdós del muro.
- Sobrecarga de tráfico: se dispondrá una sobrecarga repartida de 1 t/m^2 en el trasdós del muro.

4.5.3 COMPROBACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO

Se comprueban los siguientes estados límites:

- ELS (Estados Límite de Servicio)
 - Fisuración en alzados (Apertura admisible de fisura $W_{\max} = 0,30 \text{ mm}$)
 - Seguridad al vuelco $F_v = 2,00$ las cimentaciones superficiales.
 - Seguridad al deslizamiento $F_d = 1,50$ en las cimentaciones superficiales.
 - Tensiones máxima y mínima en terreno: $1,25 \sigma_{\text{adm}}$ del terreno (se describen en las consideraciones geotécnicas de cada muro).

- ELU (Estados Límite Últimos):
 - Flexión de los alzados.
 - Cortante del alzado.
 - Flexión de las cimentaciones.
 - Cortante de las cimentaciones.

5. PROGRAMAS INFORMATICOS UTILIZADOS

Para la realización de esta memoria de cálculos se han empleado los siguientes programas informáticos:

- **Rido:** Es un programa desarrollado por R.F.L. que está basado en el equilibrio elastoplástico del sostenimiento se ha utilizado para el cálculo de la pantalla de contención de la salida de emergencia de Olabarrieta y Abusu. En el cálculo se han definido diferentes fases o etapas de construcción, indicando en cada una de ellas las diferentes profundidades de excavación, puntales o anclajes provisionales. Por último se obtienen listados de todos los datos introducidos, resultados de cálculo tanto numéricos como gráficas de las leyes de esfuerzos y deformaciones de cada fase y del conjunto de las fases.
- **Sap2000 v.14:** Programa de cálculo de estructuras por métodos matriciales y/o elementos finitos de amplia difusión mundial y ha sido utilizado para la modelización de los edificios de salida de emergencia de Olabarrieta y Abusu.

Permite una entrada interactiva de datos y una gran flexibilidad en la asignación de nombres a las variables de entrada y de resultados, los cuales se pueden obtener tanto de forma numérica como gráfica, por lo que se dispone de una gran facilidad en la interpretación de los valores correspondientes.

Este programa informático puede realizar multitud de cálculos estructurales: lineales, no lineales en geometría y material, análisis sísmico, dinámico... pudiendo además realizar, en los casos más típicos, dimensionados y comprobaciones de elementos metálicos o de hormigón bajo las normativas de algunos países.

- **Plaxis:** Programa de elementos finitos enfocado hacia obras geotécnicas. Se ha utilizado para la obtención de los esfuerzos sobre el falso túnel de Olabarrieta. Este programa cuenta con un procesador que permite realizar cálculos por fases de los rellenos sobre el túnel para lo cual se ha modelizado la situación pésima que corresponde con una altura máxima de rellenos de 17,7 m.. El falso túnel se modeliza mediante barras de características mecánicas equivalentes a las secciones de hormigón dispuestas.
- **Cype Muros:** Programa de diseño para el dimensionamiento y comprobación de muros de hormigón armado, trabajando en ménsula y para contención de tierras. Realiza el predimensionamiento automático de la geometría, el cálculo de la armadura del alzado y el dimensionamiento geométrico y de armados de la zapata del muro. Se ha utilizado para

el dimensionamiento de los muros de hormigón “in situ” que delimitan la plataforma de la salida de emergencia de Olabarrieta y Abusu.

- **Hojas de cálculo elaboradas por EPTISA**, en el que se desarrollan algunos de los cálculos de E.L.U. y E.L.S.

Anejo nº22: Obras
Singulares

Página 2

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



APÉNDICE Nº 22.1. CÁLCULOS SALIDA DE EMERGENCIA OLABARRIETA

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



ÍNDICE

1. FALSO TÚNEL
 - 1.1. CÁLCULO ESFUERZOS
 - 1.2. DIMENSIONAMIENTO SECCIONES
 - 1.2.1 BÓVEDA
 - 1.2.2 HASTIAL
 - 1.2.3 ZAPATA
 - 1.2.4 EMPUJE AL VACÍO
 - 1.3. TENSIONES SOBRE EL TERRENO
2. PANTALLA
 - 2.1. ESFUERZOS MICROPILOTES
 - 2.1.1 SECCIÓN 1
 - 2.1.2 RESUMEN ESFUERZOS
 - 2.2. CÁLCULO CARGA HUNDIMIENTO
 - 2.3. COMPROBACIÓN SECCIÓN MICROPILOTE
 - 2.4. DIMENSIONAMIENTO ANCLAJES
 - 2.5. DIMENSIONAMIENTO VIGAS REPARTO
3. MURO HORMIGÓN
4. EDIFICIO SALIDA
 - 4.1. ESFUERZOS
 - 4.1.1 SALIDA NUMÉRICA (se incluye únicamente en la edición digital)
 - 4.1.2 SALIDA GRÁFICA
 - 4.1.3 RESUMEN DE ESFUERZOS
 - 4.2. DIMENSIONAMIENTO SECCIONES
 - 4.2.1 PLACAS
 - 4.2.2 VIGAS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1. FALSO TÚNEL

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1.1. CÁLCULO ESFUERZOS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



ESFUERZOS FALSO TÚNEL

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



PLAXIS Report

1. General information	4
2. Materials	5
2.1. Soil and interfaces	5
2.2. Plates	7
3. Calculation information per phase	8
4. Calculation phases	9
4.1. Phase_1	9
4.2. Phase_2	9
4.3. Phase_3	10
4.5. Phase_5	11
4.7. Phase_7	12
5. Calculation results	13
5.1. Shear forces Q	13
5.1.1. Phase_1	13
5.1.2. Phase_2	13
5.1.3. Phase_3	14
5.1.4. Phase_4	14
5.1.5. Phase_5	15
5.1.6. Phase_6	15
5.1.7. Phase_7	16
5.2. Bending moments M	17
5.2.1. Phase_1	17
5.2.2. Phase_2	17
5.2.3. Phase_3	18
5.2.4. Phase_4	18
5.2.5. Phase_5	19
5.2.6. Phase_6	19
5.2.7. Phase_7	20
5.3. Axial forces N	20
5.3.1. Phase_1	20



5.3.2. Phase_2	21
5.3.3. Phase_3	21
5.3.4. Phase_4	22
5.3.5. Phase_5	22
5.3.6. Phase_6	23
5.3.7. Phase_7	23
5.4. Results Phase_7. Table of plate force envelopes	24

1. General information

General information	
Project	
Filename	FT_OLAB_2.p2dx
Directory	D:\PROIEKTUAK_Linea 5_plaxis2D\
Title	FT OLABARRIETA
General	
Model	Plane strain
Elements	15-Noded
Acceleration	
Gravity angle	-90,00°
x-acceleration	0,000 G
y-acceleration	0,000 G
Earth gravity	9,810 m/s ²
Mesh	
Nr of soil elements	1050
Nr of nodes	8525
Average element size	1,116 m
Maximum element size	3,178 m
Minimum element size	0,3190 m
Comments	




2. Materials

2.1. Soil and interfaces

Identification		Relleno	Roca CU-2 RMR 55-70
Identification number		1	2
Drainage type		Drained	Drained
Colour			
Comments			
γ_{unsat}	kN/m ³	20,00	27,00
γ_{sat}	kN/m ³	20,00	27,00
Dilatancy cut-off		No	No
e_{init}		0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000
E	kN/m ²	30,00E3	7,350E6
ν (nu)		0,3000	0,3000
G	kN/m ²	11,54E3	2,827E6
E_{oed}	kN/m ²	40,38E3	9,894E6
C_{ref}	kN/m ²	45,00	440,0
ϕ (phi)	°	33,00	43,50
ψ (psi)	°	0,000	0,000
V_s	m/s	75,23	1013
V_p	m/s	140,7	1896
Set to default values		Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000
γ_{ref}	m	0,000	0,000
C_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000
γ_{ref}	m	0,000	0,000
Tension cut-off		Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000
Undrained behaviour		Standard	Standard

Identification		Relleno	Roca CU-2 RMR 55-70
Skempton-B		0,9783	0,9783
v_u		0,4950	0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	1,125E6	275,6E6
Stiffness		Standard	Standard
Strength		Rigid	Rigid
R_{inter}		1,000	1,000
Consider gap closure		Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000
K_0 determination		Automatic	Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes
$K_{0,x}$		0,4554	0,3116
$K_{0,z}$		0,4554	0,3116
Data set		Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10,00	10,00
2 μ m - 50 μ m	%	13,00	13,00
50 μ m - 2 mm	%	77,00	77,00
Use defaults		None	None
k_x	m/day	0,000	0,000
k_y	m/day	0,000	0,000
$-\psi_{unsat}$	m	10,00E3	10,00E3
e_{init}		0,5000	0,5000
S_s	1/m	0,000	0,000
C_k		1000E12	1000E12

2.2. Plates

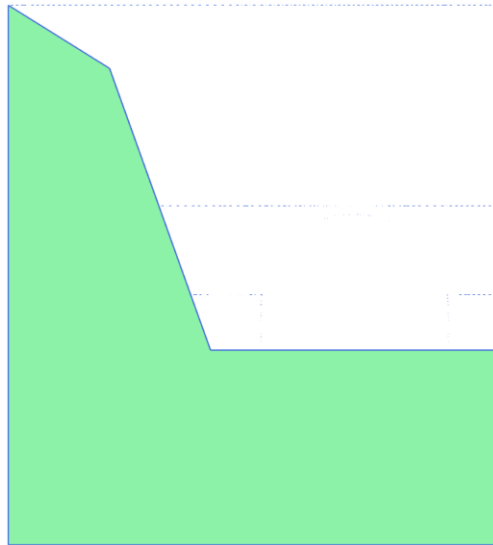
Identification		Boveda_60	Hastial_0,68 medio	Zapata_135
Identification number		1	2	3
Comments				
Colour				
Material type		Elastic	Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes	Yes
EA ₁	kN/m	16,20E6	18,36E6	36,45E6
EA ₂	kN/m	16,20E6	18,36E6	36,45E6
EI	kN m ² /m	486,0E3	707,5E3	5,536E6
d	m	0,6000	0,6800	1,350
w	kN/m/m	15,00	17,00	31,75
v (nu)		0,2000	0,2000	0,2000
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000
Prevent punching		No	No	No
Identification number		1	2	3

3. Calculation information per phase

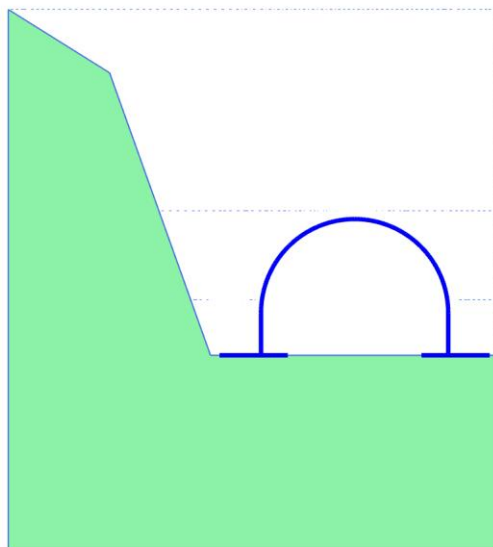
Identification	Phase	Start from	Calculation type	Loading input	Pore pressure	Time step [day]	First step	Last step	Log
Initial phase [InitialPhase]	0	N/A	K0 procedure	N/A	Phreatic	0,000	0	0	
Phase_1 [Phase_1]	1	0	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000	1	3	
Phase_2 [Phase_2]	2	1	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000	4	5	
Phase_3 [Phase_3]	3	2	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000	6	8	
Phase_4 [Phase_4]	4	3	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000	9	11	
Phase_5 [Phase_5]	5	4	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000	12	14	
Phase_6 [Phase_6]	6	5	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000	15	16	
Phase_7 [Phase_7]	7	6	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000	17	23	

4. Calculation phases

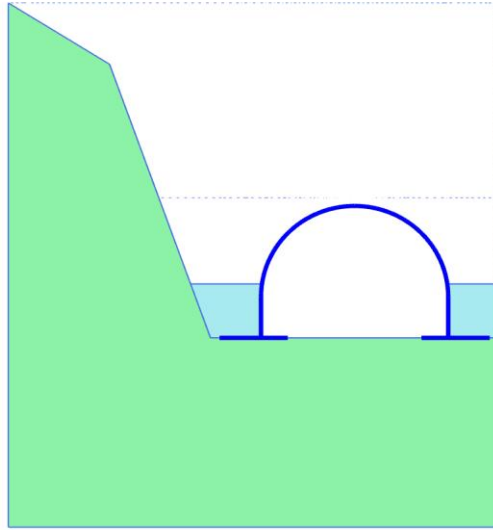
4.1. Phase_1



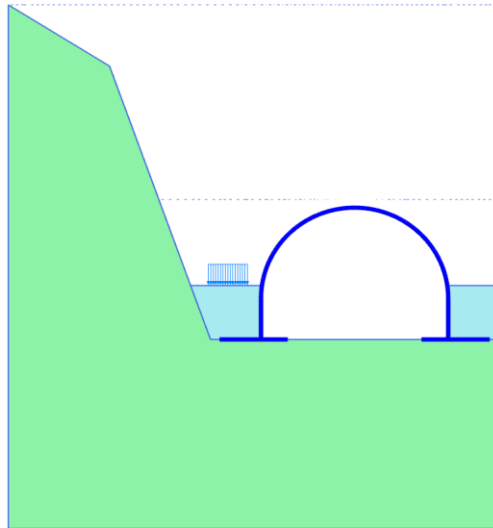
4.2. Phase_2



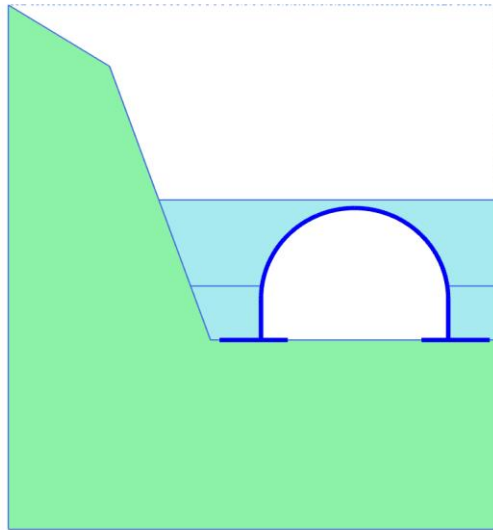
4.3. Phase_3



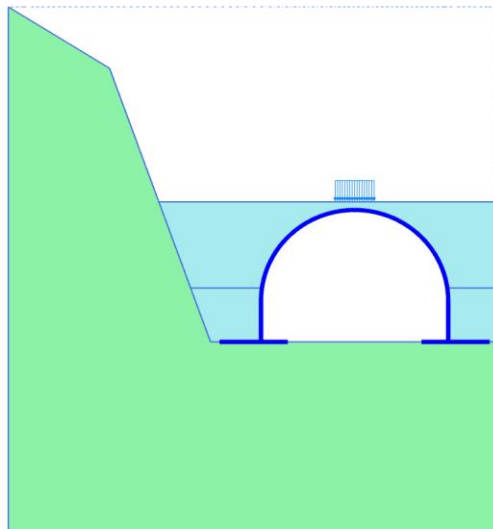
4.4. Phase_4



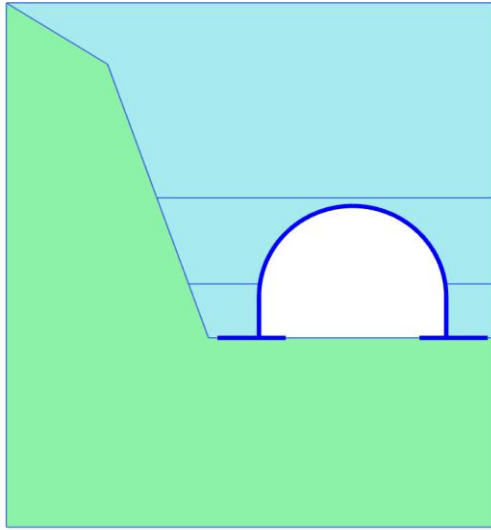
4.5. Phase_5



4.6. Phase_6



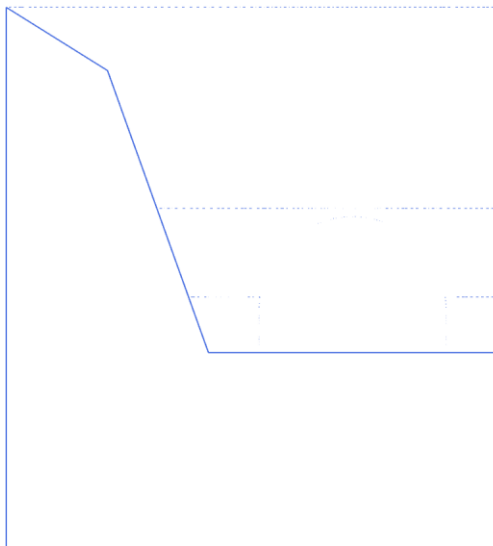
4.7. Phase_7



5. Calculation results

5.1. Shear forces Q

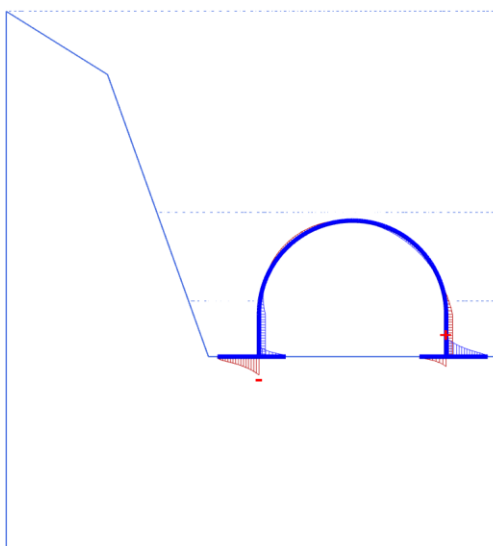
5.1.1. Phase_1



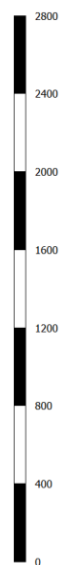
Shear forces Q (scaled up 1,00 times)

No results

5.1.2. Phase_2



[kN/m]

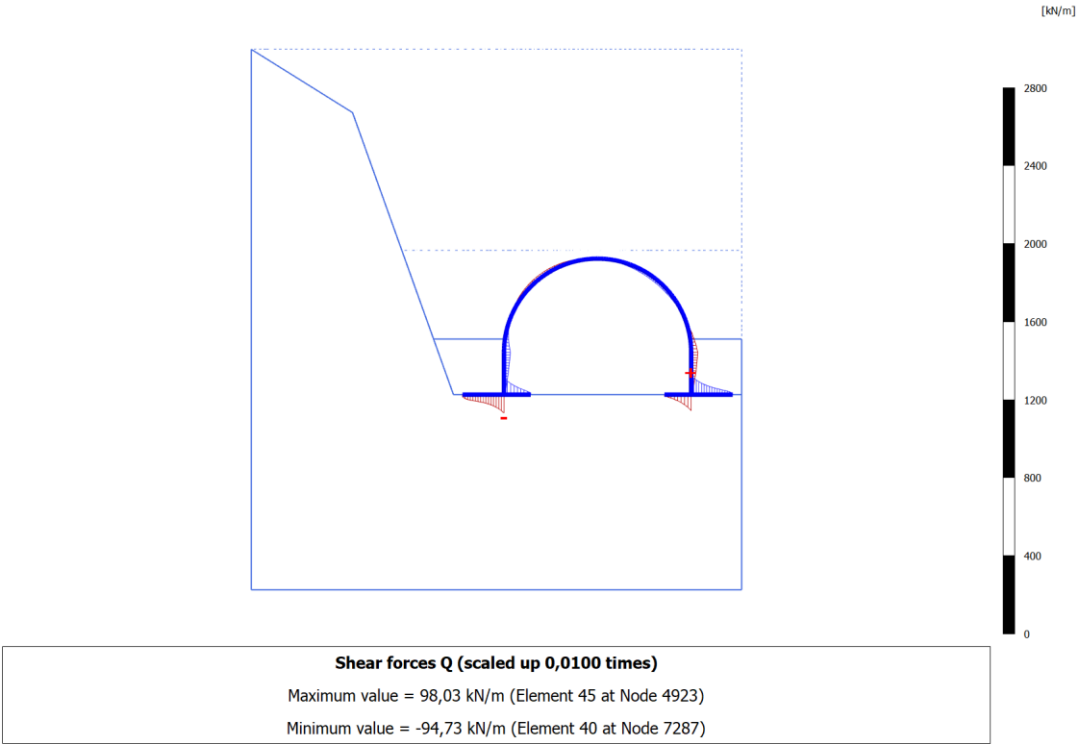


Shear forces Q (scaled up 0,0100 times)

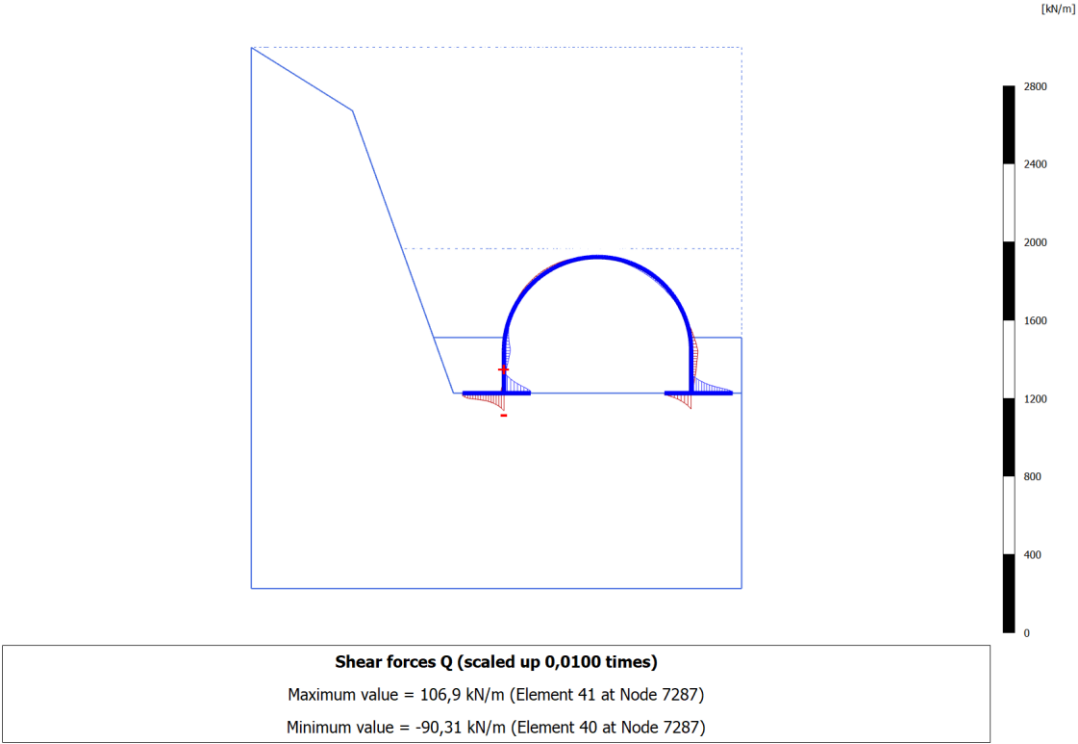
Maximum value = 96,14 kN/m (Element 45 at Node 4923)

Minimum value = -94,45 kN/m (Element 40 at Node 7287)

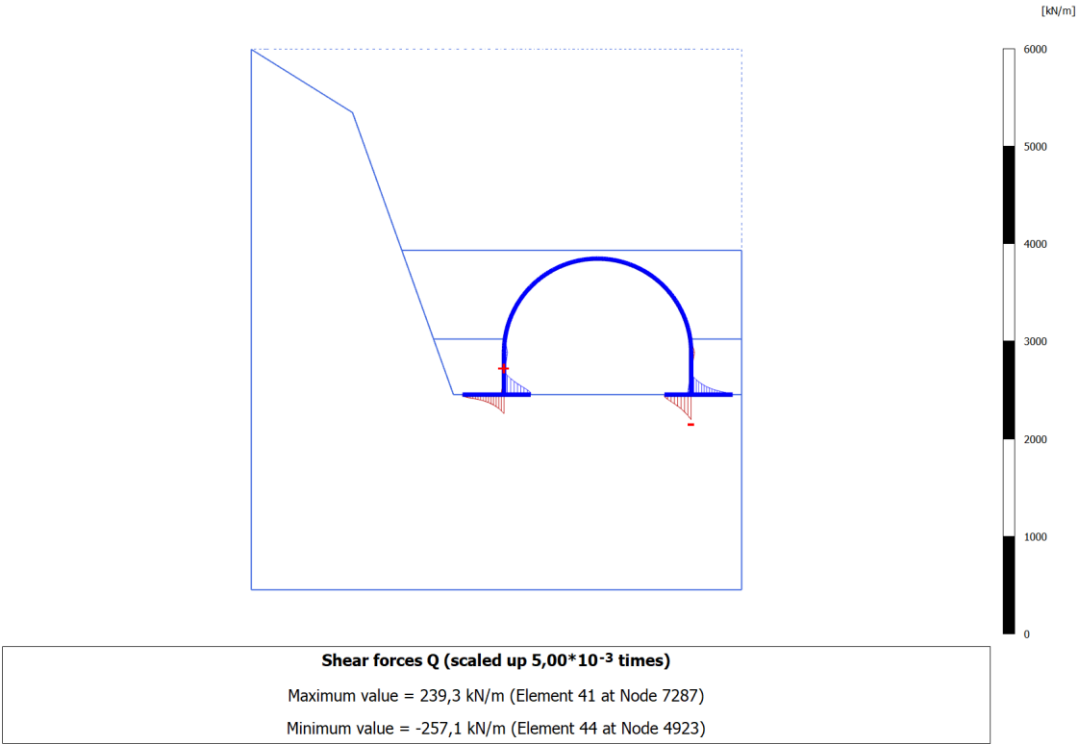
5.1.3. Phase_3



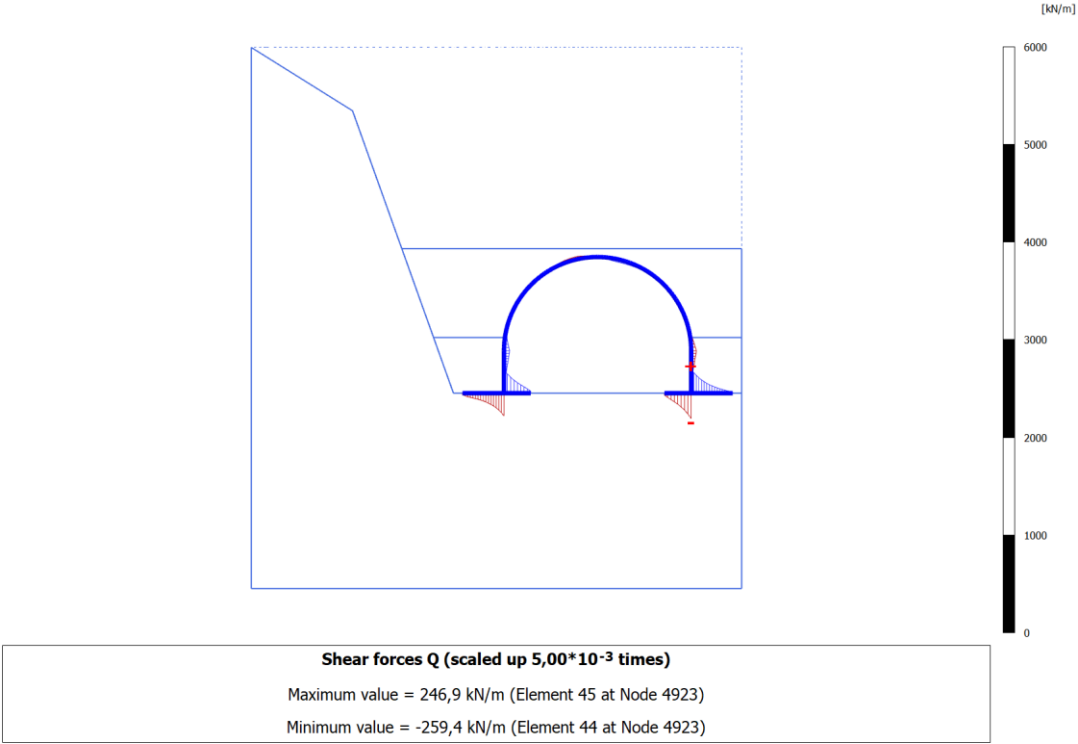
5.1.4. Phase_4



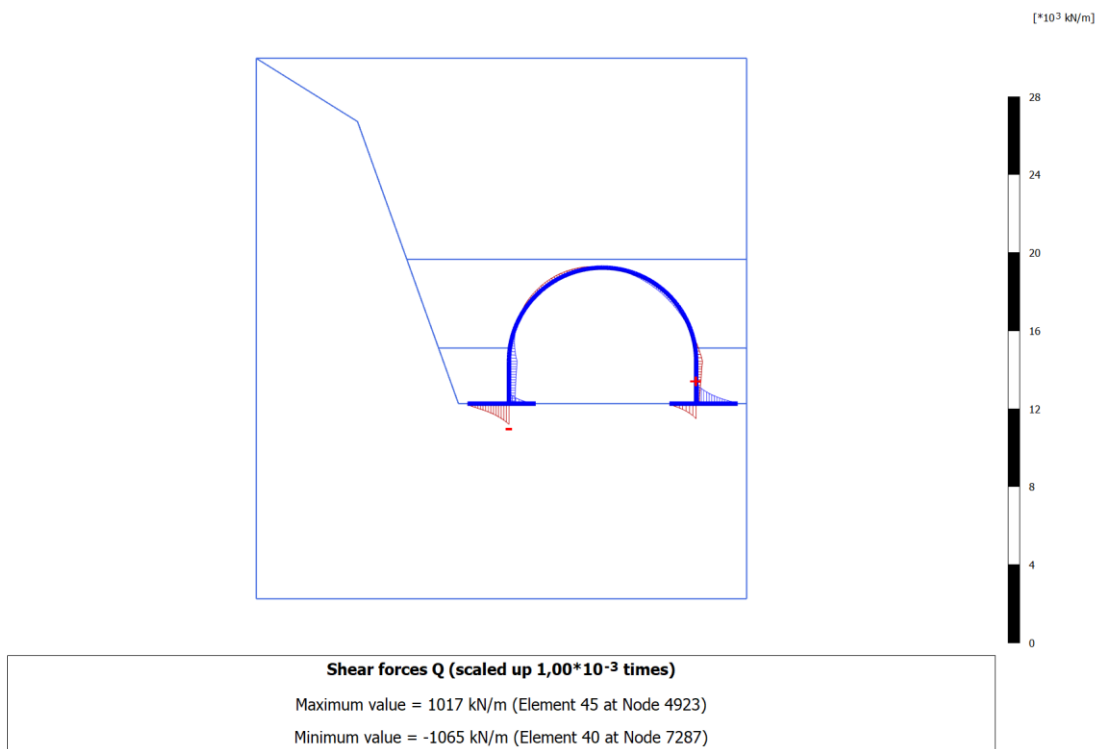
5.1.5. Phase_5



5.1.6. Phase_6

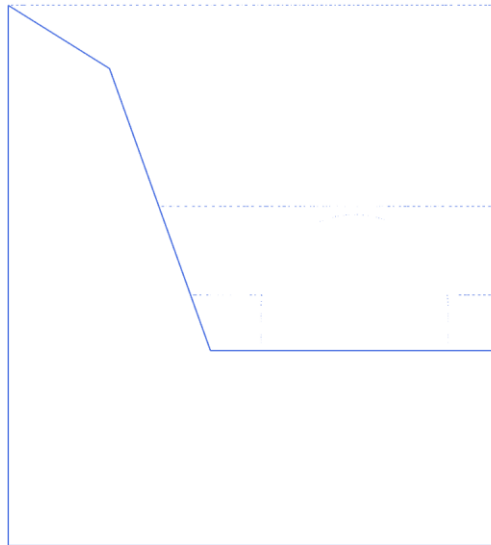


5.1.7. Phase_7



5.2. Bending moments M

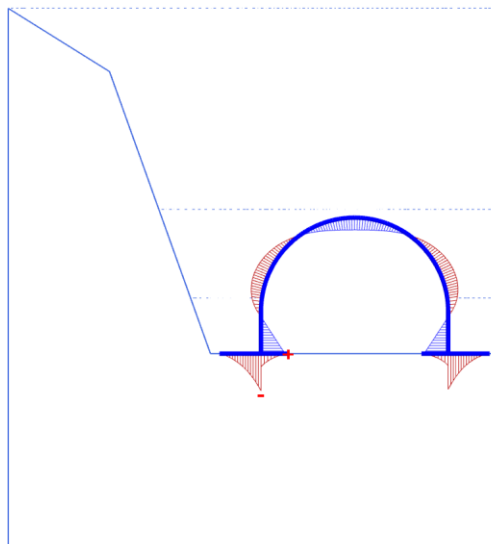
5.2.1. Phase_1



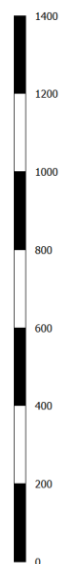
Bending moments M (scaled up 1,00 times)

No results

5.2.2. Phase_2



[kN m/m]

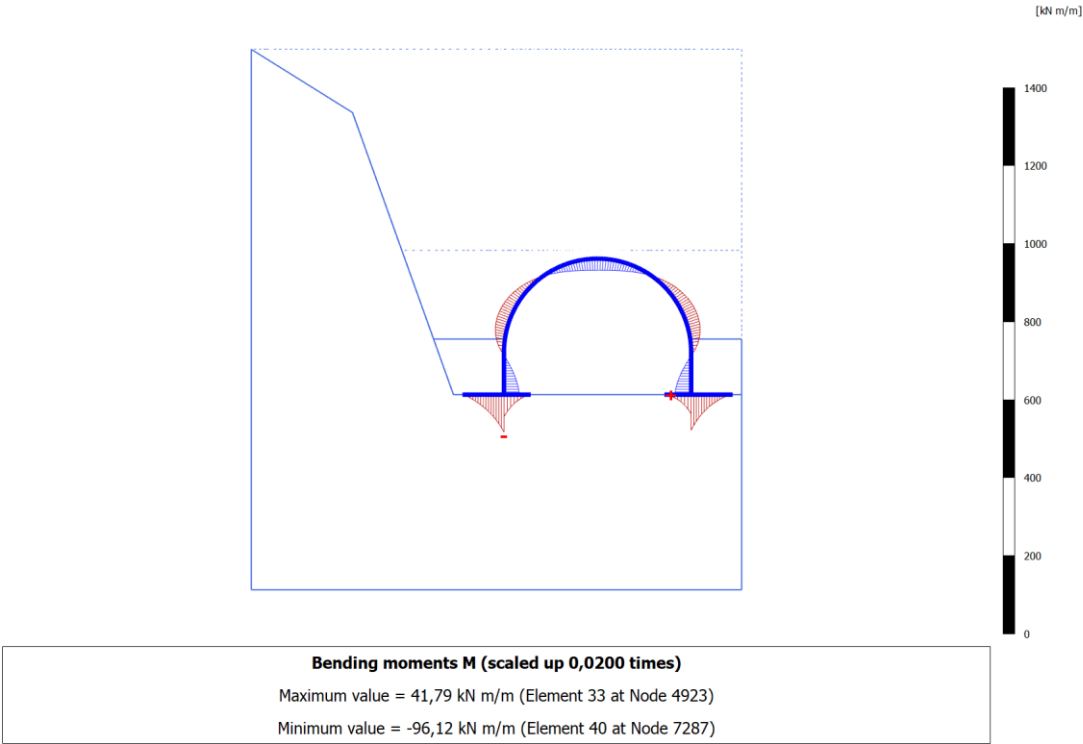


Bending moments M (scaled up 0,0200 times)

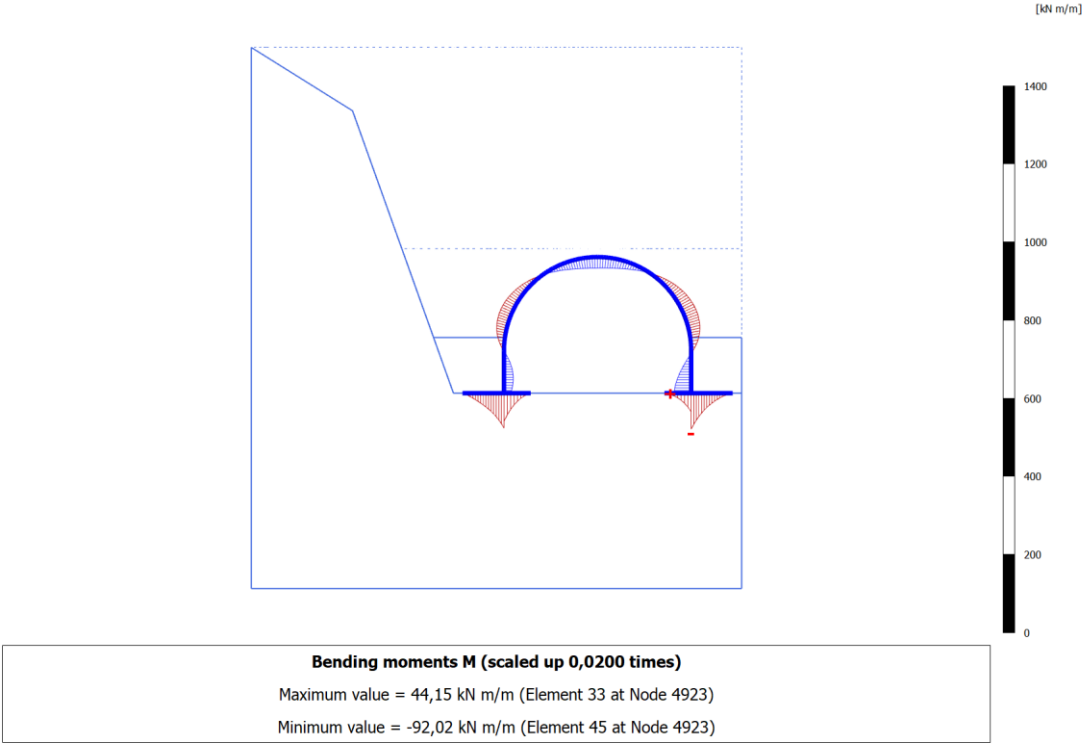
Maximum value = 61,61 kN m/m (Element 32 at Node 7287)

Minimum value = -95,11 kN m/m (Element 40 at Node 7287)

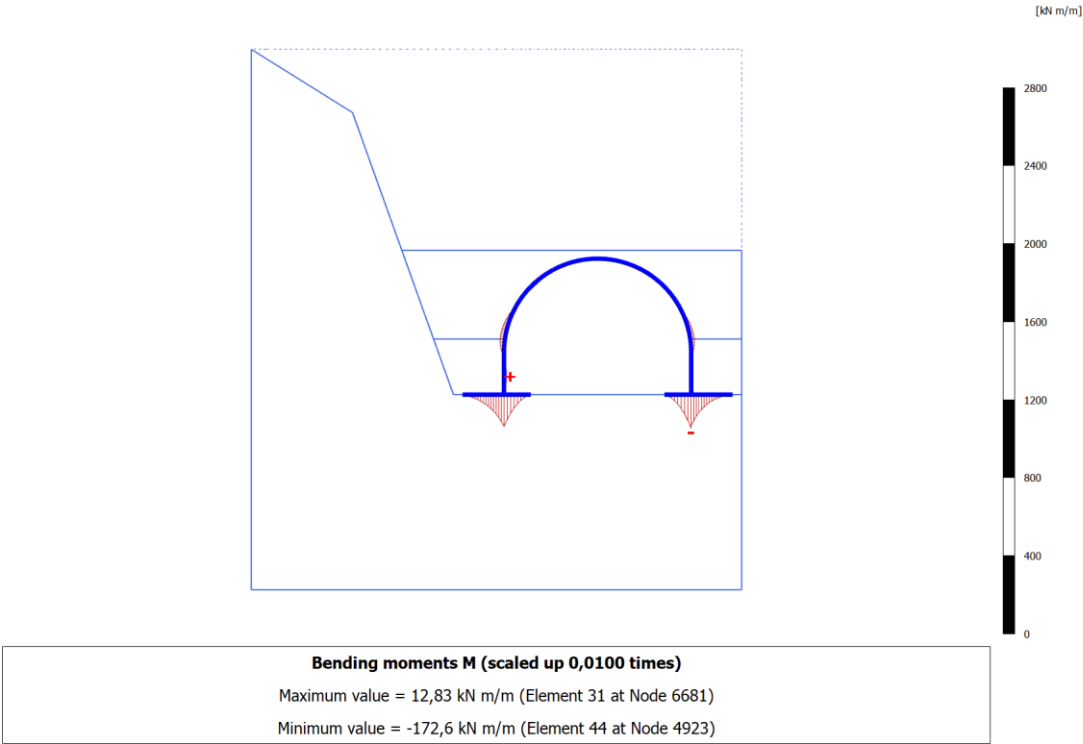
5.2.3. Phase_3



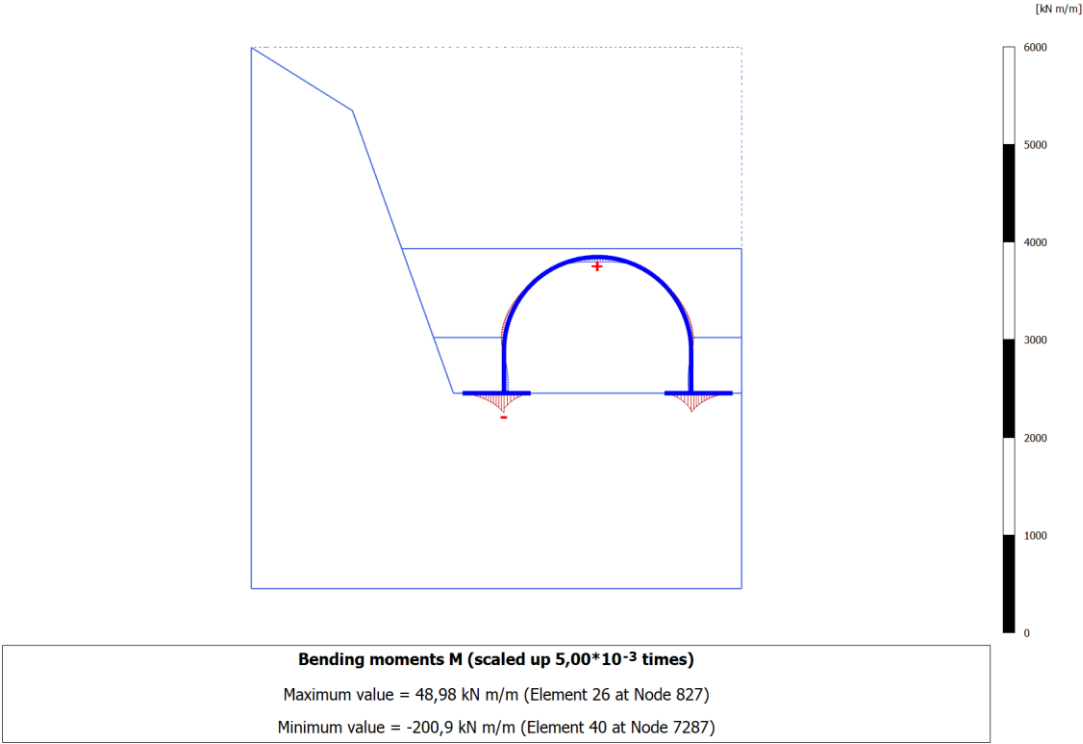
5.2.4. Phase_4



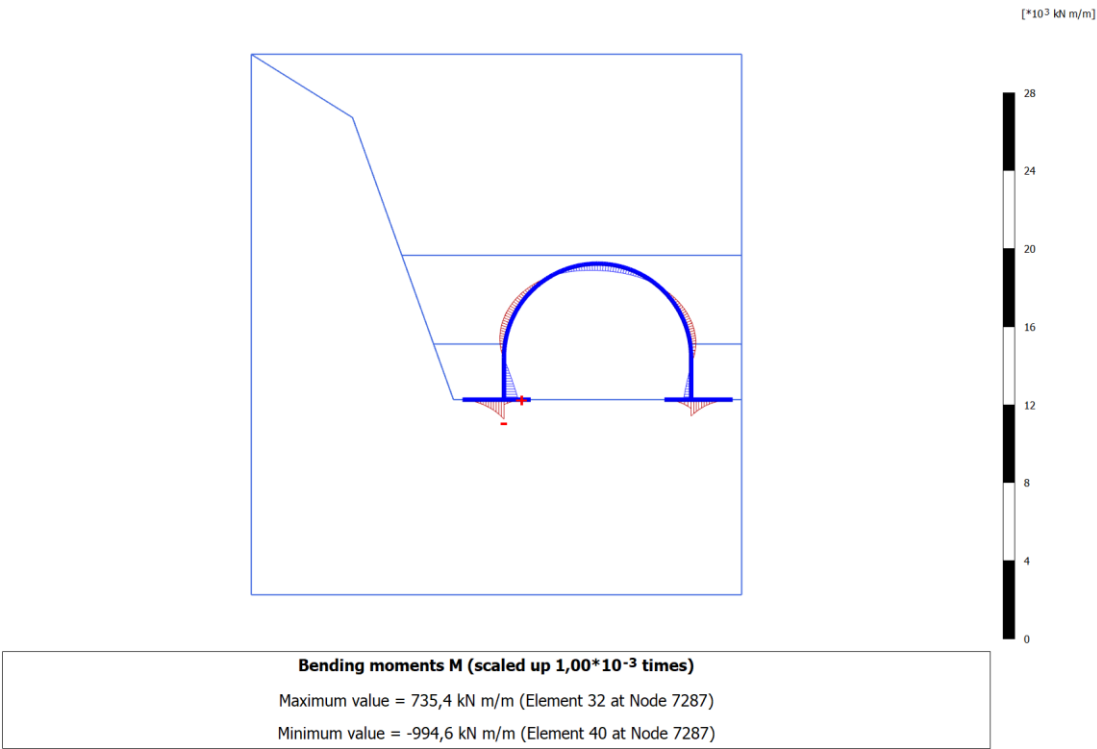
5.2.5. Phase_5



5.2.6. Phase_6

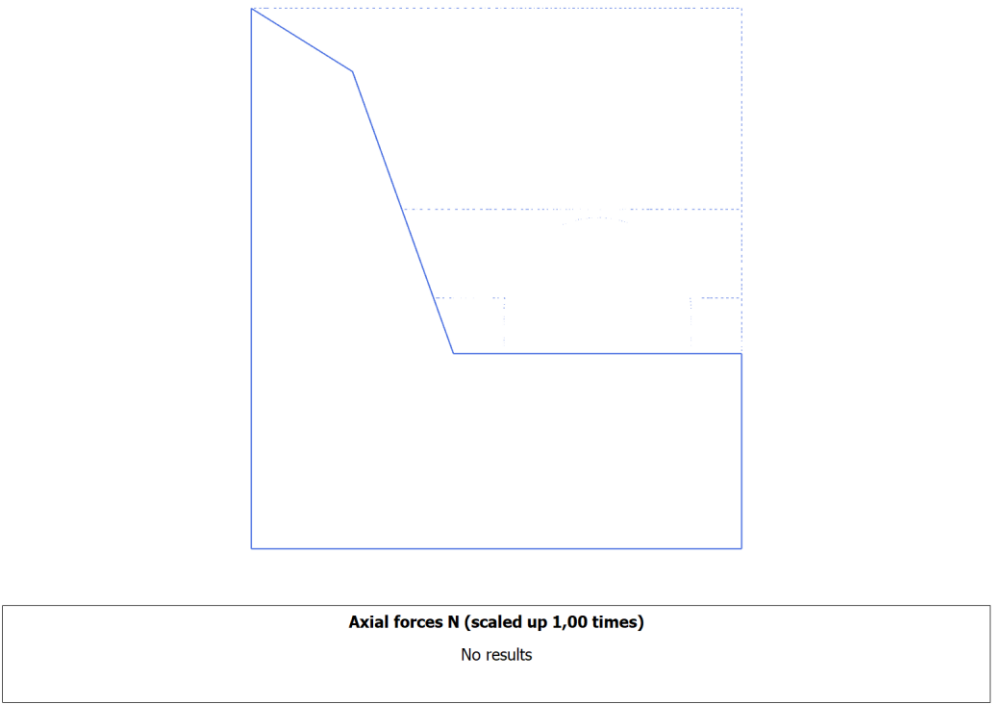


5.2.7. Phase_7

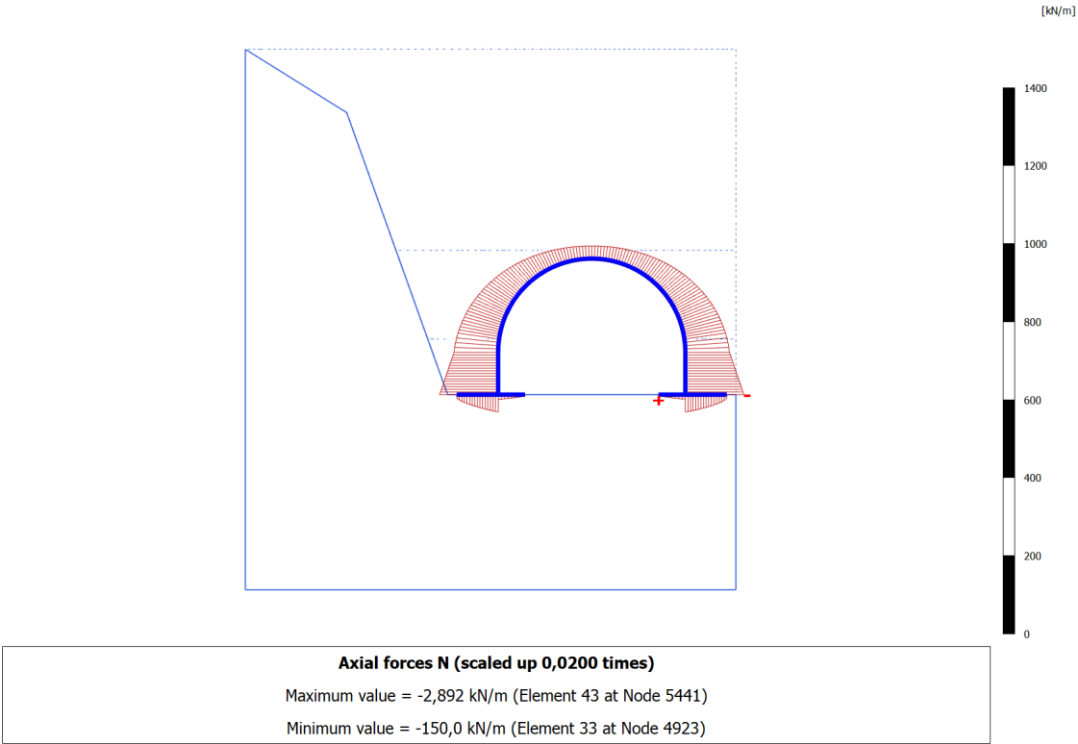


5.3. Axial forces N

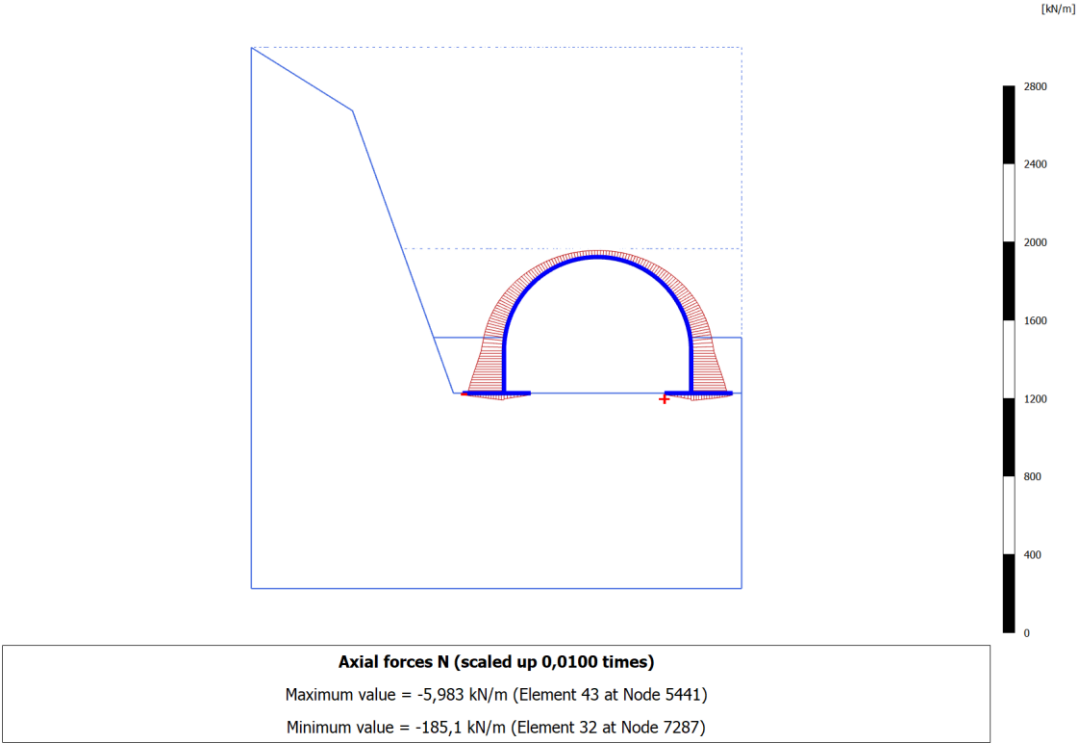
5.3.1. Phase_1



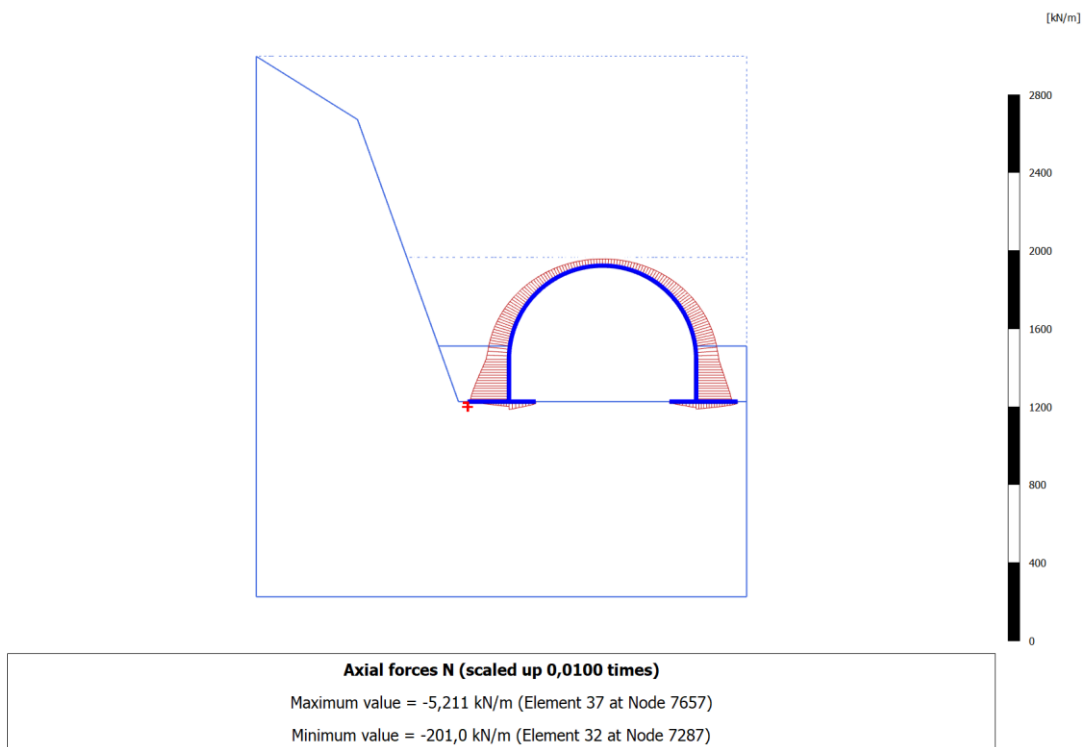
5.3.2. Phase_2



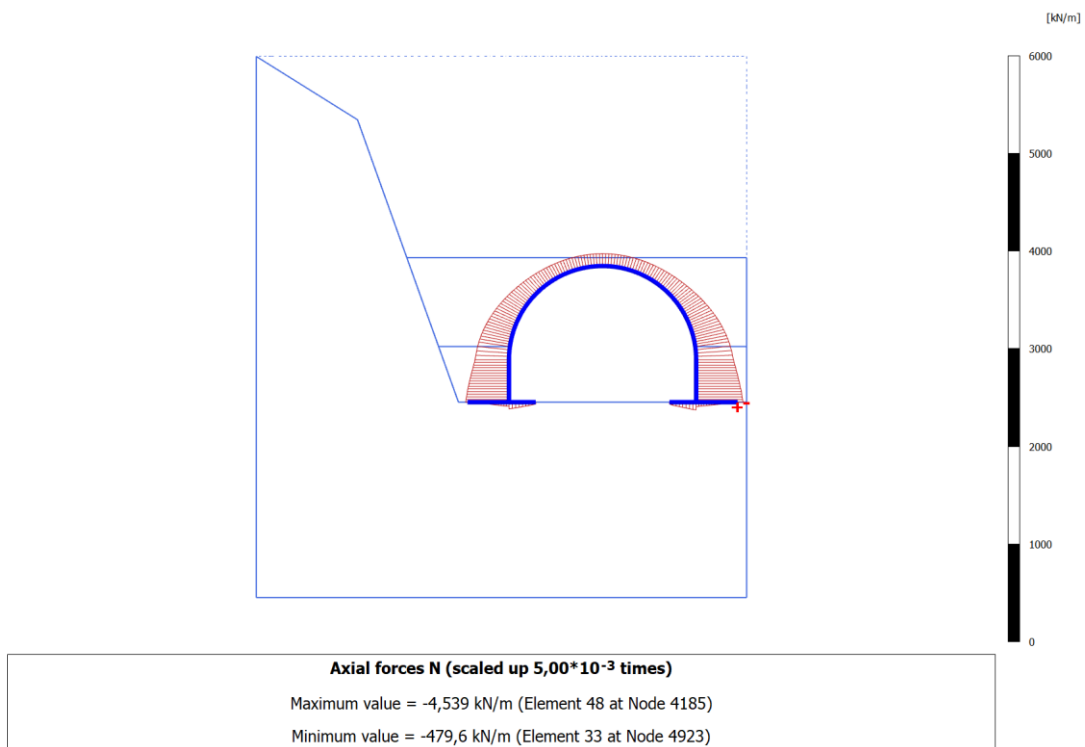
5.3.3. Phase_3



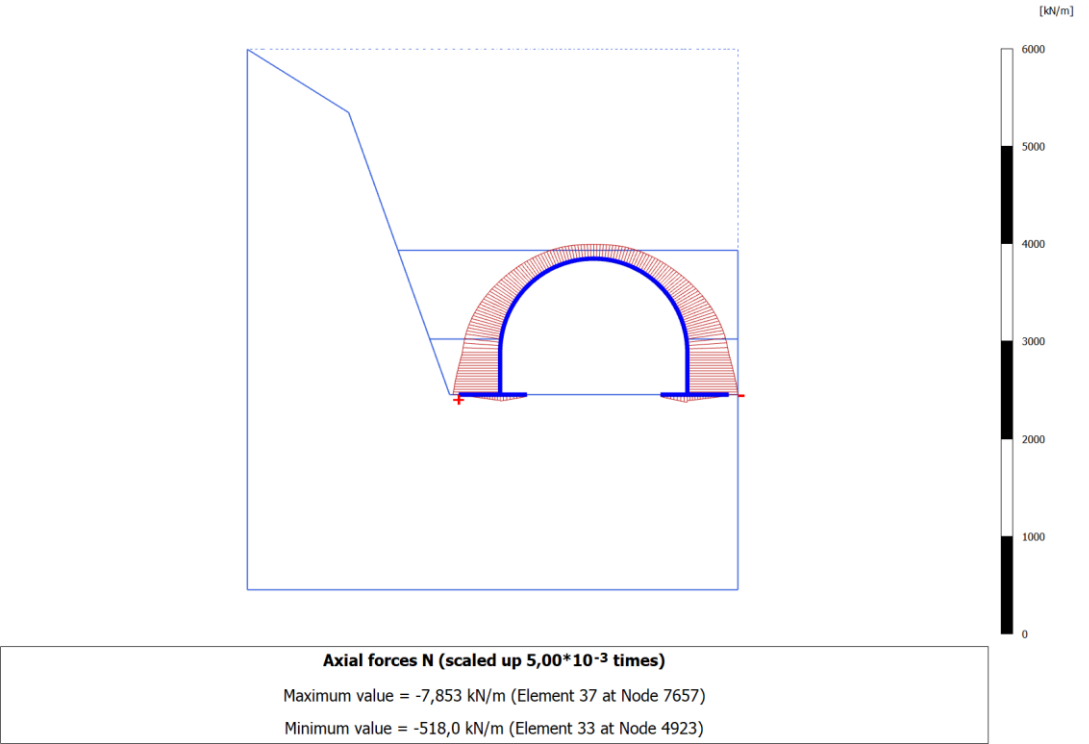
5.3.4. Phase_4



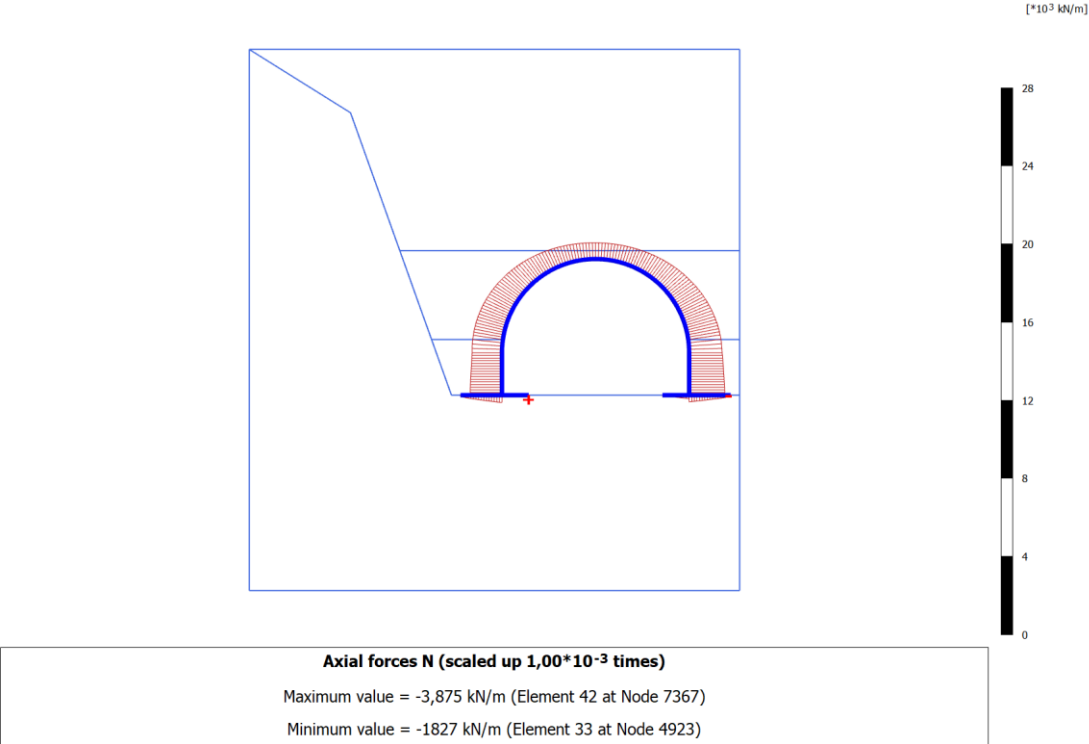
5.3.5. Phase_5



5.3.6. Phase_6



5.3.7. Phase_7



5.4. Results Phase_7. Table of plate force envelopes

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN/m]	N _{max} [kN/m]	N _{min} [kN/m]	Q [kN/m]	Q _{max} [kN/m]	Q _{min} [kN/m]	M [kN m/m]	M _{max} [kN m/m]	M _{min} [kN m/m]
Plate_I1_1	827	1	0,000	1,970	-830,246	-830,246	0,000	-34,625	-34,625	0,894	347,879	-2,104	347,879
Element 1-1 (Plate)	830	2	-0,142	1,968	-832,353	-832,353	0,000	-48,656	-48,656	1,286	341,961	-1,949	341,961
(Boveda)_60	829	3	-0,284	1,962	-835,739	-835,739	0,000	-62,593	-62,593	1,670	334,058	-1,738	334,058
	828	4	-0,426	1,951	-840,425	-840,425	0,000	-76,399	-76,399	2,040	324,184	-1,475	324,184
	1243	5	-0,567	1,936	-846,433	-846,433	0,000	-90,037	-90,037	2,388	312,359	-1,160	312,359
Plate_I1_1	1243	1	-0,567	1,936	-846,476	-846,476	0,000	-89,998	-89,998	2,386	312,359	-1,160	312,359
Element 1-2 (Plate)	1249	2	-0,706	1,918	-853,729	-853,729	0,000	-103,148	-103,148	2,702	298,804	-0,803	298,804
(Boveda)_60	1248	3	-0,844	1,895	-862,457	-862,457	0,000	-115,626	-115,626	2,981	283,447	-0,404	283,447
	1247	4	-0,982	1,868	-872,423	-872,423	0,000	-127,210	-127,210	3,226	266,406	0,000	266,406
	1755	5	-1,119	1,838	-883,392	-883,392	0,000	-137,684	-137,684	3,442	247,809	0,000	247,809
Plate_I1_1	1755	1	-1,119	1,838	-883,392	-883,392	0,000	-137,746	-137,746	3,436	247,809	0,000	247,809
Element 1-3 (Plate)	1761	2	-1,253	1,804	-895,168	-895,168	0,000	-147,243	-147,243	3,643	228,058	0,000	228,058
(Boveda)_60	1760	3	-1,386	1,765	-907,808	-907,808	0,000	-155,989	-155,989	3,833	207,047	0,000	207,047
	1759	4	-1,518	1,723	-921,330	-921,330	0,000	-163,985	-163,985	4,023	184,876	0,000	184,876
	2417	5	-1,649	1,678	-935,750	-935,750	0,000	-171,226	-171,226	4,228	161,647	0,000	161,647
Plate_I1_1	2417	1	-1,649	1,678	-935,694	-935,694	0,000	-171,252	-171,252	4,199	161,647	0,000	161,647
Element 1-4 (Plate)	2418	2	-1,777	1,629	-950,777	-950,777	0,000	-177,582	-177,582	4,445	137,777	0,000	137,777
(Boveda)_60	2419	3	-1,903	1,576	-966,640	-966,640	0,000	-183,125	-183,125	4,666	113,096	0,000	113,096
	2420	4	-2,028	1,520	-983,230	-983,230	0,000	-187,808	-187,808	4,880	87,716	0,000	87,716
	2523	5	-2,151	1,461	-1000,492	-1000,492	0,000	-191,558	-191,558	5,107	61,754	0,000	61,754
Plate_I1_1	2523	1	-2,151	1,461	-1000,485	-1000,485	0,000	-191,559	-191,559	5,100	61,754	0,000	61,754
Element 1-5 (Plate)	2529	2	-2,271	1,399	-1018,165	-1018,165	0,000	-194,361	-194,361	5,310	35,676	0,000	35,676
(Boveda)_60	2528	3	-2,389	1,333	-1036,402	-1036,402	0,000	-196,220	-196,220	5,484	9,285	0,000	9,285
	2527	4	-2,506	1,264	-1055,147	-1055,147	0,000	-197,133	-197,133	5,590	-17,293	-17,293	7,356
	3049	5	-2,620	1,192	-1074,350	-1074,350	0,000	-197,096	-197,096	5,598	-43,933	-43,933	8,114
Plate_I1_1	3049	1	-2,620	1,192	-1074,362	-1074,362	0,000	-197,096	-197,096	5,599	-43,933	-43,933	8,114
Element 1-6 (Plate)	3050	2	-2,730	1,118	-1093,697	-1093,697	0,000	-196,202	-196,202	5,447	-70,177	-70,177	8,852
(Boveda)_60	3051	3	-2,839	1,040	-1113,449	-1113,449	0,000	-194,483	-194,483	5,084	-96,242	-96,242	9,558
	3052	4	-2,946	0,960	-1133,450	-1133,450	0,000	-192,027	-192,027	4,435	-122,029	-122,029	10,195
	3499	5	-3,050	0,877	-1153,531	-1153,531	0,000	-188,925	-188,925	3,422	-147,446	-147,446	10,724
Plate_I1_1	3499	1	-3,050	0,877	-1153,566	-1153,566	0,000	-188,901	-188,901	3,430	-147,446	-147,446	10,724
Element 1-7 (Plate)	3500	2	-3,150	0,792	-1173,526	-1173,526	0,000	-185,175	-185,175	2,129	-172,093	-172,093	11,094
(Boveda)_60	3501	3	-3,249	0,704	-1193,500	-1193,500	0,000	-180,685	-180,685	0,589	-196,199	-196,199	11,274
	3502	4	-3,344	0,613	-1213,412	-1213,412	0,000	-175,386	-175,386	0,000	-219,659	-219,659	11,241
	3947	5	-3,437	0,520	-1233,186	-1233,186	0,000	-169,236	-169,236	0,000	-242,368	-242,368	10,972
Plate_I1_1	3947	1	-3,437	0,520	-1233,190	-1233,190	0,000	-169,220	-169,220	0,000	-242,368	-242,368	10,972
Element 1-8 (Plate)	3941	2	-3,527	0,426	-1252,605	-1252,605	0,000	-162,156	-162,156	0,000	-263,931	-263,931	10,463
(Boveda)_60	3942	3	-3,614	0,329	-1271,868	-1271,868	0,000	-154,170	-154,170	0,000	-284,515	-284,515	9,706
	3943	4	-3,698	0,230	-1290,885	-1290,885	0,000	-145,253	-145,253	0,000	-303,999	-303,999	8,703
	3989	5	-3,780	0,129	-1309,563	-1309,563	0,000	-135,395	-135,395	0,000	-322,263	-322,263	7,459
Plate_I1_1	3989	1	-3,780	0,129	-1309,576	-1309,576	0,000	-135,351	-135,351	0,000	-322,263	-322,263	7,459
Element 1-9 (Plate)	3983	2	-3,858	0,026	-1327,716	-1327,716	0,000	-124,466	-124,466	0,000	-338,961	-338,961	6,005
(Boveda)_60	3984	3	-3,933	-0,078	-1345,494	-1345,494	0,000	-112,629	-112,629	0,000	-354,198	-354,198	4,340
	3985	4	-4,005	-0,184	-1362,838	-1362,838	0,000	-99,843	-99,843	0,000	-367,855	-367,855	2,481
	3999	5	-4,074	-0,292	-1379,676	-1379,676	0,000	-86,106	-86,106	0,000	-379,808	-379,808	0,450
Plate_I1_1	3999	1	-4,074	-0,292	-1379,674	-1379,674	0,000	-86,087	-86,087	0,000	-379,808	-379,808	0,450
Element 1-10 (Plate)	4000	2	-4,140	-0,401	-1395,823	-1395,823	0,000	-71,512	-71,512	0,000	-389,814	-389,814	0,000
(Boveda)_60	4001	3	-4,203	-0,511	-1411,369	-1411,369	0,000	-55,960	-55,960	0,000	-397,908	-397,908	0,000
	4002	4	-4,262	-0,623	-1426,209	-1426,209	0,000	-39,455	-39,455	0,000	-403,970	-403,970	0,000
	4293	5	-4,319	-0,736	-1440,236	-1440,236	0,000	-22,019	-22,019	0,000	-407,879	-407,879	0,000
Plate_I1_1	4293	1	-4,319	-0,736	-1440,255	-1440,255	0,000	-21,992	-21,992	0,000	-407,879	-407,879	0,000

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN/m]	N _{max} [kN/m]	N _{min} [kN/m]	Q [kN/m]	Q _{max} [kN/m]	Q _{min} [kN/m]	M [kN m/m]	M _{max} [kN m/m]	M _{min} [kN m/m]
Element 1-11 (Plate)	4299	2	-4,372	-0,850	-1453,319	-1453,319	0,000	-3,795	-18,651	0,000	-409,504	-409,504	0,000
(Boveda)_60	4298	3	-4,423	-0,964	-1465,578	-1465,578	0,000	15,363	-18,176	15,363	-408,789	-408,789	0,000
	4297	4	-4,470	-1,080	-1476,976	-1476,976	0,000	35,450	-17,362	35,450	-405,617	-405,617	0,000
	4801	5	-4,514	-1,198	-1487,458	-1487,458	0,000	56,435	-16,197	56,435	-399,872	-399,872	0,000
Plate'_1'_1	4801	1	-4,514	-1,198	-1487,458	-1487,458	0,000	56,448	-16,199	56,448	-399,872	-399,872	0,000
Element 1-12 (Plate)	4807	2	-4,554	-1,314	-1496,888	-1496,888	0,000	78,033	-14,708	78,033	-391,563	-391,563	0,000
(Boveda)_60	4806	3	-4,592	-1,432	-1505,379	-1505,379	0,000	100,502	-12,855	100,502	-380,530	-380,530	0,000
	4805	4	-4,626	-1,551	-1512,883	-1512,883	0,000	123,812	-10,642	123,812	-366,667	-366,667	0,000
	5003	5	-4,658	-1,671	-1519,351	-1519,351	0,000	147,919	-8,072	147,919	-349,869	-349,869	0,000
Plate'_1'_1	5003	1	-4,658	-1,671	-1519,357	-1519,357	0,000	147,923	-8,076	147,923	-349,869	-349,869	0,000
Element 1-13 (Plate)	5007	2	-4,686	-1,790	-1524,710	-1524,710	0,000	172,544	-5,147	172,544	-330,305	-330,305	0,000
(Boveda)_60	5008	3	-4,711	-1,909	-1529,033	-1529,033	0,000	197,969	-1,833	197,969	-307,685	-307,685	0,000
	5009	4	-4,733	-2,029	-1532,268	-1532,268	0,000	224,222	0,000	224,222	-281,910	-281,910	0,000
	5521	5	-4,752	-2,150	-1534,359	-1534,359	0,000	251,325	0,000	251,325	-252,877	-252,877	0,000
Plate'_2'_1	2375	1	4,752	-2,150	-1652,724	-1652,724	0,000	-160,518	-160,518	0,000	-289,691	-289,691	0,000
Element 2-14 (Plate)	1885	2	4,733	-2,029	-1642,366	-1642,366	0,000	-133,872	-133,872	0,000	-307,661	-307,661	0,000
(Boveda)_60	1884	3	4,711	-1,909	-1631,126	-1631,126	0,000	-107,986	-107,986	3,370	-322,423	-322,423	0,000
	1883	4	4,686	-1,790	-1619,102	-1619,102	0,000	-82,891	-82,891	6,466	-334,073	-334,073	0,000
	1889	5	4,658	-1,671	-1606,389	-1606,389	0,000	-58,614	-58,614	9,190	-342,707	-342,707	0,000
Plate'_2'_1	1889	1	4,658	-1,671	-1603,352	-1603,352	0,000	-59,046	-59,046	9,161	-342,707	-342,707	0,000
Element 2-15 (Plate)	1684	2	4,626	-1,551	-1588,781	-1588,781	0,000	-37,076	-37,076	11,445	-348,648	-348,648	0,000
(Boveda)_60	1683	3	4,592	-1,432	-1573,573	-1573,573	0,000	-15,667	-15,667	13,317	-351,900	-351,900	0,000
	1682	4	4,554	-1,314	-1557,716	-1557,716	0,000	4,976	-4,372	14,788	-352,555	-352,555	0,000
	1681	5	4,514	-1,198	-1541,200	-1541,200	0,000	24,650	-2,510	24,650	-350,711	-350,711	0,000
Plate'_2'_1	1681	1	4,514	-1,198	-1541,295	-1541,295	0,000	24,758	-2,510	24,758	-350,711	-350,711	0,000
Element 2-16 (Plate)	1224	2	4,470	-1,080	-1523,674	-1523,674	0,000	43,155	-0,714	43,155	-346,447	-346,447	0,000
(Boveda)_60	1223	3	4,423	-0,964	-1505,537	-1505,537	0,000	60,392	0,000	60,392	-339,947	-339,947	0,000
	1222	4	4,372	-0,850	-1486,778	-1486,778	0,000	76,345	0,000	76,345	-331,371	-331,371	0,000
	1221	5	4,319	-0,736	-1467,288	-1467,288	0,000	90,889	0,000	90,889	-320,882	-320,882	0,000
Plate'_2'_1	1221	1	4,319	-0,736	-1467,478	-1467,478	0,000	91,095	0,000	91,095	-320,882	-320,882	0,000
Element 2-17 (Plate)	1185	2	4,262	-0,623	-1447,588	-1447,588	0,000	104,760	0,000	104,760	-308,452	-308,452	0,000
(Boveda)_60	1184	3	4,203	-0,511	-1427,275	-1427,275	0,000	117,445	0,000	117,445	-294,344	-294,344	0,000
	1183	4	4,140	-0,401	-1406,476	-1406,476	0,000	128,842	0,000	128,842	-278,712	-278,712	1,494
	1189	5	4,074	-0,292	-1385,130	-1385,130	0,000	138,649	0,000	138,649	-261,727	-261,727	3,129
Plate'_2'_1	1189	1	4,074	-0,292	-1385,655	-1385,655	0,000	138,985	0,000	138,985	-261,727	-261,727	3,129
Element 2-18 (Plate)	993	2	4,005	-0,184	-1364,174	-1364,174	0,000	148,127	0,000	148,127	-243,274	-243,274	4,589
(Boveda)_60	992	3	3,933	-0,078	-1342,529	-1342,529	0,000	156,159	0,000	156,159	-223,720	-223,720	5,831
	991	4	3,858	0,026	-1320,748	-1320,748	0,000	163,098	0,000	163,098	-203,204	-203,204	6,943
	997	5	3,780	0,129	-1298,854	-1298,854	0,000	168,958	0,000	168,958	-181,865	-181,865	7,614
Plate'_2'_1	997	1	3,780	0,129	-1298,872	-1298,872	0,000	168,960	0,000	168,960	-181,865	-181,865	7,614
Element 2-19 (Plate)	706	2	3,698	0,230	-1276,704	-1276,704	0,000	173,902	0,000	173,902	-159,553	-159,553	8,150
(Boveda)_60	705	3	3,614	0,329	-1254,513	-1254,513	0,000	177,831	0,000	177,831	-136,667	-136,667	8,441
	704	4	3,527	0,426	-1232,354	-1232,354	0,000	180,814	-0,371	180,814	-113,331	-113,331	8,502
	703	5	3,437	0,520	-1210,285	-1210,285	0,000	182,919	-1,893	182,919	-89,664	-89,664	8,353
Plate'_2'_1	703	1	3,437	0,520	-1210,253	-1210,253	0,000	182,905	-1,889	182,905	-89,664	-89,664	8,353
Element 2-20 (Plate)	683	2	3,344	0,613	-1187,980	-1187,980	0,000	184,078	-3,196	184,078	-65,483	-65,483	8,015
(Boveda)_60	682	3	3,249	0,704	-1165,876	-1165,876	0,000	184,540	-4,208	184,540	-41,198	-41,198	7,523
	681	4	3,150	0,792	-1143,960	-1143,960	0,000	184,339	-4,917	184,339	-16,896	-18,107	6,919
	687	5	3,050	0,877	-1122,252	-1122,252	0,000	183,525	-5,314	183,525	7,341	-12,636	7,341
Plate'_2'_1	687	1	3,050	0,877	-1122,294	-1122,294	0,000	183,606	-5,318	183,606	7,341	-12,636	7,341
Element 2-21 (Plate)	667	2	2,946	0,960	-1100,569	-1100,569	0,000	182,114	-5,457	182,114	31,735	-11,520	31,735
(Boveda)_60	666	3	2,839	1,040	-1079,213	-1079,213	0,000	180,346	-5,394	180,346	55,918	-10,235	55,918
	665	4	2,730	1,118	-1058,429	-1058,429	0,000	177,983	-5,186	177,983	79,822	-8,764	79,822
	671	5	2,620	1,192	-1038,421	-1038,421	0,000	174,709	-4,890	174,709	103,361	-7,089	103,361
Plate'_2'_1	671	1	2,620	1,192	-1038,406	-1038,406	0,000	174,760	-4,895	174,760	103,361	-7,089	103,361
Element 2-22 (Plate)	613	2	2,506	1,264	-1018,879	-1018,879	0,000	170,707	-4,554	170,707	126,706	-5,185	126,706

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN/m]	N _{max} [kN/m]	N _{min} [kN/m]	Q [kN/m]	Q _{max} [kN/m]	Q _{min} [kN/m]	M [kN m/m]	M _{max} [kN m/m]	M _{min} [kN m/m]
(Boveda)_60	612	3	2,389	1,333	-1000,135	-1000,135	0,000	165,808	-4,200	165,808	149,443	-3,069	149,443
	611	4	2,271	1,399	-982,214	-982,214	0,000	160,098	-3,844	160,098	171,465	-0,743	171,465
	629	5	2,151	1,461	-965,154	-965,154	0,000	153,611	-3,497	153,611	192,664	0,000	192,664
Plate_2_1	629	1	2,151	1,461	-965,125	-965,125	0,000	153,607	-3,487	153,607	192,664	0,000	192,664
Element 2-23 (Plate)	625	2	2,028	1,520	-948,751	-948,751	0,000	146,266	-3,172	146,266	213,185	0,000	213,185
(Boveda)_60	624	3	1,903	1,576	-933,295	-933,295	0,000	138,194	-2,874	138,194	232,648	0,000	232,648
	623	4	1,777	1,629	-918,818	-918,818	0,000	129,444	-2,607	129,444	250,962	-0,097	250,962
	639	5	1,649	1,678	-905,383	-905,383	0,000	120,070	-2,380	120,070	268,037	-0,437	268,037
Plate_2_1	639	1	1,649	1,678	-905,395	-905,395	0,000	120,064	-2,392	120,064	268,037	-0,437	268,037
Element 2-24 (Plate)	619	2	1,518	1,723	-892,794	-892,794	0,000	110,002	-2,166	110,002	283,980	-0,752	283,980
(Boveda)_60	618	3	1,386	1,765	-881,268	-881,268	0,000	99,408	-1,975	99,408	298,490	-1,039	298,490
	617	4	1,253	1,804	-870,790	-870,790	0,000	88,294	-1,795	88,294	311,496	-1,300	311,496
	773	5	1,119	1,838	-861,332	-861,332	0,000	76,674	-1,599	76,674	322,930	-1,535	322,930
Plate_2_1	773	1	1,119	1,838	-861,321	-861,321	0,000	76,608	-1,607	76,608	322,930	-1,535	322,930
Element 2-25 (Plate)	776	2	0,982	1,868	-852,823	-852,823	0,000	64,231	-1,406	64,231	332,822	-1,747	332,822
(Boveda)_60	775	3	0,844	1,895	-845,437	-845,437	0,000	50,997	-1,171	50,997	340,910	-1,928	340,910
	774	4	0,706	1,918	-839,382	-839,382	0,000	37,123	-0,899	37,123	347,100	-2,074	347,100
	805	5	0,567	1,936	-834,878	-834,878	0,000	22,830	-0,589	22,830	351,308	-2,179	351,308
Plate_2_1	805	1	0,567	1,936	-834,833	-834,833	0,000	22,869	-0,590	22,869	351,308	-2,179	351,308
Element 2-26 (Plate)	801	2	0,426	1,951	-831,671	-831,671	0,000	8,330	-0,246	14,537	353,523	-2,238	353,523
(Boveda)_60	800	3	0,284	1,962	-829,878	-829,878	0,000	-6,119	-6,119	9,939	353,678	-2,247	353,678
	799	4	0,142	1,968	-829,415	-829,415	0,000	-20,442	-20,442	5,294	351,791	-2,203	351,791
	827	5	0,000	1,970	-830,246	-830,246	0,000	-34,601	-34,601	0,896	347,879	-2,104	347,879
Plate_1_1_2	5521	1	-4,752	-2,150	-1534,336	-1534,336	0,000	251,327	0,000	251,327	-252,877	-252,877	0,000
Element 3-27 (Plate)	5527	2	-4,773	-2,319	-1535,252	-1535,252	0,000	290,806	0,000	290,806	-206,669	-206,669	0,000
(Boveda)_60	5526	3	-4,788	-2,489	-1533,879	-1533,879	0,000	332,134	0,000	332,134	-153,551	-153,551	0,000
	5525	4	-4,797	-2,659	-1531,149	-1531,149	0,000	374,173	0,000	374,173	-93,348	-93,348	0,000
	6075	5	-4,800	-2,830	-1527,992	-1527,992	0,000	415,780	0,000	415,780	-25,941	-25,941	0,000
Plate_2_2	3065	1	4,800	-2,830	-1689,938	-1689,938	0,000	-326,589	-326,589	0,000	-124,830	-124,830	0,000
Element 4-28 (Plate)	2378	2	4,797	-2,659	-1683,981	-1683,981	0,000	-283,063	-283,063	0,000	-176,822	-176,822	0,000
(Boveda)_60	2377	3	4,788	-2,489	-1675,733	-1675,733	0,000	-240,646	-240,646	0,000	-221,453	-221,453	0,000
	2376	4	4,773	-2,319	-1665,230	-1665,230	0,000	-199,701	-199,701	0,000	-258,983	-258,983	0,000
	2375	5	4,752	-2,150	-1652,511	-1652,511	0,000	-160,591	-160,591	0,000	-289,691	-289,691	0,000
Plate_3_1	6075	1	-4,800	-2,830	-1527,681	-1527,681	0,000	416,040	0,000	416,040	-25,941	-25,941	0,000
Element 5-29 (Plate)	6081	2	-4,800	-2,966	-1536,476	-1536,476	0,000	406,369	0,000	406,369	29,813	-5,168	29,813
(Hastial)_0,68 medio	6080	3	-4,800	-3,101	-1545,098	-1545,098	0,000	396,958	0,000	396,958	84,298	-0,898	84,298
	6079	4	-4,800	-3,237	-1553,516	-1553,516	0,000	387,819	0,000	387,819	137,526	0,000	137,526
	6183	5	-4,800	-3,372	-1561,700	-1561,700	0,000	378,964	0,000	378,964	189,507	0,000	189,507
Plate_3_1	6183	1	-4,800	-3,372	-1561,657	-1561,657	0,000	379,076	0,000	379,076	189,507	0,000	189,507
Element 5-30 (Plate)	6184	2	-4,800	-3,508	-1569,654	-1569,654	0,000	370,627	0,000	370,627	240,331	0,000	240,331
(Hastial)_0,68 medio	6185	3	-4,800	-3,644	-1577,240	-1577,240	0,000	362,514	0,000	362,514	290,055	0,000	290,055
	6186	4	-4,800	-3,779	-1584,434	-1584,434	0,000	354,750	0,000	354,750	338,702	0,000	338,702
	6675	5	-4,800	-3,915	-1591,254	-1591,254	0,000	347,345	0,000	347,345	386,297	0,000	386,297
Plate_3_1	6675	1	-4,800	-3,915	-1591,212	-1591,212	0,000	347,362	0,000	347,362	386,297	0,000	386,297
Element 5-31 (Plate)	6681	2	-4,800	-4,051	-1597,830	-1597,830	0,000	340,231	-0,616	340,231	432,909	0,000	432,909
(Hastial)_0,68 medio	6680	3	-4,800	-4,186	-1603,988	-1603,988	0,000	333,462	-4,884	333,462	478,602	0,000	478,602
	6679	4	-4,800	-4,322	-1609,753	-1609,753	0,000	326,992	-9,131	326,992	523,395	0,000	523,395
	7003	5	-4,800	-4,457	-1615,189	-1615,189	0,000	320,755	-13,404	320,755	567,309	0,000	567,309
Plate_3_1	7003	1	-4,800	-4,457	-1615,207	-1615,207	0,000	320,762	-13,387	320,762	567,309	0,000	567,309
Element 5-32 (Plate)	7004	2	-4,800	-4,593	-1620,184	-1620,184	0,000	314,918	-17,528	314,918	610,407	0,000	610,407
(Hastial)_0,68 medio	7005	3	-4,800	-4,729	-1624,500	-1624,500	0,000	309,381	-21,586	309,381	652,740	0,000	652,740
	7006	4	-4,800	-4,864	-1628,419	-1628,419	0,000	304,594	-25,175	304,594	694,380	0,000	694,380
	7287	5	-4,800	-5,000	-1632,205	-1632,205	0,000	300,999	-27,906	300,999	735,419	-1,560	735,419
Plate_4_1	4923	1	4,800	-5,000	-1826,980	-1826,980	0,000	-163,525	-163,525	38,739	389,777	-14,219	389,777
Element 6-33 (Plate)	4909	2	4,800	-4,864	-1822,399	-1822,399	0,000	-168,687	-168,687	35,713	367,285	-9,154	367,285
(Hastial)_0,68 medio	4908	3	4,800	-4,729	-1817,580	-1817,580	0,000	-175,847	-175,847	31,632	343,925	-4,583	343,925

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN/m]	N _{ax} [kN/m]	N _{ay} [kN/m]	Q [kN/m]	Q _{ax} [kN/m]	Q _{ay} [kN/m]	M [kN m/m]	M _{ax} [kN m/m]	M _{ay} [kN m/m]
	4907	4	4,800	-4,593	-1812,225	-1812,225	0,000	-184,306	-184,306	26,944	319,517	-0,599	319,517
	4913	5	4,800	-4,457	-1806,036	-1806,036	0,000	-193,362	-193,362	22,099	293,911	0,000	293,911
Plate1_41_1	4913	1	4,800	-4,457	-1806,065	-1806,065	0,000	-193,448	-193,448	22,040	293,911	0,000	293,911
Element 6-34 (Plate)	4121	2	4,800	-4,322	-1799,184	-1799,184	0,000	-203,079	-203,079	17,081	267,034	0,000	267,034
(Hastial)_0,68 medio)	4120	3	4,800	-4,186	-1791,830	-1791,830	0,000	-213,124	-213,124	12,074	238,806	0,000	238,806
	4119	4	4,800	-4,051	-1783,949	-1783,949	0,000	-223,473	-223,473	7,103	209,197	0,000	209,197
	4115	5	4,800	-3,915	-1775,486	-1775,486	0,000	-234,019	-234,019	2,251	178,181	0,000	178,181
Plate1_41_1	4115	1	4,800	-3,915	-1775,513	-1775,513	0,000	-234,050	-234,050	2,224	178,181	0,000	178,181
Element 6-35 (Plate)	3425	2	4,800	-3,779	-1766,669	-1766,669	0,000	-244,874	-244,874	0,000	145,715	0,000	145,715
(Hastial)_0,68 medio)	3424	3	4,800	-3,644	-1757,343	-1757,343	0,000	-255,958	-255,958	0,000	111,746	0,000	111,746
	3423	4	4,800	-3,508	-1747,525	-1747,525	0,000	-267,261	-267,261	0,000	76,261	0,000	76,261
	3419	5	4,800	-3,373	-1737,203	-1737,203	0,000	-278,740	-278,740	0,000	39,245	0,000	39,245
Plate1_41_1	3419	1	4,800	-3,373	-1737,168	-1737,168	0,000	-278,750	-278,750	0,000	39,245	0,000	39,245
Element 6-36 (Plate)	3068	2	4,800	-3,237	-1726,264	-1726,264	0,000	-290,386	-290,386	0,000	0,661	0,000	10,304
(Hastial)_0,68 medio)	3067	3	4,800	-3,101	-1714,809	-1714,809	0,000	-302,251	-302,251	0,000	-39,533	-39,533	4,758
	3066	4	4,800	-2,966	-1702,756	-1702,756	0,000	-314,402	-314,402	0,000	-81,356	-81,356	0,296
	3065	5	4,800	-2,830	-1690,056	-1690,056	0,000	-326,892	-326,892	0,000	-124,830	-124,830	0,000
Plate1_51_1	7657	1	-6,925	-5,000	-65,470	-65,470	0,000	-44,278	-44,278	0,000	0,000	0,000	0,000
Element 7-37 (Plate)	7420	2	-6,792	-5,000	-100,397	-100,397	0,000	-104,585	-104,585	0,000	-10,053	-10,053	0,000
(Zapata)_135)	7421	3	-6,659	-5,000	-128,851	-128,851	0,000	-154,089	-154,089	0,000	-27,270	-27,270	0,000
	7422	4	-6,527	-5,000	-152,691	-152,691	0,000	-197,297	-197,297	0,000	-50,714	-50,714	0,000
	7419	5	-6,394	-5,000	-173,777	-173,777	0,000	-238,714	-238,714	0,000	-79,630	-79,630	0,000
Plate1_51_1	7419	1	-6,394	-5,000	-173,823	-173,823	0,000	-238,562	-238,562	0,000	-79,630	-79,630	0,000
Element 7-38 (Plate)	7403	2	-6,261	-5,000	-193,419	-193,419	0,000	-280,568	-280,568	0,000	-114,082	-114,082	0,000
(Zapata)_135)	7404	3	-6,128	-5,000	-212,450	-212,450	0,000	-324,665	-324,665	0,000	-154,244	-154,244	0,000
	7405	4	-5,995	-5,000	-231,035	-231,035	0,000	-371,709	-371,709	0,000	-200,471	-200,471	0,000
	7409	5	-5,863	-5,000	-249,293	-249,293	0,000	-422,556	-422,556	0,000	-253,152	-253,152	0,000
Plate1_51_1	7409	1	-5,863	-5,000	-249,262	-249,262	0,000	-422,566	-422,566	0,000	-253,152	-253,152	0,000
Element 7-39 (Plate)	7313	2	-5,730	-5,000	-267,276	-267,276	0,000	-477,726	-477,726	0,000	-312,872	-312,872	0,000
(Zapata)_135)	7314	3	-5,597	-5,000	-284,984	-284,984	0,000	-538,050	-538,050	0,000	-380,275	-380,275	0,000
	7315	4	-5,464	-5,000	-302,308	-302,308	0,000	-604,138	-604,138	0,000	-456,080	-456,080	0,000
	7319	5	-5,331	-5,000	-319,165	-319,165	0,000	-676,592	-676,592	0,000	-541,032	-541,032	0,000
Plate1_51_1	7319	1	-5,331	-5,000	-319,492	-319,492	0,000	-676,197	-676,197	0,000	-541,032	-541,032	0,000
Element 7-40 (Plate)	7288	2	-5,198	-5,000	-335,021	-335,021	0,000	-756,867	-756,867	0,000	-636,145	-636,145	0,000
(Zapata)_135)	7289	3	-5,066	-5,000	-351,885	-351,885	0,000	-845,271	-845,271	0,000	-742,384	-742,384	0,000
	7290	4	-4,933	-5,000	-366,571	-366,571	0,000	-946,393	-946,393	0,000	-861,284	-861,284	0,000
	7287	5	-4,800	-5,000	-375,565	-375,565	0,000	-1065,214	-1065,214	0,000	-994,586	-994,586	0,000
Plate1_51_2	7287	1	-4,800	-5,000	-75,451	-75,451	0,000	539,488	0,000	539,488	-259,167	-259,167	0,000
Element 8-41 (Plate)	7281	2	-4,628	-5,000	-70,109	-70,109	0,000	400,132	0,000	400,132	-179,099	-179,099	0,000
(Zapata)_135)	7282	3	-4,456	-5,000	-58,749	-58,833	0,000	295,971	0,000	295,971	-119,505	-119,505	0,000
	7283	4	-4,284	-5,000	-46,304	-52,570	0,000	216,109	0,000	216,109	-75,944	-75,944	0,000
	7377	5	-4,112	-5,000	-37,709	-47,062	0,000	149,651	0,000	149,651	-44,551	-47,430	0,000
Plate1_51_2	7377	1	-4,112	-5,000	-36,818	-46,894	0,000	150,994	0,000	150,994	-44,551	-47,430	0,000
Element 8-42 (Plate)	7368	2	-3,941	-5,000	-27,379	-40,600	0,000	99,096	0,000	99,096	-23,228	-29,964	0,000
(Zapata)_135)	7369	3	-3,769	-5,000	-18,701	-34,254	0,000	58,027	0,000	69,950	-9,863	-16,095	0,000
	7370	4	-3,597	-5,000	-10,845	-27,018	0,000	27,122	0,000	47,656	-2,695	-5,996	0,000
	7367	5	-3,425	-5,000	-3,875	-18,052	0,000	5,717	0,000	20,860	0,000	0,000	0,000
Plate1_61_1	5441	1	3,425	-5,000	-31,143	-31,143	0,000	-35,590	-35,590	0,000	0,000	0,000	0,000
Element 9-43 (Plate)	5435	2	3,597	-5,000	-53,208	-53,208	0,000	-95,921	-95,921	0,000	-11,373	-11,373	0,000
(Zapata)_135)	5436	3	3,769	-5,000	-71,267	-71,267	0,000	-156,215	-156,215	0,000	-32,925	-32,925	0,000
	5437	4	3,941	-5,000	-87,945	-87,945	0,000	-221,545	-221,545	0,000	-65,373	-65,373	0,000
	5457	5	4,112	-5,000	-105,869	-105,869	0,000	-296,988	-296,988	0,000	-109,706	-109,706	0,000
Plate1_61_1	5457	1	4,112	-5,000	-106,138	-106,138	0,000	-294,251	-294,251	0,000	-109,706	-109,706	0,000
Element 9-44 (Plate)	4924	2	4,284	-5,000	-122,843	-122,843	0,000	-383,950	-383,950	0,000	-167,911	-167,911	0,000
(Zapata)_135)	4925	3	4,456	-5,000	-143,725	-143,725	0,000	-487,233	-487,233	0,000	-242,385	-242,385	0,000
	4926	4	4,628	-5,000	-160,253	-160,253	0,000	-613,062	-613,062	0,000	-336,727	-336,727	0,000

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN/m]	N _{max} [kN/m]	N _{min} [kN/m]	Q [kN/m]	Q _{max} [kN/m]	Q _{min} [kN/m]	M [kN m/m]	M _{max} [kN m/m]	M _{min} [kN m/m]
	4923	5	4,800	-5,000	-163,894	-163,894	0,000	-770,402	-770,402	0,000	-455,011	-455,011	0,000
Plate_6_2	4923	1	4,800	-5,000	-342,259	-342,259	0,000	1016,956	0,000	1016,956	-844,789	-844,789	0,000
Element 10-45 (Plate)	4891	2	4,933	-5,000	-329,910	-329,910	0,000	886,849	0,000	886,849	-718,694	-718,694	0,000
(Zapata_135)	4892	3	5,066	-5,000	-316,084	-316,084	0,000	777,985	0,000	777,985	-608,239	-608,239	0,000
	4893	4	5,198	-5,000	-301,780	-301,780	0,000	684,391	0,000	684,391	-511,319	-511,319	0,000
	4897	5	5,331	-5,000	-287,996	-287,996	0,000	600,092	0,000	600,092	-426,077	-426,077	0,000
Plate_6_2	4897	1	5,331	-5,000	-287,629	-287,629	0,000	600,667	0,000	600,667	-426,077	-426,077	0,000
Element 10-46 (Plate)	4338	2	5,464	-5,000	-272,807	-272,807	0,000	525,651	0,000	525,651	-351,390	-351,390	0,000
(Zapata_135)	4339	3	5,597	-5,000	-257,492	-257,492	0,000	458,067	0,000	458,067	-286,118	-286,118	0,000
	4340	4	5,730	-5,000	-241,862	-241,862	0,000	397,043	0,000	397,043	-229,398	-229,398	0,000
	4337	5	5,863	-5,000	-226,094	-226,094	0,000	341,706	0,000	341,706	-180,406	-180,406	0,000
Plate_6_2	4337	1	5,863	-5,000	-226,081	-226,081	0,000	341,691	0,000	341,691	-180,406	-180,406	0,000
Element 10-47 (Plate)	4331	2	5,995	-5,000	-209,781	-209,781	0,000	291,423	0,000	291,423	-138,426	-138,426	0,000
(Zapata_135)	4332	3	6,128	-5,000	-193,174	-193,174	0,000	245,476	0,000	245,476	-102,803	-102,803	0,000
	4333	4	6,261	-5,000	-176,015	-176,015	0,000	203,263	0,000	203,263	-73,041	-73,041	0,000
	4347	5	6,394	-5,000	-158,056	-158,056	0,000	164,195	0,000	164,195	-48,674	-48,674	0,000
Plate_6_2	4347	1	6,394	-5,000	-157,949	-157,949	0,000	164,399	0,000	164,399	-48,674	-48,674	0,000
Element 10-48 (Plate)	4179	2	6,527	-5,000	-138,187	-138,187	0,000	127,527	0,000	127,527	-29,331	-29,331	0,000
(Zapata_135)	4180	3	6,659	-5,000	-115,652	-115,652	0,000	92,042	0,000	92,042	-14,725	-14,725	0,000
	4181	4	6,792	-5,000	-88,705	-88,705	0,000	55,927	0,000	55,927	-4,904	-4,904	0,000
	4185	5	6,925	-5,000	-55,705	-55,705	0,000	17,165	0,000	17,165	0,000	0,000	0,000

RESUMEN ESFUERZOS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



NOMBRE ARCHIVO: FT_OLAB_2.p2dx

ESFUERZOS:

	Canto (cm)	ESFUERZOS PLAXIS				ESFUERZOS DISEÑO			
		Momento flector		Esfuerzo cortante		Momento flector		Esfuerzo cortante	
		Mk (KN m)	Nk (KN)	Vk (KN m)	Nk (KN)	Md (KN m)	Nd (KN)	Vd (KN m)	Nd (KN)
BOVEDA	60	409,50	1453,32	326,59	1689,94	614,25	1453,32	489,89	1689,94
HASTIAL	60-75	735,42	1632,21	416,04	1527,68	1103,13	1632,21	624,06	1527,68
ZAPATA	135	994,59	-	235,56	-	1491,89	-	353,34	-

1.2. DIMENSIONAMIENTO SECCIONES

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1.2.1 BÓVEDA

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



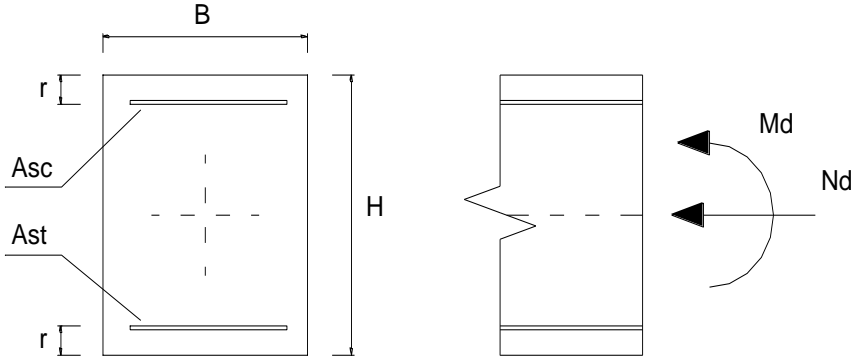
COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA Fck< 50 Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon	fck=	30	Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	γC=	1,5	
Resistencia Acero	fys=	510	Mpa
Coef. de minoracion del Acero	γS=	1,15	
Coef. de cansancio	αcc=	1	

SECCION

Ancho seccion	B=	1	m
Canto seccion	H=	0,6	m
Recubrimiento	r=	0,035	m



φ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño	Md=	614,25	m KN
Axil de diseño	Nd=	1453,32	KN

fcd=	20000	KN/m²	d' =	0,035	m
Uo=	11300	KN/m²	d=	0,565	m
Uv=	1400,0	KN/m²	Xlim=	0,353125	m
Ua=	12000,0	KN/m²	Mlim=	2394,1875	m KN
Fct,m=	2,9	Mpa	I bruta=	0,0180	m4
Fct,m,fi=	4,63	Mpa	W bruta=	0,06	m3

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

Armadura de compresión (Asc):	No necesaria	cm²	Usc=	0	KN
Armadura de tracción (Ast):	25,82309622	cm²	Ust=	1145,19818	KN

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº 7)

Armadura de compresión (Asc):	9,83041424	cm²	Usc=	435,96	KN
Armadura de tracción (Ast):	9,83041424	cm²	Ust=	435,96	KN

Cuantías mínimas	Flexión compuesta	Ust >	655,94	KN	14,79	cm²
		Usc >	72,67	KN	1,64	cm²
	Compresión compuesta	Ust y Usc >	72,67	KN	1,64	cm²
		Ust y Usc <	6.000,00	KN	135,29	cm²

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽⁶⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con fy = 400N/mm²	Aceros con fy = 500N/mm²
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Amadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Amadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1)
- Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2)
- Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_o y canto el del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3)
- Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada in situ.
- (4)
- Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5)
- A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6)
- En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretesas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

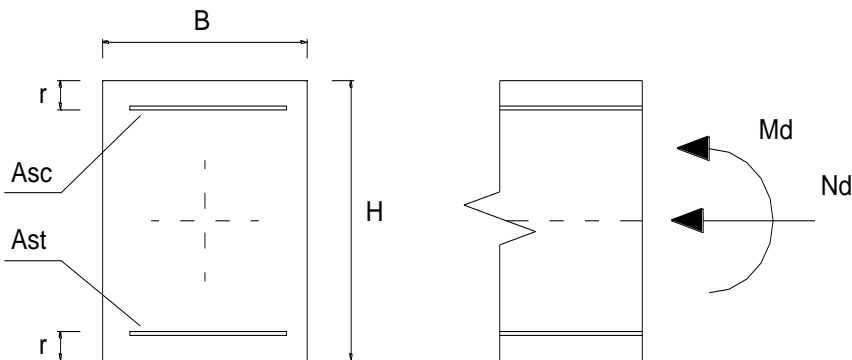
Momento de diseño Md= 61,425 ton*m 614,25
Axil de diseño Nd= 145,332 ton 1453,32

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
Coef. de minoracion del Hgon. γc= 1,5
Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
Coef. de minoracion del Acero γs= 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : A*Y^2+B*Y+C=0

A= 850,000 Soluciones
B= -960,500 y1= 1,014
C= 99,938 y2= 0,116

y= 0,1159 m x= 0,1449 m

Mlim= 164,71 ton*m xlim= 0,3524 m

εc = 3,45 x10^(-3)

φ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 11,67 cm2

εs= 10,00 x10^(-3) σs= 4434,783 kp/cm2

φ	Nº RED
6	42
8	24
10	15
12	11
16	6
20	4
25	3
32	2

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 ΔAS= FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

εs= FALSO x10^(-3) σs= FALSO kp/cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

εs= FALSO x10^(-3) σs= FALSO kp/cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

Uo=960,5ton

Uv=119,0ton

Ua=1020,0ton

Mlim=203,5ton*m

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=115,7ton

Ast=26,09cm2

ϕ	Nº RED
6	93
8	52
10	34
12	24
16	13
20	9
25	6
32	4

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=FALSOton

Ast=FALSOcm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc=FALSOton

Asc=FALSOcm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

ϕ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast=3,7cm2

Ust=16,3ton

Armadura de compresion

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc=0,0cm2

Usc=0,0ton

SI Ust-Usc<Uv

Mu=9,12ton*m

SI 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv

Mu=FALSOton*m

SI Ust-Usc>0,5*Uo

Mu=FALSOton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI Nd < 0

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI 0 < Nd< 0,5*Uo

Us1=Us2= 45,4 ton

Ast= 10,23 cm2

ϕ	Nº RED
6	37
8	21
10	14
12	10
16	6
20	4
25	3
32	2

SI Nd > 0,5*Uo

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α= FALSO

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=Mu/Nu= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

SI eo < 0

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI 0 < eo < K1

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 17,5 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α= FALSO

SI eo > K1

Nu= 121,38 ton

Mu=Nu*eo= 40,06 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 6000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	24	24	-	-
LOSAS				
Aslongit	12	10,8	-	-
Astransv	12	10,8	-	-
VIGAS	19,8	16,8	5,9	5,0
MUROS				
Ashoriz	24	19,2	-	-
Asvert	7,2	5,4	2,2	1,6

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 10,8 1,6

Tabla 42.3.5: Cuanías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) Cuanía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) Cuanía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada
- (***) La cuan a mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuan as geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

f _{cd} =	20000	KN/m²	d' =	0,035
U _o =	11300	KN/m²	d=	0,565
U _v =	1400,0	KN/m²	M _{lim} =	2394,1875 m KN
U _a =	12000,0	KN/m²	X _{lim} =	0,353125
			F _{yd} =	443478,261 KN/m²

2394,1875

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

U _{st} =	1145,2	KN	A _{st} =	25,82	cm2
-------------------	--------	----	-------------------	-------	-----

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

U _{st} =	2291,627358	ton	A _{st} =	51,67	cm2
-------------------	-------------	-----	-------------------	-------	-----

Armadura de compresion

U _{sc} =	-3358,4	ton	A _{sc} =	-75,73	cm2
-------------------	---------	-----	-------------------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

U _{st} =	1145,19818	U _{sc} =	0,0
(U _{st} -U _{sc})=	1145,198		
U _v =	1400,0		
0,5*U _o =	5650		

SI U _{st} -U _{sc} <U _v	→	Mu=	614,25	KN m
---	---	-----	--------	------

SI 0,5*U _o >U _{st} -U _{sc} >U _v	→	Mu=	-1198,47	KN m
---	---	-----	----------	------

SI U _{st} -U _{sc} >0,5*U _o	→	Mu=	1595,34	KN m	alpha	0,101345
---	---	-----	---------	------	-------	----------

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

5650

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 432,3 KN

Ast= 9,75 cm2

1885,6223

1449,6648

435,9575

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 436,0 KN

Ast= 9,83 cm2

1885,6223

1449,6648

435,9575

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= -4114,38 KN

Ast= -92,78 cm2

m1= -2224,2

m2= -1955,8

α = 0,50

ϕ

6

8

10

12

16

20

25

32

ϕ

6

8

10

12

16

20

25

32

ϕ

6

8

10

12

16

20

25

32

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

ϕ

Nº RED

6

0

8

0

10

0

12

3

16

0

20

0

25

0

32

0

Ast= 3,4 cm2

Ust= #¡DIV/0! ton

Armadura de compresion

ϕ

Nº RED

6

0

8

0

10

0

12

3

16

0

20

0

25

0

32

0

Asc= 3,4 cm2

Usc= #¡DIV/0! ton

SI $eo < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= #¡DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #¡DIV/0! ton*m

SI $eo > K_1$

Nu= #¡DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #¡DIV/0! ton*m

K1= #¡DIV/0! cm

m1= #¡DIV/0! ton*m

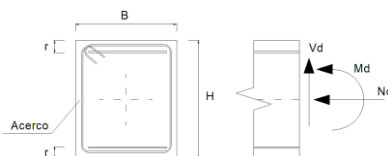
m2= #¡DIV/0! ton*m

α = #¡DIV/0!

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 30$ Mpa
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500$ Mpa
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 1$ m
 Canto seccion $H = 0,6$ m
 Recubrimiento $r = 0,035$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 0,00$ m KN
 Axil de diseño $N_d = 1689,94$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m² $d' = 0,035$ m
 $U_o = 11300$ KN/m² $d = 0,565$ m
 $U_v = 1400,0$ KN/m² $x_{lim} = 0,353125$ m
 $U_a = 12000,0$ KN/m² $M_{lim} = 2394,1875$ m KN
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa $I_{bruta} = 0,0180$ m⁴
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa $W_{bruta} = 0,06$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 489,89$ KN
 Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
 Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 489,89$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza $\theta = 35,45^\circ$ $COT \theta = 1,404426633$
 θ_e : Angulo de referencia $\theta_e = 35,45$ $COT \theta_e = 1,40$
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza $\alpha = 90,00^\circ$ $COT \alpha = 0,00$
 N_d : Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +) $N_d = 1.689,94$ KN $\sigma'_{cd} = 2.816,57$ KN/m²

$K = 1,141$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

**$V_{u1} = 3654,60$ KN
CORRECTO**

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

**$V_{u2} = 949,46$ ton
CORRECTO**

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 15,71$ cm²
 $A_{sc} = 15,71$ cm²
 $\rho = 0,00278$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{sion} = 1,594964117$

**$V_{u2} > 550,38$ KN
 $V_{u2} = 486,39$ KN
 FALLO DE BIELAS HGON.**

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 421,46$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = 68,43$ KN
 $A_s = 0,00$ cm²/ml

1,40

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,13$
 $S_l = 0,42375$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,5$ m Separación transversal entre ramas

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

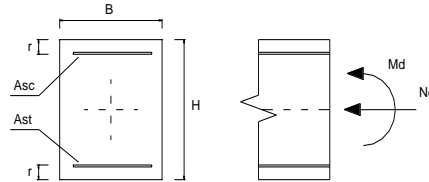
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690$ m $x = 0,7112$ m
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783$ kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 ΔA_s = FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

Uo= 3340,5 ton Mlim= 2461,5 ton*m
 Uv= 119,0 ton
 Ua= 3400,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 524,7 ton Ast= 118,31 cm2

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2
 Ust= 16,3 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 0,0 cm2
 Usc= 0,0 ton

Si Ust-Usc<Uv → Mu= 31,90 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo → Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $eo < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $eo > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuanías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) Cuanía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) Cuanía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m²	$d' =$	0,035
$U_o =$	11300	KN/m²	$d =$	0,565
$U_v =$	1400,0	KN/m²	$M_{lim} =$	2394,1875 m KN
$U_a =$	12000,0	KN/m²	$x_{lim} =$	0,353125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m²
	2394,1875			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	#¡NUM!	KN	Ast=	#¡NUM!	cm²
------	--------	----	------	--------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	19057,1934	ton	Ast=	438,32	cm²
------	------------	-----	------	--------	-----

Armadura de compresion

Usc=	13407,2	ton	Asc=	308,37	cm²
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	19057,1934	Usc=	13407,2
(Ust-Usc)=	5650,000		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	5650		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

Mu= 10089,97 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

Mu= 8701,94 KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 9500,00 KN m

alpha

2,398364

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
 Componente de Fuerza Pret.
 Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

$V_d = 1,5$ ton
 $V_{pd} = 0$ ton
 $V_{cd} = 0$ ton
 $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 1,5$ ton

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon
 Coef. de minoracion del Hgon.
 Resistencia Acero
 Coef. de minoracion del Acero

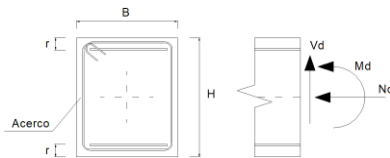
$f_{ck} = 300$ kp/cm²
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 5100$ kp/cm²
 $\gamma_s = 1,15$

$f_{cdv} = 4200,0$ kp/cm²

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion
 Canto seccion
 Recubrimiento

$B = 100$ cm
 $H = 60$ cm
 $r = 0,05$ cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza ($26,6^\circ; 63,4^\circ$)
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
 N_d : Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45^\circ = 0,79$ rad
 $\alpha = 90^\circ = 1,57$
 $N_d = 0$ ton

$K = 1,00$

Vu1 = 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

$A_s = 54$ cm²

$\rho = 0,00901$

0,577591

Vu2 = 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$

Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):

$V_{cu} = 28,38$ ton

$V_{cu}(EH-91) = 42,39$ ton

$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$

$A_s = -11,86$ cm²/ml

s: Separacion entre cercos
 n: Numero de ramas por cerco

$s = 20$ cm
 $n = 2$

ϕ	A (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,00$

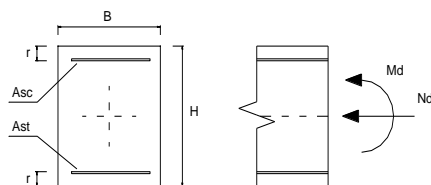
$s < 47,96$ cm < 30 cm
 $s < \text{No es aplicable}$ cm < 30 cm
 $s < \text{No es aplicable}$ cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco) = -1,19 cm²

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigón	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoración del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	510,00 Mpa
Coef. de minoración del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	0,85
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	1,00 m
Canto seccion	H=	0,60 m
Recubrimiento	r=	0,035 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	409,50 m KN
Axil	N=	1453,32 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	15,71 cm²
Armadura de tracción (Ast):	15,71 cm²
Diametro	20,00 mm
Separación	20,00 cm
d' =	0,05 m
d =	0,56 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	18000002078 mm4	
W Homogeneizada=	60000006,93 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	9,25 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-4,40 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-4,63 N/mm2	

ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-48.531,25 KN/m²	(-48,53124936 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 587076,5737
Mf	423,29 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-67.441,07 KN/m²	(-67,4410747 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,19 m²		
S=	0,2278 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00009		
Wk=	0,03579 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

1.2.2 HASTIAL

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

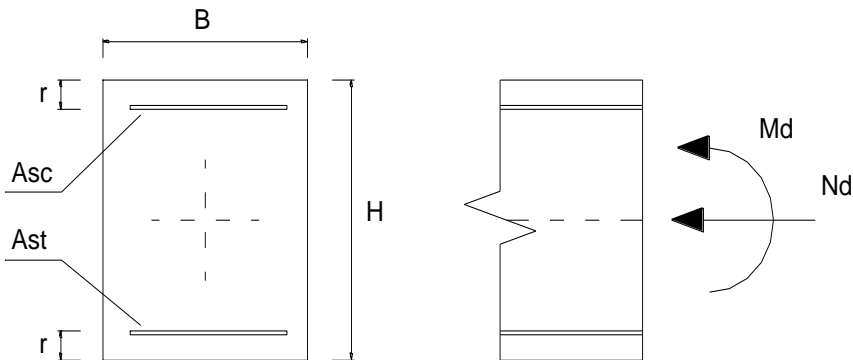
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA Fck< 50 Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon	fck=	30 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	γC=	1,5
Resistencia Acero	fys=	510 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	γS=	1,15
Coef. de cansancio	αcc=	1



SECCION

Ancho seccion	B=	1 m
Canto seccion	H=	0,75 m
Recubrimiento	r=	0,035 m

φ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño	Md=	1103,13 m KN
Axil de diseño	Nd=	1632,21 KN

fcd=	20000 KN/m²	d' =	0,035 m
Uo=	14300 KN/m²	d=	0,715 m
Uv=	1400,0 KN/m²	Xlim=	0,446875 m
Ua=	15000,0 KN/m²	Mlim=	3834,1875 m KN
Fct,m=	2,9 Mpa	I bruta=	0,0352 m4
Fct,m,fi=	4,63 Mpa	W bruta=	0,09375 m3

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

Armadura de compresión (Asc):	No necesaria cm²	Usc=	0 KN
Armadura de tracción (Ast):	36,90096511 cm²	Ust=	1636,477583 KN

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº 7)

Armadura de compresión (Asc):	18,49198631 cm²	Usc=	820,08 KN
Armadura de tracción (Ast):	18,49198631 cm²	Ust=	820,08 KN

Cuantías mínimas	Flexión compuesta	Ust >	809,82 KN	18,26 cm²
		Usc >	81,61 KN	1,84 cm²
	Compresión compuesta	Ust y Usc >	81,61 KN	1,84 cm²
		Ust y Usc <	7.500,00 KN	169,12 cm²

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽⁶⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con fy = 400N/mm²	Aceros con fy = 500N/mm²
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Amadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Amadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_o y canto el del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada. La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretesas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

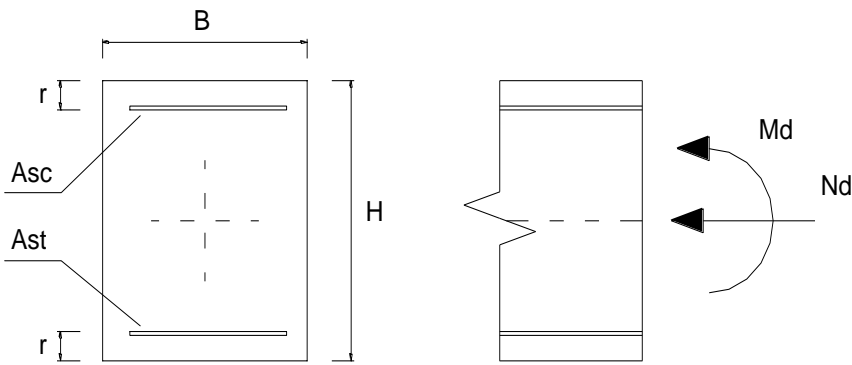
Momento de diseño Md= 110,313 ton*m 1103,13
Axil de diseño Nd= 163,221 ton 1632,21

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
Coef. de minoracion del Hgon. γc= 1,5
Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
Coef. de minoracion del Acero γs= 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 75 cm
Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : A*Y^2+B*Y+C=0

A= 850,000 Soluciones
B= -1215,500 y1= 1,277
C= 165,808 y2= 0,153

y= 0,1527 m x= 0,1909 m

Mlim= 269,95 ton*m xlim= 0,4459 m

εc = 3,50 x10^(-3)

φ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 21,74 cm2

εs= 9,61 x10^(-3) σs= 4434,783 kp/cm2

φ	Nº RED
6	77
8	44
10	28
12	20
16	11
20	7
25	5
32	3

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 ΔAS= FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

εs= FALSO x10^(-3) σs= FALSO kp/cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

εs= FALSO x10^(-3) σs= FALSO kp/cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

Uo=1215,5ton

Uv=119,0ton

Ua=1275,0ton

Mlim=325,9ton*m

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=165,6ton

Ast=37,33cm2

ϕ	Nº RED
6	133
8	75
10	48
12	34
16	19
20	12
25	8
32	5

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=FALSOton

Ast=FALSOcm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc=FALSOton

Asc=FALSOcm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

ϕ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast=3,7cm2

Ust=16,3ton

Armadura de compresion

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc=0,0cm2

Usc=0,0ton

SI Ust-Usc<Uv

Mu=11,56ton*m

SI 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv

Mu=FALSOton*m

SI Ust-Usc>0,5*Uo

Mu=FALSOton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI Nd < 0

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI 0 < Nd< 0,5*Uo

Us1=Us2= 83,7 ton

Ast= 18,88 cm2

ϕ	Nº RED
6	67
8	38
10	25
12	17
16	10
20	7
25	4
32	3

SI Nd > 0,5*Uo

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α= FALSO

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI eo < 0

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI 0 < eo < K1

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 21,3 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α= FALSO

SI eo > K1

Nu= 278,09 ton

Mu=Nu*eo= 91,77 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 7500 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	30	30	-	-
LOSAS				
Aslongit	15	13,5	-	-
Astransv	15	13,5	-	-
VIGAS	24,75	21	7,4	6,3
MUROS				
Ashoriz	30	24	-	-
Asvert	9	6,75	2,7	2,0

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 13,5 1,8

Tabla 42.3.5: Cuanías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) Cuanía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) Cuanía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada
- (***) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

f _{cd} =	20000	KN/m²	d' =	0,035
U _o =	14300	KN/m²	d=	0,715
U _v =	1400,0	KN/m²	M _{lim} =	3834,1875 m KN
U _a =	15000,0	KN/m²	X _{lim} =	0,446875
			F _{yd} =	443478,261 KN/m²

3834,1875

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

U _{st} =	1636,5	KN	A _{st} =	36,90	cm2
-------------------	--------	----	-------------------	-------	-----

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

U _{st} =	3133,738971	ton	A _{st} =	70,66	cm2
-------------------	-------------	-----	-------------------	-------	-----

Armadura de compresion

U _{sc} =	-4016,3	ton	A _{sc} =	-90,56	cm2
-------------------	---------	-----	-------------------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

U _{st} =	1636,477583	U _{sc} =	0,0
(U _{st} -U _{sc})=	1636,478		
U _v =	1400,0		
0,5*U _o =	7150		

SI U _{st} -U _{sc} <U _v	→	Mu=	1103,13	KN m
---	---	-----	---------	------

SI 0,5*U _o >U _{st} -U _{sc} >U _v	→	Mu=	-1694,88	KN m
---	---	-----	----------	------

SI U _{st} -U _{sc} >0,5*U _o	→	Mu=	2655,17	KN m	alpha	0,114439
---	---	-----	---------	------	-------	----------

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

7150

SI Nd < 0

Us1=Us2= 806,1 KN

Ast= 18,18 cm2

2438,355
1618,2756
820,07939

SI 0 < Nd < 0,5*Uo

Us1=Us2= 820,1 KN

Ast= 18,49 cm2

m1= -3752,1
m2= -3419,6
α= 0,50

SI Nd > 0,5*Uo

Us1=Us2= -5061,65 KN

Ast= -114,14 cm2

φ

6

8

10

12

16

20

25

32

φ

6

8

10

12

16

20

25

32

φ

6

8

10

12

16

20

25

32

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

φ

Nº RED

6

0

8

0

10

0

12

3

16

0

20

0

25

0

32

0

Ast= 3,4 cm2

Ust= #¡DIV/0! ton

φ

Nº RED

6

0

8

0

10

0

12

3

16

0

20

0

25

0

32

0

Asc= 3,4 cm2

Usc= #¡DIV/0! ton

SI eo < 0

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI 0 < eo < K1

Nu= #¡DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #¡DIV/0! ton*m

K1= #¡DIV/0! cm

m1= #¡DIV/0! ton*m

m2= #¡DIV/0! ton*m

α= #¡DIV/0!

SI eo > K1

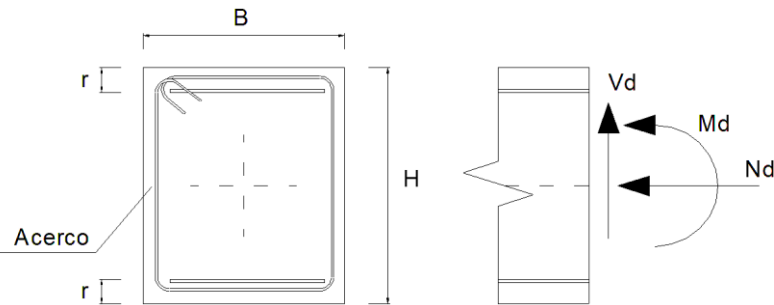
Nu= #¡DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #¡DIV/0! ton*m

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA Fck< 50 Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon	fck=	30	Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	γC=	1,5	
Resistencia Acero	fys=	500	Mpa
Coef. de minoracion del Acero	γS=	1,15	
Coef. de cansancio	αcc=	1	



SECCION

Ancho seccion	B=	1	m	Momento de diseño	Md=	0,00	m KN
Canto seccion	H=	0,6	m	Axil de diseño	Nd=	1527,68	KN
Recubrimiento	r=	0,035	m				

ESFUERZOS DE DISEÑO

fcd=	20000	KN/m²	d'=	0,035	m
Uo=	11300	KN/m²	d=	0,565	m
Uv=	1400,0	KN/m²	xlim=	0,353125	m
Ua=	12000,0	KN/m²	Mlim=	2394,1875	m KN
Fct,m=	2,9	Mpa	I bruta=	0,0180	m4
Fct,m,fl=	4,63	Mpa	W bruta=	0,06	m3

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño	Vd=	624,06	KN
Componente de Fuerza Pret.	Vpd=	0	KN
Componente Canto Variable	Vcd=	0	KN
Esfuerzo cortante efectivo	Vrd=Vd+Vpd+Vcd=	624,06	KN

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza	θ=	36,11 °	COT θ=	1,370783566
θe: Angulo de referencia	θe=	36,11	COT θe=	1,37
α:Angulo de las armaduras con el eje de la pieza	α=	90,00 °	COT α=	0,00
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)	Nd=	1.527,68 KN	σ'cd=	2.546,13 KN/m²

K=	1,127	
F1cd=	12000,00	KN/m²

Vu1= 3639,08 KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

Fct,m=	2,90	Mpa
Fct,k=	2,03	Mpa
Fct,d=	1,35	Mpa

Vu2= 918,14 ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

Ast=	15,71	cm2
Asc=	15,71	cm2
ρ=	0,00278	
Fcv=	30	Mpa
epsilon=	1,594964117	

Vu2> 527,46 KN
Vu2= 462,05 KN
FALLO DE BIELAS HGON.

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2= Vcu+Vsu	Supuesto β=1 (H.A.):
Vcu= 398,55	KN
Vsu= Vu2-Vcu = Vrd-Vcu	
Vsu= 225,51	KN
As= 7,44	cm2/ml

1,37

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1=	0,17	
Sl=	0,42375	m
St=	0,5	m

Separación longitudinal entre cercos
Separación transversal entre ramas

φ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

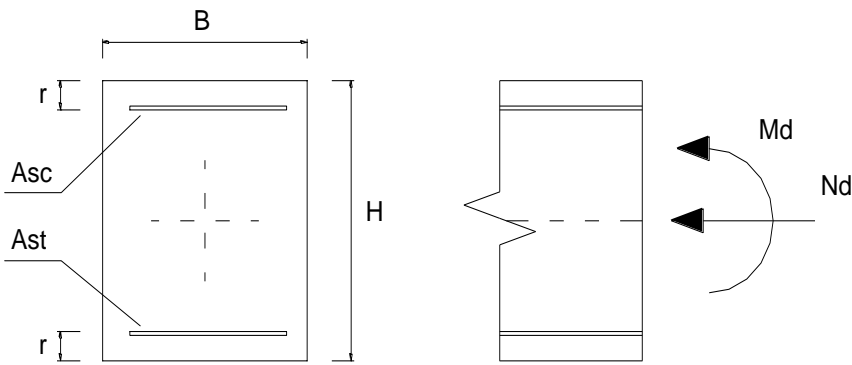
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
Coef. de minoracion del Hgon. γc= 1,5
Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
Coef. de minoracion del Acero γs= 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 200 cm
Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : A*Y^2+B*Y+C=0

A= 850,000 Soluciones
B= -3340,500 y1= 3,361
C= 1625,500 y2= 0,569

y= 0,5690 m x= 0,7112 m

Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

εc = 3,50 x10^(-3)

φ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

εs= 6,17 x10^(-3) σs= 4434,783 kp/cm2

φ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 ΔAS= FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

εs= FALSO x10^(-3) σs= FALSO kp/cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

εs= FALSO x10^(-3) σs= FALSO kp/cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

Uo=3340,5ton

Uv=119,0ton

Ua=3400,0ton

Mlim=2461,5ton*m

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=524,7ton

Ast=118,31cm2

ϕ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=FALSOton

Ast=FALSOcm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc=FALSOton

Asc=FALSOcm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

ϕ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast=3,7cm2

Ust=16,3ton

Armadura de compresion

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc=0,0cm2

Usc=0,0ton

SI Ust-Usc<Uv

Mu=31,90ton*m

SI 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv

Mu=FALSOton*m

SI Ust-Usc>0,5*Uo

Mu=FALSOton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI Nd < 0

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI 0 < Nd< 0,5*Uo

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI Nd > 0,5*Uo

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α= FALSO

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

SI eo < 0

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI 0 < eo < K1

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α= 0,43

SI eo > K1

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr		
	B400S	B500S	B400S	B500S	
PILARES	80	80	-	-	
LOSAS					
Aslongit	40	36	-	-	
Astransv	40	36	-	-	
VIGAS	66	56	19,8	16,8	
MUROS					
Ashoriz	80	64	-	-	(repartida entre ambas caras)
Asvert	24	18	7,2	5,4	

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima** de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima** correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical** es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

f _{cd} =	20000	KN/m²	d' =	0,035
U _o =	11300	KN/m²	d=	0,565
U _v =	1400,0	KN/m²	M _{lim} =	2394,1875 m KN
U _a =	12000,0	KN/m²	X _{lim} =	0,353125
			F _{yd} =	434782,609 KN/m²

2394,1875

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

U _{st} =	#iNUM!	KN	A _{st} =	#jNUM!	cm2
-------------------	--------	----	-------------------	--------	-----

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

U _{st} =	19057,1934	ton	A _{st} =	438,32	cm2
-------------------	------------	-----	-------------------	--------	-----

Armadura de compresion

U _{sc} =	13407,2	ton	A _{sc} =	308,37	cm2
-------------------	---------	-----	-------------------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

U _{st} =	19057,1934	U _{sc} =	13407,2
(U _{st} -U _{sc})=	5650,000		
U _v =	1400,0		
0,5*U _o =	5650		

SI U _{st} -U _{sc} <U _v	→	M _u =	10089,97	KN m
---	---	------------------	----------	------

SI 0,5*U _o >U _{st} -U _{sc} >U _v	→	M _u =	8701,94	KN m
---	---	------------------	---------	------

SI U _{st} -U _{sc} >0,5*U _o	→	M _u =	9500,00	KN m
---	---	------------------	---------	------

alpha 2,398364

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

5650

SI Nd < 0

Us1=Us2= 14424,5 KN

Ast= 331,76 cm2

21424,528
5150,9434
16273,585

SI 0 < Nd < 0,5*Uo

Us1=Us2= 16273,6 KN

Ast= 374,29 cm2

m1= 715,5
m2= -9371,6
α= 0,38

SI Nd > 0,5*Uo

Us1=Us2= 16817,47 KN

Ast= 386,80 cm2

φ

6

8

10

12

16

20

25

32

φ

6

8

10

12

16

20

25

32

φ

6

8

10

12

16

20

25

32

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

φ

Nº RED

6

0

8

0

10

0

12

3

16

0

20

0

25

0

32

0

Ast= 3,4 cm2
Ust= #¡DIV/0! ton

Armadura de compresion

φ

Nº RED

6

0

8

0

10

0

12

3

16

0

20

0

25

0

32

0

Asc= 3,4 cm2
Usc= #¡DIV/0! ton

SI eo < 0

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI 0 < eo < K1

Nu= #¡DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #¡DIV/0! ton*m

K1= #¡DIV/0! cm
m1= #¡DIV/0! ton*m
m2= #¡DIV/0! ton*m
α= #¡DIV/0!

SI eo > K1

Nu= #¡DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #¡DIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd=

1,5

ton
Vpd=

0

ton
Vcd=

0

ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd=1,5ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck=

300

kp/cm2
γC=

1,5

fys=

5100

kp/cm2
γS=

1,15

fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

B=

100

cm
H=

60

cm
r=

0,05

cm

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:
θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α:Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ=

45

° = 0,79 rad
α=

90

° = 1,57
Nd=

0

ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:
As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As=

54

cm2
Vu2= 34,0570 ton

ρ= 0,00901
0,577591

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton
Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu
As= -11,86 cm2/ml

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

s: Separacion entre cercos
n: Numero de ramas por cerco

s=

20

cm
n=

2

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

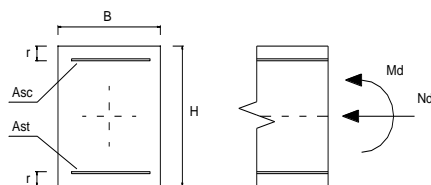
s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	510,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	0,85
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	1,00 m
Canto seccion	H=	0,75 m
Recubrimiento	r=	0,035 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	735,42 m KN
Axil	N=	1632,21 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	31,42 cm²
Armadura de tracción (Ast):	31,42 cm²
Diametro	20,00 mm
Separación	10,00 cm
d' =	0,05 m
d =	0,71 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	35156256494 mm4	
W Homogeneizada=	93750017,32 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	10,02 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-5,67 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-4,63 N/mm2	

ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-107.153,26 KN/m²	(-107,1532603 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 415001,9638
Mf	638,29 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-55.111,36 KN/m²	(-55,11136058 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,19 m²		
S=	0,1489 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00044		
Wk=	0,11206 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

1.2.3 ZAPATA

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

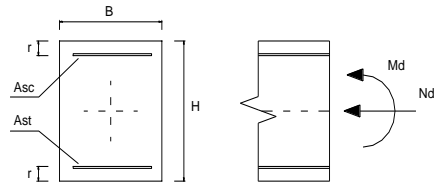
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{cd} = 30$ Mpa
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 510$ Mpa
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 1$ m
 Canto seccion $H = 1,35$ m
 Recubrimiento $r = 0,07$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 1491,89$ m KN
 Axil de diseño $N_d = 0,00$ KN

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000$ KN/m² $d' = 0,07$ m
 $U_o = 25600$ KN/m² $d = 1,28$ m
 $U_v = 2800,0$ KN/m² $x_{lim} = 0,8$ m
 $U_a = 27000,0$ KN/m² $M_{lim} = 12288,0000$ m KN
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa $I_{bruta} = 0,2050$ m⁴
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa $W_{bruta} = 0,30375$ m³

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm² $U_{sc} = 0$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 26,90894841 cm² $U_{st} = 1193,353364$ KN

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): 27,80219575 cm² $U_{sc} = 1.232,97$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 27,80219575 cm² $U_{st} = 1.232,97$ KN

Cuantías mínimas Flexión compuesta $U_{st} > 1.465,10$ KN 33,04 cm²
 $U_{sc} > 0,00$ KN 0,00 cm²
 Compresión compuesta $U_{st} \text{ y } U_{sc} > 0,00$ KN 0,00 cm²
 $U_{st} \text{ y } U_{sc} < 13.500,00$ KN 304,41 cm²

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400$ N/mm ²	Aceros con $f_y = 500$ N/mm ²
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretesas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

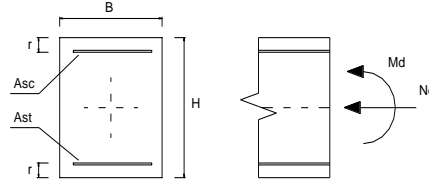
Momento de diseño $M_d = 149,189 \text{ ton}\cdot\text{m}$
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5100 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 100 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 135 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 7 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 850,000 Soluciones
 B = -2176,000 $y_1 = 2,489$
 C = 149,189 $y_2 = 0,071$

 $y = 0,0705 \text{ m}$ $x = 0,0881 \text{ m}$

 $M_{lim} = 1043,01 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,7983 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 0,74 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 27,03 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	96
8	54
10	35
12	24
16	14
20	9
25	6
32	4

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

Uo= 2176 ton Mlim= 1044,5 ton*m
 Uv= 238,0 ton
 Ua= 2295,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 119,9 ton Ast= 27,03 cm2

φ	Nº RED
6	96
8	54
10	35
12	24
16	14
20	9
25	6
32	4

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,3 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

Si Ust-Usc<Uv → Mu= 20,75 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo → Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 123,3 ton

Ast= 27,80 cm2

ϕ	Nº RED
6	99
8	56
10	36
12	25
16	14
20	9
25	6
32	4

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= 1179,34 ton

Mu=Nu*eo= 389,18 ton*m

K1= 37,2 cm

m1= 45,4 ton*m

m2= -286,6 ton*m

α = 0,39

SI $e_o > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 13500 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	54	54	-	-
LOSAS				
Aslongit	27	24,3	-	-
Astransv	27	24,3	-	-
VIGAS	44,55	37,8	13,4	11,3
MUROS				
Ashoriz	54	43,2	-	-
Asvert	16,2	12,15	4,9	3,6

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 24,4 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armatura horizontal	4,0	3,2
	Armatura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7.5 m. con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,07
$U_o =$	25600	KN/m ²	$d =$	1,28
$U_v =$	2800,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	12288,0000 m KN
$U_a =$	27000,0	KN/m ²	$\chi_{lim} =$	0,8
			$F_{yd} =$	443478,261 KN/m ²
	12288			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	1193,4	KN	Ast=	26,91	cm2
------	--------	----	------	-------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	3877,595041	ton	Ast=	87,44	cm2
------	-------------	-----	------	-------	-----

Armadura de compresion

Usc=	-8922,4	ton	Asc=	-201,19	cm2
------	---------	-----	------	---------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	1193,353364	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	1193,353		
Uv=	2800,0		
0,5*Uo=	12800		

SI $U_{st}-U_{sc} < U_v$

Mu= 1491,89 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st}-U_{sc} > U_v$

Mu= -9339,82 KN m

SI $U_{st}-U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 6248,35 KN m

alpha

0,046615

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

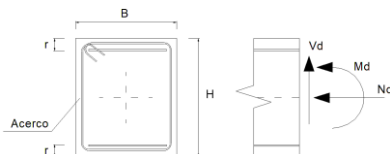
COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 30$ Mpa
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500$ Mpa
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 1$ m
 Canto seccion $H = 1,35$ m
 Recubrimiento $r = 0,07$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 0,00$ m KN
 Axil de diseño $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m² $d' = 0,07$ m
 $U_o = 25600$ KN/m² $d = 1,28$ m
 $U_v = 2800,0$ KN/m² $x_{lim} = 0,8$ m
 $U_a = 27000,0$ KN/m² $M_{lim} = 12288,0000$ m KN
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa $I_{bruta} = 0,2050$ m⁴
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa $W_{bruta} = 0,30375$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 353,34$ KN
 Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
 Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 353,34$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza $\theta = 45,00^\circ$ $COT \theta = 1,000000128$
 θ_e : Angulo de referencia $\theta_e = 45,00$ $COT \theta_e = 1,00$
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza $\alpha = 90,00^\circ$ $COT \alpha = 0,00$
 N_d : Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +) $N_d = 0,00$ KN $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 7680,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 1.216,52$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 31,42$ cm²
 $A_{sc} = 10,05$ cm²
 $\rho = 0,00245$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{silon} = 1,395284708$

$V_{u2} > 577,74$ KN
 $V_{u2} = 439,76$ KN
CORRECTO

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 347,47$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = 5,87$ KN
 $A_s = 0,00$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,05$
 $S_l = 0,6$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,5$ m Separación transversal entre ramas

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

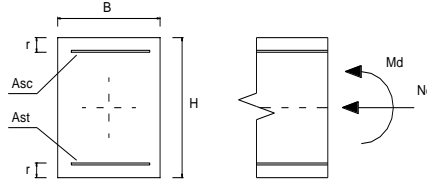
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690 \text{ m}$ $x = 0,7112 \text{ m}$
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 $\Delta A_s =$ FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{st} = 3,7$ cm²
 $U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{sc} = 0,0$ cm²
 $U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $eo < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $eo > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Astrongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras.** Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,07
$U_o =$	25600	KN/m ²	$d =$	1,28
$U_v =$	2800,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	12288,0000 m KN
$U_a =$	27000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,8
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²

12288

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	9006,0	KN	Ast=	207,14	cm ²
------	--------	----	------	--------	-----------------

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	10495,86777	ton	Ast=	241,40	cm ²
------	-------------	-----	------	--------	-----------------

Armadura de compresion

Usc=	-2304,1	ton	Asc=	-53,00	cm ²
------	---------	-----	------	--------	-----------------

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	9006,02519	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	9006,025		
Uv=	2800,0		
0,5*Uo=	12800		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

Mu= 9500,00 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

Mu= 4684,29 KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 11460,67 KN m

alpha

0,351798

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,4 cm2

Ust= #iDIV/0! ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 3,4 cm2

Usc= #iDIV/0! ton

Si eo < 0

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= #iDIV/0! cm

m1= #iDIV/0! ton*m

m2= #iDIV/0! ton*m

α= #iDIV/0!

Si 0 < eo < K1

Nu= #iDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m

Si eo > K1

Nu= #iDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
 Componente de Fuerza Pret.
 Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

$V_d = 1,5$ ton
 $V_{pd} = 0$ ton
 $V_{cd} = 0$ ton
 $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 1,5$ ton

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon
 Coef. de minoracion del Hgon.
 Resistencia Acero
 Coef. de minoracion del Acero

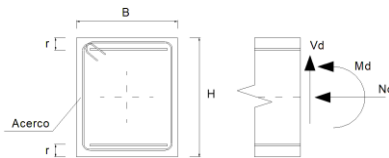
$f_{ck} = 300$ kp/cm²
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 5100$ kp/cm²
 $\gamma_s = 1,15$

$f_{cdv} = 4200,0$ kp/cm²

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion
 Canto seccion
 Recubrimiento

$B = 100$ cm
 $H = 60$ cm
 $r = 0,05$ cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza ($26,6^\circ; 63,4^\circ$)
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
 N_d : Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45^\circ = 0,79$ rad
 $\alpha = 90^\circ = 1,57$
 $N_d = 0$ ton

$K = 1,00$

$V_{u1} = 359,70$ ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

A_s : Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

$A_s = 54$ cm²

$\rho = 0,00901$

0,577591

$V_{u2} = 34,0570$ ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$

Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):

$V_{cu} = 28,38$ ton

$V_{cu}(EH-91) = 42,39$ ton

$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$

$A_s = -11,86$ cm²/ml

s: Separacion entre cercos

n: Numero de ramas por cerco

$s = 20$ cm
 $n = 2$

ϕ	A (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,00$

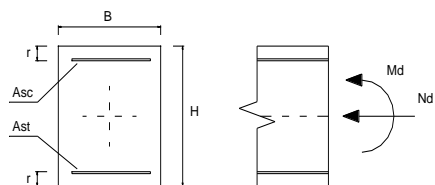
$s < 47,96$ cm < 30 cm
 $s < \text{No es aplicable}$ cm < 30 cm
 $s < \text{No es aplicable}$ cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco) = -1,19 cm²

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigón	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoración del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{ys} =$	510,00 Mpa
Coef. de minoración del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	0,85
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	1,00 m
Canto seccion	H=	1,35 m
Recubrimiento	r=	0,07 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	994,59 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	10,05 cm ²
Armadura de tracción (Ast):	31,42 cm ²
Diametro	20,00 mm
Separación	10,00 cm
d' =	0,08 m
d =	1,27 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	2,05031E+11 mm ⁴	
W Homogeneizada=	303750020,6 mm ³	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	3,27 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-3,27 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm ²	
Fct,m,fl	-4,63 N/mm ²	

ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-253.941,80 KN/m ²	(-253,9418041 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 311561,7967
Mf	1.406,50 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-362.011,23 KN/m ²	(-362,0112293 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,22 m ²		
S=	0,2300 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00048		
Wk=	0,18914 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	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	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

1.2.4 EMPUJE AL VACÍO

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

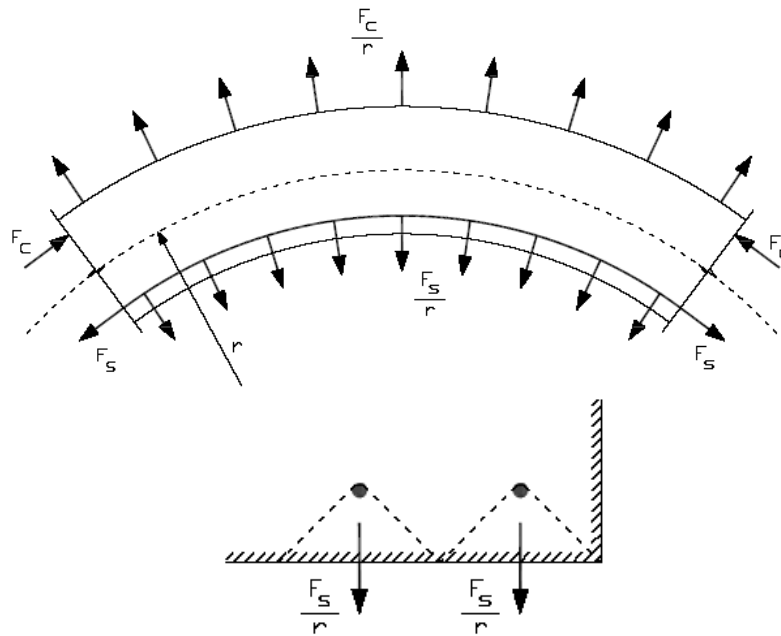
L5-AG-AN22_ObrSingul



Empuje al vacío.

Un cambio en la dirección de las fuerzas debido a la geometría del elemento, origina tracciones transversales que es necesario absorber con armadura para evitar la rotura del recubrimiento, según indica el Artículo 64 de la EHE.

En el caso particular de un elemento curvo este fenómeno ocurre en las zonas traccionadas de la cara interior, puesto que la tracción de la armadura transversal interior genera una fuerza proporcional a la curvatura del arco que puede romper el recubrimiento. La siguiente figura refleja este fenómeno.



Teniendo en cuenta que el radio interior de la bóveda es de 4,40 m y la armadura traccionada $\Phi 20$ a 20 cm. se tiene:

$$A_{traccionada} = 15,71 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$F_{máx} = 15,71 \cdot \frac{50}{1,15} = 683 \text{ kN/m}$$

$$F_{desvío} = \frac{683 \text{ kN/m}}{4,40 \text{ m}} = 155 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 3,57 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se ha dispuesto en la bóveda la cuantía mínima de armadura de cortante. Puesto que en la bóveda, según los cálculos realizados no se precisa armadura de cortante. La armadura dispuesta sería suficiente para resistir el empuje al vacío.

1.3. TENSIONES SOBRE EL TERRENO

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



TENSIONES SOBRE EL TERRENO	ZAPATA IZQDA	ZAPATA DCHA
Anchura del arranque	75,00 cm	75,00 cm
Anchura del vuelo exterior	175,00 cm	175,00 cm
Anchura del vuelo interior	100,00 cm	100,00 cm
Anchura de la cimentación	350,00 cm	350,00 cm
Altura de la cimentación	135,00 cm	135,00 cm
Altura de tierras sobre la cimentación	17,70 m	17,70 m
Fuerza vertical sobre la base:	2369,84 kN	2564,61 kN
Reacción vertical en el arranque (Rv)	1632,21 kN	1826,98 kN
Peso de las tierras sobre la cimentación (P)	619,50 kN	619,50 kN
Peso de la cimentación (W)	118,13 kN	118,13 kN
Momento respecto al c.g.d. de la base:	665,40 kNm	246,73 kNm
Momento en el arranque	735,42 kNm	389,78 kNm
Momento debido a la reacción vertical en el arranque	-612,08 kNm	-685,12 kNm
Momento debido al peso de las tierras sobre la cimentación	542,06 kNm	542,06 kNm
Excentricidad de P	87,50 cm	87,50 cm
Excentricidad de Rv	-37,50 cm	-37,50 cm
TENSIÓN MÁXIMA:	10,03 kg/cm²	8,54 kg/cm²
TENSION MÍNIMA:	3,51 kg/cm²	6,12 kg/cm²
TENSIÓN MEDIA:	6,77 kg/cm²	7,33 kg/cm²

Nota: en los momentos, el signo negativo significa que se opone al momento producido por las tierras.

TENSIONES SOBRE EL TERRENO	ZAPATA IZQDA	ZAPATA DCHA
Anchura del arranque	75,00 cm	75,00 cm
Anchura del vuelo exterior	175,00 cm	175,00 cm
Anchura del vuelo interior	100,00 cm	100,00 cm
Anchura de la cimentación	350,00 cm	350,00 cm
Altura de la cimentación	135,00 cm	135,00 cm
Altura de tierras sobre la cimentación	14,25 m	14,25 m
Fuerza vertical sobre la base:	2028,90 kN	2140,36 kN
Reacción vertical en el arranque (Rv)	1412,03 kN	1523,48 kN
Peso de las tierras sobre la cimentación (P)	498,75 kN	498,75 kN
Peso de la cimentación (W)	118,13 kN	118,13 kN
Momento respecto al c.g.d. de la base:	439,93 kNm	222,19 kNm
Momento en el arranque	533,03 kNm	357,09 kNm
Momento debido a la reacción vertical en el arranque	-529,51 kNm	-571,31 kNm
Momento debido al peso de las tierras sobre la cimentación	436,41 kNm	436,41 kNm
Excentricidad de P	87,50 cm	87,50 cm
Excentricidad de Rv	-37,50 cm	-37,50 cm
TENSIÓN MÁXIMA:	7,95 kg/cm²	7,20 kg/cm²
TENSION MÍNIMA:	3,64 kg/cm²	5,03 kg/cm²
TENSIÓN MEDIA:	5,80 kg/cm²	6,12 kg/cm²

Nota: en los momentos, el signo negativo significa que se opone al momento producido por las tierras.

2. PANTALLA

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



2.1. ESFUERZOS MICROPILOTES

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



2.1.1 SECCIÓN 1

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



***** NOMBRE DE FICHERO DE DATOS : SECCION1.RIO

```
PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1 *80L *
*16-07-2012
*DEFINICION DE CONSTANTES y VARIABLES
#ES=2.1E7
#RIGIANC(A,L)=A*ES/L
*MICROPILOTES
#I=584.074/100000000
#SEP=0.3333
#KPIL(ET)=3.6*ET/(1.7*(ES/100*I/SEP/ET)^(1/3))*100
: 70.00
1 ... 70
*MICROPILOTES CADA 33 CM
: 42.40 ES*I/SEP
2 ... 42.4 368.0034
*DEFINICION TERRENO
: 70.00
3 ... 70
: 67.00 2.00 1.00 0 0 1.98 1.67 25.0 0.33 0.33 KPIL(3)
4 ... 67 2 1 0.3736584 0.5773817 1.98 1.67 25 0.33 0.33 593.4689
: 10.00 2.70 1.70 0 0 0 100 45.0 0.33 0.33 KPIL(50)
5 ... 10 2.7 1.7 0.1553672 0.2928932 10.68926 100 45 0.33 0.33 25265.6
*NIVEL FREATICO
: 10.00 0.5
6 ... 10 0.5
*SOBRECARGAS
: SUB(2) 70.0 0 100 1.0
7 ... SUB(2) 70 0 100 1
#AREA1=4.17/10000
#L1=5+6/2
#AREA2=4.17/10000
#L2=3+6/2
*FASE 1:
: EXC(1) 68.00
8 ... EXC(1) 68
: CAL(2)
9 ... CAL(2)
*FASE 2:
: ANC(0) 68.50 3.66 30 25 RIGIANC(AREA1,L1)
10 ... ANC(0) 68.5 3.66 30 25 1094.625
: CAL(2)
11 ... CAL(2)
: EXC(1) 64.50
12 ... EXC(1) 64.5
: LOA 67.00 64.50 -2.17 -2.17
13 ... LOA 67 64.5 -2.17 -2.17
: CAL(2)
14 ... CAL(2)
*FASE 3:
: ANC(0) 65.00 3.66 10 25 RIGIANC(AREA2,L2)
15 ... ANC(0) 65 3.66 10 25 1459.5
: CAL(2)
16 ... CAL(2)
: EXC(1) 61.00
17 ... EXC(1) 61
: LOA 64.50 61.00 -2.17 -2.17
18 ... LOA 64.5 61 -2.17 -2.17
: CAL(2)
19 ... CAL(2)
*FASE 4:
: ANC(0) 61.50 3.66 10 25 RIGIANC(AREA2,L2)
20 ... ANC(0) 61.5 3.66 10 25 1459.5
: CAL(2)
21 ... CAL(2)
: EXC(1) 57.50
22 ... EXC(1) 57.5
: LOA 61.00 57.50 -2.17 -2.17
23 ... LOA 61 57.5 -2.17 -2.17
: CAL(2)
24 ... CAL(2)
*FASE 5:
: ANC(0) 58.00 3.66 10 25 RIGIANC(AREA2,L2)
25 ... ANC(0) 58 3.66 10 25 1459.5
: CAL(2)
26 ... CAL(2)
: EXC(1) 54.00
27 ... EXC(1) 54
: LOA 57.50 54.00 -2.17 -2.17
28 ... LOA 57.5 54 -2.17 -2.17
: CAL(2)
29 ... CAL(2)
*FASE 6:
: ANC(0) 54.50 3.66 10 25 RIGIANC(AREA2,L2)
30 ... ANC(0) 54.5 3.66 10 25 1459.5
: CAL(2)
31 ... CAL(2)
: EXC(1) 50.50
32 ... EXC(1) 50.5
: LOA 54.00 50.50 -2.17 -2.17
33 ... LOA 54 50.5 -2.17 -2.17
: CAL(2)
34 ... CAL(2)
*FASE 7:
: ANC(0) 51.00 3.66 10 25 RIGIANC(AREA2,L2)
35 ... ANC(0) 51 3.66 10 25 1459.5
: CAL(2)
36 ... CAL(2)
: EXC(1) 46.40
37 ... EXC(1) 46.4
: LOA 50.50 46.40 -2.17 0
```

```
38 ... LOA 50.5 46.4 -2.17 0
      : CAL(2)
39 ... CAL(2)
      : FIN
40 ... FIN
      : STA
41 ... STA
      : STOP
42 ... STOP
```

*16-07-2012
 *DEFINICION DE CONSTANTES y VARIABLES
 *MICROPILOTES
 *MICROPILOTES CADA 33 CM

** COMIENZO DE DATOS **

* LAS SOBRECARGAS DE BOUSSINESQ FUNCIÓN DEL ESTADO DE SUELO

*** DESCRIPCIÓN DE LA PARED :

SECCIÓN N° 1 DE 70.000 m A 42.400 m : PRODUCTO DE INERCIA EI RIGIDEZ CILÍNDRICA
 368. T.m2/m 0. T/m3

*DEFINICION TERRENO

*** DESCRIPCIÓN DE SUELO :

CAPA N° 1 DE 70.000 m A 67.000 m :

PESO ESPECIFICO HUMEDO	GH =	2.000 T/m3
PESO ESPECIFICO SUMERGIDO	GD =	1.000 T/m3
COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.	KA =	0.374
COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.	K0 =	0.577
COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.	KP =	1.980
COHESIÓN	C =	1.670 T/m2
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PHI =	25.000 GRADOS
PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI	=	0.330
PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI	=	-0.330
MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)	=	593.469 T/m3
MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN	=	0.000 1/m

CAPA N° 2 DE 67.000 m A 10.000 m :

PESO ESPECIFICO HUMEDO	GH =	2.700 T/m3
PESO ESPECIFICO SUMERGIDO	GD =	1.700 T/m3
COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.	KA =	0.155
COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.	K0 =	0.293
COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.	KP =	10.689
COHESIÓN	C =	100.000 T/m2
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PHI =	45.000 GRADOS
PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI	=	0.330
PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI	=	-0.330
MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)	=	25265.600 T/m3
MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN	=	0.000 1/m

*NIVEL FREATICO

** FASE No 1 **

*SOBRECARGAS

* CANCELACIÓN DE SOBRECARGA DE BOUSSINESQ SOBRE SUELO 2

* ADICIÓN DE UNA SOBRECARGA DE BOUSSINESQ SOBRE SUELO 2
NIV. = 70.000 m A = 0.000 m B = 100.000 m Q = 1.000 T/m2

*FASE 1:

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 68.000 m

FASE 1						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS		
P A R E D						EXCAVACIÓN: 68.00 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m					
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m					
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2					
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA	
70.000	-7.397	2.429	0.00	0.00		0			-1					
69.625	-6.486	2.429	0.00	0.00		0			-1					
69.250	-5.575	2.429	0.00	0.00		0			-1					
68.875	-4.664	2.429	0.00	0.00		0			-1					
68.500	-3.753	2.429	0.00	-0.01		0			2	0.07	0.07	593		
68.000	-2.542	2.400	-0.07	-0.37		0			2	1.36	0.56	593		
						2	1.51	593	2	1.36	0.56	593		
67.500	-1.388	2.166	-0.30	-0.64		2	1.40	593	2	2.62	0.56	593		
67.000	-0.453	1.461	-0.82	-1.53		2	1.42	593	2	3.75	0.56	593		
						2	12.02	25266	-1					
66.500	-0.018	0.337	-0.60	1.34		2	1.44	25266	2	1.97	0.28	25266		
66.000	0.016	-0.076	-0.07	0.64		2	0.96	25266	2	3.24	0.28	25266		
65.500	-0.021	-0.050	0.05	-0.02		2	2.31	25266	2	2.68	0.28	25266		
65.000	-0.032	-0.001	0.02	-0.07		2	2.97	25266	2	2.81	0.27	25266		
64.500	-0.030	0.005	0.00	-0.01		2	3.32	25266	2	3.25	0.27	25266		
64.125	-0.029	0.002	0.00	0.00		2	3.58	25266	2	3.58	0.27	25266		
63.750	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	3.87	25266	2	3.88	0.27	25266		
63.375	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	4.17	25266	2	4.18	0.27	25266		
63.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	4.47	25266	2	4.47	0.27	25266		
62.625	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	4.76	25266	2	4.76	0.27	25266		
62.250	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	5.06	25266	2	5.06	0.26	25266		
61.875	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	5.36	25266	2	5.36	0.26	25266		
61.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	5.65	25266	2	5.65	0.26	25266		
61.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	6.05	25266	2	6.05	0.26	25266		
60.625	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	6.34	25266	2	6.34	0.26	25266		
60.250	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	6.64	25266	2	6.64	0.26	25266		
59.875	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	6.93	25266	2	6.93	0.26	25266		
59.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	7.23	25266	2	7.23	0.25	25266		
59.125	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	7.53	25266	2	7.53	0.25	25266		
58.750	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	7.82	25266	2	7.82	0.25	25266		
58.375	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	8.12	25266	2	8.12	0.25	25266		
58.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	8.41	25266	2	8.41	0.25	25266		
57.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	8.81	25266	2	8.81	0.25	25266		
57.125	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	9.10	25266	2	9.10	0.25	25266		
56.750	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	9.40	25266	2	9.40	0.24	25266		
56.375	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	9.70	25266	2	9.70	0.24	25266		
56.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	9.99	25266	2	9.99	0.24	25266		
55.625	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	10.29	25266	2	10.29	0.24	25266		
55.250	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	10.58	25266	2	10.58	0.24	25266		
54.875	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	10.88	25266	2	10.88	0.24	25266		
54.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	11.17	25266	2	11.17	0.24	25266		
54.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	11.57	25266	2	11.57	0.23	25266		
53.625	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	11.87	25266	2	11.87	0.23	25266		
53.250	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	12.16	25266	2	12.16	0.23	25266		
52.875	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	12.46	25266	2	12.46	0.23	25266		
52.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	12.75	25266	2	12.75	0.23	25266		
52.125	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	13.05	25266	2	13.05	0.23	25266		
51.750	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	13.34	25266	2	13.34	0.23	25266		
51.375	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	13.64	25266	2	13.64	0.22	25266		
51.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	13.94	25266	2	13.94	0.22	25266		
50.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	14.33	25266	2	14.33	0.22	25266		
50.244	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	14.53	25266	2	14.53	0.22	25266		
49.987	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	14.74	25266	2	14.74	0.22	25266		
49.731	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	14.94	25266	2	14.94	0.22	25266		
49.475	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	15.14	25266	2	15.14	0.22	25266		
49.219	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	15.34	25266	2	15.34	0.22	25266		
48.963	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	15.54	25266	2	15.54	0.22	25266		
48.706	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	15.75	25266	2	15.75	0.22	25266		
48.450	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	15.95	25266	2	15.95	0.21	25266		
48.194	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	16.15	25266	2	16.15	0.21	25266		
47.938	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	16.35	25266	2	16.35	0.21	25266		
47.681	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	16.56	25266	2	16.56	0.21	25266		
47.425	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	16.76	25266	2	16.76	0.21	25266		
47.169	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	16.96	25266	2	16.96	0.21	25266		
46.913	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	17.16	25266	2	17.16	0.21	25266		
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3	T

FASE 1 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
46.656	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	17.36	0.00	25266	2	17.36	0.21	25266
46.400	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	17.57	0.00	25266	2	17.57	0.21	25266
45.900	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	17.96	0.00	25266	2	17.96	0.21	25266
45.400	-0.027	0.001	0.00	-0.01		2	18.34	0.00	25266	2	18.37	0.20	25266
44.900	-0.027	-0.001	0.00	-0.01		2	18.74	0.00	25266	2	18.76	0.20	25266
44.400	-0.030	-0.006	-0.01	0.02		2	19.22	0.01	25266	2	19.09	0.21	25266
43.900	-0.029	-0.003	0.00	-0.05		2	19.59	0.01	25266	2	19.53	0.23	25266
43.400	-0.029	-0.090	-0.02	-0.04		2	19.92	-0.05	25266	2	19.96	0.26	25266
42.900	-0.022	-0.185	-0.10	-0.84		2	20.62	0.42	25266	2	20.38	0.12	25266
42.400	-0.231	-0.233	0.00	0.00		2	26.06	0.18	25266	2	15.94	0.57	25266
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T	
<div> <div>DESPLAZAMIENTO MÁX. = -7.40 mm</div> <div>CODIFICACIÓN : -1 = SEPARACIÓN</div> <div>DE ESTADO : 0 = EXCAVACIÓN</div> <div>DE SUELO : 1 = PRESIÓN ACTIVA</div> <div>2 = ELÁSTICO</div> <div>3 = PRESIÓN PASIVA</div> </div>													
MOMENTO MÁXIMO = -0.82 m.T/m													

(3 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.009 = (275.92 T/m)/(31589.48 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.008 = (273.22 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.25 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 6.60 T/m

** FASE No 2 **

*FASE 2:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS	Nº 1	NIVEL	=	68.500 m
		ESPACIADO	=	3.660 m
		INCLINACIÓN	=	30.000 GRADOS
		PRECARGA	=	25.000 T
		RIGIDEZ	=	1094.625 T/m
		CONEXIÓN BILATERAL		

FASE 2						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS			
P A R E D						EXCAVACIÓN: 68.00 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m						
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m						
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2						
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
70.000	-0.499	1.317	0.00	0.00		0				2	0.28	0.28	593		
69.625	-0.006	1.306	-0.04	-0.24		0				2	1.00	0.57	593		
69.250	0.468	1.194	-0.21	-0.75		0				2	1.72	0.57	593		
68.875	0.853	0.787	-0.63	-1.52		0				2	2.37	0.57	593		
68.500	0.985	-0.207	-1.38	-2.50		0				2	2.88	0.57	593		
				3.41		0				2	2.88	0.57	593	1	25.00
68.000	0.585	-1.091	-0.05	1.89		0				2	3.22	0.56	593		
67.500	0.107	-0.696	0.50	0.33		2	0.51		593	2	3.51	0.56	593		
67.000	-0.073	-0.069	0.30	-1.11		2	1.20		593	2	3.98	0.56	593		
						2	2.42		25266	2	0.20	0.20	25266		
66.500	-0.054	0.075	-0.02	-0.24		2	2.33		25266	2	1.08	0.28	25266		
66.000	-0.029	0.021	-0.03	0.07		2	2.10		25266	2	2.10	0.28	25266		
65.500	-0.026	-0.004	0.00	0.04		2	2.43		25266	2	2.56	0.28	25266		
65.000	-0.028	-0.003	0.00	0.00		2	2.88		25266	2	2.90	0.27	25266		
64.500	-0.029	0.000	0.00	0.00		2	3.29		25266	2	3.28	0.27	25266		
64.125	-0.029	0.000	0.00	0.00		2	3.58		25266	2	3.58	0.27	25266		
63.750	-0.029	0.000	0.00	0.00		2	3.88		25266	2	3.88	0.27	25266		
63.375	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	4.17		25266	2	4.17	0.27	25266		
63.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	4.47		25266	2	4.47	0.27	25266		
62.625	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	4.76		25266	2	4.76	0.27	25266		
62.250	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	5.06		25266	2	5.06	0.26	25266		
61.875	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	5.36		25266	2	5.36	0.26	25266		
61.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	5.65		25266	2	5.65	0.26	25266		
61.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	6.05		25266	2	6.05	0.26	25266		
60.625	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	6.34		25266	2	6.34	0.26	25266		
60.250	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	6.64		25266	2	6.64	0.26	25266		
59.875	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	6.93		25266	2	6.93	0.26	25266		
59.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	7.23		25266	2	7.23	0.25	25266		
59.125	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	7.53		25266	2	7.53	0.25	25266		
58.750	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	7.82		25266	2	7.82	0.25	25266		
58.375	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	8.12		25266	2	8.12	0.25	25266		
58.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	8.41		25266	2	8.41	0.25	25266		
57.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	8.81		25266	2	8.81	0.25	25266		
57.125	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	9.10		25266	2	9.10	0.25	25266		
56.750	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	9.40		25266	2	9.40	0.24	25266		
56.375	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	9.70		25266	2	9.70	0.24	25266		
56.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	9.99		25266	2	9.99	0.24	25266		
55.625	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	10.29		25266	2	10.29	0.24	25266		
55.250	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	10.58		25266	2	10.58	0.24	25266		
54.875	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	10.88		25266	2	10.88	0.24	25266		
54.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	11.17		25266	2	11.17	0.24	25266		
54.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	11.57		25266	2	11.57	0.23	25266		
53.625	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	11.87		25266	2	11.87	0.23	25266		
53.250	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	12.16		25266	2	12.16	0.23	25266		
52.875	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	12.46		25266	2	12.46	0.23	25266		
52.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	12.75		25266	2	12.75	0.23	25266		
52.125	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	13.05		25266	2	13.05	0.23	25266		
51.750	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	13.34		25266	2	13.34	0.23	25266		
51.375	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	13.64		25266	2	13.64	0.22	25266		
51.000	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	13.94		25266	2	13.94	0.22	25266		
50.500	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	14.33		25266	2	14.33	0.22	25266		
50.244	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	14.53		25266	2	14.53	0.22	25266		
49.987	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	14.74		25266	2	14.74	0.22	25266		
49.731	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	14.94		25266	2	14.94	0.22	25266		
49.475	-0.028	0.000	0.00	0.00		2	15.14		25266	2	15.14	0.22	25266		
49.219	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	15.34		25266	2	15.34	0.22	25266		
48.963	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	15.54		25266	2	15.54	0.22	25266		
48.706	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	15.75		25266	2	15.75	0.22	25266		
48.450	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	15.95		25266	2	15.95	0.21	25266		
48.194	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	16.15		25266	2	16.15	0.21	25266		
47.938	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	16.35		25266	2	16.35	0.21	25266		
47.681	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	16.56		25266	2	16.56	0.21	25266		
47.425	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	16.76		25266	2	16.76	0.21	25266		
47.169	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	16.96		25266	2	16.96	0.21	25266		
46.913	-0.027	0.000	0.00	0.00		2	17.16		25266	2	17.16	0.21	25266		
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T

FASE 2 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
46.656	-0.027	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.36	25266	2	17.36	0.21	25266	
46.400	-0.027	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.57	25266	2	17.57	0.21	25266	
45.900	-0.027	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.96	0.00	2	17.97	0.20	25266	
45.400	-0.027	-0.001	0.00	0.00	0.00	2	18.36	0.00	2	18.35	0.20	25266	
44.900	-0.028	0.001	0.00	0.01	0.01	2	18.79	0.01	2	18.71	0.20	25266	
44.400	-0.025	0.000	-0.01	0.02	0.02	2	19.04	-0.05	2	19.21	0.21	25266	
43.900	-0.027	0.016	-0.03	-0.03	-0.03	2	19.55	0.01	2	19.58	0.24	25266	
43.400	-0.009	-0.040	-0.21	-0.38	-0.38	2	19.30	-0.18	2	20.70	0.51	25266	
42.900	-0.140	-0.158	-0.36	-0.85	-0.85	2	22.76	-0.42	2	18.24	0.96	25266	
42.400	0.063	-1.262	0.00	0.00	0.00	2	21.95	3.50	2	26.05	3.25	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3		T
<div> <div>DESPLAZAMIENTO MÁX. = 0.99 mm</div> <div>CODIFICACIÓN : -1 = SEPARACIÓN</div> <div>DE ESTADO : 0 = EXCAVACIÓN</div> <div>DE SUELO : 1 = PRESIÓN ACTIVA</div> <div>: 2 = ELÁSTICO</div> <div>: 3 = PRESIÓN PASIVA</div> </div>													
MOMENTO MÁXIMO = -1.38 m.T/m													

(2 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.009 = (273.31 T/m)/(31589.48 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.008 = (278.76 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.56 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 8.78 T/m

** FASE No 3 **

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 64.500 m

* CARGA TRAPEZOIDAL DE 67.000 A 64.500 m
Q = -2.170 -2.170 T/m2

FASE 3						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS			
P A R E D						EXCAVACIÓN: 64.50 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m						
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m						
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2						
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
70.000	1.158	-0.321	0.00	0.00		0				2	1.26	0.58	593		
69.625	1.035	-0.353	-0.10	-0.54		0				2	1.62	0.57	593		
69.250	0.867	-0.596	-0.42	-1.21		0				2	1.95	0.57	593		
68.875	0.529	-1.306	-1.02	-1.99		0				2	2.18	0.57	593		
68.500	-0.207	-2.776	-1.92	-2.80		0				2	2.18	0.57	593		
				3.38		0				2	2.18	0.57	593	1	26.13
68.000	-2.070	-4.349	-0.48	2.42		0				2	1.64	0.56	593		
67.500	-4.280	-4.256	0.56	1.79		0				2	0.91	0.56	593		
67.000	-6.122	-2.932	1.36	1.46		0				2	0.39	0.38	593		
					-2.17	0				-1					
66.500	-7.058	-0.707	1.82	0.38	-2.17	0				-1					
66.000	-6.787	1.776	1.74	-0.71	-2.17	0				-1					
65.500	-5.363	3.779	1.12	-1.79	-2.17	0				-1					
65.000	-3.211	4.565	-0.05	-2.88	-2.17	0				-1					
64.500	-1.123	3.398	-1.76	-3.96	-2.17	0				-1					
						2	28.37		25266	-1					
64.125	-0.226	1.393	-1.77	2.49		2	6.00		25266	-1					
63.750	0.025	0.137	-0.68	2.63		-1				2	5.24	0.27	25266		
63.375	-0.002	-0.174	-0.03	0.91		2	0.94		25266	2	4.84	0.27	25266		
63.000	-0.059	-0.110	0.10	-0.01		2	2.68		25266	2	3.69	0.27	25266		
62.625	-0.083	-0.024	0.06	-0.16		2	3.57		25266	2	3.39	0.27	25266		
62.250	-0.084	0.007	0.01	-0.08		2	3.91		25266	2	3.65	0.26	25266		
61.875	-0.081	0.008	0.00	-0.01		2	4.12		25266	2	4.02	0.26	25266		
61.500	-0.079	0.003	0.00	0.01		2	4.37		25266	2	4.37	0.26	25266		
61.000	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	4.76		25266	2	4.77	0.26	25266		
60.625	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	5.06		25266	2	5.06	0.26	25266		
60.250	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	5.36		25266	2	5.36	0.26	25266		
59.875	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	5.65		25266	2	5.65	0.26	25266		
59.500	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	5.95		25266	2	5.95	0.25	25266		
59.125	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	6.24		25266	2	6.24	0.25	25266		
58.750	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	6.54		25266	2	6.54	0.25	25266		
58.375	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	6.84		25266	2	6.84	0.25	25266		
58.000	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	7.13		25266	2	7.13	0.25	25266		
57.500	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	7.53		25266	2	7.53	0.25	25266		
57.125	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	7.82		25266	2	7.82	0.25	25266		
56.750	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	8.12		25266	2	8.12	0.24	25266		
56.375	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	8.41		25266	2	8.41	0.24	25266		
56.000	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	8.71		25266	2	8.71	0.24	25266		
55.625	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	9.01		25266	2	9.01	0.24	25266		
55.250	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	9.30		25266	2	9.30	0.24	25266		
54.875	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	9.60		25266	2	9.60	0.24	25266		
54.500	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	9.89		25266	2	9.89	0.24	25266		
54.000	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	10.29		25266	2	10.29	0.23	25266		
53.625	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	10.58		25266	2	10.58	0.23	25266		
53.250	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	10.88		25266	2	10.88	0.23	25266		
52.875	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	11.18		25266	2	11.18	0.23	25266		
52.500	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	11.47		25266	2	11.47	0.23	25266		
52.125	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	11.77		25266	2	11.77	0.23	25266		
51.750	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	12.06		25266	2	12.06	0.23	25266		
51.375	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	12.36		25266	2	12.36	0.22	25266		
51.000	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	12.66		25266	2	12.65	0.22	25266		
50.500	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	13.05		25266	2	13.05	0.22	25266		
50.244	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	13.25		25266	2	13.25	0.22	25266		
49.987	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	13.45		25266	2	13.45	0.22	25266		
49.731	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	13.66		25266	2	13.66	0.22	25266		
49.475	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	13.86		25266	2	13.86	0.22	25266		
49.219	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	14.06		25266	2	14.06	0.22	25266		
48.963	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	14.26		25266	2	14.26	0.22	25266		
48.706	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	14.46		25266	2	14.46	0.22	25266		
48.450	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	14.67		25266	2	14.67	0.21	25266		
48.194	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	14.87		25266	2	14.87	0.21	25266		
47.938	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	15.07		25266	2	15.07	0.21	25266		
47.681	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	15.27		25266	2	15.27	0.21	25266		
47.425	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	15.48		25266	2	15.48	0.21	25266		
47.169	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	15.68		25266	2	15.68	0.21	25266		
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T

FASE 3 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
46.913	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.88	25266	2	15.88	0.21	25266	
46.656	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.08	25266	2	16.08	0.21	25266	
46.400	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.28	25266	2	16.28	0.21	25266	
45.900	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.68	25266	2	16.68	0.21	25266	
45.400	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.07	25266	2	17.07	0.20	25266	
44.900	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.47	25266	2	17.47	0.20	25266	
44.400	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.86	0.00	2	17.87	0.20	25266	
43.900	-0.078	-0.002	0.00	0.00	0.00	2	18.26	0.00	2	18.26	0.19	25266	
43.400	-0.079	-0.004	0.00	0.01	0.01	2	18.68	0.00	2	18.62	0.20	25266	
42.900	-0.081	0.001	0.01	0.05	0.05	2	19.12	-0.01	2	18.94	0.18	25266	
42.400	-0.070	0.035	0.00	0.00	0.00	2	19.28	0.05	2	19.59	0.14	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T	
<div> <div>DESPLAZAMIENTO MÁX. = -7.06 mm</div> <div>MOMENTO MÁXIMO = -1.92 m.T/m</div> <div> <div>CODIFICACIÓN</div> <div>DE ESTADO</div> <div>DE SUELO</div> </div> <div> <div>-1 = SEPARACIÓN</div> <div>0 = EXCAVACIÓN</div> <div>1 = PRESIÓN ACTIVA</div> <div>2 = ELÁSTICO</div> <div>3 = PRESIÓN PASIVA</div> </div> </div>													

(4 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.009 = (241.50 T/m)/(27101.24 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.007 = (242.23 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.01 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 6.62 T/m

** FASE No 4 **

*FASE 3:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS	Nº 2	NIVEL	=	65.000 m
		ESPACIADO	=	3.660 m
		INCLINACIÓN	=	10.000 GRADOS
		PRECARGA	=	25.000 T
		RIGIDEZ	=	1459.500 T/m
		CONEXIÓN BILATERAL		

FASE 4													
P A R E D						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS	
						EXCAVACIÓN: 64.50 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m				
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m				
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
70.000	0.565	0.106	0.00	0.00		0			2	0.91	0.58	593	
69.625	0.603	0.081	-0.07	-0.43		0			2	1.37	0.57	593	
69.250	0.605	-0.112	-0.34	-1.02		0			2	1.80	0.57	593	
68.875	0.470	-0.699	-0.86	-1.76		0			2	2.15	0.57	593	
68.500	-0.003	-1.962	-1.67	-2.59		0			2	2.30	0.57	593	
				3.54		0			2	2.30	0.57	593	1 25.94
68.000	-1.368	-3.157	-0.18	2.46		0			2	2.06	0.56	593	
67.500	-2.882	-2.676	0.81	1.51		0			2	1.74	0.56	593	
67.000	-3.873	-1.168	1.34	0.64		0			2	1.72	0.56	593	
					-2.17	0			-1				
66.500	-3.980	0.752	1.39	-0.44	-2.17	0			-1				
66.000	-3.171	2.370	0.90	-1.53	-2.17	0			-1				
65.500	-1.783	2.951	-0.14	-2.61	-2.17	0			-1				
65.000	-0.517	1.756	-1.71	-3.70	-2.17	0			-1				
				3.03	-2.17	0			-1				
64.500	-0.068	0.302	-0.57	1.37	-2.17	0			2	2.30	0.27	25266	2 25.00
						2	1.71	25266	2	2.30	0.27	25266	
64.125	-0.032	-0.039	-0.14	0.81		2	1.11	25266	2	3.49	0.27	25266	
63.750	-0.058	-0.071	0.03	0.16		2	2.06	25266	2	3.13	0.27	25266	
63.375	-0.077	-0.029	0.04	-0.06		2	2.83	25266	2	2.95	0.27	25266	
63.000	-0.082	-0.002	0.01	-0.06		2	3.25	25266	2	3.12	0.27	25266	
62.625	-0.081	0.004	0.00	-0.02		2	3.52	25266	2	3.44	0.27	25266	
62.250	-0.080	0.002	0.00	0.00		2	3.79	25266	2	3.77	0.26	25266	
61.875	-0.079	0.001	0.00	0.00		2	4.07	25266	2	4.08	0.26	25266	
61.500	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	4.37	25266	2	4.37	0.26	25266	
61.000	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	4.76	25266	2	4.77	0.26	25266	
60.625	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	5.06	25266	2	5.06	0.26	25266	
60.250	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	5.36	25266	2	5.36	0.26	25266	
59.875	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	5.65	25266	2	5.65	0.26	25266	
59.500	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	5.95	25266	2	5.95	0.25	25266	
59.125	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	6.24	25266	2	6.24	0.25	25266	
58.750	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	6.54	25266	2	6.54	0.25	25266	
58.375	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	6.84	25266	2	6.84	0.25	25266	
58.000	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	7.13	25266	2	7.13	0.25	25266	
57.500	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	7.53	25266	2	7.53	0.25	25266	
57.125	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	7.82	25266	2	7.82	0.25	25266	
56.750	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	8.12	25266	2	8.12	0.24	25266	
56.375	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	8.41	25266	2	8.41	0.24	25266	
56.000	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	8.71	25266	2	8.71	0.24	25266	
55.625	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	9.01	25266	2	9.01	0.24	25266	
55.250	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	9.30	25266	2	9.30	0.24	25266	
54.875	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	9.60	25266	2	9.60	0.24	25266	
54.500	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	9.89	25266	2	9.89	0.24	25266	
54.000	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	10.29	25266	2	10.29	0.23	25266	
53.625	-0.079	0.000	0.00	0.00		2	10.58	25266	2	10.58	0.23	25266	
53.250	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	10.88	25266	2	10.88	0.23	25266	
52.875	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	11.18	25266	2	11.18	0.23	25266	
52.500	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	11.47	25266	2	11.47	0.23	25266	
52.125	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	11.77	25266	2	11.77	0.23	25266	
51.750	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	12.06	25266	2	12.06	0.23	25266	
51.375	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	12.36	25266	2	12.36	0.22	25266	
51.000	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	12.66	25266	2	12.65	0.22	25266	
50.500	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	13.05	25266	2	13.05	0.22	25266	
50.244	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	13.25	25266	2	13.25	0.22	25266	
49.987	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	13.45	25266	2	13.45	0.22	25266	
49.731	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	13.66	25266	2	13.66	0.22	25266	
49.475	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	13.86	25266	2	13.86	0.22	25266	
49.219	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	14.06	25266	2	14.06	0.22	25266	
48.963	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	14.26	25266	2	14.26	0.22	25266	
48.706	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	14.46	25266	2	14.46	0.22	25266	
48.450	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	14.67	25266	2	14.67	0.21	25266	
48.194	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	14.87	25266	2	14.87	0.21	25266	
47.938	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	15.07	25266	2	15.07	0.21	25266	
47.681	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	15.27	25266	2	15.27	0.21	25266	
47.425	-0.078	0.000	0.00	0.00		2	15.48	25266	2	15.48	0.21	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T

FASE 4 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
47.169	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.68	25266	2	15.68	0.21	25266	
46.913	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.88	25266	2	15.88	0.21	25266	
46.656	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.08	25266	2	16.08	0.21	25266	
46.400	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.28	25266	2	16.28	0.21	25266	
45.900	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.68	25266	2	16.68	0.21	25266	
45.400	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.07	0.00	2	17.07	0.20	25266	
44.900	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.47	0.00	2	17.47	0.20	25266	
44.400	-0.078	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.86	0.00	2	17.86	0.20	25266	
43.900	-0.078	0.001	0.00	0.01	0.01	2	18.26	0.00	2	18.25	0.20	25266	
43.400	-0.077	0.005	0.00	0.00	0.00	2	18.63	-0.01	2	18.69	0.21	25266	
42.900	-0.076	0.006	0.00	0.04	0.04	2	19.07	0.06	2	19.05	0.17	25266	
42.400	-0.071	0.019	0.00	0.00	0.00	2	19.35	0.07	2	19.65	0.25	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T	
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -3.98 mm						CODIFICACIÓN		-1 = SEPARACIÓN					
MOMENTO MÁXIMO = -1.71 m.T/m						DE ESTADO		0 = EXCAVACIÓN					
						DE SUELO		1 = PRESIÓN ACTIVA					
								2 = ELÁSTICO					
								3 = PRESIÓN PASIVA					

(5 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.009 = (236.25 T/m)/(27101.24 T/m)
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.007 = (243.78 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.04 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 6.92 T/m

** FASE No 5 **

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 61.000 m

* CARGA TRAPEZOIDAL DE 64.500 A 61.000 m
Q = -2.170 -2.170 T/m2

FASE 5						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS	
P A R E D						EXCAVACIÓN: 61.00 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m				
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m				
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
70.000	0.584	0.220	0.00	0.00		0			2	0.92	0.58	593	
69.625	0.664	0.195	-0.08	-0.44		0			2	1.40	0.57	593	
69.250	0.708	-0.002	-0.35	-1.05		0			2	1.86	0.57	593	
68.875	0.612	-0.604	-0.88	-1.81		0			2	2.23	0.57	593	
68.500	0.168	-1.903	-1.72	-2.68		0			2	2.40	0.57	593	
				3.42		0			2	2.40	0.57	593	
68.000	-1.192	-3.215	-0.30	2.28		0			2	2.17	0.56	593	
67.500	-2.788	-2.971	0.58	1.29		0			2	1.79	0.56	593	
67.000	-4.016	-1.846	1.01	0.43		0			2	1.64	0.56	593	
					-2.17	0			-1				
66.500	-4.589	-0.457	0.95	-0.65	-2.17	0			-1				
66.000	-4.548	0.487	0.35	-1.74	-2.17	0			-1				
65.500	-4.299	0.249	-0.79	-2.82	-2.17	0			-1				
65.000	-4.618	-1.907	-2.47	-3.91	-2.17	0			-1				
				4.40	-2.17	0			-1				
64.500	-6.178	-3.896	-0.54	3.32	-2.17	0			-1				
64.125	-7.669	-3.869	0.55	2.50	-2.17	0			-1				
63.750	-8.960	-2.884	1.33	1.69	-2.17	0			-1				
63.375	-9.751	-1.253	1.82	0.88	-2.17	0			-1				
63.000	-9.858	0.713	1.99	0.06	-2.17	0			-1				
62.625	-9.214	2.703	1.86	-0.75	-2.17	0			-1				
62.250	-7.867	4.406	1.43	-1.56	-2.17	0			-1				
61.875	-5.984	5.511	0.69	-2.38	-2.17	0			-1				
61.500	-3.847	5.708	-0.35	-3.19	-2.17	0			-1				
61.000	-1.310	4.019	-2.22	-4.28	-2.17	0			-1				
						2	33.10	25266	-1				
60.625	-0.267	1.571	-2.12	3.19		2	7.05	25266	2	0.31	0.26	25266	
60.250	0.003	0.104	-0.76	3.16		2	0.52	25266	2	7.42	0.26	25266	
59.875	-0.043	-0.222	-0.01	1.01		2	1.98	25266	2	6.56	0.26	25266	
59.500	-0.113	-0.128	0.13	-0.05		2	4.03	25266	2	5.10	0.25	25266	
59.125	-0.139	-0.025	0.07	-0.20		2	5.00	25266	2	4.72	0.25	25266	
58.750	-0.140	0.010	0.01	-0.09		2	5.32	25266	2	5.00	0.25	25266	
58.375	-0.136	0.009	-0.01	-0.01		2	5.51	25266	2	5.40	0.25	25266	
58.000	-0.134	0.003	0.00	0.01		2	5.75	25266	2	5.75	0.25	25266	
57.500	-0.133	-0.001	0.00	0.01		2	6.13	25266	2	6.15	0.25	25266	
57.125	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	6.43	25266	2	6.44	0.25	25266	
56.750	-0.134	0.000	0.00	0.00		2	6.73	25266	2	6.73	0.24	25266	
56.375	-0.134	0.000	0.00	0.00		2	7.03	25266	2	7.03	0.24	25266	
56.000	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	7.33	25266	2	7.33	0.24	25266	
55.625	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	7.62	25266	2	7.62	0.24	25266	
55.250	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	7.92	25266	2	7.92	0.24	25266	
54.875	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	8.21	25266	2	8.21	0.24	25266	
54.500	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	8.51	25266	2	8.51	0.24	25266	
54.000	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	8.90	25266	2	8.90	0.23	25266	
53.625	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	9.20	25266	2	9.20	0.23	25266	
53.250	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	9.50	25266	2	9.50	0.23	25266	
52.875	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	9.79	25266	2	9.79	0.23	25266	
52.500	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	10.09	25266	2	10.09	0.23	25266	
52.125	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	10.38	25266	2	10.38	0.23	25266	
51.750	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	10.68	25266	2	10.68	0.23	25266	
51.375	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	10.98	25266	2	10.98	0.22	25266	
51.000	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	11.27	25266	2	11.27	0.22	25266	
50.500	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	11.67	25266	2	11.67	0.22	25266	
50.244	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	11.87	25266	2	11.87	0.22	25266	
49.987	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	12.07	25266	2	12.07	0.22	25266	
49.731	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	12.27	25266	2	12.27	0.22	25266	
49.475	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	12.47	25266	2	12.47	0.22	25266	
49.219	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	12.68	25266	2	12.68	0.22	25266	
48.963	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	12.88	25266	2	12.88	0.22	25266	
48.706	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	13.08	25266	2	13.08	0.22	25266	
48.450	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	13.28	25266	2	13.28	0.21	25266	
48.194	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	13.49	25266	2	13.49	0.21	25266	
47.938	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	13.69	25266	2	13.69	0.21	25266	
47.681	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	13.89	25266	2	13.89	0.21	25266	
47.425	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	14.09	25266	2	14.09	0.21	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T

FASE 5 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
47.169	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.29	25266	2	14.29	0.21	25266	
46.913	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.50	25266	2	14.50	0.21	25266	
46.656	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.70	25266	2	14.70	0.21	25266	
46.400	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.90	25266	2	14.90	0.21	25266	
45.900	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.30	25266	2	15.30	0.21	25266	
45.400	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.69	25266	2	15.69	0.20	25266	
44.900	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.08	25266	2	16.08	0.20	25266	
44.400	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.48	25266	2	16.48	0.20	25266	
43.900	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.87	25266	2	16.87	0.20	25266	
43.400	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.27	25266	2	17.27	0.20	25266	
42.900	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.66	25266	2	17.66	0.20	25266	
42.400	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	18.06	25266	2	18.06	0.19	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T	
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -9.86 mm						CODIFICACIÓN		-1 = SEPARACIÓN		0 = EXCAVACIÓN			
MOMENTO MÁXIMO = -2.47 m.T/m						DE ESTADO		1 = PRESIÓN ACTIVA					
						DE SUELO		2 = ELÁSTICO					
								3 = PRESIÓN PASIVA					

(4 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.009 = (203.98 T/m)/(21869.76 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.006 = (205.37 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 5.86 T/m

** FASE No 6 **

*FASE 4:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS	Nº 3	NIVEL	=	61.500 m
		ESPACIADO	=	3.660 m
		INCLINACIÓN	=	10.000 GRADOS
		PRECARGA	=	25.000 T
		RIGIDEZ	=	1459.500 T/m
		CONEXIÓN BILATERAL		

FASE 6						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS	
P A R E D						EXCAVACIÓN: 61.00 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m				
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m				
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
70.000	0.592	0.161	0.00	0.00		0			2	0.93	0.58	593	
69.625	0.650	0.136	-0.08	-0.44		0			2	1.39	0.57	593	
69.250	0.673	-0.061	-0.35	-1.04		0			2	1.84	0.57	593	
68.875	0.554	-0.660	-0.88	-1.80		0			2	2.20	0.57	593	
68.500	0.091	-1.949	-1.71	-2.65		0			2	2.35	0.57	593	
				3.47		0			2	2.35	0.57	593	1 25.85
68.000	-1.284	-3.223	-0.26	2.35		0			2	2.11	0.56	593	
67.500	-2.864	-2.891	0.67	1.39		0			2	1.75	0.56	593	
67.000	-4.017	-1.612	1.15	0.54		0			2	1.64	0.56	593	
					-2.17	0			-1				
66.500	-4.419	0.006	1.14	-0.54	-2.17	0			-1				
66.000	-4.074	1.253	0.60	-1.63	-2.17	0			-1				
65.500	-3.351	1.393	-0.49	-2.71	-2.17	0			-1				
65.000	-2.988	-0.311	-2.11	-3.80	-2.17	0			-1				
				3.88	-2.17	0			-1			2 28.55	
64.500	-3.657	-1.987	-0.44	2.80	-2.17	0			-1				
64.125	-4.424	-1.956	0.45	1.98	-2.17	0			-1				
63.750	-5.029	-1.167	1.04	1.17	-2.17	0			-1				
63.375	-5.244	0.069	1.33	0.36	-2.17	0			-1				
63.000	-4.960	1.441	1.31	-0.46	-2.17	0			-1				
62.625	-4.185	2.639	0.99	-1.27	-2.17	0			-1				
62.250	-3.042	3.351	0.36	-2.08	-2.17	0			-1				
61.875	-1.771	3.266	-0.58	-2.90	-2.17	0			-1				
61.500	-0.731	2.073	-1.82	-3.71	-2.17	0			-1			3 25.00	
				3.01	-2.17	0			-1				
61.000	-0.159	0.469	-0.69	1.25	-2.17	0			2	2.74	0.26	25266	
						2	4.02	25266	2	2.74	0.26	25266	
60.625	-0.085	0.009	-0.22	1.02		2	2.44	25266	2	4.91	0.26	25266	
60.250	-0.105	-0.077	0.01	0.29		2	3.25	25266	2	4.69	0.26	25266	
59.875	-0.128	-0.040	0.04	-0.04		2	4.13	25266	2	4.41	0.26	25266	
59.500	-0.136	-0.006	0.02	-0.07		2	4.62	25266	2	4.51	0.25	25266	
59.125	-0.136	0.004	0.00	-0.03		2	4.91	25266	2	4.81	0.25	25266	
58.750	-0.134	0.003	0.00	0.00		2	5.17	25266	2	5.14	0.25	25266	
58.375	-0.134	0.001	0.00	0.00		2	5.45	25266	2	5.45	0.25	25266	
58.000	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	5.74	25266	2	5.75	0.25	25266	
57.500	-0.134	0.000	0.00	0.00		2	6.14	25266	2	6.14	0.25	25266	
57.125	-0.134	0.000	0.00	0.00		2	6.44	25266	2	6.44	0.25	25266	
56.750	-0.134	0.000	0.00	0.00		2	6.73	25266	2	6.73	0.24	25266	
56.375	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	7.03	25266	2	7.03	0.24	25266	
56.000	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	7.33	25266	2	7.33	0.24	25266	
55.625	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	7.62	25266	2	7.62	0.24	25266	
55.250	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	7.92	25266	2	7.92	0.24	25266	
54.875	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	8.21	25266	2	8.21	0.24	25266	
54.500	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	8.51	25266	2	8.51	0.24	25266	
54.000	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	8.90	25266	2	8.90	0.23	25266	
53.625	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	9.20	25266	2	9.20	0.23	25266	
53.250	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	9.50	25266	2	9.50	0.23	25266	
52.875	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	9.79	25266	2	9.79	0.23	25266	
52.500	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	10.09	25266	2	10.09	0.23	25266	
52.125	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	10.38	25266	2	10.38	0.23	25266	
51.750	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	10.68	25266	2	10.68	0.23	25266	
51.375	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	10.98	25266	2	10.98	0.22	25266	
51.000	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	11.27	25266	2	11.27	0.22	25266	
50.500	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	11.67	25266	2	11.67	0.22	25266	
50.244	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	11.87	25266	2	11.87	0.22	25266	
49.987	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	12.07	25266	2	12.07	0.22	25266	
49.731	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	12.27	25266	2	12.27	0.22	25266	
49.475	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	12.47	25266	2	12.47	0.22	25266	
49.219	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	12.68	25266	2	12.68	0.22	25266	
48.963	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	12.88	25266	2	12.88	0.22	25266	
48.706	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	13.08	25266	2	13.08	0.22	25266	
48.450	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	13.28	25266	2	13.28	0.21	25266	
48.194	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	13.49	25266	2	13.49	0.21	25266	
47.938	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	13.69	25266	2	13.69	0.21	25266	
47.681	-0.133	0.000	0.00	0.00		2	13.89	25266	2	13.89	0.21	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T

FASE 6 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
47.425	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.09	25266	2	14.09	0.21	25266	
47.169	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.29	25266	2	14.29	0.21	25266	
46.913	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.50	25266	2	14.50	0.21	25266	
46.656	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.70	25266	2	14.70	0.21	25266	
46.400	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.90	25266	2	14.90	0.21	25266	
45.900	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.30	25266	2	15.30	0.21	25266	
45.400	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.69	25266	2	15.69	0.20	25266	
44.900	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.08	25266	2	16.08	0.20	25266	
44.400	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.48	25266	2	16.48	0.20	25266	
43.900	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.87	25266	2	16.87	0.20	25266	
43.400	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.27	25266	2	17.27	0.20	25266	
42.900	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	17.66	25266	2	17.66	0.20	25266	
42.400	-0.133	0.000	0.00	0.00	0.00	2	18.06	25266	2	18.06	0.19	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3		T
	DESPLAZAMIENTO MÁX.	=	-5.24 mm						-1 = SEPARACIÓN				
									0 = EXCAVACIÓN				
	MOMENTO MÁXIMO	=	-2.11 m.T/m						1 = PRESIÓN ACTIVA				
									2 = ELÁSTICO				
									3 = PRESIÓN PASIVA				

(4 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.009 = (198.75 T/m)/(21869.76 T/m)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.006 = (206.25 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 5.98 T/m

** FASE No 7 **

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 57.500 m

* CARGA TRAPEZOIDAL DE 61.000 A 57.500 m
Q = -2.170 -2.170 T/m2

FASE 7														
P A R E D						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/		
						EXCAVACIÓN: 57.50 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m			ANCLAS		
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m					
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2					
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº FUERZA		
70.000	0.555	0.180	0.00	0.00		0			2	0.91	0.58	593		
69.625	0.620	0.156	-0.07	-0.43		0			2	1.38	0.57	593		
69.250	0.651	-0.038	-0.34	-1.03		0			2	1.82	0.57	593		
68.875	0.543	-0.629	-0.86	-1.78		0			2	2.19	0.57	593		
68.500	0.094	-1.904	-1.69	-2.63		0			2	2.35	0.57	593		
				3.48		0			2	2.35	0.57	593		
68.000	-1.251	-3.147	-0.23	2.36		0			2	2.13	0.56	593		
67.500	-2.785	-2.779	0.69	1.38		0			2	1.79	0.56	593		
67.000	-3.873	-1.467	1.16	0.50		0			2	1.72	0.56	593		
					-2.17	0			-1					
66.500	-4.198	0.163	1.14	-0.58	-2.17	0			-1					
66.000	-3.776	1.397	0.58	-1.67	-2.17	0			-1					
65.500	-2.990	1.497	-0.52	-2.75	-2.17	0			-1					
65.000	-2.591	-0.271	-2.17	-3.84	-2.17	0			-1					
				3.69	-2.17	0			-1					
64.500	-3.270	-2.090	-0.60	2.61	-2.17	0			-1			2 27.98		
64.125	-4.110	-2.251	0.23	1.79	-2.17	0			-1					
63.750	-4.873	-1.728	0.75	0.98	-2.17	0			-1					
63.375	-5.360	-0.830	0.96	0.17	-2.17	0			-1					
63.000	-5.488	0.130	0.87	-0.65	-2.17	0			-1					
62.625	-5.293	0.843	0.48	-1.46	-2.17	0			-1					
62.250	-4.925	0.998	-0.22	-2.28	-2.17	0			-1					
61.875	-4.653	0.282	-1.23	-3.09	-2.17	0			-1					
61.500	-4.861	-1.614	-2.54	-3.90	-2.17	0			-1					
				4.42	-2.17	0			-1			3 30.94		
61.000	-6.297	-3.689	-0.60	3.34	-2.17	0			-1					
60.625	-7.721	-3.718	0.50	2.52	-2.17	0			-1					
60.250	-8.965	-2.783	1.29	1.71	-2.17	0			-1					
59.875	-9.726	-1.195	1.78	0.89	-2.17	0			-1					
59.500	-9.818	0.735	1.96	0.08	-2.17	0			-1					
59.125	-9.171	2.696	1.84	-0.73	-2.17	0			-1					
58.750	-7.831	4.376	1.41	-1.55	-2.17	0			-1					
58.375	-5.963	5.466	0.68	-2.36	-2.17	0			-1					
58.000	-3.845	5.653	-0.36	-3.17	-2.17	0			-1					
57.500	-1.335	3.963	-2.22	-4.26	-2.17	0			-1					
						2	33.74	25266	-1					
57.125	-0.312	1.530	-2.09	3.24		2	8.18	25266	2	1.93	0.25	25266		
56.750	-0.052	0.092	-0.74	3.11		2	1.90	25266	2	8.80	0.24	25266		
56.375	-0.099	-0.221	0.00	0.98		2	3.40	25266	2	7.90	0.24	25266		
56.000	-0.168	-0.125	0.13	-0.06		2	5.43	25266	2	6.45	0.24	25266		
55.625	-0.194	-0.023	0.06	-0.20		2	6.38	25266	2	6.10	0.24	25266		
55.250	-0.194	0.010	0.01	-0.09		2	6.69	25266	2	6.38	0.24	25266		
54.875	-0.190	0.009	-0.01	-0.01		2	6.88	25266	2	6.78	0.24	25266		
54.500	-0.188	0.003	0.00	0.01		2	7.12	25266	2	7.13	0.24	25266		
54.000	-0.188	-0.001	0.00	0.01		2	7.51	25266	2	7.53	0.23	25266		
53.625	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	7.81	25266	2	7.82	0.23	25266		
53.250	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	8.11	25266	2	8.11	0.23	25266		
52.875	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	8.41	25266	2	8.41	0.23	25266		
52.500	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	8.70	25266	2	8.70	0.23	25266		
52.125	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	9.00	25266	2	9.00	0.23	25266		
51.750	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	9.30	25266	2	9.30	0.23	25266		
51.375	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	9.59	25266	2	9.59	0.22	25266		
51.000	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	9.89	25266	2	9.89	0.22	25266		
50.500	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	10.28	25266	2	10.28	0.22	25266		
50.244	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	10.48	25266	2	10.48	0.22	25266		
49.987	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	10.69	25266	2	10.69	0.22	25266		
49.731	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	10.89	25266	2	10.89	0.22	25266		
49.475	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	11.09	25266	2	11.09	0.22	25266		
49.219	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	11.29	25266	2	11.29	0.22	25266		
48.963	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	11.49	25266	2	11.49	0.22	25266		
48.706	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	11.70	25266	2	11.70	0.22	25266		
48.450	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	11.90	25266	2	11.90	0.21	25266		
48.194	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	12.10	25266	2	12.10	0.21	25266		
47.938	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	12.30	25266	2	12.30	0.21	25266		
47.681	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	12.51	25266	2	12.51	0.21	25266		
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3	T

FASE 7 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
47.425	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	12.71	25266	2	12.71	0.21	25266	
47.169	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	12.91	25266	2	12.91	0.21	25266	
46.913	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.11	25266	2	13.11	0.21	25266	
46.656	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.31	25266	2	13.31	0.21	25266	
46.400	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.52	25266	2	13.52	0.21	25266	
45.900	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.91	25266	2	13.91	0.21	25266	
45.400	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.31	25266	2	14.31	0.20	25266	
44.900	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.70	25266	2	14.70	0.20	25266	
44.400	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.10	25266	2	15.10	0.20	25266	
43.900	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.49	25266	2	15.49	0.20	25266	
43.400	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.88	25266	2	15.88	0.20	25266	
42.900	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.28	25266	2	16.28	0.20	25266	
42.400	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.67	25266	2	16.67	0.19	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3		T
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -9.82 mm						CODIFICACIÓN :			-1 = SEPARACIÓN				
						DE ESTADO :			0 = EXCAVACIÓN				
MOMENTO MÁXIMO = -2.54 m.T/m						DE SUELO :			1 = PRESIÓN ACTIVA				
									2 = ELÁSTICO				
									3 = PRESIÓN PASIVA				

(5 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.010 = (166.21 T/m)/(16991.83 T/m)
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.005 = (167.56 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 4.98 T/m

** FASE No 8 **

*FASE 5:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS	Nº 4	NIVEL	=	58.000 m
		ESPACIADO	=	3.660 m
		INCLINACIÓN	=	10.000 GRADOS
		PRECARGA	=	25.000 T
		RIGIDEZ	=	1459.500 T/m
		CONEXIÓN BILATERAL		

FASE 8						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS	
P A R E D						EXCAVACIÓN: 57.50 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m				
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m				
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
70.000	0.569	0.175	0.00	0.00		0			2	0.92	0.58	593	
69.625	0.633	0.150	-0.08	-0.43		0			2	1.38	0.57	593	
69.250	0.661	-0.045	-0.34	-1.03		0			2	1.83	0.57	593	
68.875	0.549	-0.640	-0.87	-1.79		0			2	2.19	0.57	593	
68.500	0.096	-1.920	-1.70	-2.64		0			2	2.36	0.57	593	
				3.47		0			2	2.36	0.57	593	1 25.84
68.000	-1.261	-3.177	-0.25	2.35		0			2	2.12	0.56	593	
67.500	-2.814	-2.827	0.68	1.38		0			2	1.78	0.56	593	
67.000	-3.931	-1.533	1.15	0.51		0			2	1.69	0.56	593	
					-2.17	0			-1				
66.500	-4.293	0.084	1.14	-0.57	-2.17	0			-1				
66.000	-3.912	1.313	0.58	-1.66	-2.17	0			-1				
65.500	-3.167	1.417	-0.52	-2.74	-2.17	0			-1				
65.000	-2.806	-0.342	-2.16	-3.83	-2.17	0			-1				
					-3.79	-2.17	0		-1				2 28.29
64.500	-3.511	-2.113	-0.54	2.70	-2.17	0			-1				
64.125	-4.347	-2.198	0.32	1.89	-2.17	0			-1				
63.750	-5.069	-1.561	0.88	1.07	-2.17	0			-1				
63.375	-5.466	-0.514	1.13	0.26	-2.17	0			-1				
63.000	-5.443	0.632	1.07	-0.55	-2.17	0			-1				
62.625	-5.019	1.567	0.71	-1.37	-2.17	0			-1				
62.250	-4.333	1.979	0.05	-2.18	-2.17	0			-1				
61.875	-3.639	1.557	-0.92	-3.00	-2.17	0			-1				
61.500	-3.308	-0.010	-2.20	-3.81	-2.17	0			-1				
				3.91	-2.17	0			-1				3 28.71
61.000	-3.854	-1.792	-0.51	2.83	-2.17	0			-1				
60.625	-4.562	-1.827	0.39	2.02	-2.17	0			-1				
60.250	-5.129	-1.092	1.00	1.20	-2.17	0			-1				
59.875	-5.324	0.102	1.30	0.39	-2.17	0			-1				
59.500	-5.033	1.446	1.29	-0.43	-2.17	0			-1				
59.125	-4.260	2.626	0.98	-1.24	-2.17	0			-1				
58.750	-3.123	3.333	0.36	-2.05	-2.17	0			-1				
58.375	-1.858	3.256	-0.56	-2.87	-2.17	0			-1				
58.000	-0.817	2.084	-1.79	-3.68	-2.17	0			-1				
				3.05	-2.17	0			-1				4 25.00
57.500	-0.232	0.512	-0.69	1.05	-2.17	0			2	3.67	0.25	25266	
						2	5.85	25266	2	3.67	0.25	25266	
57.125	-0.144	0.034	-0.25	1.03		2	3.93	25266	2	6.18	0.25	25266	
56.750	-0.159	-0.072	0.00	0.33		2	4.60	25266	2	6.10	0.24	25266	
56.375	-0.181	-0.042	0.04	-0.02		2	5.47	25266	2	5.82	0.24	25266	
56.000	-0.190	-0.008	0.02	-0.07		2	5.99	25266	2	5.90	0.24	25266	
55.625	-0.190	0.003	0.00	-0.03		2	6.29	25266	2	6.19	0.24	25266	
55.250	-0.189	0.003	0.00	0.00		2	6.55	25266	2	6.52	0.24	25266	
54.875	-0.188	0.001	0.00	0.00		2	6.83	25266	2	6.83	0.24	25266	
54.500	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	7.12	25266	2	7.13	0.24	25266	
54.000	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	7.52	25266	2	7.52	0.23	25266	
53.625	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	7.82	25266	2	7.82	0.23	25266	
53.250	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	8.11	25266	2	8.11	0.23	25266	
52.875	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	8.41	25266	2	8.41	0.23	25266	
52.500	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	8.70	25266	2	8.70	0.23	25266	
52.125	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	9.00	25266	2	9.00	0.23	25266	
51.750	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	9.30	25266	2	9.30	0.23	25266	
51.375	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	9.59	25266	2	9.59	0.22	25266	
51.000	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	9.89	25266	2	9.89	0.22	25266	
50.500	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	10.28	25266	2	10.28	0.22	25266	
50.244	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	10.48	25266	2	10.48	0.22	25266	
49.987	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	10.69	25266	2	10.69	0.22	25266	
49.731	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	10.89	25266	2	10.89	0.22	25266	
49.475	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	11.09	25266	2	11.09	0.22	25266	
49.219	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	11.29	25266	2	11.29	0.22	25266	
48.963	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	11.49	25266	2	11.49	0.22	25266	
48.706	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	11.70	25266	2	11.70	0.22	25266	
48.450	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	11.90	25266	2	11.90	0.21	25266	
48.194	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	12.10	25266	2	12.10	0.21	25266	
47.938	-0.188	0.000	0.00	0.00		2	12.30	25266	2	12.30	0.21	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T

FASE 8 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
47.681	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	12.51	25266	2	12.51	0.21	25266	
47.425	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	12.71	25266	2	12.71	0.21	25266	
47.169	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	12.91	25266	2	12.91	0.21	25266	
46.913	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.11	25266	2	13.11	0.21	25266	
46.656	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.31	25266	2	13.31	0.21	25266	
46.400	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.52	25266	2	13.52	0.21	25266	
45.900	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.91	25266	2	13.91	0.21	25266	
45.400	-0.188	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.31	25266	2	14.31	0.20	25266	
44.900	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.70	25266	2	14.70	0.20	25266	
44.400	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.10	25266	2	15.10	0.20	25266	
43.900	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.49	25266	2	15.49	0.20	25266	
43.400	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.88	25266	2	15.88	0.20	25266	
42.900	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.28	25266	2	16.28	0.20	25266	
42.400	-0.187	0.000	0.00	0.00	0.00	2	16.67	25266	2	16.67	0.19	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3		T
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -5.47 mm						CODIFICACIÓN			-1 = SEPARACIÓN				
MOMENTO MÁXIMO = -2.20 m.T/m						DE ESTADO			0 = EXCAVACIÓN				
						DE SUELO			1 = PRESIÓN ACTIVA				
									2 = ELÁSTICO				
									3 = PRESIÓN PASIVA				

(4 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.009 = (161.29 T/m)/(16991.83 T/m)
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.005 = (168.85 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 5.09 T/m

** FASE No 9 **

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 54.000 m

* CARGA TRAPEZOIDAL DE 57.500 A 54.000 m
Q = -2.170 -2.170 T/m2

FASE 9						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS	
P A R E D						EXCAVACIÓN: 54.00 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m				
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m				
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR. SOPRAC. ELAST.			ESTADO PR. SOPRAC. ELAST.			Nº	FUERZA
70.000	0.572	0.170	0.00	0.00		0			2	0.92	0.58	593	
69.625	0.634	0.145	-0.08	-0.43		0			2	1.38	0.57	593	
69.250	0.660	-0.050	-0.34	-1.03		0			2	1.83	0.57	593	
68.875	0.546	-0.645	-0.87	-1.79		0			2	2.19	0.57	593	
68.500	0.091	-1.926	-1.70	-2.64		0			2	2.35	0.57	593	
				3.48		0			2	2.35	0.57	593	
68.000	-1.269	-3.183	-0.24	2.36		0			2	2.12	0.56	593	
67.500	-2.824	-2.829	0.68	1.39		0			2	1.77	0.56	593	
67.000	-3.941	-1.528	1.16	0.52		0			2	1.68	0.56	593	
					-2.17	0			-1				
66.500	-4.297	0.102	1.15	-0.56	-2.17	0			-1				
66.000	-3.902	1.351	0.60	-1.65	-2.17	0			-1				
65.500	-3.132	1.481	-0.50	-2.73	-2.17	0			-1				
65.000	-2.731	-0.245	-2.13	-3.82	-2.17	0			-1				
				3.77	-2.17	0			-1				
64.500	-3.380	-1.988	-0.52	2.68	-2.17	0			-1				
64.125	-4.167	-2.060	0.33	1.87	-2.17	0			-1				
63.750	-4.836	-1.418	0.88	1.05	-2.17	0			-1				
63.375	-5.179	-0.373	1.12	0.24	-2.17	0			-1				
63.000	-5.104	0.764	1.06	-0.57	-2.17	0			-1				
62.625	-4.634	1.682	0.69	-1.39	-2.17	0			-1				
62.250	-3.909	2.069	0.02	-2.20	-2.17	0			-1				
61.875	-3.187	1.615	-0.96	-3.01	-2.17	0			-1				
61.500	-2.842	0.010	-2.24	-3.83	-2.17	0			-1				
				3.71	-2.17	0			-1				
61.000	-3.404	-1.899	-0.66	2.63	-2.17	0			-1				
60.625	-4.183	-2.117	0.18	1.82	-2.17	0			-1				
60.250	-4.905	-1.642	0.71	1.00	-2.17	0			-1				
59.875	-5.366	-0.783	0.93	0.19	-2.17	0			-1				
59.500	-5.483	0.147	0.85	-0.63	-2.17	0			-1				
59.125	-5.286	0.838	0.46	-1.44	-2.17	0			-1				
58.750	-4.923	0.980	-0.23	-2.25	-2.17	0			-1				
58.375	-4.659	0.260	-1.23	-3.07	-2.17	0			-1				
58.000	-4.875	-1.631	-2.53	-3.88	-2.17	0			-1				
				4.42	-2.17	0			-1				
57.500	-6.316	-3.695	-0.60	3.33	-2.17	0			-1				
57.125	-7.741	-3.718	0.50	2.52	-2.17	0			-1				
56.750	-8.984	-2.779	1.29	1.70	-2.17	0			-1				
56.375	-9.744	-1.190	1.78	0.89	-2.17	0			-1				
56.000	-9.834	0.740	1.96	0.08	-2.17	0			-1				
55.625	-9.186	2.698	1.83	-0.74	-2.17	0			-1				
55.250	-7.846	4.374	1.40	-1.55	-2.17	0			-1				
54.875	-5.979	5.457	0.67	-2.37	-2.17	0			-1				
54.500	-3.866	5.637	-0.37	-3.18	-2.17	0			-1				
54.000	-1.368	3.932	-2.23	-4.26	-2.17	0			-1				
						2	34.58	25266	-1				
53.625	-0.357	1.499	-2.07	3.30		2	9.33	25266	2	3.54	0.23	25266	
53.250	-0.105	0.080	-0.73	3.09		2	3.25	25266	2	10.20	0.23	25266	
52.875	-0.155	-0.221	0.00	0.95		2	4.80	25266	2	9.24	0.23	25266	
52.500	-0.223	-0.123	0.13	-0.07		2	6.83	25266	2	7.81	0.23	25266	
52.125	-0.248	-0.022	0.06	-0.20		2	7.76	25266	2	7.47	0.23	25266	
51.750	-0.249	0.010	0.01	-0.09		2	8.07	25266	2	7.76	0.23	25266	
51.375	-0.245	0.009	-0.01	-0.01		2	8.26	25266	2	8.16	0.22	25266	
51.000	-0.243	0.003	0.00	0.01		2	8.50	25266	2	8.51	0.22	25266	
50.500	-0.242	-0.001	0.00	0.01		2	8.89	25266	2	8.91	0.22	25266	
50.244	-0.242	-0.001	0.00	0.00		2	9.10	25266	2	9.10	0.22	25266	
49.987	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	9.30	25266	2	9.30	0.22	25266	
49.731	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	9.50	25266	2	9.50	0.22	25266	
49.475	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	9.71	25266	2	9.71	0.22	25266	
49.219	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	9.91	25266	2	9.91	0.22	25266	
48.963	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	10.11	25266	2	10.11	0.22	25266	
48.706	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	10.31	25266	2	10.31	0.22	25266	
48.450	-0.242	0.000	0.00	0.00		2	10.52	25266	2	10.52	0.21	25266	
48.194	-0.242	0.000	0.00	0.00		2	10.72	25266	2	10.72	0.21	25266	
47.938	-0.242	0.000	0.00	0.00		2	10.92	25266	2	10.92	0.21	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T

FASE 9 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
47.681	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	11.12	25266	2	11.12	0.21	25266	
47.425	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	11.32	25266	2	11.32	0.21	25266	
47.169	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	11.53	25266	2	11.53	0.21	25266	
46.913	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	11.73	25266	2	11.73	0.21	25266	
46.656	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	11.93	25266	2	11.93	0.21	25266	
46.400	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	12.13	25266	2	12.13	0.21	25266	
45.900	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	12.53	25266	2	12.53	0.21	25266	
45.400	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	12.92	25266	2	12.92	0.20	25266	
44.900	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.32	25266	2	13.32	0.20	25266	
44.400	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.71	25266	2	13.71	0.20	25266	
43.900	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.11	25266	2	14.11	0.20	25266	
43.400	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.50	25266	2	14.50	0.20	25266	
42.900	-0.242	-0.001	0.00	0.00	0.00	2	14.89	25266	2	14.90	0.20	25266	
42.400	-0.243	-0.004	0.00	0.01	0.01	2	15.32	25266	2	15.26	0.19	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T	
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -9.83 mm						CODIFICACIÓN			-1 = SEPARACIÓN				
MOMENTO MÁXIMO = -2.53 m.T/m						DE ESTADO			0 = EXCAVACIÓN				
						DE SUELO			1 = PRESIÓN ACTIVA				
									2 = ELÁSTICO				
									3 = PRESIÓN PASIVA				

(5 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.010 = (128.50 T/m)/(12467.45 T/m)
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.004 = (129.82 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 4.14 T/m

** FASE No 10 **

*FASE 6:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS	Nº 5	NIVEL	=	54.500 m
		ESPACIADO	=	3.660 m
		INCLINACIÓN	=	10.000 GRADOS
		PRECARGA	=	25.000 T
		RIGIDEZ	=	1459.500 T/m
		CONEXIÓN BILATERAL		

FASE 10							S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS	
		P A R E D					EXCAVACIÓN: 54.00 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m				
							NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m				
							S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA	
70.000	0.571	0.172	0.00	0.00		0			2	0.92	0.58	593		
69.625	0.633	0.147	-0.08	-0.43		0			2	1.38	0.57	593		
69.250	0.660	-0.048	-0.34	-1.03		0			2	1.83	0.57	593		
68.875	0.547	-0.643	-0.87	-1.79		0			2	2.19	0.57	593		
68.500	0.093	-1.924	-1.70	-2.64		0			2	2.35	0.57	593		
				3.48		0			2	2.35	0.57	593	1	
68.000	-1.266	-3.180	-0.24	2.36		0			2	2.12	0.56	593	25.85	
67.500	-2.820	-2.827	0.68	1.38		0			2	1.77	0.56	593		
67.000	-3.935	-1.528	1.16	0.52		0			2	1.68	0.56	593		
					-2.17	0			-1					
66.500	-4.292	0.097	1.15	-0.57	-2.17	0			-1					
66.000	-3.902	1.338	0.59	-1.65	-2.17	0			-1					
65.500	-3.141	1.458	-0.51	-2.74	-2.17	0			-1					
65.000	-2.755	-0.281	-2.14	-3.82	-2.17	0			-1					
					3.77	-2.17	0		-1			2	28.22	
64.500	-3.426	-2.037	-0.53	2.69	-2.17	0			-1					
64.125	-4.231	-2.116	0.32	1.87	-2.17	0			-1					
63.750	-4.923	-1.479	0.87	1.06	-2.17	0			-1					
63.375	-5.290	-0.437	1.12	0.25	-2.17	0			-1					
63.000	-5.239	0.698	1.06	-0.57	-2.17	0			-1					
62.625	-4.794	1.616	0.69	-1.38	-2.17	0			-1					
62.250	-4.093	2.006	0.02	-2.20	-2.17	0			-1					
61.875	-3.394	1.557	-0.95	-3.01	-2.17	0			-1					
61.500	-3.069	-0.042	-2.24	-3.82	-2.17	0			-1					
					3.81	-2.17	0		-1			3	28.36	
61.000	-3.650	-1.909	-0.60	2.72	-2.17	0			-1					
60.625	-4.420	-2.055	0.27	1.91	-2.17	0			-1					
60.250	-5.099	-1.471	0.83	1.10	-2.17	0			-1					
59.875	-5.471	-0.469	1.09	0.28	-2.17	0			-1					
59.500	-5.437	0.641	1.04	-0.53	-2.17	0			-1					
59.125	-5.016	1.548	0.69	-1.35	-2.17	0			-1					
58.750	-4.340	1.940	0.03	-2.16	-2.17	0			-1					
58.375	-3.663	1.508	-0.93	-2.97	-2.17	0			-1					
58.000	-3.352	-0.062	-2.20	-3.79	-2.17	0			-1					
					3.92	-2.17	0		-1			4	28.64	
57.500	-3.923	-1.841	-0.51	2.83	-2.17	0			-1					
57.125	-4.648	-1.871	0.40	2.02	-2.17	0			-1					
56.750	-5.230	-1.129	1.01	1.21	-2.17	0			-1					
56.375	-5.437	0.075	1.31	0.39	-2.17	0			-1					
56.000	-5.155	1.429	1.30	-0.42	-2.17	0			-1					
55.625	-4.386	2.622	0.99	-1.23	-2.17	0			-1					
55.250	-3.247	3.344	0.38	-2.05	-2.17	0			-1					
54.875	-1.976	3.283	-0.55	-2.86	-2.17	0			-1					
54.500	-0.922	2.129	-1.77	-3.68	-2.17	0			-1					
					3.05	-2.17	0		-1			5	25.00	
54.000	-0.308	0.573	-0.70	0.84	-2.17	0			2	4.50	0.23	25266		
						2	7.77	25266	2	4.50	0.23	25266		
53.625	-0.202	0.063	-0.28	1.07		2	5.40	25266	2	7.47	0.23	25266		
53.250	-0.211	-0.068	-0.02	0.38		2	5.93	25266	2	7.52	0.23	25266		
52.875	-0.234	-0.045	0.04	0.00		2	6.81	25266	2	7.24	0.23	25266		
52.500	-0.244	-0.010	0.02	-0.06		2	7.35	25266	2	7.29	0.23	25266		
52.125	-0.245	0.003	0.00	-0.03		2	7.67	25266	2	7.56	0.23	25266		
51.750	-0.244	0.003	0.00	0.00		2	7.93	25266	2	7.89	0.23	25266		
51.375	-0.243	0.001	0.00	0.00		2	8.21	25266	2	8.21	0.22	25266		
51.000	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	8.50	25266	2	8.51	0.22	25266		
50.500	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	8.90	25266	2	8.90	0.22	25266		
50.244	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	9.10	25266	2	9.10	0.22	25266		
49.987	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	9.30	25266	2	9.30	0.22	25266		
49.731	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	9.50	25266	2	9.50	0.22	25266		
49.475	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	9.71	25266	2	9.71	0.22	25266		
49.219	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	9.91	25266	2	9.91	0.22	25266		
48.963	-0.243	0.000	0.00	0.00		2	10.11	25266	2	10.11	0.22	25266		
48.706	-0.242	0.000	0.00	0.00		2	10.31	25266	2	10.31	0.22	25266		
48.450	-0.242	0.000	0.00	0.00		2	10.52	25266	2	10.52	0.21	25266		
48.194	-0.242	0.000	0.00	0.00		2	10.72	25266	2	10.72	0.21	25266		
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3	T

FASE 10 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
47.938	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	10.92	25266	2	10.92	0.21	25266	
47.681	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	11.12	25266	2	11.12	0.21	25266	
47.425	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	11.32	25266	2	11.32	0.21	25266	
47.169	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	11.53	25266	2	11.53	0.21	25266	
46.913	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	11.73	25266	2	11.73	0.21	25266	
46.656	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	11.93	25266	2	11.93	0.21	25266	
46.400	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	12.13	25266	2	12.13	0.21	25266	
45.900	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	12.53	25266	2	12.53	0.21	25266	
45.400	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	12.92	25266	2	12.92	0.20	25266	
44.900	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.32	25266	2	13.32	0.20	25266	
44.400	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	13.71	25266	2	13.71	0.20	25266	
43.900	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.11	25266	2	14.11	0.20	25266	
43.400	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.50	25266	2	14.50	0.20	25266	
42.900	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	14.90	25266	2	14.90	0.20	25266	
42.400	-0.242	0.000	0.00	0.00	0.00	2	15.29	25266	2	15.29	0.19	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3		T
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -5.47 mm						CODIFICACIÓN		-1 = SEPARACIÓN					
						DE ESTADO		0 = EXCAVACIÓN					
MOMENTO MÁXIMO = -2.24 m.T/m						DE SUELO		1 = PRESIÓN ACTIVA					
								2 = ELÁSTICO					
								3 = PRESIÓN PASIVA					

(4 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.010 = (123.85 T/m)/(12467.45 T/m)
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.004 = (131.41 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 4.24 T/m

** FASE No 11 **

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 50.500 m

* CARGA TRAPEZOIDAL DE 54.000 A 50.500 m
Q = -2.170 -2.170 T/m2

FASE 11 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
47.938	-0.300	0.009	0.00	-0.01		2	9.60	25266	2	9.47	0.21	25266	
47.681	-0.298	0.005	-0.01	0.01		2	9.76	25266	2	9.72	0.21	25266	
47.425	-0.297	0.002	0.00	0.01		2	9.94	25266	2	9.94	0.21	25266	
47.169	-0.297	0.000	0.00	0.01		2	10.13	25266	2	10.15	0.21	25266	
46.913	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	10.34	25266	2	10.35	0.21	25266	
46.656	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	10.54	25266	2	10.55	0.21	25266	
46.400	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	10.75	25266	2	10.75	0.21	25266	
45.900	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	11.14	25266	2	11.14	0.21	25266	
45.400	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	11.54	25266	2	11.54	0.20	25266	
44.900	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	11.93	25266	2	11.93	0.20	25266	
44.400	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	12.33	25266	2	12.33	0.20	25266	
43.900	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	12.72	25266	2	12.72	0.20	25266	
43.400	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	13.12	25266	2	13.12	0.20	25266	
42.900	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	13.51	25266	2	13.51	0.20	25266	
42.400	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	13.91	25266	2	13.91	0.19	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3		T
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -9.84 mm						CODIFICACIÓN		-1 = SEPARACIÓN					
						DE ESTADO		0 = EXCAVACIÓN					
MOMENTO MÁXIMO = -2.52 m.T/m						DE SUELO		1 = PRESIÓN ACTIVA					
								2 = ELÁSTICO					
								3 = PRESIÓN PASIVA					

(6 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.011 = (90.21 T/m)/(8296.61 T/m)
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.003 = (91.53 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 3.30 T/m

** FASE No 12 **

*FASE 7:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS	Nº 6	NIVEL	=	51.000 m
		ESPACIADO	=	3.660 m
		INCLINACIÓN	=	10.000 GRADOS
		PRECARGA	=	25.000 T
		RIGIDEZ	=	1459.500 T/m
		CONEXIÓN BILATERAL		

FASE 12																
P A R E D							S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS			
							EXCAVACIÓN: 50.50 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m						
							NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m						
							S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2						
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA	
70.000	0.571	0.172	0.00	0.00		0				2	0.92	0.58	593			
69.625	0.633	0.147	-0.08	-0.43		0				2	1.38	0.57	593			
69.250	0.661	-0.048	-0.34	-1.03		0				2	1.83	0.57	593			
68.875	0.548	-0.643	-0.87	-1.79		0				2	2.19	0.57	593			
68.500	0.093	-1.924	-1.70	-2.64		0				2	2.35	0.57	593			
				3.48		0				2	2.35	0.57	593	1	25.85	
68.000	-1.266	-3.181	-0.25	2.36		0				2	2.12	0.56	593			
67.500	-2.821	-2.829	0.68	1.38		0				2	1.77	0.56	593			
67.000	-3.937	-1.531	1.16	0.52		0				2	1.68	0.56	593			
					-2.17	0				-1						
66.500	-4.296	0.093	1.14	-0.57	-2.17	0				-1						
66.000	-3.908	1.333	0.59	-1.65	-2.17	0				-1						
65.500	-3.150	1.452	-0.51	-2.74	-2.17	0				-1						
65.000	-2.766	-0.287	-2.15	-3.82	-2.17	0				-1						
				3.78	-2.17	0				-1				2	28.23	
64.500	-3.440	-2.042	-0.53	2.69	-2.17	0				-1						
64.125	-4.247	-2.118	0.33	1.88	-2.17	0				-1						
63.750	-4.939	-1.477	0.88	1.06	-2.17	0				-1						
63.375	-5.304	-0.429	1.13	0.25	-2.17	0				-1						
63.000	-5.249	0.714	1.07	-0.56	-2.17	0				-1						
62.625	-4.796	1.641	0.70	-1.38	-2.17	0				-1						
62.250	-4.084	2.042	0.03	-2.19	-2.17	0				-1						
61.875	-3.369	1.606	-0.94	-3.01	-2.17	0				-1						
61.500	-3.023	0.022	-2.22	-3.82	-2.17	0				-1						
				3.79	-2.17	0				-1				3	28.29	
61.000	-3.567	-1.829	-0.59	2.71	-2.17	0				-1						
60.625	-4.306	-1.969	0.27	1.90	-2.17	0				-1						
60.250	-4.953	-1.385	0.83	1.08	-2.17	0				-1						
59.875	-5.293	-0.387	1.08	0.27	-2.17	0				-1						
59.500	-5.230	0.713	1.03	-0.55	-2.17	0				-1						
59.125	-4.784	1.605	0.67	-1.36	-2.17	0				-1						
58.750	-4.091	1.977	0.01	-2.17	-2.17	0				-1						
58.375	-3.405	1.519	-0.96	-2.99	-2.17	0				-1						
58.000	-3.095	-0.081	-2.23	-3.80	-2.17	0				-1						
				3.81	-2.17	0				-1				4	28.27	
57.500	-3.693	-1.943	-0.60	2.72	-2.17	0				-1						
57.125	-4.476	-2.085	0.27	1.91	-2.17	0				-1						
56.750	-5.165	-1.499	0.83	1.09	-2.17	0				-1						
56.375	-5.547	-0.494	1.09	0.28	-2.17	0				-1						
56.000	-5.523	0.618	1.04	-0.53	-2.17	0				-1						
55.625	-5.110	1.526	0.69	-1.35	-2.17	0				-1						
55.250	-4.443	1.919	0.03	-2.16	-2.17	0				-1						
54.875	-3.774	1.486	-0.93	-2.97	-2.17	0				-1						
54.500	-3.470	-0.083	-2.20	-3.79	-2.17	0				-1						
				3.92	-2.17	0				-1				5	28.66	
54.000	-4.052	-1.861	-0.51	2.84	-2.17	0				-1						
53.625	-4.784	-1.888	0.40	2.03	-2.17	0				-1						
53.250	-5.371	-1.141	1.01	1.21	-2.17	0				-1						
52.875	-5.582	0.068	1.31	0.40	-2.17	0				-1						
52.500	-5.301	1.430	1.31	-0.42	-2.17	0				-1						
52.125	-4.529	2.633	1.00	-1.23	-2.17	0				-1						
51.750	-3.385	3.366	0.39	-2.04	-2.17	0				-1						
51.375	-2.102	3.318	-0.53	-2.86	-2.17	0				-1						
51.000	-1.033	2.179	-1.76	-3.67	-2.17	0				-1						
				3.06	-2.17	0				-1				6	25.00	
50.500	-0.389	0.635	-0.72	0.67	-2.17	0				2	5.19	0.22	25266			
						2	9.84		25266	2	5.19	0.22	25266			
50.244	-0.284	0.222	-0.45	1.18		2	7.37		25266	2	8.06	0.22	25266			
49.987	-0.258	0.008	-0.18	0.84		2	6.93		25266	2	8.91	0.22	25266			
49.731	-0.267	-0.059	-0.03	0.39		2	7.35		25266	2	8.89	0.22	25266			
49.475	-0.282	-0.054	0.03	0.09		2	7.94		25266	2	8.70	0.22	25266			
49.219	-0.293	-0.030	0.03	-0.03		2	8.42		25266	2	8.63	0.22	25266			
48.963	-0.298	-0.010	0.02	-0.06		2	8.74		25266	2	8.71	0.22	25266			
48.706	-0.299	0.000	0.01	-0.04		2	8.98		25266	2	8.88	0.22	25266			
48.450	-0.299	0.003	0.00	-0.02		2	9.17		25266	2	9.10	0.21	25266			
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T	

FASE 12 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
48.194	-0.298	0.003	0.00	0.00		2	9.35	25266	2	9.32	0.21	25266	
47.938	-0.297	0.001	0.00	0.00		2	9.54	25266	2	9.53	0.21	25266	
47.681	-0.297	0.001	0.00	0.00		2	9.74	25266	2	9.74	0.21	25266	
47.425	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	9.94	25266	2	9.94	0.21	25266	
47.169	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	10.14	25266	2	10.14	0.21	25266	
46.913	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	10.34	25266	2	10.35	0.21	25266	
46.656	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	10.55	25266	2	10.55	0.21	25266	
46.400	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	10.75	25266	2	10.75	0.21	25266	
45.900	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	11.14	25266	2	11.14	0.21	25266	
45.400	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	11.54	25266	2	11.54	0.20	25266	
44.900	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	11.93	25266	2	11.93	0.20	25266	
44.400	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	12.33	25266	2	12.33	0.20	25266	
43.900	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	12.72	25266	2	12.72	0.20	25266	
43.400	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	13.12	25266	2	13.12	0.20	25266	
42.900	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	13.51	25266	2	13.51	0.20	25266	
42.400	-0.297	0.000	0.00	0.00		2	13.91	25266	2	13.91	0.19	25266	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T	T
<div> <div>DESPLAZAMIENTO MÁX. = -5.58 mm</div> <div>MOMENTO MÁXIMO = -2.23 m.T/m</div> <div> <div>CODIFICACIÓN</div> <div>DE ESTADO</div> <div>DE SUELO</div> </div> <div> <div>-1 = SEPARACIÓN</div> <div>0 = EXCAVACIÓN</div> <div>1 = PRESIÓN ACTIVA</div> <div>2 = ELÁSTICO</div> <div>3 = PRESIÓN PASIVA</div> </div> </div>													

(4 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.010 = (86.41 T/m)/(8296.61 T/m)
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.003 = (93.98 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 3.44 T/m

** FASE No 13 **

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 46.400 m

* CARGA TRAPEZOIDAL DE 50.500 A 46.400 m
Q = -2.170 0.000 T/m2

FASE 13						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS	
P A R E D						EXCAVACIÓN: 46.40 m			EXCAVACIÓN: 70.00 m				
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m				
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
70.000	0.571	0.172	0.00	0.00		0			2	0.92	0.58	593	
69.625	0.633	0.147	-0.08	-0.43		0			2	1.38	0.57	593	
69.250	0.661	-0.048	-0.34	-1.03		0			2	1.83	0.57	593	
68.875	0.548	-0.643	-0.87	-1.79		0			2	2.19	0.57	593	
68.500	0.093	-1.924	-1.70	-2.64		0			2	2.35	0.57	593	
				3.48		0			2	2.35	0.57	593	1 25.85
68.000	-1.265	-3.181	-0.25	2.36		0			2	2.12	0.56	593	
67.500	-2.820	-2.829	0.68	1.38		0			2	1.77	0.56	593	
67.000	-3.937	-1.531	1.16	0.52		0			2	1.68	0.56	593	
					-2.17	0			-1				
66.500	-4.295	0.094	1.14	-0.57	-2.17	0			-1				
66.000	-3.907	1.333	0.59	-1.65	-2.17	0			-1				
65.500	-3.149	1.452	-0.51	-2.74	-2.17	0			-1				
65.000	-2.765	-0.288	-2.15	-3.82	-2.17	0			-1				
				3.78	-2.17	0			-1			2 28.23	
64.500	-3.440	-2.044	-0.53	2.69	-2.17	0			-1				
64.125	-4.248	-2.120	0.33	1.88	-2.17	0			-1				
63.750	-4.940	-1.480	0.88	1.06	-2.17	0			-1				
63.375	-5.307	-0.433	1.12	0.25	-2.17	0			-1				
63.000	-5.253	0.709	1.07	-0.56	-2.17	0			-1				
62.625	-4.802	1.635	0.70	-1.38	-2.17	0			-1				
62.250	-4.092	2.035	0.03	-2.19	-2.17	0			-1				
61.875	-3.380	1.598	-0.94	-3.01	-2.17	0			-1				
61.500	-3.038	0.011	-2.22	-3.82	-2.17	0			-1				
				3.80	-2.17	0			-1			3 28.32	
61.000	-3.587	-1.840	-0.59	2.71	-2.17	0			-1				
60.625	-4.331	-1.977	0.27	1.90	-2.17	0			-1				
60.250	-4.980	-1.389	0.83	1.09	-2.17	0			-1				
59.875	-5.320	-0.384	1.09	0.27	-2.17	0			-1				
59.500	-5.255	0.724	1.04	-0.54	-2.17	0			-1				
59.125	-4.803	1.627	0.68	-1.35	-2.17	0			-1				
58.750	-4.099	2.012	0.02	-2.17	-2.17	0			-1				
58.375	-3.397	1.568	-0.94	-2.98	-2.17	0			-1				
58.000	-3.066	-0.014	-2.21	-3.80	-2.17	0			-1				
				3.80	-2.17	0			-1			4 28.23	
57.500	-3.625	-1.854	-0.58	2.72	-2.17	0			-1				
57.125	-4.372	-1.982	0.28	1.90	-2.17	0			-1				
56.750	-5.021	-1.384	0.84	1.09	-2.17	0			-1				
56.375	-5.358	-0.370	1.10	0.27	-2.17	0			-1				
56.000	-5.285	0.750	1.05	-0.54	-2.17	0			-1				
55.625	-4.821	1.663	0.69	-1.35	-2.17	0			-1				
55.250	-4.102	2.060	0.03	-2.17	-2.17	0			-1				
54.875	-3.380	1.629	-0.93	-2.98	-2.17	0			-1				
54.500	-3.023	0.058	-2.20	-3.79	-2.17	0			-1				
				3.75	-2.17	0			-1			5 28.02	
54.000	-3.545	-1.783	-0.60	2.66	-2.17	0			-1				
53.625	-4.269	-1.937	0.25	1.85	-2.17	0			-1				
53.250	-4.910	-1.386	0.79	1.03	-2.17	0			-1				
52.875	-5.260	-0.440	1.02	0.22	-2.17	0			-1				
52.500	-5.230	0.590	0.95	-0.59	-2.17	0			-1				
52.125	-4.846	1.392	0.57	-1.41	-2.17	0			-1				
51.750	-4.253	1.657	-0.11	-2.22	-2.17	0			-1				
51.375	-3.710	1.072	-1.09	-3.04	-2.17	0			-1				
51.000	-3.593	-0.672	-2.38	-3.85	-2.17	0			-1				
				3.87	-2.17	0			-1			6 28.68	
50.500	-4.535	-2.718	-0.72	2.78	-2.17	0			-1				
50.244	-5.276	-2.988	-0.08	2.24	-2.03	0			-1				
49.987	-6.032	-2.856	0.43	1.74	-1.90	0			-1				
49.731	-6.713	-2.414	0.82	1.27	-1.76	0			-1				
49.475	-7.250	-1.744	1.09	0.84	-1.63	0			-1				
49.219	-7.594	-0.924	1.25	0.44	-1.49	0			-1				
48.963	-7.717	-0.026	1.31	0.07	-1.36	0			-1				
48.706	-7.607	0.885	1.29	-0.26	-1.22	0			-1				
48.450	-7.267	1.751	1.18	-0.55	-1.09	0			-1				
48.194	-6.718	2.519	1.01	-0.81	-0.95	0			-1				
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T

FASE 13 (CONTINUACIÓN)

NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR. SOPRAC. ELAST.			ESTADO PR. SOPRAC. ELAST.			Nº	FUERZA		
47.938	-5.989	3.142	0.77	-1.04	-0.81	0				-1					
47.681	-5.123	3.580	0.48	-1.23	-0.68	0				-1					
47.425	-4.173	3.798	0.14	-1.39	-0.54	0				-1					
47.169	-3.198	3.770	-0.23	-1.51	-0.41	0				-1					
46.913	-2.264	3.472	-0.63	-1.60	-0.27	0				-1					
46.656	-1.442	2.891	-1.04	-1.65	-0.14	0				-1					
46.400	-0.807	2.016	-1.47	-1.67		0				-1					
						2	20.40		25266	-1					
45.900	-0.283	0.263	-0.77	2.45		2	7.55		25266	2	11.49	0.21	25266		
45.400	-0.300	-0.158	0.00	0.69		2	8.37		25266	2	11.46	0.20	25266		
44.900	-0.358	-0.057	0.08	-0.13		2	10.23		25266	2	10.40	0.20	25266		
44.400	-0.367	0.006	0.02	-0.10		2	10.85		25266	2	10.56	0.20	25266		
43.900	-0.363	0.007	-0.01	0.00		2	11.14		25266	2	11.06	0.20	25266		
43.400	-0.361	0.001	0.00	0.01		2	11.49		25266	2	11.50	0.20	25266		
42.900	-0.361	-0.001	0.00	0.00		2	11.88		25266	2	11.90	0.20	25266		
42.400	-0.361	-0.001	0.00	0.00		2	12.29		25266	2	12.28	0.19	25266		
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3	T	
	DESPLAZAMIENTO MÁX. = -7.72 mm						CODIFICACIÓN			-1 = SEPARACIÓN					
							DE ESTADO			0 = EXCAVACIÓN					
	MOMENTO MÁXIMO = -2.38 m.T/m						DE SUELO			1 = PRESIÓN ACTIVA					
										2 = ELÁSTICO					
										3 = PRESIÓN PASIVA					

(5 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.011 = (43.93 T/m)/(3860.43 T/m)
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.001 = (47.86 T/m)/(32890.21 T/m) SIN INTERÉS

EFEECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFEECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 2.45 T/m

*** FINAL DE CÁLCULO

*** DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN FASE N° 5 =

-9.858 mm

EN FASE FINAL N° 13 =

-7.717 mm

*** MAXIMUM MOMENT

IN PHASE Nb 7 =

-2.542 m.T/m

IN FINAL PHASE Nb 13 =

-2.383 m.T/m

PUNTAL/ANCLA		PRECARGA		MÁXIMO		ESTADO FINAL	
NÚMERO	NIVEL	FASE	FUERZA	FASE	FUERZA	FASE	FUERZA
1	68.50	2	25.00	3	26.13	13	25.85
2	65.00	4	25.00	5	30.90	13	28.23
3	61.50	6	25.00	7	30.94	13	28.32
4	58.00	8	25.00	9	30.83	13	28.23
5	54.50	10	25.00	11	30.79	13	28.02
6	51.00	12	25.00	13	28.68	13	28.68
m		T		T		T	

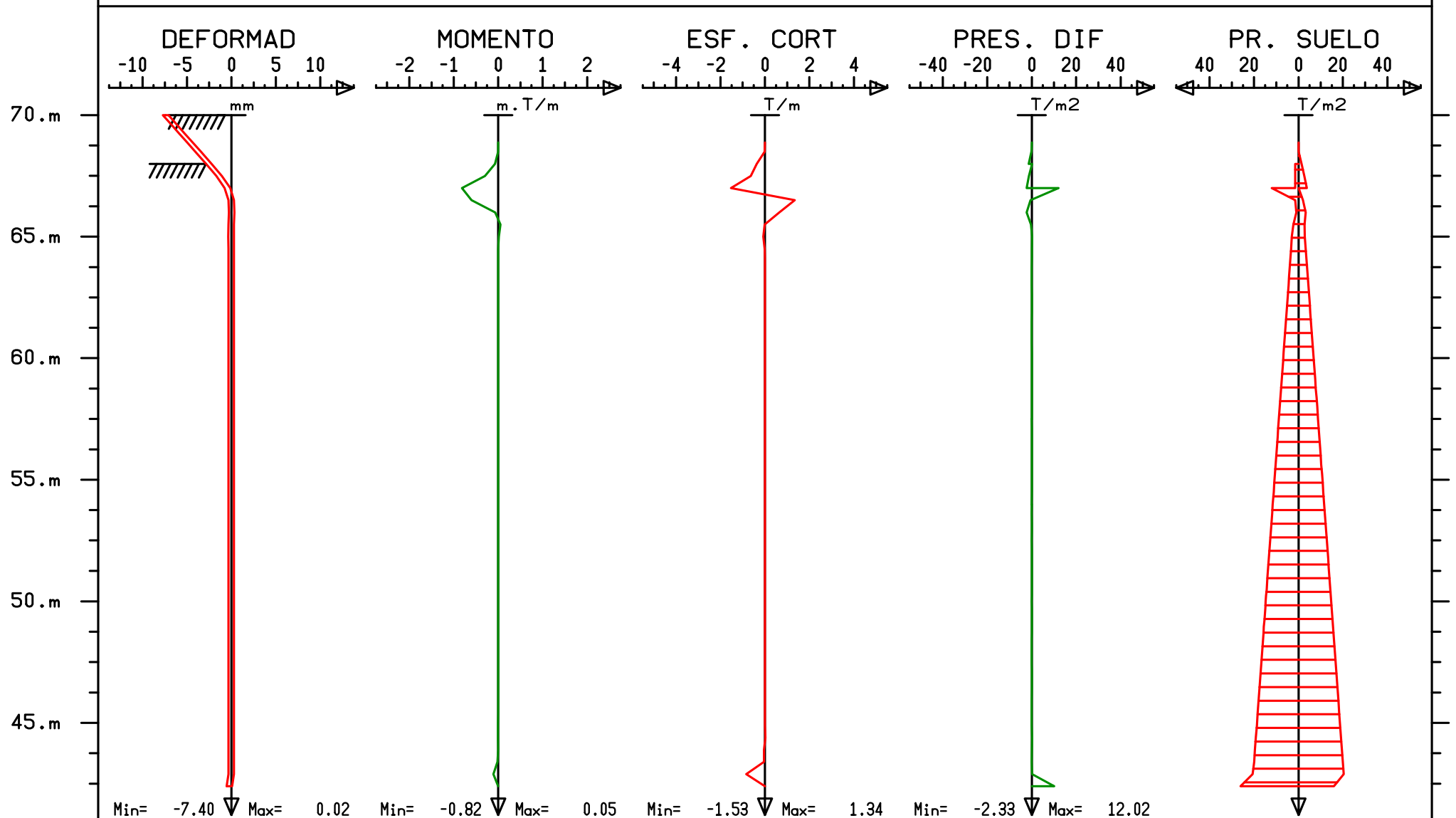
* CURVAS ENVOLVENTES DE FASE 1 A FASE 13 *

NIVEL	ESF.CO. MIN	ESF.CO. MÁX	NIVEL	MOMENTO MIN	MOMENTO MÁX
70.000	0.00	0.00	70.000	0.00	0.00
69.625	-0.54	0.00	69.625	-0.10	0.00
69.250	-1.21	0.00	69.250	-0.42	0.00
68.875	-1.99	0.00	68.875	-1.02	0.00
68.500	-2.80	0.00	68.500	-1.92	0.00
	-0.01	3.54		-1.92	0.00
68.000	-0.37	2.46	68.000	-0.48	0.00
67.500	-0.64	1.79	67.500	-0.30	0.81
67.000	-1.53	1.46	67.000	-0.82	1.36
66.500	-0.65	1.34	66.500	-0.60	1.82
66.000	-1.74	0.64	66.000	-0.07	1.74
65.500	-2.82	0.04	65.500	-0.79	1.12
65.000	-3.91	0.00	65.000	-2.47	0.02
	-2.88	4.40		-2.47	0.02
64.500	-3.96	3.32	64.500	-1.76	0.00
64.125	0.00	2.50	64.125	-1.77	0.55
63.750	0.00	2.63	63.750	-0.68	1.33
63.375	-0.06	0.91	63.375	-0.03	1.82
63.000	-0.65	0.06	63.000	0.00	1.99
62.625	-1.46	0.00	62.625	0.00	1.86
62.250	-2.28	0.00	62.250	-0.22	1.43
61.875	-3.09	0.00	61.875	-1.23	0.69
61.500	-3.90	0.01	61.500	-2.54	0.00
	-3.19	4.42		-2.54	0.00
61.000	-4.28	3.34	61.000	-2.22	0.00
60.625	0.00	3.19	60.625	-2.12	0.50
60.250	0.00	3.16	60.250	-0.76	1.29
59.875	-0.04	1.01	59.875	-0.01	1.78
59.500	-0.63	0.08	59.500	0.00	1.96
59.125	-1.44	0.00	59.125	0.00	1.84
58.750	-2.25	0.00	58.750	-0.23	1.41
58.375	-3.07	0.00	58.375	-1.23	0.68
58.000	-3.88	0.01	58.000	-2.53	0.00
	-3.17	4.42		-2.53	0.00
57.500	-4.26	3.33	57.500	-2.22	0.00
57.125	0.00	3.24	57.125	-2.09	0.50
56.750	0.00	3.11	56.750	-0.74	1.29
56.375	-0.02	0.98	56.375	0.00	1.78
56.000	-0.62	0.08	56.000	0.00	1.96
55.625	-1.44	0.00	55.625	0.00	1.83
55.250	-2.25	0.00	55.250	-0.22	1.40
54.875	-3.06	0.00	54.875	-1.22	0.67
54.500	-3.88	0.01	54.500	-2.52	0.00
	-3.18	4.41		-2.52	0.00
54.000	-4.26	3.32	54.000	-2.23	0.00
53.625	0.00	3.30	53.625	-2.07	0.50
53.250	0.00	3.09	53.250	-0.73	1.29
52.875	0.00	0.95	52.875	0.00	1.77
52.500	-0.59	0.07	52.500	0.00	1.95
52.125	-1.41	0.00	52.125	0.00	1.82
51.750	-2.22	0.00	51.750	-0.11	1.39
51.375	-3.04	0.00	51.375	-1.09	0.65
51.000	-3.85	0.01	51.000	-2.38	0.00
	-3.19	3.87		-2.38	0.00
50.500	-4.27	2.78	50.500	-2.25	0.00
50.244	0.00	2.24	50.244	-2.41	0.00
49.987	0.00	3.97	49.987	-1.52	0.43
49.731	0.00	2.83	49.731	-0.62	0.82
49.475	0.00	1.32	49.475	-0.10	1.09
49.219	-0.03	0.44	49.219	0.00	1.25
48.963	-0.11	0.07	48.963	0.00	1.31
48.706	-0.26	0.00	48.706	0.00	1.29
48.450	-0.55	0.00	48.450	0.00	1.18
48.194	-0.81	0.00	48.194	0.00	1.01
47.938	-1.04	0.00	47.938	0.00	0.77
47.681	-1.23	0.01	47.681	-0.01	0.48
47.425	-1.39	0.01	47.425	0.00	0.14

47.169	-1.51	0.01	47.169	-0.23	0.00
46.913	-1.60	0.00	46.913	-0.63	0.00
46.656	-1.65	0.00	46.656	-1.04	0.00
46.400	-1.67	0.00	46.400	-1.47	0.00
45.900	0.00	2.45	45.900	-0.77	0.00
45.400	-0.01	0.69	45.400	0.00	0.00
44.900	-0.13	0.01	44.900	0.00	0.08
44.400	-0.10	0.02	44.400	-0.01	0.02
43.900	-0.05	0.01	43.900	-0.03	0.00
43.400	-0.38	0.01	43.400	-0.21	0.00
42.900	-0.85	0.05	42.900	-0.36	0.01
42.400	0.00	0.01	42.400	0.00	0.00
m	T/m	T/m	m	m.T/m	m.T/m

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE Nº 1



RIDO 4.12 (C) R.F.L

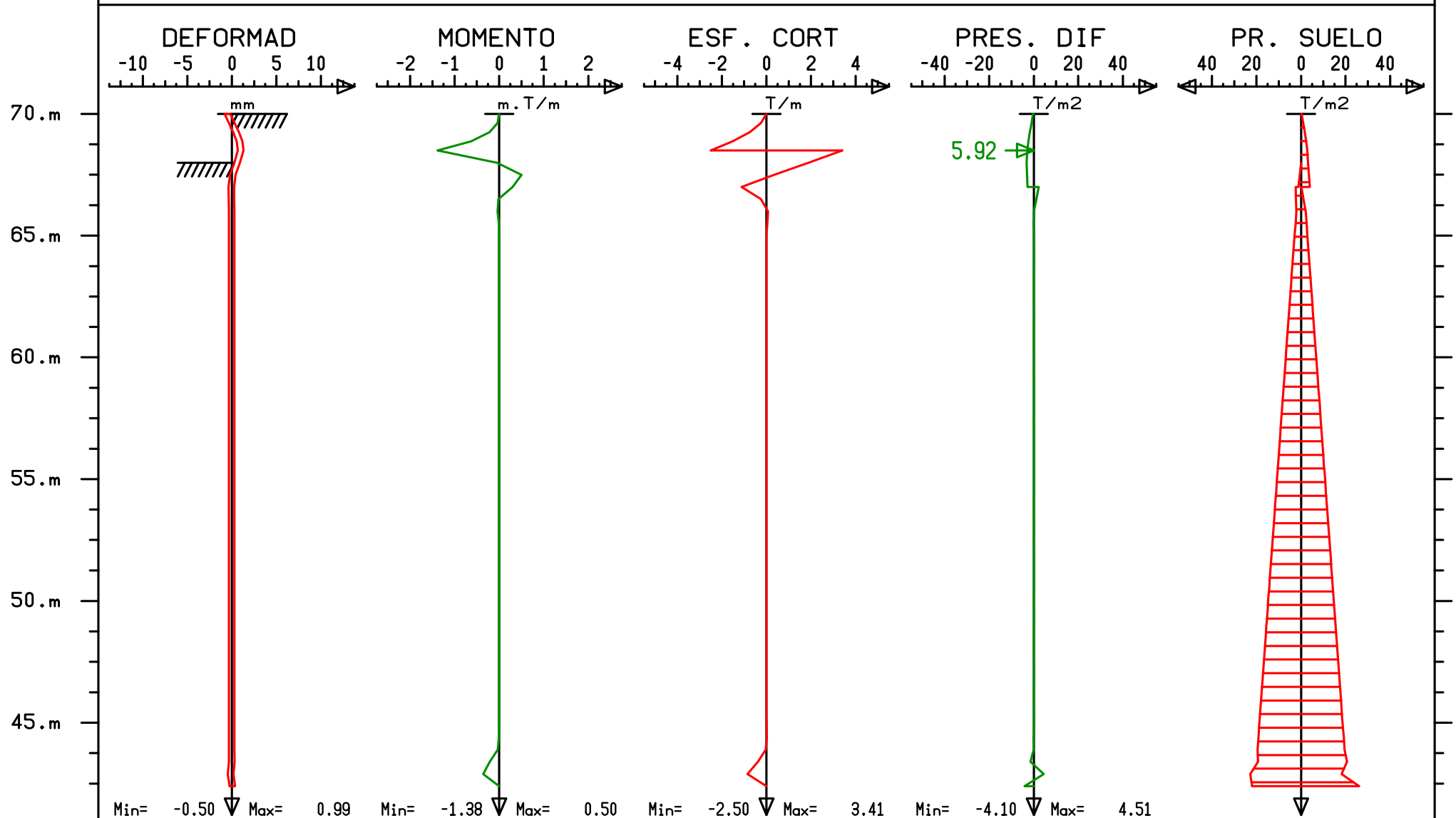
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE Nº 2



RIDO 4.12 (C) R.F.L

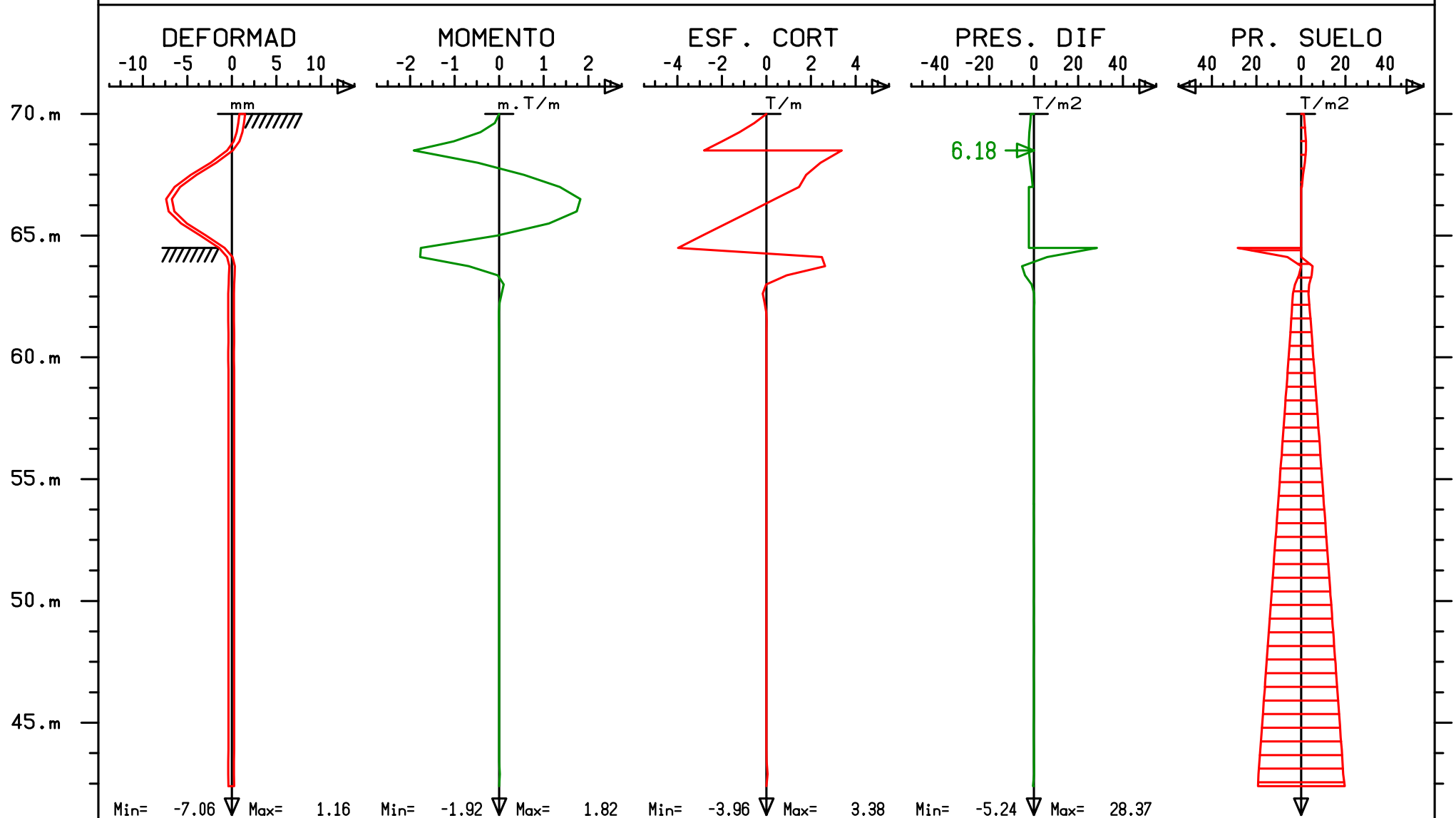
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 3



RIDO 4.12 (C) R.F.L

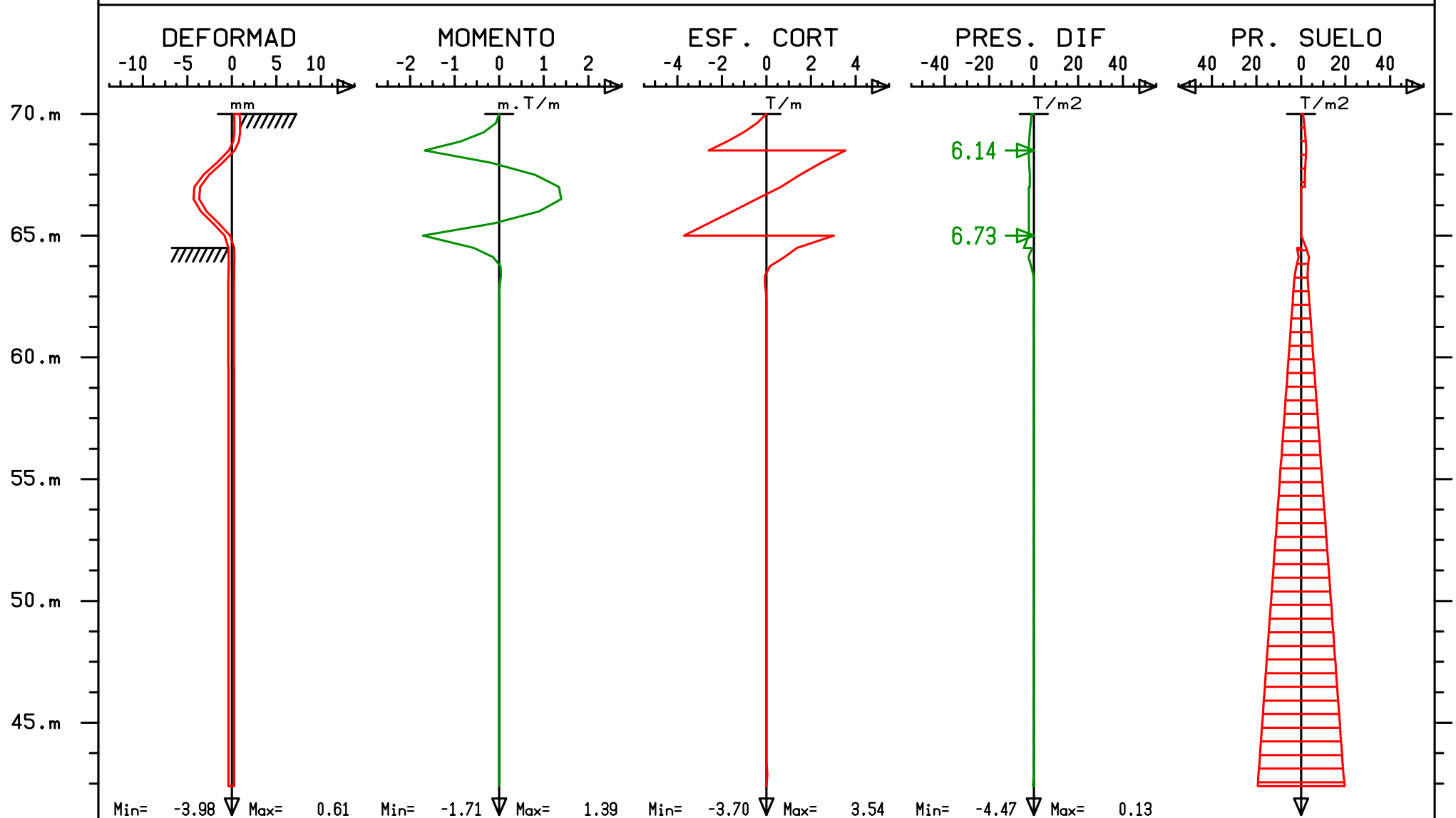
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 4



RIDO 4.12 (C) R.F.L

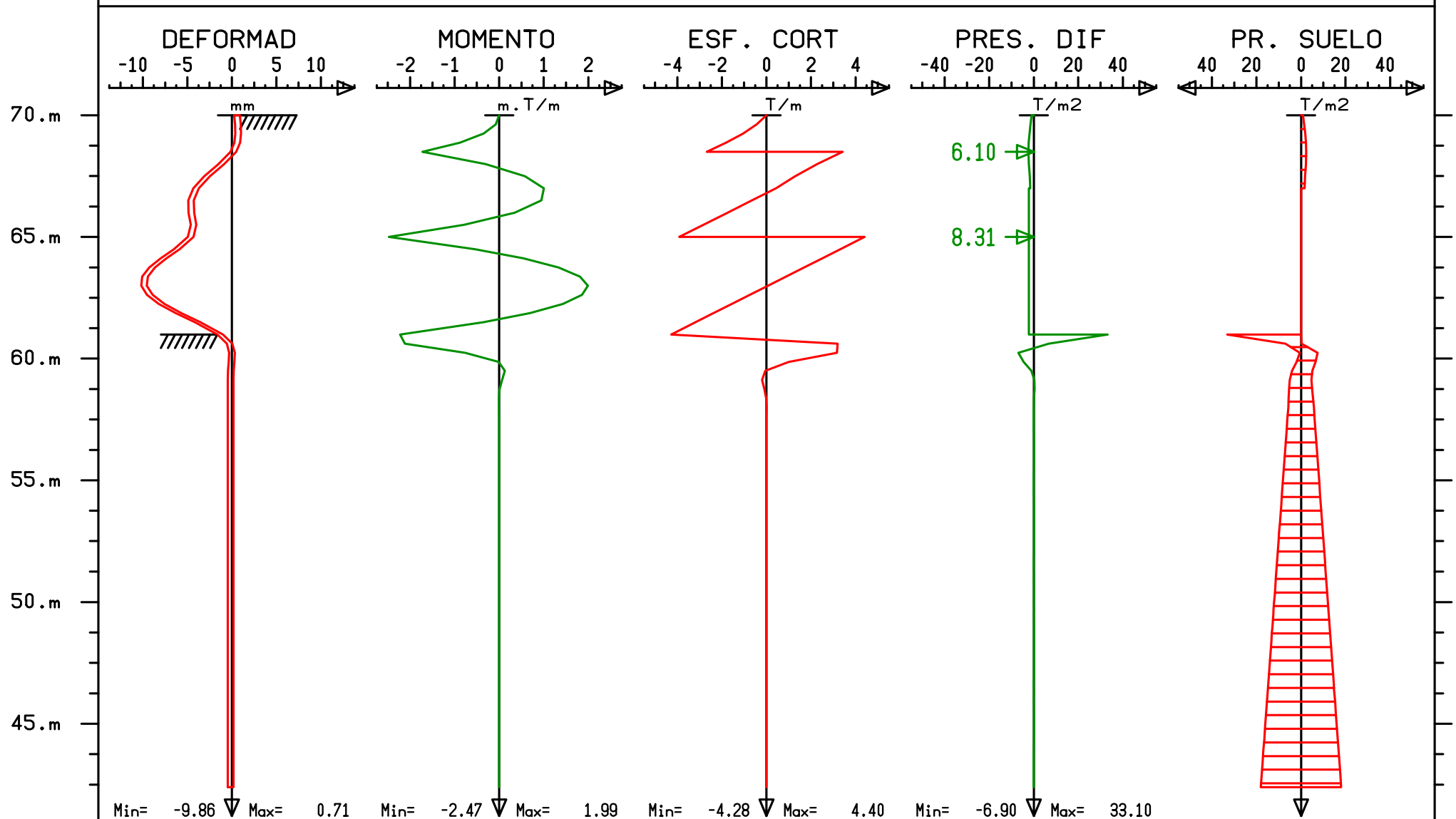
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE Nº 5



RIDO 4.12 (C) R.F.L

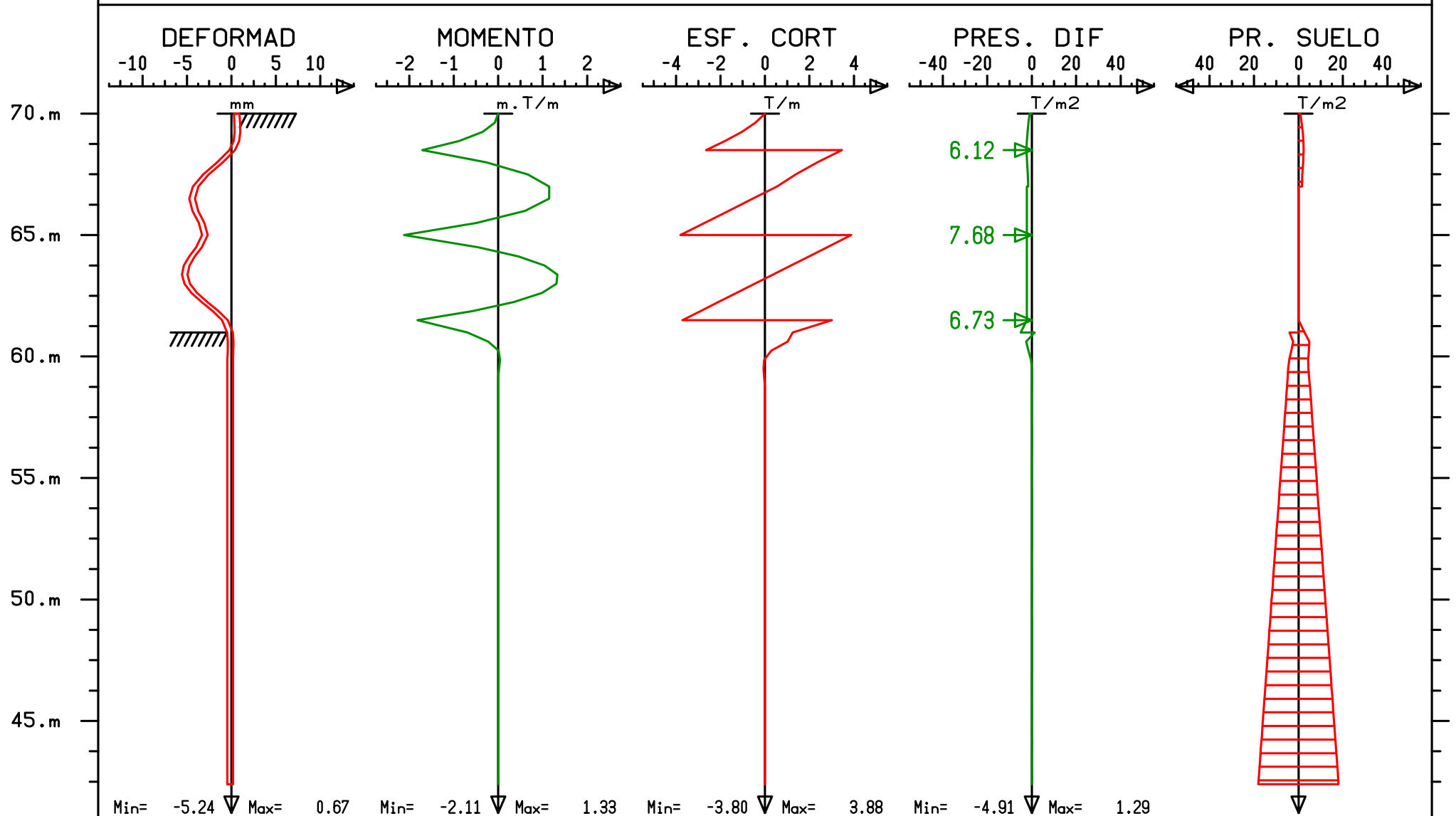
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE Nº 6



RIDO 4.12 (C) R.F.L

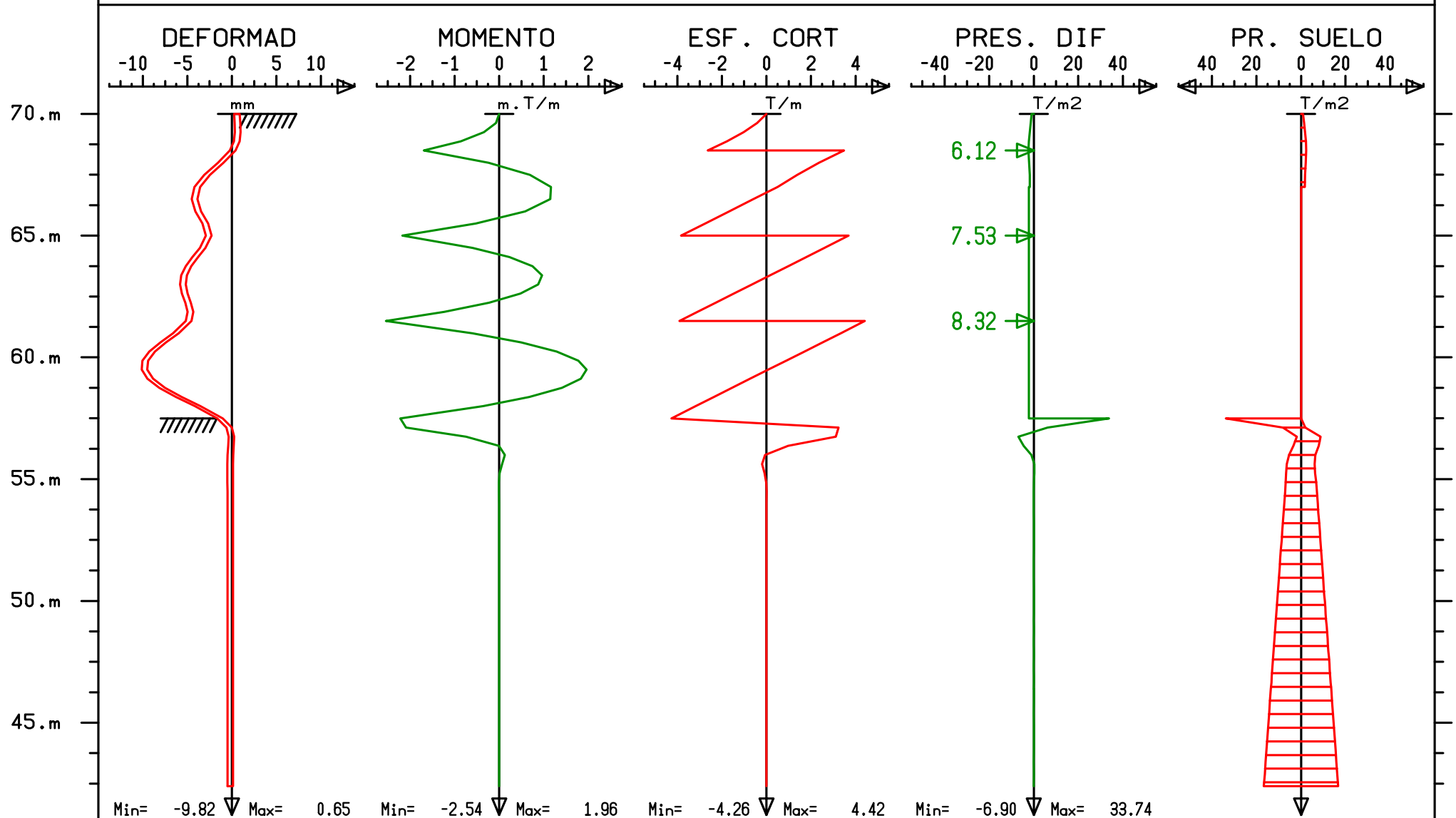
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE Nº 7



RIDO 4.12 (C) R.F.L

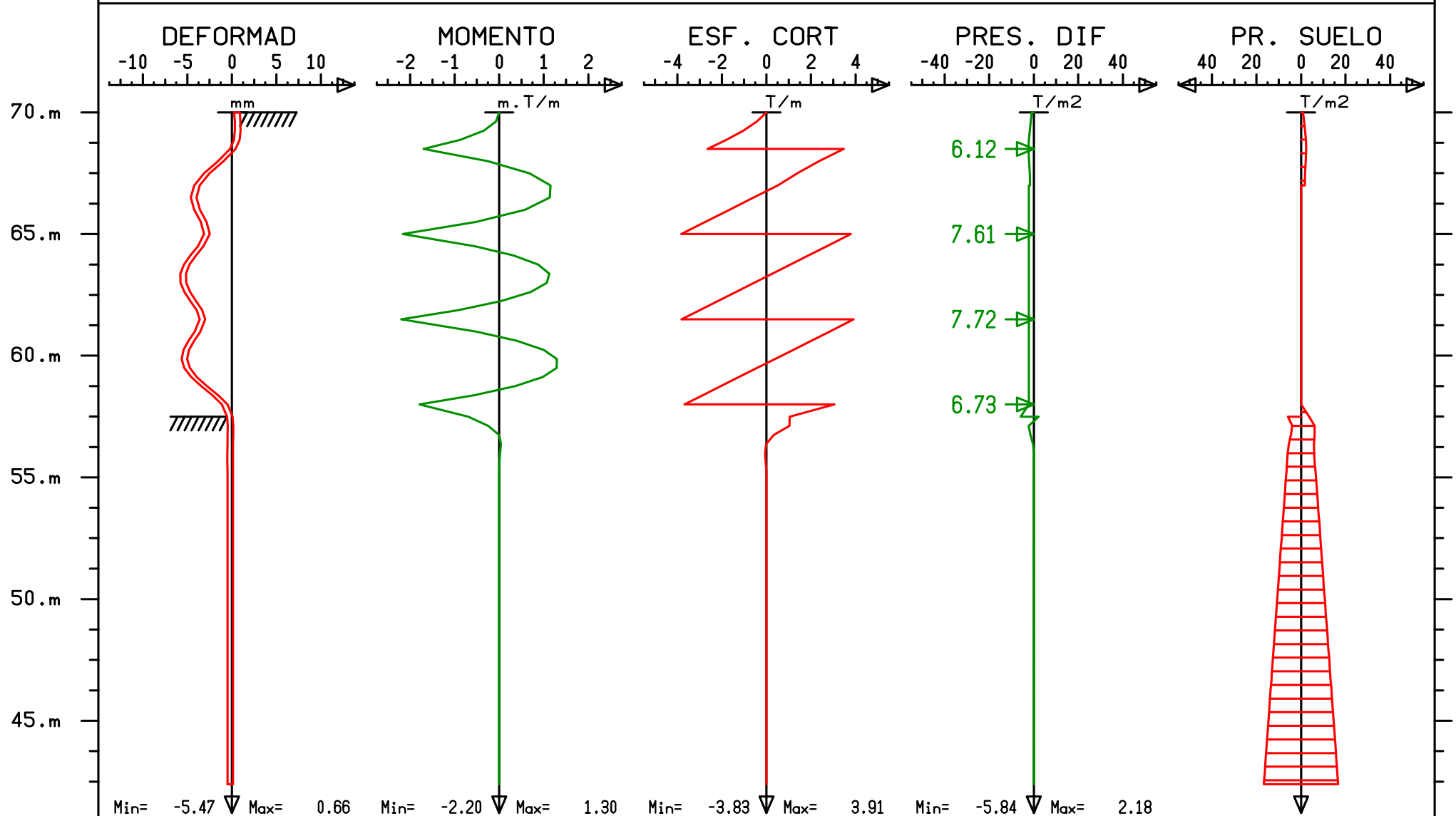
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE Nº 8



RIDO 4.12 (C) R.F.L

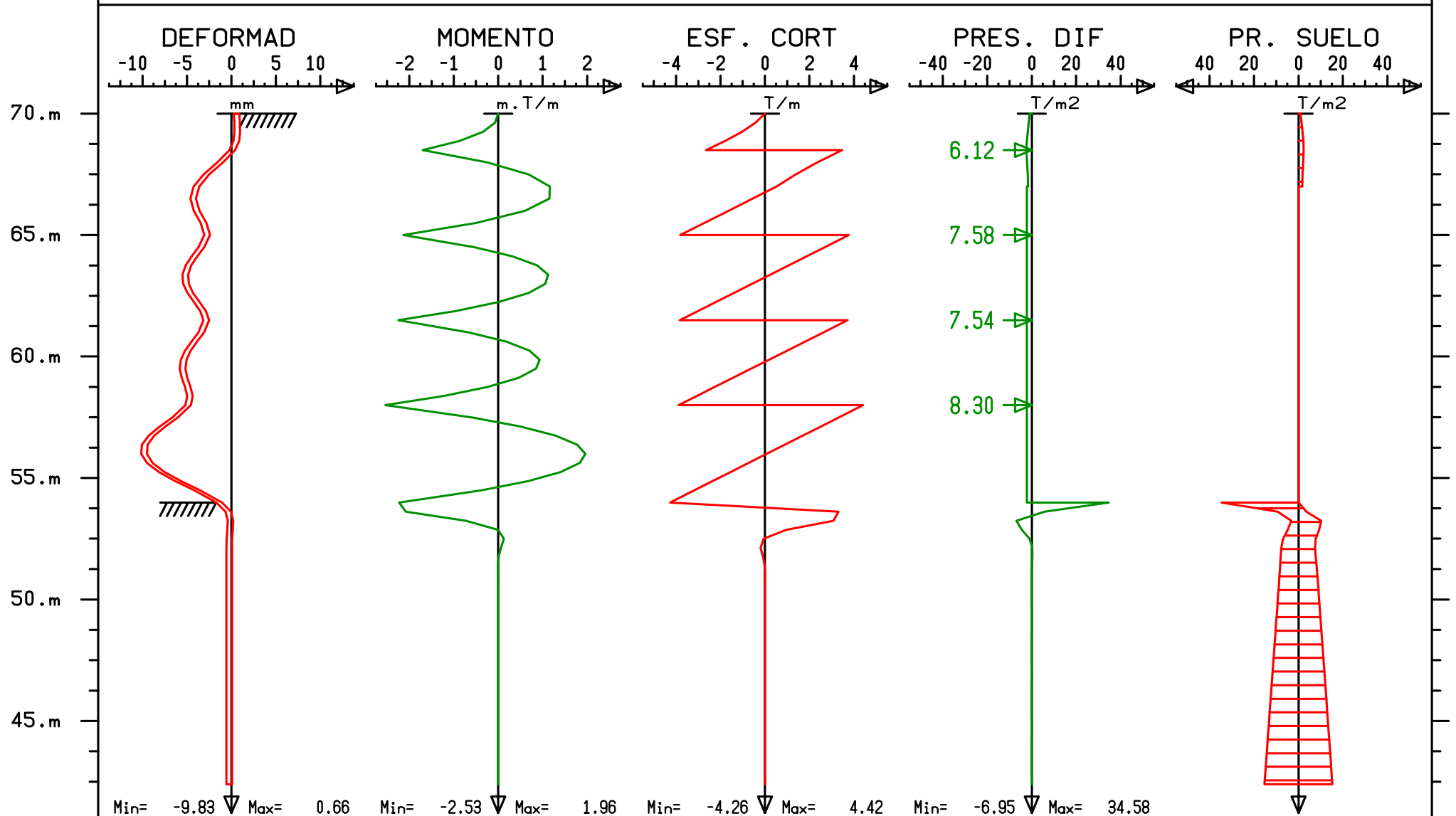
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE Nº 9



RIDO 4.12 (C) R.F.L

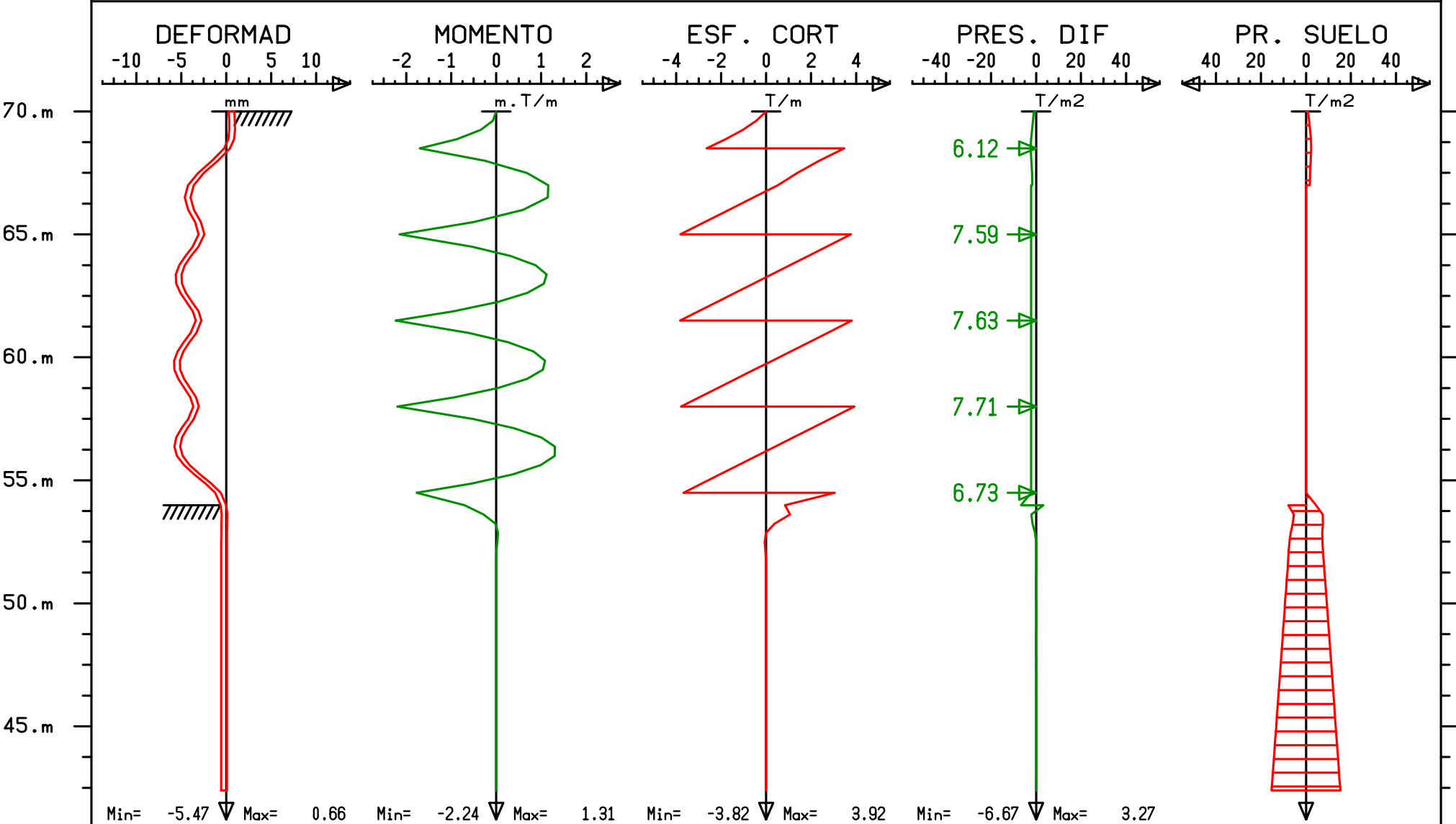
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE Nº 10



RIDO 4.12 (C) R.F.L

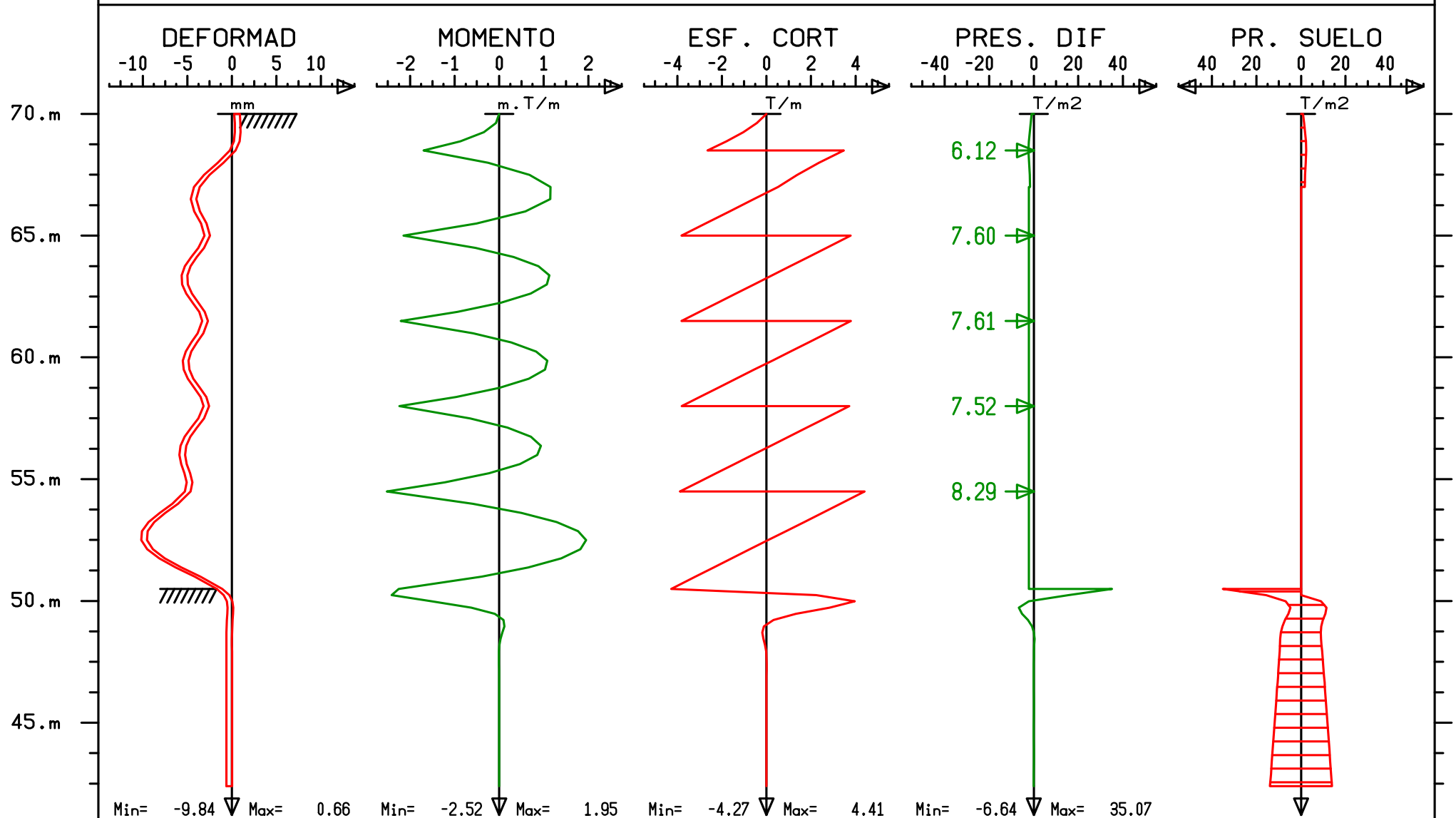
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE Nº 11



RIDO 4.12 (C) R.F.L

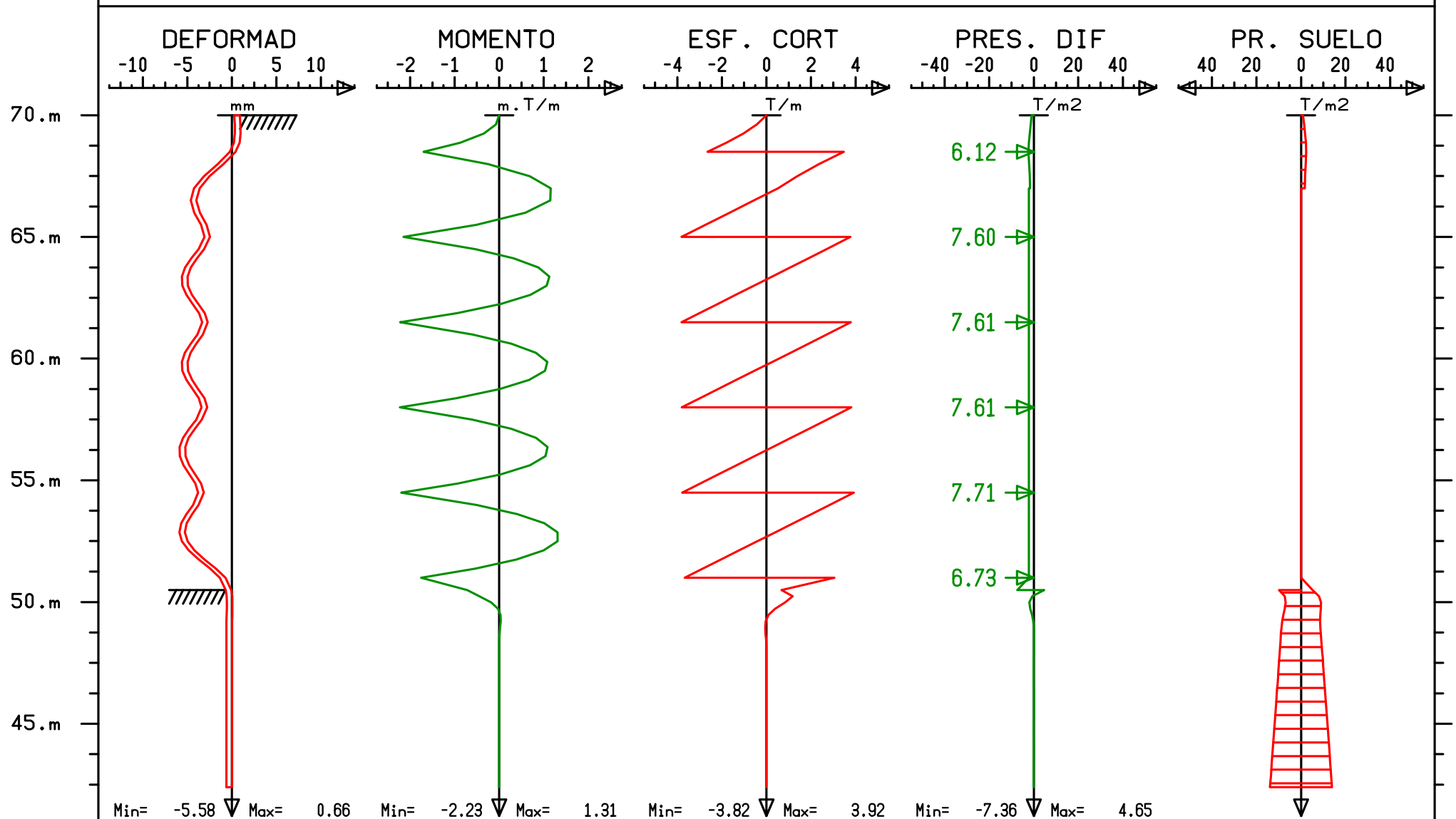
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 12



RIDO 4.12 (C) R.F.L

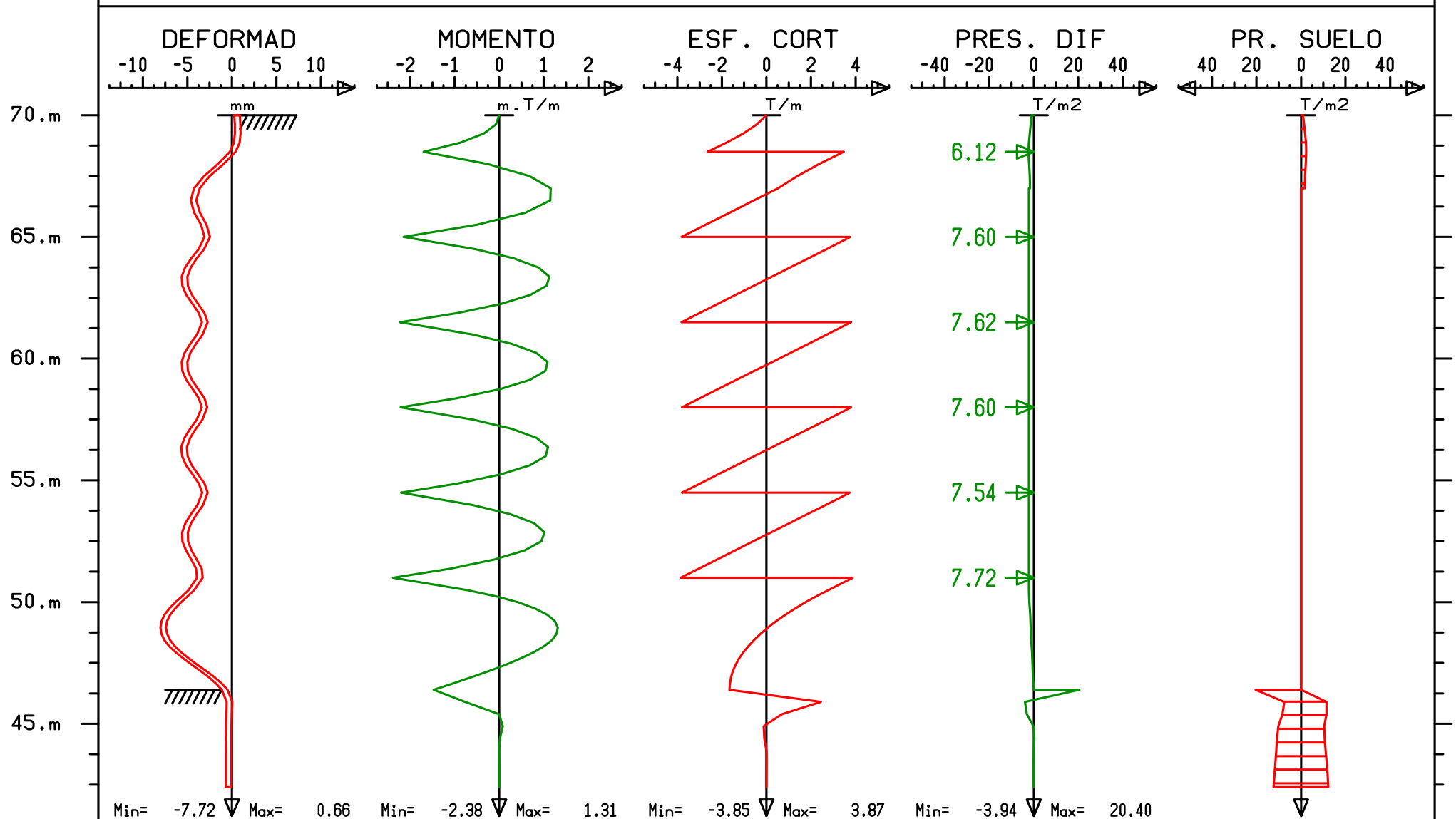
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 13



RIDO 4.12 (C) R.F.L

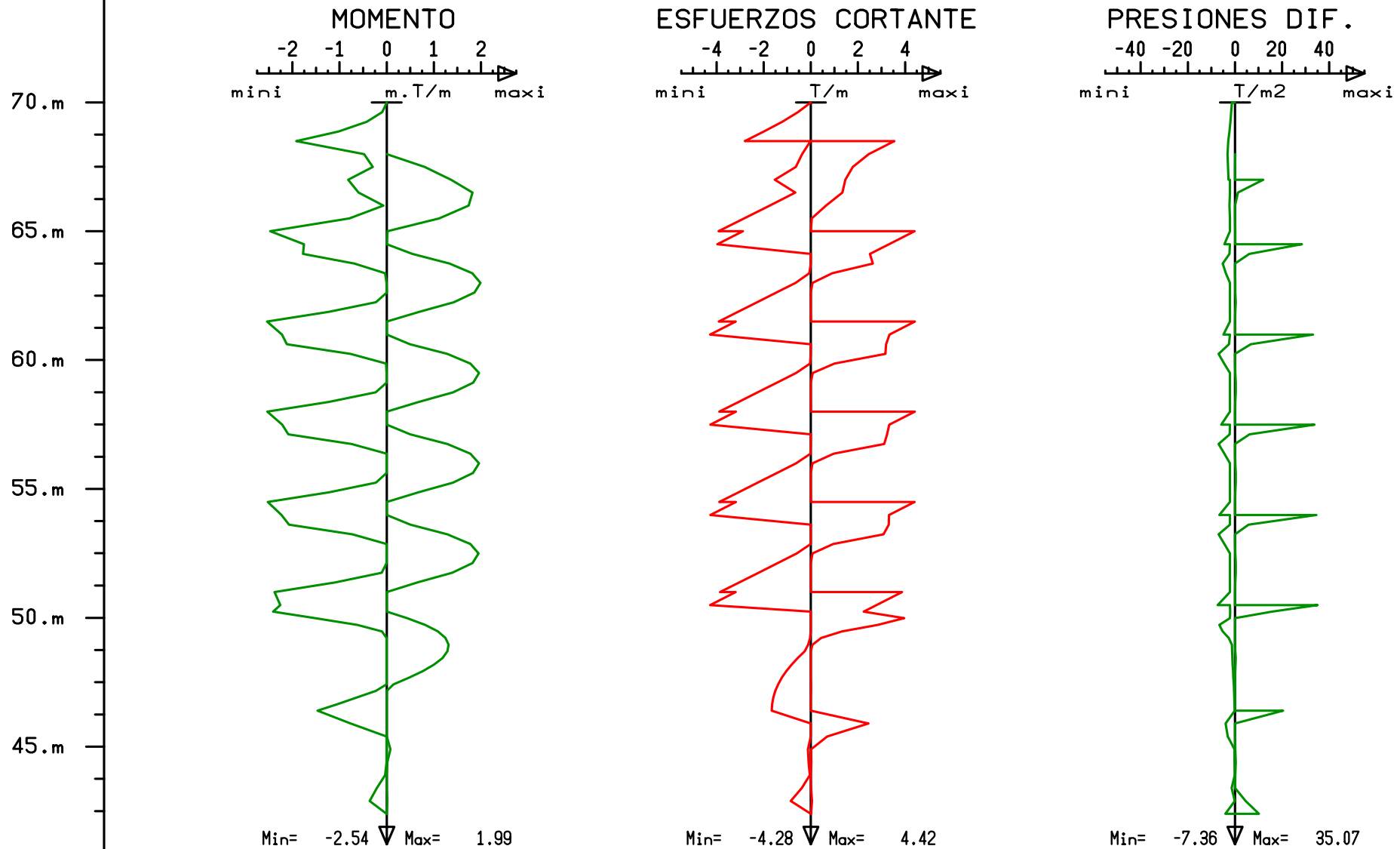
EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

ENVOLVENTES DESDE LA FASE 1 HASTA LA FASE 13



RIDO 4.12 (C) R.F.L

EPTISA Cinsa

SECCION1

16/07/12

2.1.2 RESUMEN ESFUERZOS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



GALERIA OLABARRIETA. SECCION 1

MICROPILOTES:

COTA CORONACIÓN	COTA EXCAVACIÓN ÚLTIMA	COTA PIE	ESFUERZOS MAXIMOS	
			Mk (m Tn/m)	Vk (Tn/m)
70	46,4	42,4	-2,54	4,42

ANCLAJES:

NIVEL	COTA (m)	CARGA HORIZONTAL SIN MAYORAR (Tn/m)	Nº CABLES	SEPARACIÓN HORIZONTAL (m)	CARGA MÁXIMA TRABAJO (Tn)	CARGA ÚLTIMA TRABAJO (Tn)	TESADO MÁXIMO (%)	INCLINACIÓN (º)	LONGITUD LIBRE (m)	LONGITUD BULBO (m)	LONGITUD TOTAL (m)
1	68,5	6,18	3 x 0,6"	3,66	39,18	62,43	62,75	30	5	5,0	10
2	65,0	8,31	3 x 0,6"	3,66	46,33	62,43	74,20	10	3	5,0	8
3	61,5	8,32	3 x 0,6"	3,66	46,38	62,43	74,29	10	3	5,0	8
4	58,0	8,30	3 x 0,6"	3,66	46,27	62,43	74,11	10	3	5,0	8
5	54,5	8,29	3 x 0,6"	3,66	46,21	62,43	74,02	10	3	5,0	8
6	51,0	7,72	3 x 0,6"	3,66	43,04	62,43	68,93	10	3	5,0	8

2.2. CÁLCULO CARGA HUNDIMIENTO

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



2 CÁLCULO CARGA DE HUNDIMIENTO DE LOS MICROPILOTES

Para el cálculo de la carga de hundimiento de los micropilotes, se seguirá lo indicado por la "Guía para el proyecto de ejecución de micropilotes en obra de carretera" editado por el Ministerio de Fomento, en el apartado 3.3, donde dice que:

$$R_{c,d} \geq N_{c,Ed}$$

Donde,

$R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al hundimiento.

$N_{c,Ed}$: Esfuerzo de cálculo (compresión), obtenido a partir de acciones mayoradas.

Dichas acciones serán:

- La componente vertical de los anclajes (ver última fase de cálculo pantalla):

$$F_{v1} = (6,12 \cdot \tan 30^\circ + (7,60 + 7,62 + 7,60 + 7,54 + 7,72) \cdot \tan 10^\circ) \cdot 1,50 = 15,37 \text{ Tn/m}$$

$$\rightarrow F_{v1} = 5,12 \text{ Tn/micropilote}$$

- Peso de las vigas riostras para su máxima altura:

$$F_{v2} = (0,85 \cdot 0,50 + 5 \cdot 0,70 \cdot 0,50) \cdot 2,50 \cdot 1,35 = 7,34 \text{ Tn/m} \rightarrow F_{v2} = 2,45 \text{ Tn/micropilote}$$

- Peso propio de los micropilotes (altura = 24,00 m.):

$$F_{v3} = (A_c \cdot \gamma_d + A_y \cdot \gamma_y) \cdot 24,00 \cdot 1,35 = (380,1 - 21,68) \cdot 2,50 + 21,68 \cdot 7,85 \cdot 24,00 \cdot 1,35$$

$$= 3,45 \text{ Tn/micropilote}$$

Total,

$$N_{c,Ed} = 11,02 \text{ Tn / micropilote}$$

Los micropilotes se empotraran en el sustrato rocoso (margocalizas), por lo que se verificará la siguiente igualdad:

$$R_{c,d} = R_{e,d}$$

$$R_{e,d} = A_{Le} \cdot f_{e,d} + A_{pe} \cdot q_{pe,d}$$

Donde;

$R_{e,d}$: Resistencia de cálculo en el empotramiento en roca (longitud de empotramiento en roca > 6D).

A_{Le} : Área lateral del micropilote en el empotramiento en roca.

$f_{e,d}$: resistencia unitaria por fuste de cálculo.

A_{pe} : Área de la sección recta de la punta.

$q_{pe,d}$: resistencia unitaria por la punta de cálculo.

Según la tabla 3.3 de la Guía y para rocas tipo margocaliza con una q_u de 25MPa, tenemos:

$$f_{e,d} = 0,15 \text{ Mpa}$$

$$q_{pe,d} = 0,07 \cdot q_u = 1,75 \text{ Mpa}$$

Con lo que nos da:

$$D_e = 22 \text{ cm}$$

$$L_e = 400 \text{ cm}$$

$$A_{Le} = L_e \cdot \pi \cdot D_e = 27.646,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{pe} = \frac{\pi \cdot D_e^2}{4} = 380,1 \text{ cm}^2$$

$$R_{e,d} = A_{Le} \cdot f_{e,d} + A_{pe} \cdot q_{pe,d} = 48,12 \text{ Tn / micropilote} > 11,02 \text{ Tn / micropilote} = N_{c,Ed}$$

2.3. COMPROBACIÓN SECCIÓN MICROPILOTE

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



3 COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL MICROPILOTE

A continuación se comprueba la resistencia estructural del micropilote a flexión y a cortante, suponiendo que únicamente colabora la armadura tubular del micropilote.

Según los cálculos de la sección tipo de la pantalla de micropilotes y recogidos en la tabla resumen, tenemos que los esfuerzos máximos de diseño valen:

$$M_k = 2,54m \cdot Tn / m$$

$$V_k = 4,42Tn / m$$

$$M_k = 2,54 / 3 = 0,85m \cdot Tn / micropilote$$

$$V_k = 4,42 / 3 = 1,47Tn / micropilote$$

Resistencia estructural a flexión:

Momento flector de cálculo mayorado:

$$M_{Ed} = 0,85m \text{ Tn/micropilote} \cdot 1,50 = 1,28 m \text{ Tn/micropilote}.$$

Resistencia de cálculo de la sección a flexión:

$$\text{Si } \frac{d_e - 2r_e}{t - r_e} \leq \frac{16450}{f_y} \rightarrow M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot F_{u,f}$$

$$\text{Si } \frac{16450}{f_y} < \frac{d_e - 2r_e}{t - r_e} \leq \frac{21150}{f_y} \rightarrow M_{c,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot F_{u,f}$$

Siendo;

d_e : diámetro exterior nominal de la armadura tubular.

d_i : diámetro interior nominal de la armadura tubular.

r_e : reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión. Según tabla 2.4 de la "Guía", para un suelo natural sin alterar tenemos un valor de 1,2 .

t : espesor de la armadura tubular

f_y : límite elástico del acero de la armadura tubular. Se definen una armadura N-80 con un límite elástico de 5500 kg/cm²

γ_a : coeficiente parcial de seguridad para el acero de la armadura tubular. Se tomará un valor de 1,10.

W_{pl} : módulo plástico de la sección:

$$W_{pl} = \frac{(d_e - 2r_e)^3 - d_i^3}{6}$$

W_{el}: módulo elástico de la sección:

$$W_{el} = \frac{\pi[(d_e - 2r_e)^4 - d_i^4]}{32(d_e - 2r_e)}$$

F_{u,f}: coeficiente de minoración del módulo resistente de la armadura tubular en función del tipo de unión. Se tomará 0,50.

Por lo tanto tenemos que la resistencia de cálculo a flexión vale:

d_e: 127,0 mm

d_i: 109 mm.

t: 9,0 mm.

r_e: 1,20 mm.

$$W_{pl} = \frac{(d_e - 2r_e)^3 - d_i^3}{6} = 106,57 \text{ cm}^3$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot F_{u,f} = 2,66 \text{ mTn/micropilote} \geq 1,28 \text{ mTn/micropilote} = M_{Ed}$$

Resistencia estructural a cortante:

Esfuerzo cortante de cálculo mayorado:

$$V_{Ed} = 1,47 \text{ Tn/micropilote} \cdot 1,50 = 2,21 \text{ Tn/micropilote}.$$

Resistencia de cálculo de la sección a esfuerzo cortante:

$$V_{c,Rd} = \frac{2A_{pr}}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

donde;

f_y: límite elástico del acero de la armadura tubular. Se definen una armadura N-80 con un límite elástico de 5500 kg/cm²

γ_a: coeficiente parcial de seguridad para el acero de la armadura tubular. Se tomará un valor de 1,10.

A_{pr}: sección reducida de la armadura tubular de acero, teniendo en cuenta la reducción de espesor por efecto de la corrosión.

$$A_{pr} = \frac{\pi}{4} \cdot \left[(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2 \right]$$

Siendo;

d_e : diámetro exterior nominal de la armadura tubular.

d_i : diámetro interior nominal de la armadura tubular.

r_e : reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión. Según tabla 2.4 de la "Guía", para un suelo natural sin alterar tenemos un valor de 1,2.

Por lo tanto tenemos que la resistencia de cálculo a cortante vale:

d_e : 127,0 mm

d_i : 109 mm.

r_e : 1,20 mm.

$$A_{pr} = \frac{\pi}{4} \cdot \left[(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2 \right] = 28,62 \text{ cm}^2$$

$$V_{c,Rd} = \frac{2A_{pr}}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = 52,60 \text{ Tn / micropilote} \geq 2,21 \text{ Tn / micropilote} = V_{Ed}$$

Resistencia estructural frente a esfuerzos combinados:

Debido a que el cortante de cálculo es menor que la mitad que la resistencia al esfuerzo cortante de la sección, puede despreciarse el efecto que produce el cortante sobre la minoración en la resistencia a flexión de la sección. Por lo tanto, no procede dicha comprobación.

2.4. DIMENSIONAMIENTO ANCLAJES

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



4 DIMENSIONAMIENTO ANCLAJES

- **Calidad del acero:**

El acero de los tirantes deberá cumplir, en cuanto a su calidad y resistencia, lo especificado tanto en la normativa nacional, fundamentalmente EHE y PG-3, como en la europea, Eurocódigo 2, o la que la sustituya en su caso.

La calidad de los aceros de los tirantes de los anclajes será al menos la especificada a continuación:

TIPO TIRANTE	LIMITE ELASTICO (MPa)	CARGA UNITARIA DE ROTURA (MPa)
Cable	1710	1910

Normalmente las tensiones de trabajo de estos aceros son del 60 % de su límite elástico en los anclajes permanentes y del 75 % en los anclajes provisionales.

- **Comprobación de la tensión admisible del acero**

Para la comprobación de la tensión admisible del acero del tirante se minorará la tensión admisible en el tirante de forma que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

Para anclajes permanentes como los dispuestos en este proyecto:

$$P_{Nd} / A_T \leq f_{pk} / 1,30$$

$$P_{Nd} / A_T \leq f_{yk} / 1,15$$

Siendo: P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

A_T = sección del tirante.

f_{pk} = límite de rotura del acero del tirante.

f_{yk} = límite elástico del acero del tirante.

Eligiendo un anclaje de cables de 3Ø0,6" con un área de 4,17 cm² y límite de rotura de 1910 N/mm² y límite elástico de 1710 N/mm², tenemos que:

$$P_{Nd} = 46,38 \text{ Tn (ver tabla resumen esfuerzos pantalla)}$$

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} = \frac{46380}{4,17} = 11122,3 \text{ kg/cm}^2 \leq \frac{f_{pk}}{1,30} = \frac{19100}{1,30} = 14692,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} = \frac{46380}{4,17} = 11122,3 \text{ kg/cm}^2 \leq \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{17100}{1,15} = 14869,6 \text{ kg/cm}^2$$

- **Comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada, dentro del bulbo**

Para la comprobación de la seguridad frente al deslizamiento del tirante en la lechada, dentro del bulbo se minorará la adherencia límite entre el tirante y la lechada que lo rodea en el bulbo, por el coeficiente 1,2.

Se deberá verificar:

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

Con: $\tau_{lim} = 6,9 (f_{ck} / 22,5)^{2/3}$

Siendo: P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

$$p_T = \text{perímetro nominal del tirante} = 2\sqrt{\pi \cdot A_T}$$

A_T = sección del tirante.

L_b = longitud de cálculo del bulbo.

τ_{lim} = adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en MPa.

f_{ck} = resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada expresada en MPa.

Para esta comprobación, el exceso de longitud del bulbo por encima de 14 m se minorará por el coeficiente de 0,70, a fin de tener en cuenta la posible rotura progresiva del mismo.

Por lo que;

$$p_T = 2\sqrt{\pi \cdot A_T} = 7,24 \text{ cm.}$$

$$L_b = 500 \text{ cm.}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = 6,9(f_{ck} / 22,5)^{2/3} = 7,40 \text{ MPa} = 74 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{Nd} / (L_b \cdot p_T) = 46380 / (500 \cdot 7,24) = 12,81 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_{lim} / 1,2 = 74 / 1,20 = 61,67 \text{ kg/cm}^2$$

- **Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo**

Para la comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo se minorará la adherencia límite del terreno que rodea al bulbo del anclaje para obtener la adherencia admisible a_{adm} . Se comprobará:

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

Siendo: P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

D_N = diámetro nominal del bulbo.

L_b = longitud de cálculo del bulbo.

a_{adm} = adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo.

D_N = Diámetro de perforación mínima según la tabla 4 .1 de la “Guía para el diseño de anclajes al terreno en obras de carretera” del ministerio de fomento.

a_{adm} = 3,00 kg/cm² según el anejo de geotecnia.

$$P_{Nd} / (\pi \cdot D_N \cdot L_b) = 46380 / (\pi \cdot 10,5 \cdot 500) = 2,81 \text{ kg/cm}^2 \leq a_{adm} = 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

2.5. DIMENSIONAMIENTO VIGAS REPARTO

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

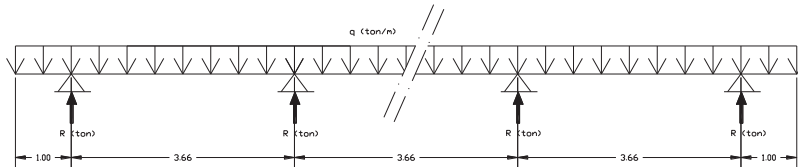
L5-AG-AN22_ObrSingul



5 DIMENSIONAMIENTO VIGA DE ATADO Y VIGAS RIOSTRAS

Para el cálculo de los esfuerzos sobre la vigas de atado de 50x85 cm², se ha definido un esquema estático de una viga semiinfinita de vanos iguales de 3,66 m. Para el cálculo de los esfuerzos sobre la vigas de reparto de 50x70 cm², se ha definido un esquema estático de una viga semiinfinita de vanos iguales de 3,66 m. Las vigas tendrán una carga uniforme correspondiente a la fuerza que ejercen los anclajes contra el terreno por metro lineal.

- **Viga de atado:**



$$l = 3,66m$$

$$q = 6,18Tn/m$$

Esfuerzos:

$$M^- = -0,105 \cdot q \cdot l^2 = -8,69ton \cdot m$$

$$M^+ = 0,078 \cdot q \cdot l^2 = 6,46ton \cdot m$$

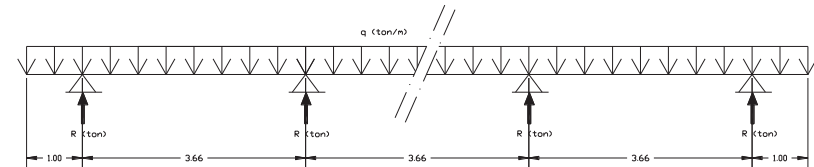
$$V = -(0,605 \cdot l - d) \cdot q = -10,90on$$

Por lo tanto la envolvente de los esfuerzos de diseño será:

$$M_d = 8,69 \cdot 1,50 = 13,04ton \cdot m$$

$$V_d = 10,90 \cdot 1,50 = 16,35ton$$

- **Vigas riostras:**



$$l = 3,66m$$

$$q = 8,32Tn/m$$

Esfuerzos:

$$M^- = -0,105 \cdot q \cdot l^2 = -11,70ton \cdot m$$

$$M^+ = 0,078 \cdot q \cdot l^2 = 8,69ton \cdot m$$

$$V = -(0,605 \cdot l - d) \cdot q = -14,68ton$$

Por lo tanto la envolvente de los esfuerzos de diseño será:

$$M_d = 11,70 \cdot 1,50 = 17,55ton \cdot m$$

$$V_d = 14,68 \cdot 1,50 = 22,02ton$$

VIGA ATADO

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

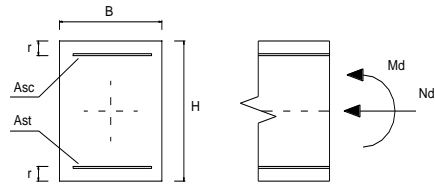
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 0,85 \text{ m}$
 Canto seccion $H = 0,5 \text{ m}$
 Recubrimiento $r = 0,05 \text{ m}$

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 130,40 \text{ m KN}$
 Axil de diseño $N_d = 0,00 \text{ KN}$

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000 \text{ KN/m}^2$ $d' = 0,05 \text{ m}$
 $U_o = 7650 \text{ KN/m}^2$ $d = 0,45 \text{ m}$
 $U_v = 1700,0 \text{ KN/m}^2$ $x_{lim} = 0,28125 \text{ m}$
 $U_a = 8500,0 \text{ KN/m}^2$ $M_{lim} = 1290,9375 \text{ m KN}$
 $F_{ct,m} = 2,9 \text{ Mpa}$ $I_{bruta} = 0,0089 \text{ m}^4$
 $F_{ct,m,fl} = 4,63 \text{ Mpa}$ $W_{bruta} = 0,035416667 \text{ m}^3$

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm^2 $U_{sc} = 0 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $6,796140748 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 295,4843803 \text{ KN}$

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): $7,498 \text{ cm}^2$ $U_{sc} = 326,00 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $7,498 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 326,00 \text{ KN}$

Cuantías mínimas

Flexión compuesta	$U_{st} >$	486,17 KN	11,18 cm^2
	$U_{sc} >$	0,00 KN	0,00 cm^2
Compresión compuesta	$U_{st} \text{ y } U_{sc} >$	0,00 KN	0,00 cm^2
	$U_{st} \text{ y } U_{sc} <$	4.250,00 KN	97,75 cm^2

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada.
A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

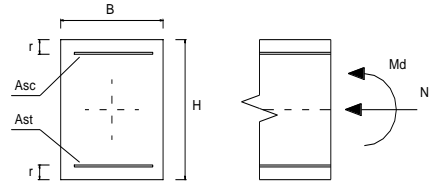
Momento de diseño $M_d = 13,04 \text{ ton}\cdot\text{m}$ 130,4
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$ 0

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 85 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 50 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 722,500 Soluciones
 B = -650,250 $y_1 = 0,879$
 C = 13,040 $y_2 = 0,021$

 $y = 0,0205 \text{ m}$ $x = 0,0257 \text{ m}$

 $M_{lim} = 110,12 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,2827 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 0,60 \cdot 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 6,82 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \cdot 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	25
8	14
10	9
12	7
16	4
20	3
25	2
32	1

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

Uo= 650,25 ton Mlim= 109,7 ton*m
 Uv= 144,5 ton
 Ua= 722,5 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 29,7 ton

Ast= 6,82 cm2

φ	Nº RED
6	25
8	14
10	9
12	7
16	4
20	3
25	2
32	1

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton

Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,0 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

Si Ust-Usc<Uv

Mu= 7,09 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv

Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo

Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 32,6 ton

Ast= 7,50 cm2

ϕ	Nº RED
6	27
8	15
10	10
12	7
16	4
20	3
25	2
32	1

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 15,6 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI $e_o > K_1$

Nu= 58,80 ton

Mu=Nu*eo= 19,40 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 4250 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	17	17	-	-
LOSAS				
Astrongit	8,5	7,65	-	-
Astransv	8,5	7,65	-	-
VIGAS	14,025	11,9	4,2	3,6
MUROS				
Ashoriz	17	13,6	-	-
Asvert	5,1	3,825	1,5	1,1

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 7,8 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

(*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**

(**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

(***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	7650	KN/m ²	$d =$	0,45
$U_v =$	1700,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	1290,9375 m KN
$U_a =$	8500,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,28125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
				1290,9375

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	295,5	KN	Ast=	6,80	cm2
------	-------	----	------	------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	923,65625	ton	Ast=	21,24	cm2
------	-----------	-----	------	-------	-----

Armadura de compresion

Usc=	-2901,3	ton	Asc=	-66,73	cm2
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	295,4843803	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	295,484		
Uv=	1700,0		
0,5*Uo=	3825		

SI $U_{st}-U_{sc} < U_v$

Mu= 130,40 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st}-U_{sc} > U_v$

Mu= -1032,71 KN m

SI $U_{st}-U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 611,43 KN m

alpha

0,038625

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

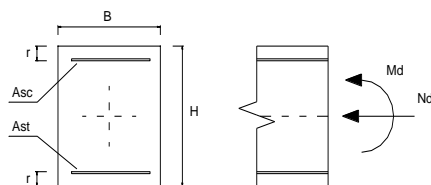
COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	0,85 m
Canto seccion	H=	0,50 m
Recubrimiento	r=	0,05 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	86,90 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	12,06 cm²
Armadura de tracción (Ast):	12,06 cm²
Diametro	16,00 mm
Separación	14,00 cm
d' =	0,06 m
d =	0,44 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	8854167774 mm4	
W Homogeneizada=	35416671,1 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	2,45 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-2,45 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-3,19 N/mm2	

NO ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-165.213,98 KN/m²	(-165,2139769 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 203779,3686
Mf	112,84 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-215.413,49 KN/m²	(-215,4134876 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,14 m²		
S=	0,2239 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00031		
Wk=	0,120 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

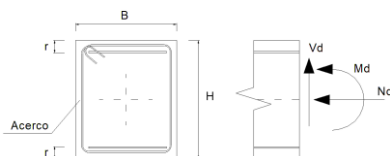
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 0,85$ m
 $H = 0,5$ m
 $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 7650$ KN/m²
 $U_v = 1700,0$ KN/m²
 $U_a = 8500,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,05$ m
 $d = 0,45$ m
 $x_{lim} = 0,28125$ m
 $M_{lim} = 1290,9375$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0089$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,035416667$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 163,50$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 163,5$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45,00^\circ$
 $\theta_e = 45,00$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 0,00$ KN
COT $\theta = 1,0000000041$
COT $\theta_e = 1,00$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 2295,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 382,98$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 12,06$ cm²
 $A_{sc} = 12,06$ cm²
 $\rho = 0,00315$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{sion} = 1,666666667$

$V_{u2} > 225,39$ KN
 $V_{u2} = 179,76$ KN
CORRECTO

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 134,82$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = 28,68$ KN
 $A_s = 0,00$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,07$
 $S_l = 0,3375$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,45$ m Separación transversal entre ramas

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

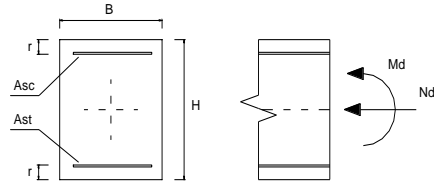
Momento de diseño $M_d = 950 \text{ ton}\cdot\text{m}$
 Axil de diseño $N_d = 700 \text{ ton}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5100 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 100 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 200 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 3,5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 850,000 Soluciones
 B = -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C = 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690 \text{ m}$ $x = 0,7112 \text{ m}$

 $M_{lim} = 1782,58 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 1,2255 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast = 3,7 cm²

$U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc = 0,0 cm²

$U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $e_o > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima** de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima** correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical** es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	7650	KN/m ²	$d =$	0,45
$U_v =$	1700,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	1290,9375 m KN
$U_a =$	8500,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,28125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
	1290,9375			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	#¡NUM!	KN	Ast=	#¡NUM!	cm2
------	--------	----	------	--------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	24347,65625	ton	Ast=	560,00	cm2
------	-------------	-----	------	--------	-----

Armadura de compresion

Usc=	20522,7	ton	Asc=	472,02	cm2
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	24347,65625	Usc=	20522,7
(Ust-Usc)=	3825,000		
Uv=	1700,0		
0,5*Uo=	3825		

SI Ust-Usc < Uv

Mu= 9733,73 KN m

SI 0,5*Uo > Ust-Usc > Uv

Mu= 9069,69 KN m

SI Ust-Usc > 0,5*Uo

Mu= 9500,00 KN m

alpha

4,79232

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

 $\alpha = 0.39$

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Mu=Nu*eo= #¡DIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

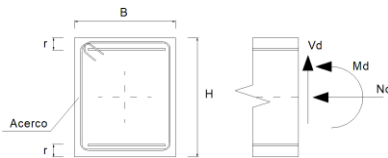
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

VIGAS RIOSTRAS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

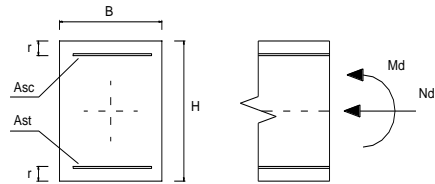
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigón $f_{cd} = 30 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho sección $B = 0,7 \text{ m}$
 Canto sección $H = 0,5 \text{ m}$
 Recubrimiento $r = 0,05 \text{ m}$

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 175,50 \text{ m KN}$
 Axil de diseño $N_d = 0,00 \text{ KN}$

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000 \text{ KN/m}^2$ $d' = 0,05 \text{ m}$
 $U_o = 6300 \text{ KN/m}^2$ $d = 0,45 \text{ m}$
 $U_v = 1400,0 \text{ KN/m}^2$ $x_{lim} = 0,28125 \text{ m}$
 $U_a = 7000,0 \text{ KN/m}^2$ $M_{lim} = 1063,1250 \text{ m KN}$
 $F_{ct,m} = 2,9 \text{ Mpa}$ $I_{bruta} = 0,0073 \text{ m}^4$
 $F_{ct,m,fl} = 4,63 \text{ Mpa}$ $W_{bruta} = 0,029166667 \text{ m}^3$

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm^2 $U_{sc} = 0 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $9,266287377 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 402,8820599 \text{ KN}$

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): $10,09125 \text{ cm}^2$ $U_{sc} = 438,75 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $10,09125 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 438,75 \text{ KN}$

Cuantías mínimas

Flexión compuesta	$U_{st} > 400,37 \text{ KN}$	$9,21 \text{ cm}^2$
	$U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
Compresión compuesta	$U_{st} \text{ y } U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
	$U_{st} \text{ y } U_{sc} < 3.500,00 \text{ KN}$	$80,50 \text{ cm}^2$

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares	4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾	2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,6
Vigas ⁽⁴⁾	3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0
	Armadura vertical	1,2

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretesas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

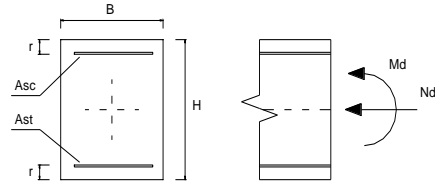
Momento de diseño $M_d = 17,55 \text{ ton}\cdot\text{m}$ 175,5
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$ 0

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 70 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 50 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 595,000 Soluciones
 B= -535,500 $y_1 = 0,866$
 C= 17,550 $y_2 = 0,034$

 $y = 0,0341 \text{ m}$ $x = 0,0426 \text{ m}$

 $M_{lim} = 90,68 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,2827 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 1,05 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 9,32 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	33
8	19
10	12
12	9
16	5
20	3
25	2
32	2

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

$U_o = 535,5$ ton $M_{lim} = 90,4$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 595,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 40,5$ ton **Ast = 9,32 cm²**

ϕ	Nº RED
6	33
8	19
10	12
12	9
16	5
20	3
25	2
32	2

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

ϕ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast = 3,7 cm²

Ust = 16,0 ton

Armadura de compresion

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc = 0,0 cm²

Usc = 0,0 ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 7,07 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 43,9 ton

Ast= 10,09 cm2

ϕ	Nº RED
6	36
8	21
10	13
12	9
16	6
20	4
25	3
32	2

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 16,0 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI $e_o > K_1$

Nu= 56,81 ton

Mu=Nu*eo= 18,75 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 3500 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	14	14	-	-
LOSAS				
Aslongit	7	6,3	-	-
Astransv	7	6,3	-	-
VIGAS	11,55	9,8	3,5	2,9
MUROS				
Ashoriz	14	11,2	-	-
Asvert	4,2	3,15	1,3	0,9

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 6,4 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6300	KN/m²	$d =$	0,45
$U_v =$	1400,0	KN/m²	$M_{lim} =$	1063,1250 m KN
$U_a =$	7000,0	KN/m²	$x_{lim} =$	0,28125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m²
	1063,125			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	402,9	KN	Ast=	9,27	cm²
------	-------	----	------	------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	930,9375	ton	Ast=	21,41	cm²
------	----------	-----	------	-------	-----

Armadura de compresion

Usc=	-2219,1	ton	Asc=	-51,04	cm²
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	402,8820599	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	402,882		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	3150		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

Mu= 175,50 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

Mu= -717,92 KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 606,35 KN m

alpha

0,06395

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

3150

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 438,8 KN

Ast= 10,09 cm2

438,75
0
438,75

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 438,8 KN

Ast= 10,09 cm2

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= -3061,25 KN

Ast= -70,41 cm2

m1= -1260,0

m2= -830,7

α = 0,49

ϕ

6

8

10

12

16

20

25

32

ϕ

6

8

10

12

16

20

25

32

ϕ

6

8

10

12

16

20

25

32

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= #iDIV/0! ton

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= #iDIV/0! ton

SI $eo < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= #iDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m

SI $eo > K_1$

Nu= #iDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m

K1= #iDIV/0! cm

m1= #iDIV/0! ton*m

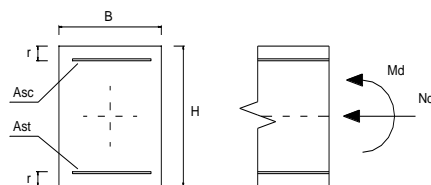
m2= #iDIV/0! ton*m

α = #iDIV/0!

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigón	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoración del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoración del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	0,70 m
Canto seccion	H=	0,50 m
Recubrimiento	r=	0,05 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	117,00 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	15,71 cm²
Armadura de tracción (Ast):	15,71 cm²
Diametro	20,00 mm
Separación	14,00 cm
d' =	0,06 m
d =	0,44 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	7291668110 mm4	
W Homogeneizada=	29166672,44 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	4,01 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-4,01 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-3,19 N/mm2	

ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-173.081,05 KN/m²	(-173,0810482 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 211576,2977
Mf	92,93 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-136.824,42 KN/m²	(-136,8244238 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,14 m²		
S=	0,2171 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00057		
Wk=	0,209 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

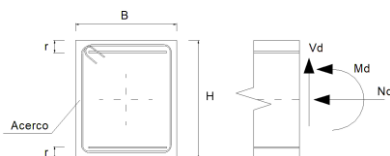
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 0,7$ m
 $H = 0,5$ m
 $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 6300$ KN/m²
 $U_v = 1400,0$ KN/m²
 $U_a = 7000,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,05$ m
 $d = 0,45$ m
 $x_{lim} = 0,28125$ m
 $M_{lim} = 1063,1250$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0073$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,029166667$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 220,20$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 220,2$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45,00^\circ$
 $\theta_e = 45,00$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 0,00$ KN
COT $\theta = 1,000000493$
COT $\theta_e = 1,00$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 1890,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 315,39$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 15,71$ cm²
 $A_{sc} = 15,71$ cm²
 $\rho = 0,00499$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{silon} = 1,666666667$

$V_{u2} > 185,62$ KN
 $V_{u2} = 172,49$ KN
FALLO DE BIELAS HGON.

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 129,37$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = 90,83$ KN
 $A_s = 5,16$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,12$
 $S_l = 0,3375$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,45$ m Separación transversal entre ramas

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

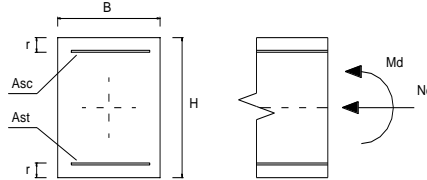
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690 \text{ m}$ $x = 0,7112 \text{ m}$
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 ΔA_s = FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{st} = 3,7$ cm²
 $U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{sc} = 0,0$ cm²
 $U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $e_o > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras.** Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6300	KN/m ²	$d =$	0,45
$U_v =$	1400,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	1063,1250 m KN
$U_a =$	7000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,28125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²

1063,125

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < M_{lim}: SIN ARMADURA DE COMPRESION

U _{st} =	#iNUM!	KN	A _{st} =	#iNUM!	cm ²
-------------------	--------	----	-------------------	--------	-----------------

Md > M_{lim}: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

U _{st} =	24242,1875	ton	A _{st} =	557,57	cm ²
-------------------	------------	-----	-------------------	--------	-----------------

Armadura de compresion

U _{sc} =	21092,2	ton	A _{sc} =	485,12	cm ²
-------------------	---------	-----	-------------------	--------	-----------------

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

U _{st} =	24242,1875	U _{sc} =	21092,2
(U _{st} -U _{sc}) =	3150,000		
U _v =	1400,0		
0,5*U _o =	3150		

SI U_{st}-U_{sc} < U_v

M_u = 9693,36 KN m

SI 0,5*U_o > U_{st}-U_{sc} > U_v

M_u = 9145,63 KN m

SI U_{st}-U_{sc} > 0,5*U_o

M_u = 9500,00 KN m

alpha

5,856746

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

eo=Mu/Nu= 33 cm

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,4 cm2

Ust= #jDIV/0! ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 3,4 cm2

Usc= #jDIV/0! ton

Si eo < 0

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

Si 0 < eo < K1

Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

Si eo > K1

Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

K1= #jDIV/0! cm

m1= #jDIV/0! ton*m

m2= #jDIV/0! ton*m

α= #jDIV/0!

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

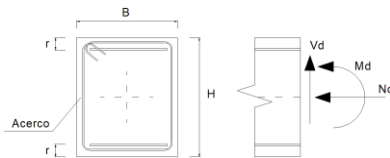
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

3. MURO HORMIGÓN

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



SECCIÓN 1

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1.- NORMA Y MATERIALES.....	2
2.- ACCIONES.....	2
3.- DATOS GENERALES.....	2
4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....	2
5.- SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO.....	3
6.- GEOMETRÍA.....	3
7.- ESQUEMA DE LAS FASES.....	4
8.- RESULTADOS DE LAS FASES.....	4
9.- COMBINACIONES.....	5
10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO.....	5
11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA.....	5
12.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)	9
13.- MEDICIÓN.....	9



1.- NORMA Y MATERIALES

Norma: EHE-08 (España)

Hormigón: HA-25, $Y_c=1.5$

Acero de barras: B 500 S, $Y_s=1.15$

Tipo de ambiente: Clase IIa

Recubrimiento en el intradós del muro: 3.0 cm

Recubrimiento en el trasdós del muro: 3.0 cm

Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm

Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm

Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.0 cm

Tamaño máximo del árido: 25 mm

2.- ACCIONES

Empuje en el intradós: Pasivo

Empuje en el trasdós: Activo

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.20 m

Enrase: Trasdós

Longitud del muro en planta: 1.00 m

Sin juntas de retracción

Tipo de cimentación: Zapata corrida

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Cota de la roca: -4.30 m

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %

Evacuación por drenaje: 100 %

Porcentaje de empuje pasivo: 50 %

Cota empuje pasivo: 0.00 m

Tensión admisible: 1.00 kp/cm²

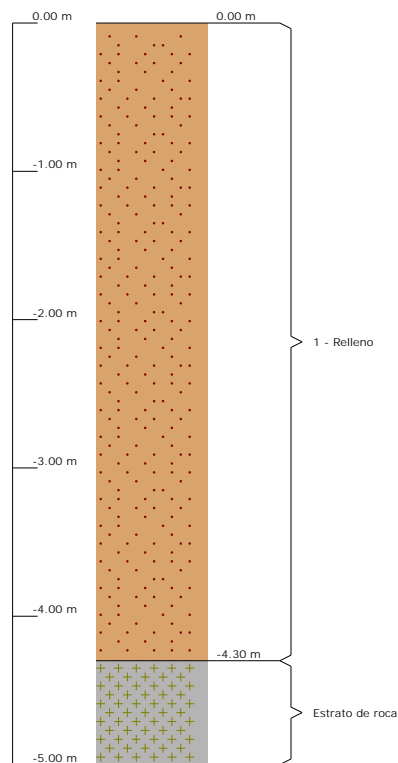
Coefficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.60

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 - Relleno	0.00 m	Densidad aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.00 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 30.00 grados Cohesión: 0.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 3.00



5.- SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO



6.- GEOMETRÍA

MURO

Altura: 4.00 m
Espesor superior: 30.0 cm
Espesor inferior: 30.0 cm

ZAPATA CORRIDA

Con puntera y talón
Canto: 50 cm
Vuelos intradós / trasdós: 75.0 / 125.0 cm
Hormigón de limpieza: 10 cm

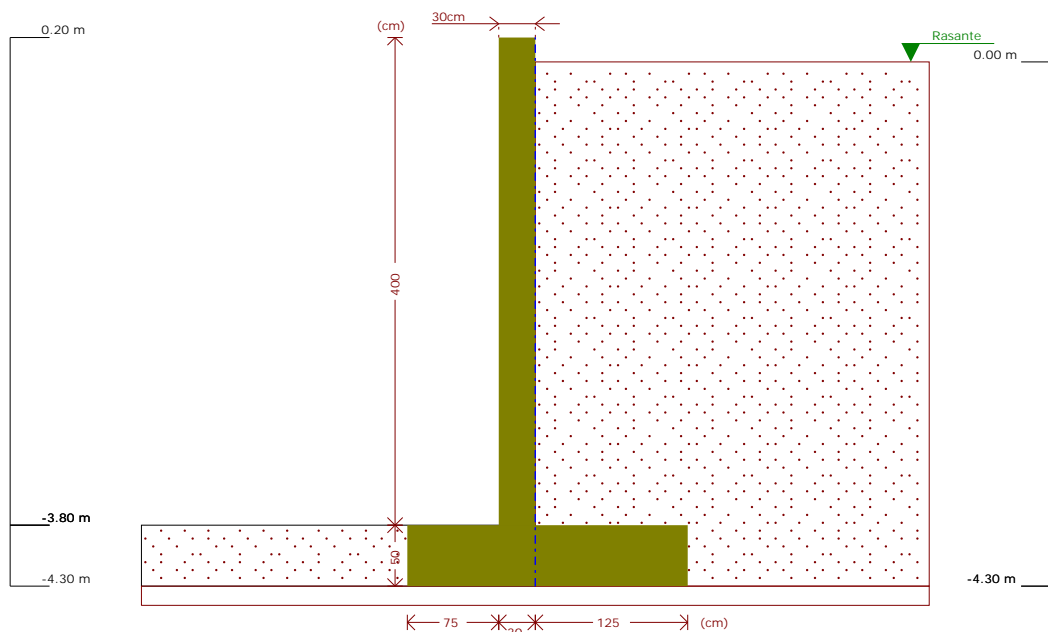


Selección de listados

Altura 4,00 m.

Fecha: 17/07/12

7.- ESQUEMA DE LAS FASES



Fase 1: Fase

8.- RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t.m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.19	0.29	0.01	0.00	0.12	0.00
-0.59	0.59	0.11	0.02	0.39	0.00
-0.99	0.89	0.32	0.11	0.66	0.00
-1.39	1.19	0.64	0.30	0.92	0.00
-1.79	1.49	1.06	0.63	1.19	0.00
-2.19	1.79	1.59	1.16	1.46	0.00
-2.59	2.09	2.23	1.92	1.72	0.00
-2.99	2.39	2.97	2.96	1.99	0.00
-3.39	2.69	3.82	4.31	2.26	0.00
-3.79	2.99	4.78	6.02	2.52	0.00
Máximos	3.00	4.80	6.07	2.53	0.00
	Cota: -3.80 m	Cota: -3.80 m	Cota: -3.80 m	Cota: -3.80 m	Cota: 0.20 m
Mínimos	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Cota: 0.20 m	Cota: 0.20 m	Cota: 0.20 m	Cota: 0.20 m	Cota: 0.20 m



Selección de listados

Altura 4,00 m.

Fecha: 17/07/12

9.- COMBINACIONES

HIPÓTESIS

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Combinación	Hipótesis	
	1	2
1	1.00	1.00
2	1.35	1.00
3	1.00	1.50
4	1.35	1.50

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Combinación	Hipótesis	
	1	2
1	1.00	1.00

10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

CORONACIÓN				
Armadura superior: 2 Ø12				
Anclaje intradós / trasdós: 21 / 20 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/20 Solape: 0.25 m	Ø12c/15	Ø16c/20 Solape: 0.56 m	Ø12c/15
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø12c/20	Ø16c/20 Patilla Intradós / Trasdós: 40 / 40 cm		
Inferior	Ø12c/20	Ø12c/20 Patilla intradós / trasdós: 40 / 40 cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: Seccion1 (Altura 4,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro:	Máximo: 54.27 t/m Calculado: 7.2 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)	Mínimo: 20 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: Norma EHE-08. Artículo 69.4.1	Mínimo: 3.1 cm	
- Trasdós:	Calculado: 13.8 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 13.8 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1	Máximo: 30 cm	
- Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple



Selección de listados

Altura 4,00 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Muro: Seccion1 (Altura 4,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
- Intradós:	Calculado: 15 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0016	
- Trasdós (-3.80 m):	Calculado: 0.00251	Cumple
- Intradós (-3.80 m):	Calculado: 0.00251	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: Criterio J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)	Calculado: 0.00251	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00067	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00026	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: - Trasdós (-3.80 m): Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00335	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: - Trasdós (-3.80 m): Norma EHE-08. Artículo 42.3.2	Mínimo: 0.00153 Calculado: 0.00335	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: - Intradós (-3.80 m): Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.0013	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: - Intradós (-3.80 m): Norma EHE-08. Artículo 42.3.3	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.0013	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: Norma EHE-08. Artículo 69.4.1	Mínimo: 3.1 cm	
- Trasdós:	Calculado: 16.8 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 18 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 20 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: Comprobación realizada por unidad de longitud de muro		Cumple
Comprobación a cortante: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1	Máximo: 17.49 t/m Calculado: 6.24 t/m	Cumple
Comprobación de fisuración: Norma EHE-08. Artículo 49.2.3	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.297 mm	Cumple
Longitud de solapes: Norma EHE-08. Artículo 69.5.2		
- Base trasdós:	Mínimo: 0.56 m Calculado: 0.56 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.25 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: Criterio J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.		
- Trasdós:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 21 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: Criterio J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 2.2 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		



Selección de listados

Altura 4,00 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Muro: Seccion1 (Altura 4,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
<ul style="list-style-type: none">- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -3.80 m- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -3.80 m- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -3.80 m, Md: 9.11 t·m/m, Nd: 3.00 t/m, Vd: 7.20 t/m, Tensión máxima del acero: 3.675 t/cm²- Sección crítica a cortante: Cota: -3.54 m- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -3.80 m, M: 6.07 t·m/m, N: 3.00 t/m		
Referencia: Zapata corrida: Seccion1 (Altura 4,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: Valor introducido por el usuario.		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 2.49	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.56	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: Norma EHE-08. Artículo 58.8.1.	Mínimo: 25 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: Valor introducido por el usuario.		
- Tensión media:	Máximo: 1 kp/cm ² Calculado: 0.668 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 1.25 kp/cm ² Calculado: 1.179 kp/cm ²	Cumple
Flexión en zapata: Comprobación basada en criterios resistentes		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 3.74 cm ² /m Calculado: 10.05 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 5.65 cm ² /m	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 10.05 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 2.29 cm ² /m Calculado: 5.65 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1.		
- Trasdós:	Máximo: 24.67 t/m Calculado: 6.89 t/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 4.35 t/m	Cumple
Longitud de anclaje: Norma EHE-08. Artículo 69.5.		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 28 cm Calculado: 42.6 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 25 cm Calculado: 42.6 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado superior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple



Selección de listados

Altura 4,00 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Zapata corrida: Seccion1 (Altura 4,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Recubrimiento: - Lateral: Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1.	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
Diámetro mínimo: Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.	Mínimo: Ø12	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø12	Cumple
Separación máxima entre barras: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1.	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.16 (pag.129).	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5.	Mínimo: 0.0009	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00113	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00113	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00113	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00201	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		
- Armadura longitudinal inferior: Norma EHE-08. Artículo 55.	Mínimo: 0.00028 Calculado: 0.00113	Cumple
- Armadura longitudinal superior: Norma EHE-08. Artículo 55.	Mínimo: 0.0005 Calculado: 0.00113	Cumple
- Armadura transversal inferior: Norma EHE-08. Artículo 42.3.2.	Mínimo: 0.00062 Calculado: 0.00113	Cumple
- Armadura transversal superior: Norma EHE-08. Artículo 42.3.2.	Mínimo: 0.00094 Calculado: 0.00201	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 7.06 t·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 4.35 t·m/m		



Selección de listados

Altura 4,00 m.

Fecha: 17/07/12

12.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Seccion1 (Altura 4,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo: - Fase: Coordenadas del centro del círculo (0.16 m ; 6.63 m) - Radio: 10.17 m: Valor introducido por el usuario.	Mínimo: 1.8 Calculado: 7.1	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Fase: Combinaciones sin sismo - Debido a que el círculo de deslizamiento pésimo pasa por el elemento de contención, éste deberá resistir un cortante de, al menos, 54.934 t/m en la intersección con dicho círculo. Esto es necesario para garantizar la validez del coeficiente de seguridad calculado.		

13.- MEDICIÓN

Referencia: Muro		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø10	Ø12	Ø16	
Armado base transversal	Longitud (m)	6x4.16			24.96
	Peso (kg)	6x2.56			15.39
Armado longitudinal	Longitud (m)		28x0.86		24.08
	Peso (kg)		28x0.76		21.38
Armado base transversal	Longitud (m)			6x4.14	24.84
	Peso (kg)			6x6.53	39.21
Armado longitudinal	Longitud (m)		28x0.86		24.08
	Peso (kg)		28x0.76		21.38
Armado viga coronación	Longitud (m)		2x0.86		1.72
	Peso (kg)		2x0.76		1.53
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m)		6x2.95		17.70
	Peso (kg)		6x2.62		15.71
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m)		12x0.86		10.32
	Peso (kg)		12x0.76		9.16
Armadura superior - Transversal	Longitud (m)			6x2.94	17.64
	Peso (kg)			6x4.64	27.84
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m)		12x0.86		10.32
	Peso (kg)		12x0.76		9.16
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)	6x0.97			5.82
	Peso (kg)	6x0.60			3.59
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)			6x1.27	7.62
	Peso (kg)			6x2.00	12.03
Totales	Longitud (m)	30.78	88.22	50.10	
	Peso (kg)	18.98	78.32	79.08	176.38
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	33.86	97.04	55.11	
	Peso (kg)	20.88	86.15	86.99	194.02

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)				Hormigón (m³)	
	Ø10	Ø12	Ø16	Total	HA-25, Yc=1.5	Limpieza
Referencia: Muro	20.88	86.15	86.99	194.02	2.35	0.23
Totales	20.88	86.15	86.99	194.02	2.35	0.23

SECCIÓN 2

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1.- NORMA Y MATERIALES.....	2
2.- ACCIONES.....	2
3.- DATOS GENERALES.....	2
4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....	2
5.- SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO.....	3
6.- GEOMETRÍA.....	3
7.- ESQUEMA DE LAS FASES.....	4
8.- RESULTADOS DE LAS FASES.....	4
9.- COMBINACIONES.....	5
10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO.....	5
11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA.....	5
12.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)	10
13.- MEDICIÓN.....	10



1.- NORMA Y MATERIALES

Norma: EHE-08 (España)

Hormigón: HA-25, $Y_c=1.5$

Acero de barras: B 500 S, $Y_s=1.15$

Tipo de ambiente: Clase IIa

Recubrimiento en el intradós del muro: 3.0 cm

Recubrimiento en el trasdós del muro: 3.0 cm

Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm

Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm

Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.0 cm

Tamaño máximo del árido: 25 mm

2.- ACCIONES

Empuje en el intradós: Pasivo

Empuje en el trasdós: Activo

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.20 m

Enrase: Intradós

Longitud del muro en planta: 1.00 m

Sin juntas de retracción

Tipo de cimentación: Zapata corrida

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Cota de la roca: -7.10 m

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %

Evacuación por drenaje: 100 %

Porcentaje de empuje pasivo: 50 %

Cota empuje pasivo: 0.00 m

Tensión admisible: 5.00 kp/cm²

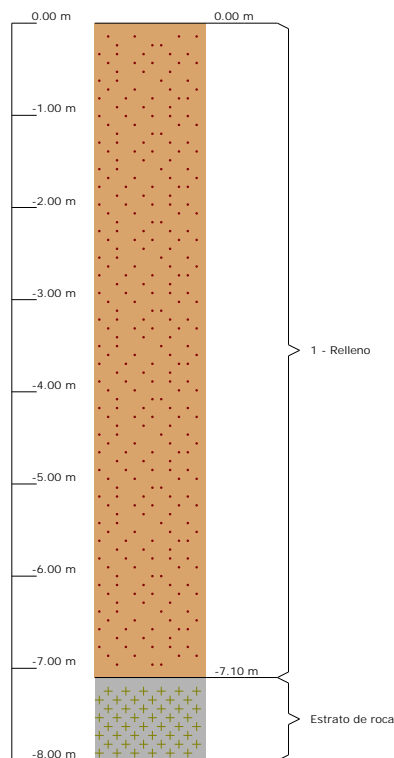
Coefficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.60

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 - Relleno	0.00 m	Densidad aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.00 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 30.00 grados Cohesión: 0.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 3.00



5.- SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO



6.- GEOMETRÍA

TRAMOS DEL MURO

Cota de la coronación	Descripción
0.20 m	Altura: 3.50 m Espesor superior: 30.0 cm Espesor inferior: 30.0 cm
-3.30 m	Altura: 3.00 m Espesor superior: 60.0 cm Espesor inferior: 60.0 cm
Altura total: 6.50 m	

ZAPATA CORRIDA

Con puntera y talón Canto: 80 cm Vuelos intradós / trasdós: 125.0 / 200.0 cm Hormigón de limpieza: 10 cm

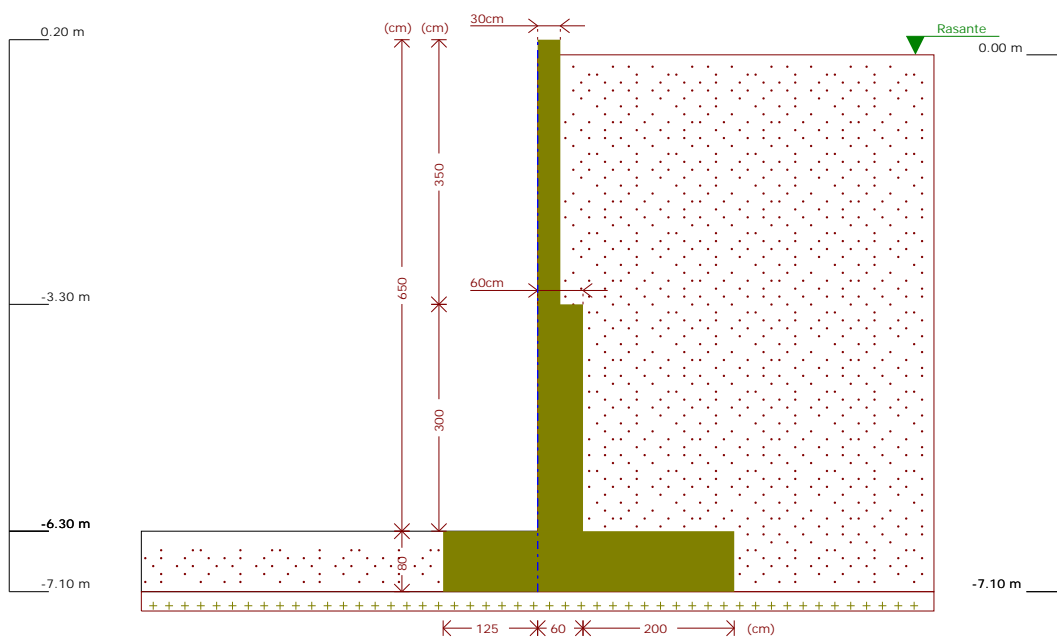


Selección de listados

Altura 6,50 m.

Fecha: 17/07/12

7.- ESQUEMA DE LAS FASES



Fase 1: Fase

8.- RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.44	0.48	0.06	0.01	0.29	0.00
-1.09	0.97	0.39	0.14	0.72	0.00
-1.74	1.45	1.00	0.58	1.16	0.00
-2.39	1.94	1.90	1.51	1.59	0.00
-3.04	2.43	3.07	3.11	2.02	0.00
-3.67	5.16	4.48	5.57	2.44	0.00
-4.32	6.14	6.21	9.02	2.88	0.00
-4.97	7.11	8.22	13.70	3.31	0.00
-5.62	8.08	10.51	19.77	3.74	0.00
-6.27	9.06	13.08	27.42	4.18	0.00
Máximos	9.10	13.21	27.81	4.20	0.00
	Cota: -6.30 m	Cota: -6.30 m	Cota: -6.30 m	Cota: -6.30 m	Cota: 0.20 m
Mínimos	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Cota: 0.20 m	Cota: 0.20 m	Cota: 0.20 m	Cota: 0.20 m	Cota: 0.20 m



Selección de listados

Altura 6,50 m.

Fecha: 17/07/12

9.- COMBINACIONES

HIPÓTESIS

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Combinación	Hipótesis	
	1	2
1	1.00	1.00
2	1.35	1.00
3	1.00	1.50
4	1.35	1.50

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Combinación	Hipótesis	
	1	2
1	1.00	1.00

10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

CORONACIÓN				
Armadura superior: 2 Ø16				
Anclaje intradós / trasdós: 21 / 20 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Solape: 0.25 m	Ø12c/15	Ø12c/15 Solape: 0.45 m	Ø12c/15
2	Ø10c/30 Solape: 0.25 m	Ø16c/20	Ø25c/15 Solape: 1.88 m	Ø16c/20
ZAPATA				
Armadura		Longitudinal	Transversal	
Superior		Ø16c/25	Ø16c/15 Patilla Intradós / Trasdós: 70 / 70 cm	
Inferior		Ø16c/25	Ø16c/20 Patilla intradós / trasdós: 70 / 70 cm	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: Seccion2 (Altura 6,50 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro:		
- Tramo 1:	Máximo: 44.89 t/m Calculado: 5.42 t/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 167.46 t/m Calculado: 19.81 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo:		
Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)	Mínimo: 20 cm	
- Tramo 1:	Calculado: 30 cm	Cumple



Selección de listados

Altura 6,50 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Muro: Seccion2 (Altura 6,50 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 2:	Calculado: 60 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: Norma EHE-08. Artículo 69.4.1	Mínimo: 3.1 cm	
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 13.8 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 13.8 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 18.4 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 18.4 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1	Máximo: 30 cm	
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0016	
- Tramo 1:		
- Trasdós (-3.30 m):	Calculado: 0.00251	Cumple
- Intradós (-3.30 m):	Calculado: 0.00251	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós (-6.30 m):	Calculado: 0.00201	Cumple
- Intradós (-6.30 m):	Calculado: 0.00201	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: Criterio J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)		
- Tramo 1:	Calculado: 0.00251	
- Trasdós:	Mínimo: 0.0005	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00017	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 0.00167	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00109	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 8e-005	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0009	
- Tramo 1.		
Trasdós (-3.30 m):	Calculado: 0.00251	Cumple
- Tramo 2.		
Trasdós (-6.30 m):	Calculado: 0.00545	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: Norma EHE-08. Artículo 42.3.2	Mínimo: 0.00153	
- Tramo 1.		
Trasdós (-3.30 m):	Calculado: 0.00251	Cumple
- Tramo 2.		
Trasdós (-6.30 m):	Calculado: 0.00545	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.00027	
- Tramo 1.		
Intradós (-3.30 m):	Calculado: 0.00087	Cumple



Selección de listados

Altura 6,50 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Muro: Seccion2 (Altura 6,50 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 2. Intradós (-6.30 m):	Calculado: 0.00043	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: Norma EHE-08. Artículo 42.3.3		
- Tramo 1. Intradós (-3.30 m):	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00087	Cumple
- Tramo 2. Intradós (-6.30 m):	Mínimo: 2e-005 Calculado: 0.00043	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: Norma EHE-08. Artículo 69.4.1	Mínimo: 3.1 cm	
- Tramo 1: - Trasdós:	Calculado: 12.6 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Tramo 2: - Trasdós:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1	Máximo: 30 cm	
- Tramo 1: - Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 2: - Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: Comprobación realizada por unidad de longitud de muro		
- Tramo 1:		Cumple
- Tramo 2:		Cumple
Comprobación a cortante: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1		
- Tramo 1:	Máximo: 17.53 t/m Calculado: 4.59 t/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 30.01 t/m Calculado: 16.45 t/m	Cumple
Comprobación de fisuración: Norma EHE-08. Artículo 49.2.3	Máximo: 0.3 mm	
- Tramo 1:	Calculado: 0.156 mm	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 0.208 mm	Cumple
Longitud de solapes: Norma EHE-08. Artículo 69.5.2		
- Tramo 1: - Base trasdós:	Mínimo: 0.42 m Calculado: 0.45 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.25 m	Cumple
- Tramo 2: - Base trasdós:	Mínimo: 1.88 m Calculado: 1.88 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.25 m	Cumple



Selección de listados

Altura 6,50 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Muro: Seccion2 (Altura 6,50 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: Criterio J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.		
- Trasdós:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 21 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: Criterio J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.	Mínimo: 4 cm ² Calculado: 4 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -3.30 m		
- Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -3.30 m		
- Tramo 1 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -3.30 m, Md: 5.96 t·m/m, Nd: 2.62 t/m, Vd: 5.43 t/m, Tensión máxima del acero: 2.951 t/cm ²		
- Tramo 1 -> Sección crítica a cortante: Cota: -3.04 m		
- Tramo 1 -> Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -3.30 m, M: 3.97 t·m/m, N: 2.62 t/m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -6.30 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -6.30 m		
- Tramo 2 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -6.30 m, Md: 41.52 t·m/m, Nd: 10.09 t/m, Vd: 19.81 t/m, Tensión máxima del acero: 2.310 t/cm ²		
- Tramo 2 -> Sección crítica a cortante: Cota: -5.75 m		
- Tramo 2 -> Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -6.30 m, M: 27.81 t·m/m, N: 9.10 t/m		
Referencia: Zapata corrida: Seccion2 (Altura 6,50 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: Valor introducido por el usuario.		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 2.54	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.55	Cumple
Canto mínimo:		
- Zapata: Norma EHE-08. Artículo 58.8.1.	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: Valor introducido por el usuario.		
- Tensión media:	Máximo: 5 kp/cm ² Calculado: 1.091 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 6.25 kp/cm ² Calculado: 1.885 kp/cm ²	Cumple
Flexión en zapata: Comprobación basada en criterios resistentes		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 9.38 cm ² /m Calculado: 13.4 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 10.05 cm ² /m	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 13.4 cm ² /m	Cumple



Selección de listados

Altura 6,50 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Zapata corrida: Seccion2 (Altura 6,50 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 6.2 cm ² /m Calculado: 10.05 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1.	Máximo: 35.69 t/m	
- Trasdós:	Calculado: 17.61 t/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 11.64 t/m	Cumple
Longitud de anclaje: Norma EHE-08. Artículo 69.5.		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 31 cm Calculado: 71.8 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 17 cm Calculado: 71.8 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 70 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 70 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 70 cm	Cumple
- Armado superior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 70 cm	Cumple
Recubrimiento:		
- Lateral: Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1.	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
Diámetro mínimo: Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.	Mínimo: Ø12	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø16	Cumple
Separación máxima entre barras: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1.	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.16 (pag.129).	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5.	Mínimo: 0.0009	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00167	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		
- Armadura longitudinal inferior: Norma EHE-08. Artículo 55.	Mínimo: 0.00031 Calculado: 0.001	Cumple



Selección de listados

Altura 6,50 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Zapata corrida: Seccion2 (Altura 6,50 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura longitudinal superior: Norma EHE-08. Artículo 55.	Mínimo: 0.00041 Calculado: 0.001	Cumple
- Armadura transversal inferior: Norma EHE-08. Artículo 42.3.2.	Mínimo: 0.00096 Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura transversal superior: Norma EHE-08. Artículo 42.3.2.	Mínimo: 0.00131 Calculado: 0.00167	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 29.85 t·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 19.84 t·m/m		

12.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Seccion2 (Altura 6,50 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo: - Fase: Coordenadas del centro del círculo (0.27 m ; 8.01 m) - Radio: 14.17 m: Valor introducido por el usuario.	Mínimo: 1.8 Calculado: 5.348	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Fase: Combinaciones sin sismo - Debido a que el círculo de deslizamiento pésimo pasa por el elemento de contención, éste deberá resistir un cortante de, al menos, 109.815 t/m en la intersección con dicho círculo. Esto es necesario para garantizar la validez del coeficiente de seguridad calculado.		

13.- MEDICIÓN

Referencia: Muro		B 500 S, Y _s =1.15				Total
Nombre de armado		Ø10	Ø12	Ø16	Ø25	
Armado longitudinal	Longitud (m)			16x0.86		13.76
	Peso (kg)			16x1.36		21.72
Armado base transversal	Longitud (m)				7x4.29	30.03
	Peso (kg)				7x16.53	115.72
Armado longitudinal	Longitud (m)			16x0.86		13.76
	Peso (kg)			16x1.36		21.72
Armado base transversal	Longitud (m)	4x3.66				14.64
	Peso (kg)	4x2.26				9.03
Armado longitudinal	Longitud (m)		24x0.86			20.64
	Peso (kg)		24x0.76			18.32
Armado base transversal	Longitud (m)		7x3.64			25.48
	Peso (kg)		7x3.23			22.62
Armado longitudinal	Longitud (m)		24x0.86			20.64
	Peso (kg)		24x0.76			18.32
Armado viga coronación	Longitud (m)			2x0.86		1.72
	Peso (kg)			2x1.36		2.71
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m)			6x5.09		30.54
	Peso (kg)			6x8.03		48.20
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m)			16x0.86		13.76
	Peso (kg)			16x1.36		21.72



Selección de listados

Altura 6,50 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Muro		B 500 S, Ys=1.15				Total
Nombre de armado		Ø10	Ø12	Ø16	Ø25	
Armadura superior - Transversal	Longitud (m)			7x5.09		35.63
	Peso (kg)			7x8.03		56.24
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m)			16x0.86		13.76
	Peso (kg)			16x1.36		21.72
Armado base transversal	Longitud (m)	4x3.25				13.00
	Peso (kg)	4x2.00				8.02
Arranques	Longitud (m)		7x1.16			8.12
	Peso (kg)		7x1.03			7.21
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)	4x1.26				5.04
	Peso (kg)	4x0.78				3.11
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)				7x2.89	20.23
	Peso (kg)				7x11.14	77.95
Totales	Longitud (m)	32.68	74.88	122.93	50.26	
	Peso (kg)	20.16	66.47	194.03	193.67	474.33
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	35.95	82.37	135.22	55.29	
	Peso (kg)	22.18	73.11	213.44	213.03	521.76

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)					Hormigón (m³)	
	Ø10	Ø12	Ø16	Ø25	Total	HA-25, Yc=1.5	Limpieza
Referencia: Muro	22.18	73.11	213.43	213.04	521.76	5.93	0.39
Totales	22.18	73.11	213.43	213.04	521.76	5.93	0.39

SECCIÓN 3

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1.- NORMA Y MATERIALES.....	2
2.- ACCIONES.....	2
3.- DATOS GENERALES.....	2
4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....	2
5.- SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO.....	3
6.- GEOMETRÍA.....	3
7.- ESQUEMA DE LAS FASES.....	4
8.- RESULTADOS DE LAS FASES.....	4
9.- COMBINACIONES.....	5
10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO.....	5
11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA.....	5
12.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)	11
13.- MEDICIÓN.....	11



1.- NORMA Y MATERIALES

Norma: EHE-08 (España)

Hormigón: HA-25, $Y_c=1.5$

Acero de barras: B 500 S, $Y_s=1.15$

Tipo de ambiente: Clase IIa

Recubrimiento en el intradós del muro: 3.0 cm

Recubrimiento en el trasdós del muro: 3.0 cm

Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm

Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm

Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.0 cm

Tamaño máximo del árido: 25 mm

2.- ACCIONES

Empuje en el intradós: Pasivo

Empuje en el trasdós: Activo

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.20 m

Enrase: Intradós

Longitud del muro en planta: 1.00 m

Sin juntas de retracción

Tipo de cimentación: Zapata corrida

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Cota de la roca: -9.90 m

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %

Evacuación por drenaje: 100 %

Porcentaje de empuje pasivo: 50 %

Cota empuje pasivo: 0.00 m

Tensión admisible: 5.00 kp/cm²

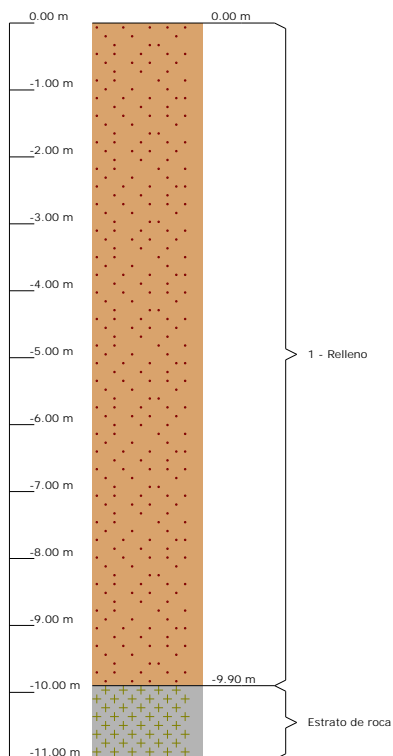
Coefficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.60

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 - Relleno	0.00 m	Densidad aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.00 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 30.00 grados Cohesión: 0.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 3.00



5.- SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO



6.- GEOMETRÍA

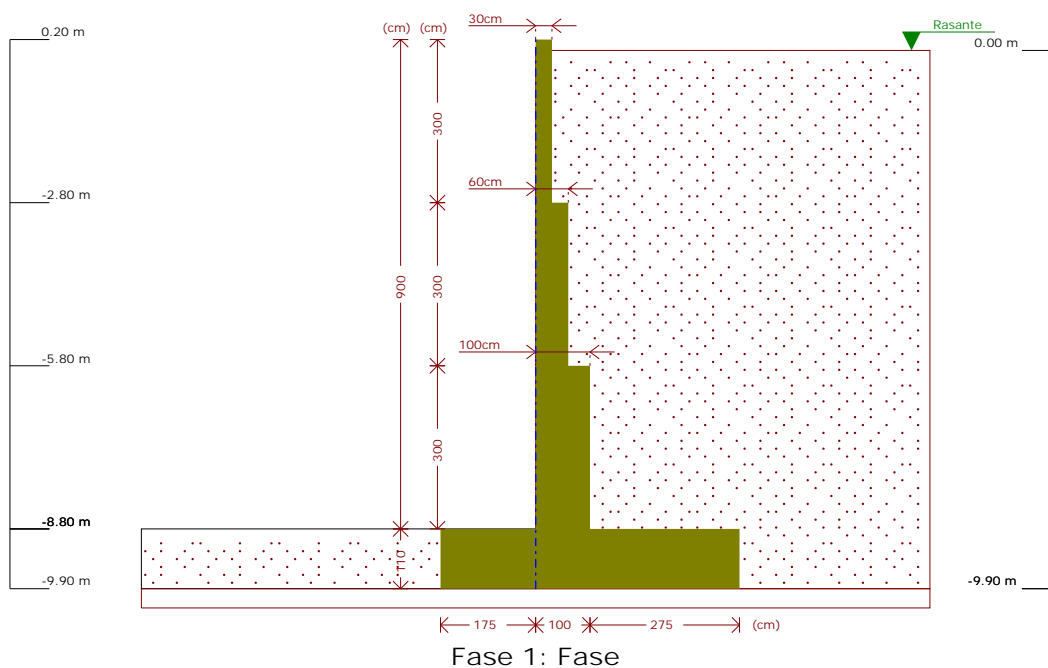
TRAMOS DEL MURO

Cota de la coronación	Descripción
0.20 m	Altura: 3.00 m Espesor superior: 30.0 cm Espesor inferior: 30.0 cm
-2.80 m	Altura: 3.00 m Espesor superior: 60.0 cm Espesor inferior: 60.0 cm
-5.80 m	Altura: 3.00 m Espesor superior: 100.0 cm Espesor inferior: 100.0 cm
Altura total: 9.00 m	

ZAPATA CORRIDA

Con puntera y talón
Canto: 110 cm
Vuelos intradós / trasdós: 175.0 / 275.0 cm
Hormigón de limpieza: 10 cm

7.- ESQUEMA DE LAS FASES



8.- RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.69	0.67	0.16	0.04	0.46	0.00
-1.59	1.34	0.84	0.44	1.06	0.00
-2.49	2.02	2.06	1.71	1.66	0.00
-3.37	4.79	3.77	4.32	2.24	0.00
-4.27	6.13	6.06	8.71	2.84	0.00
-5.17	7.48	8.89	15.40	3.44	0.00
-6.05	13.70	12.18	24.92	4.03	0.00
-6.95	15.94	16.08	37.60	4.63	0.00
-7.85	18.19	20.51	54.03	5.23	0.00
-8.75	20.44	25.49	74.69	5.83	0.00
Máximos	20.57 Cota: -8.80 m	25.78 Cota: -8.80 m	75.97 Cota: -8.80 m	5.87 Cota: -8.80 m	0.00 Cota: 0.20 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.20 m	0.00 Cota: 0.20 m	0.00 Cota: 0.20 m	0.00 Cota: 0.20 m	0.00 Cota: 0.20 m



Selección de listados

Altura 9,00 m.

Fecha: 17/07/12

9.- COMBINACIONES

HIPÓTESIS

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Combinación	Hipótesis	
	1	2
1	1.00	1.00
2	1.35	1.00
3	1.00	1.50
4	1.35	1.50

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Combinación	Hipótesis	
	1	2
1	1.00	1.00

10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

CORONACIÓN				
Armadura superior: 2 Ø20				
Anclaje intradós / trasdós: 21 / 20 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Solape: 0.25 m	Ø12c/15	Ø12c/15 Solape: 0.45 m	Ø12c/15
2	Ø10c/30 Solape: 0.25 m	Ø16c/20	Ø20c/15 Solape: 1.2 m	Ø16c/20
3	Ø12c/30 Solape: 0.3 m	Ø16c/20	Ø20c/15 Solape: 1.2 m Refuerzo 1: Ø16 h=3 m	Ø16c/20
ZAPATA				
Armadura		Longitudinal	Transversal	
Superior		Ø20c/25	Ø25c/15 Patilla Intradós / Trasdós: 100 / 100 cm	
Inferior		Ø20c/25	Ø20c/15 Patilla intradós / trasdós: 100 / 100 cm	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: Seccion3 (Altura 9,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro:		
- Tramo 1:	Máximo: 44.89 t/m Calculado: 3.9 t/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 119.48 t/m Calculado: 16.79 t/m	Cumple



Selección de listados

Altura 9,00 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Muro: Seccion3 (Altura 9,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 3:	Máximo: 202.45 t/m Calculado: 38.67 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)	Mínimo: 20 cm	
- Tramo 1:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 60 cm	Cumple
- Tramo 3:	Calculado: 100 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: Norma EHE-08. Artículo 69.4.1	Mínimo: 3.1 cm	
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 13.8 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 13.8 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 18.4 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 18.4 cm	Cumple
- Tramo 3:		
- Trasdós:	Calculado: 18.4 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 18.4 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1	Máximo: 30 cm	
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Tramo 3:		
- Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0016	
- Tramo 1:		
- Trasdós (-2.80 m):	Calculado: 0.00251	Cumple
- Intradós (-2.80 m):	Calculado: 0.00251	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós (-5.80 m):	Calculado: 0.00201	Cumple
- Intradós (-5.80 m):	Calculado: 0.00201	Cumple
- Tramo 3:		
- Trasdós (-8.80 m):	Calculado: 0.00201	Cumple
- Intradós (-8.80 m):	Calculado: 0.00201	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: Criterio J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)		
- Tramo 1:	Calculado: 0.00251	
- Trasdós:	Mínimo: 0.0005	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00017	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 0.00167	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00069	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 8e-005	Cumple



Selección de listados

Altura 9,00 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Muro: Seccion3 (Altura 9,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 3:	Calculado: 0.001	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00068	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 7e-005	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada:		
Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0009	
- Tramo 1.		
Trasdós (-2.80 m):	Calculado: 0.00251	Cumple
- Tramo 2.		
Trasdós (-5.80 m):	Calculado: 0.00349	Cumple
- Tramo 3:		
- Trasdós (-8.80 m):	Calculado: 0.00343	Cumple
- Trasdós (-5.80 m):	Calculado: 0.00209	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada:		
Norma EHE-08. Artículo 42.3.2	Mínimo: 0.00153	
- Tramo 1.		
Trasdós (-2.80 m):	Calculado: 0.00251	Cumple
- Tramo 2.		
Trasdós (-5.80 m):	Calculado: 0.00349	Cumple
- Tramo 3:		
- Trasdós (-8.80 m):	Calculado: 0.00343	Cumple
- Trasdós (-5.80 m):	Calculado: 0.00209	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida:		
Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.00027	
- Tramo 1.		
Intradós (-2.80 m):	Calculado: 0.00087	Cumple
- Tramo 2.		
Intradós (-5.80 m):	Calculado: 0.00043	Cumple
- Tramo 3:		
- Intradós (-8.80 m):	Calculado: 0.00037	Cumple
- Intradós (-5.80 m):	Calculado: 0.00037	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida:		
Norma EHE-08. Artículo 42.3.3	Mínimo: 1e-005	
- Tramo 1.		
Intradós (-2.80 m):	Calculado: 0.00087	Cumple
- Tramo 2.		
Intradós (-5.80 m):	Mínimo: 2e-005	
	Calculado: 0.00043	Cumple
- Tramo 3:		
- Intradós (-8.80 m):	Calculado: 0.00037	
	Mínimo: 3e-005	Cumple
- Intradós (-5.80 m):	Mínimo: 2e-005	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales:		
Norma EHE-08. Artículo 69.4.1	Mínimo: 3.1 cm	
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 12.6 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 11 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Tramo 3:		
- Trasdós:	Calculado: 4.7 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 27.6 cm	Cumple



Selección de listados

Altura 9,00 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Muro: Seccion3 (Altura 9,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación máxima entre barras: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1	Máximo: 30 cm	
- Tramo 1:		
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 3:		
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: Comprobación realizada por unidad de longitud de muro		
- Tramo 1:		Cumple
- Tramo 2:		Cumple
- Tramo 3:		Cumple
Comprobación a cortante: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1		
- Tramo 1:	Máximo: 17.48 t/m Calculado: 3.2 t/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 30 t/m Calculado: 13.7 t/m	Cumple
- Tramo 3:	Máximo: 46.07 t/m Calculado: 30.69 t/m	Cumple
Comprobación de fisuración: Norma EHE-08. Artículo 49.2.3		
- Tramo 1:	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0 mm	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 0.234 mm	Cumple
- Tramo 3:	Calculado: 0.268 mm	Cumple
Longitud de solapes: Norma EHE-08. Artículo 69.5.2		
- Tramo 1:		
- Base trasdós:	Mínimo: 0.42 m Calculado: 0.45 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.25 m	Cumple
- Tramo 2:		
- Base trasdós:	Mínimo: 1.2 m Calculado: 1.2 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.25 m	Cumple
- Tramo 3:		
- Base trasdós:	Mínimo: 1.2 m Calculado: 1.2 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.3 m Calculado: 0.3 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: Criterio J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.		
- Trasdós:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple



Selección de listados

Altura 9,00 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Muro: Seccion3 (Altura 9,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 21 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: Criterio J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.	Mínimo: 6.2 cm ² Calculado: 6.2 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -2.80 m		
- Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -2.80 m		
- Tramo 1 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -2.80 m, Md: 3.64 t·m/m, Nd: 2.25 t/m, Vd: 3.91 t/m, Tensión máxima del acero: 1.757 t/cm ²		
- Tramo 1 -> Sección crítica a cortante: Cota: -2.54 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -5.80 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -5.80 m		
- Tramo 2 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -5.80 m, Md: 32.39 t·m/m, Nd: 9.27 t/m, Vd: 16.79 t/m, Tensión máxima del acero: 2.706 t/cm ²		
- Tramo 2 -> Sección crítica a cortante: Cota: -5.24 m		
- Tramo 2 -> Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -5.80 m, M: 21.71 t·m/m, N: 8.43 t/m		
- Tramo 3 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -8.80 m		
- Tramo 3 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -8.80 m		
- Tramo 3 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -8.80 m, Md: 113.11 t·m/m, Nd: 23.73 t/m, Vd: 38.68 t/m, Tensión máxima del acero: 3.311 t/cm ²		
- Tramo 3 -> Sección crítica a cortante: Cota: -7.84 m		
- Tramo 3 -> Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -8.80 m, M: 75.97 t·m/m, N: 20.57 t/m		
Referencia: Zapata corrida: Seccion3 (Altura 9,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: Valor introducido por el usuario.		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 2.67	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.6	Cumple
Canto mínimo:		
- Zapata: Norma EHE-08. Artículo 58.8.1.	Mínimo: 25 cm Calculado: 110 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: Valor introducido por el usuario.		
- Tensión media:	Máximo: 5 kp/cm ² Calculado: 1.528 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 6.25 kp/cm ² Calculado: 2.542 kp/cm ²	Cumple
Flexión en zapata: Comprobación basada en criterios resistentes		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 17.11 cm ² /m Calculado: 32.72 cm ² /m	Cumple



Selección de listados

Altura 9,00 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Zapata corrida: Seccion3 (Altura 9,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 20.94 cm ² /m	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 32.72 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 12.01 cm ² /m Calculado: 20.94 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1.	Máximo: 46.06 t/m Calculado: 31.93 t/m Calculado: 22.02 t/m	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Norma EHE-08. Artículo 69.5.	Mínimo: 42 cm Calculado: 101 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 101 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 100 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 100 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 100 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 100 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Recubrimiento: - Lateral: Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1.	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
Diámetro mínimo: Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.	Mínimo: Ø12 Calculado: Ø20 Calculado: Ø20 Calculado: Ø25 Calculado: Ø20	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1.	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.16 (pag.129).	Mínimo: 10 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5.	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00114 Calculado: 0.00114 Calculado: 0.0019	Cumple Cumple Cumple



Selección de listados

Altura 9,00 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Zapata corrida: Seccion3 (Altura 9,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00297	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		
- Armadura longitudinal inferior: Norma EHE-08. Artículo 55.	Mínimo: 0.00047 Calculado: 0.00114	Cumple
- Armadura longitudinal superior: Norma EHE-08. Artículo 55.	Mínimo: 0.00074 Calculado: 0.00114	Cumple
- Armadura transversal inferior: Norma EHE-08. Artículo 42.3.2.	Mínimo: 0.00124 Calculado: 0.0019	Cumple
- Armadura transversal superior: Norma EHE-08. Artículo 42.3.2.	Mínimo: 0.00153 Calculado: 0.00297	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 76.43 t·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 54.00 t·m/m		

12.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Seccion3 (Altura 9,00 m.)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo: - Fase: Coordenadas del centro del círculo (0.38 m ; 10.29 m) - Radio: 18.71 m: Valor introducido por el usuario.	Mínimo: 1.8 Calculado: 4.975	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Fase: Combinaciones sin sismo - Debido a que el círculo de deslizamiento pésimo pasa por el elemento de contención, éste deberá resistir un cortante de, al menos, 183.029 t/m en la intersección con dicho círculo. Esto es necesario para garantizar la validez del coeficiente de seguridad calculado.		

13.- MEDICIÓN

Referencia: Muro		B 500 S, Ys=1.15					Total
Nombre de armado		Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	
Armado longitudinal	Longitud (m)			16x0.86			13.76
	Peso (kg)			16x1.36			21.72
Armado base transversal	Longitud (m)				7x3.99		27.93
	Peso (kg)				7x9.84		68.88
Armado longitudinal	Longitud (m)			16x0.86			13.76
	Peso (kg)			16x1.36			21.72
Armado longitudinal	Longitud (m)			16x0.86			13.76
	Peso (kg)			16x1.36			21.72
Armado base transversal	Longitud (m)				7x3.79		26.53
	Peso (kg)				7x9.35		65.43
Armado longitudinal	Longitud (m)			16x0.86			13.76
	Peso (kg)			16x1.36			21.72
Armado base transversal	Longitud (m)	4x3.16					12.64
	Peso (kg)	4x1.95					7.79
Armado longitudinal	Longitud (m)		21x0.86				18.06
	Peso (kg)		21x0.76				16.03



Selección de listados

Altura 9,00 m.

Fecha: 17/07/12

Referencia: Muro		B 500 S, Ys=1.15					Total
Nombre de armado		Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	
Armado base transversal	Longitud (m)		7x3.14				21.98
	Peso (kg)		7x2.79				19.51
Armado longitudinal	Longitud (m)		21x0.86				18.06
	Peso (kg)		21x0.76				16.03
Armado viga coronación	Longitud (m)				2x0.86		1.72
	Peso (kg)				2x2.12		4.24
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m)				7x7.34		51.38
	Peso (kg)				7x18.10		126.71
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m)				23x0.86		19.78
	Peso (kg)				23x2.12		48.78
Armadura superior - Transversal	Longitud (m)					7x7.34	51.38
	Peso (kg)					7x28.28	197.99
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m)				23x0.86		19.78
	Peso (kg)				23x2.12		48.78
Armado base transversal	Longitud (m)		4x3.25				13.00
	Peso (kg)		4x2.89				11.54
Armado base transversal	Longitud (m)	4x3.25					13.00
	Peso (kg)	4x2.00					8.02
Arranques	Longitud (m)				7x2.36		16.52
	Peso (kg)				7x5.82		40.74
Arranques	Longitud (m)		7x1.16				8.12
	Peso (kg)		7x1.03				7.21
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)		4x1.60				6.40
	Peso (kg)		4x1.42				5.68
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)				7x2.50		17.50
	Peso (kg)				7x6.17		43.16
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)			6x4.30			25.80
	Peso (kg)			6x6.79			40.72
Totales	Longitud (m)	25.64	85.62	80.84	181.14	51.38	864.12
	Peso (kg)	15.81	76.00	127.60	446.72	197.99	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	28.20	94.18	88.92	199.25	56.52	950.53
	Peso (kg)	17.39	83.60	140.36	491.39	217.79	

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)						Hormigón (m³)	
	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	Total	HA-25, Yc=1.5	Limpieza
Referencia: Muro	17.39	83.60	140.36	491.39	217.79	950.53	11.75	0.55
Totales	17.39	83.60	140.36	491.39	217.79	950.53	11.75	0.55

4. EDIFICIO SALIDA

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



4.1. ESFUERZOS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



4.1.1 SALIDA NUMÉRICA

(se incluye únicamente en la edición digital)

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



4.1.2 SALIDA GRÁFICA

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



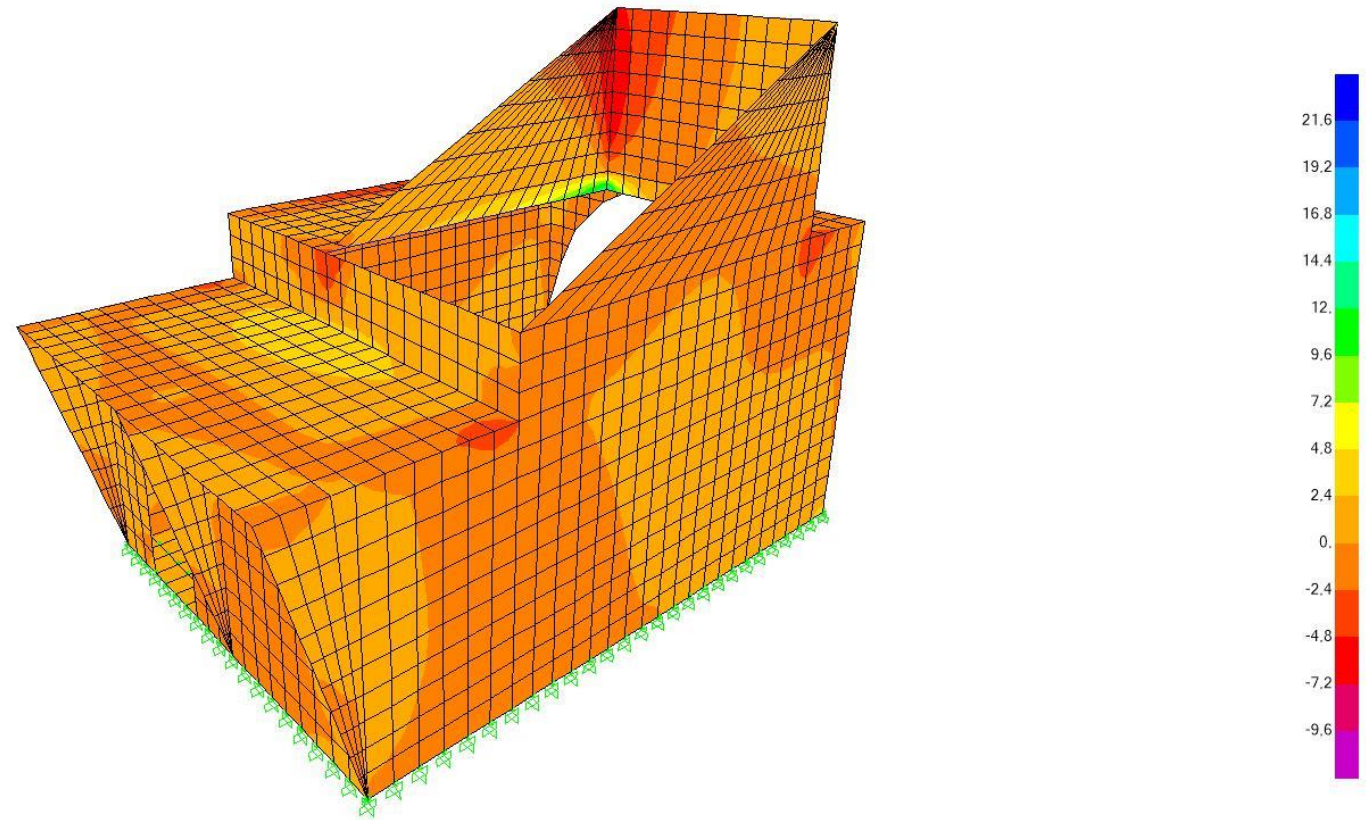
MOMENTO M11

Anejo nº22: Obras
Singulares

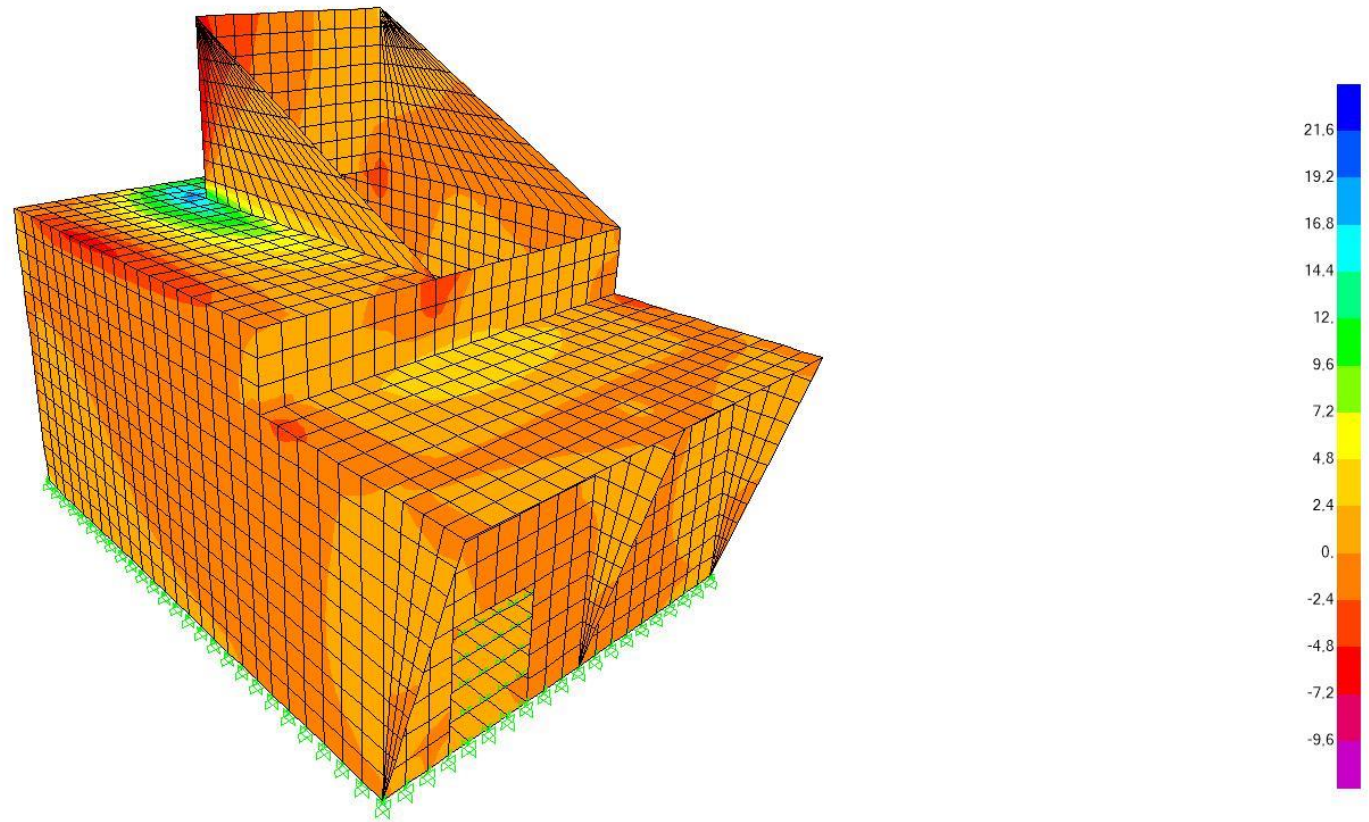
PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul

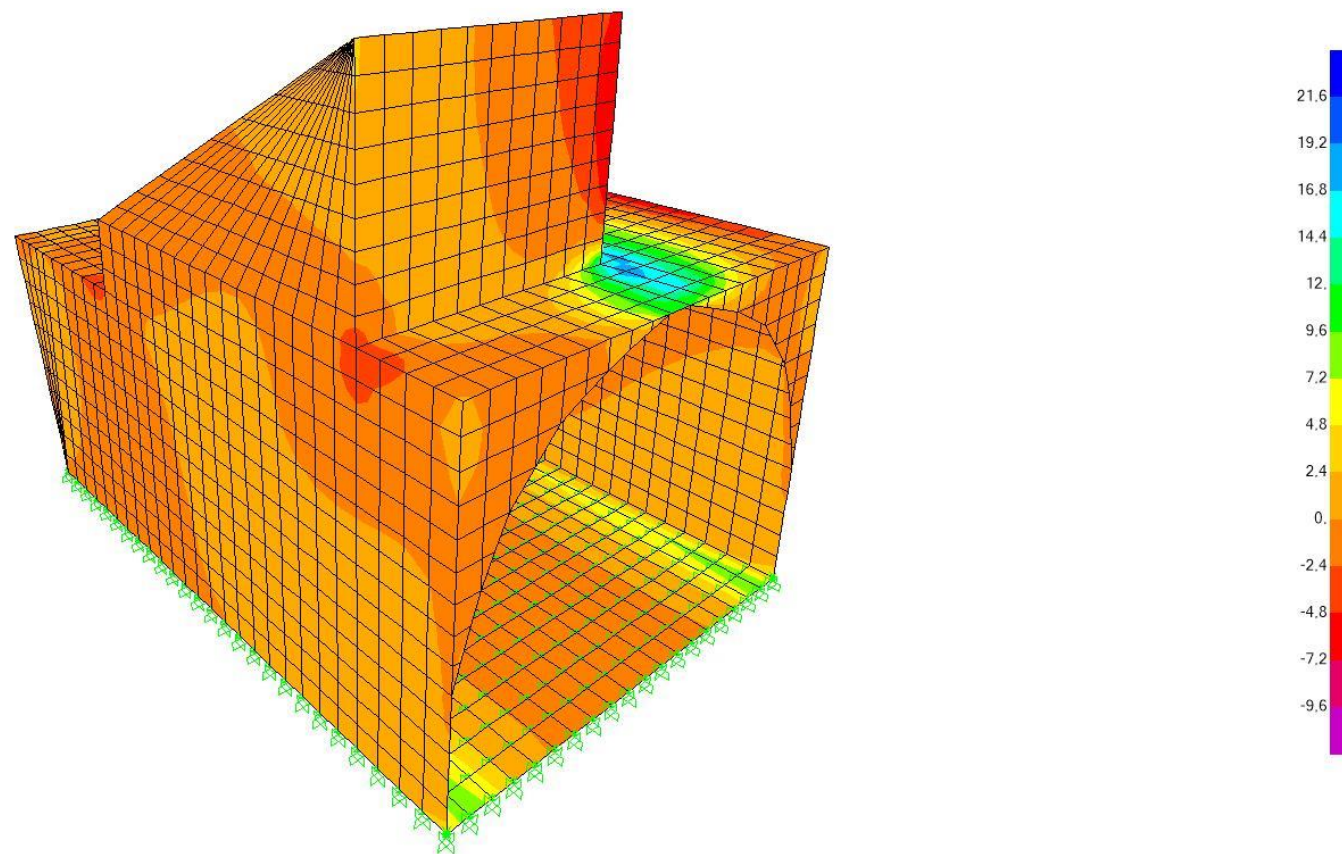




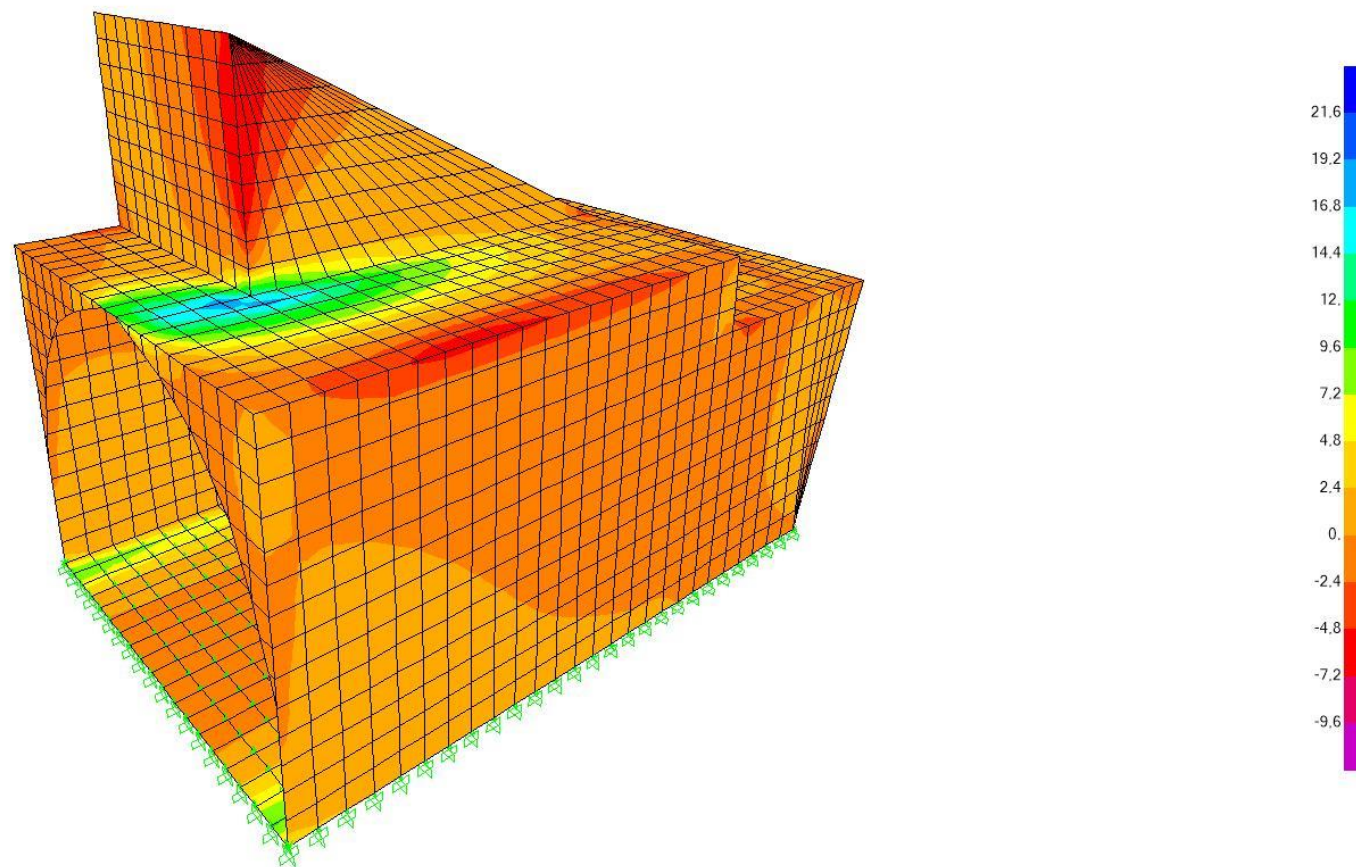
Vista frontal derecha



Vista frontal izquierda



Vista trasera derecha



Vista trasera izquierda

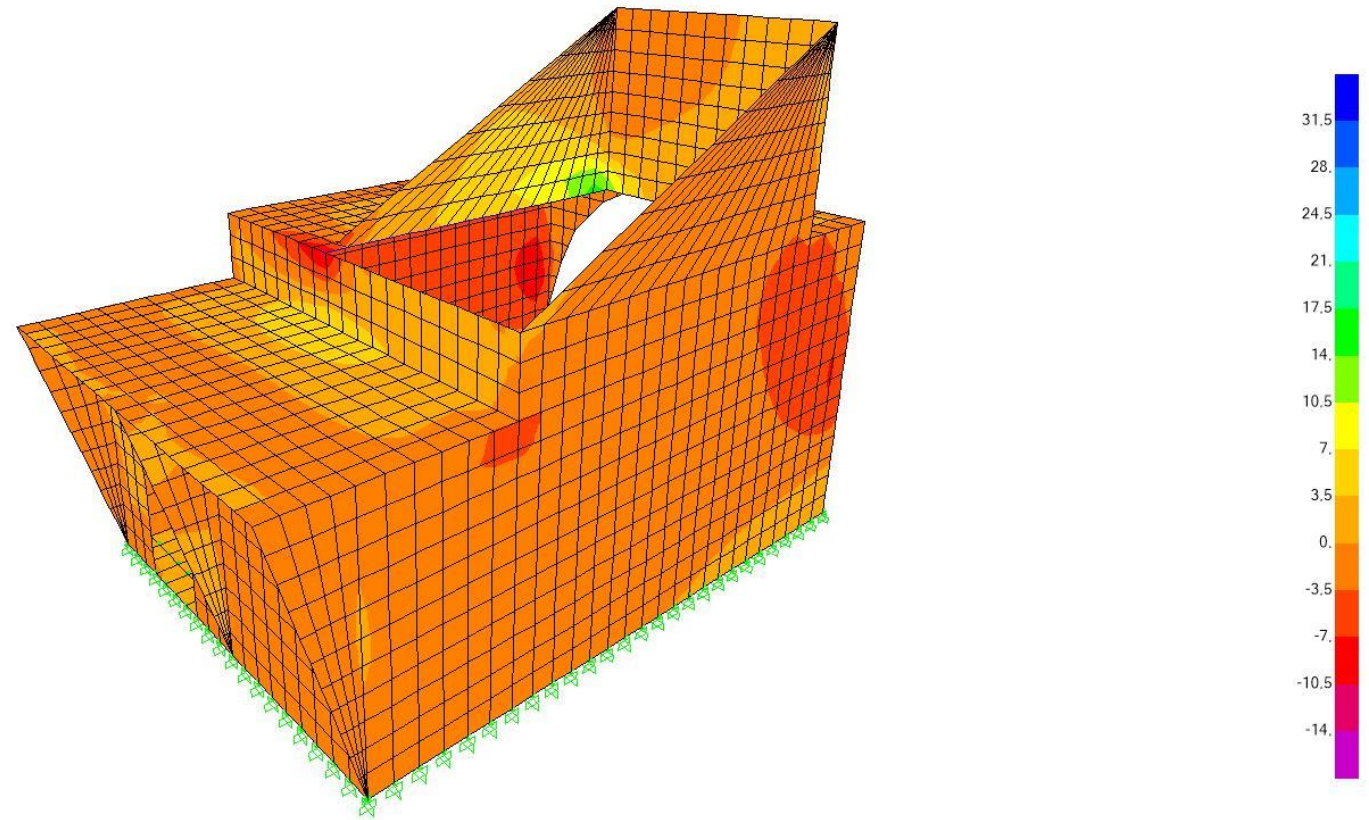
MOMENTO M22

Anejo nº22: Obras
Singulares

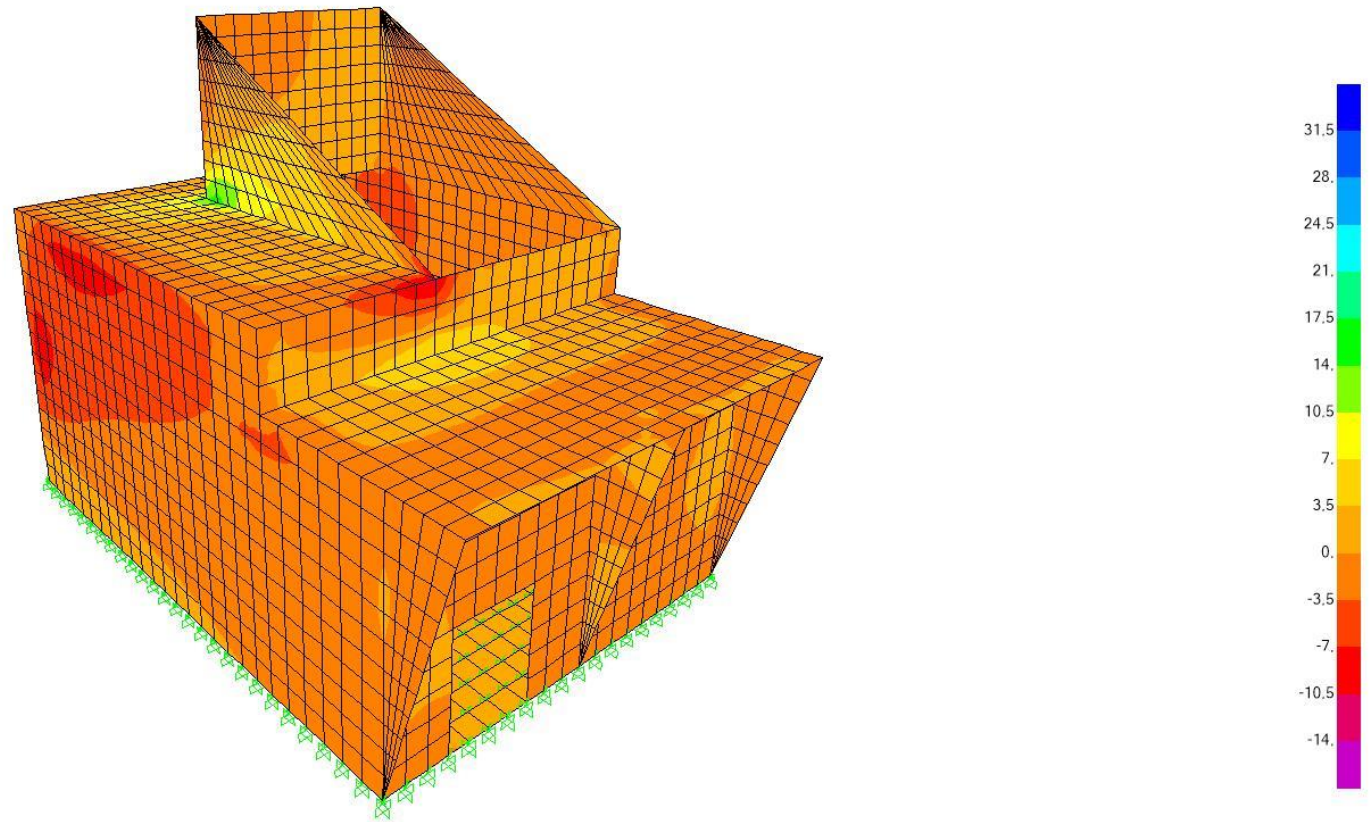
PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul

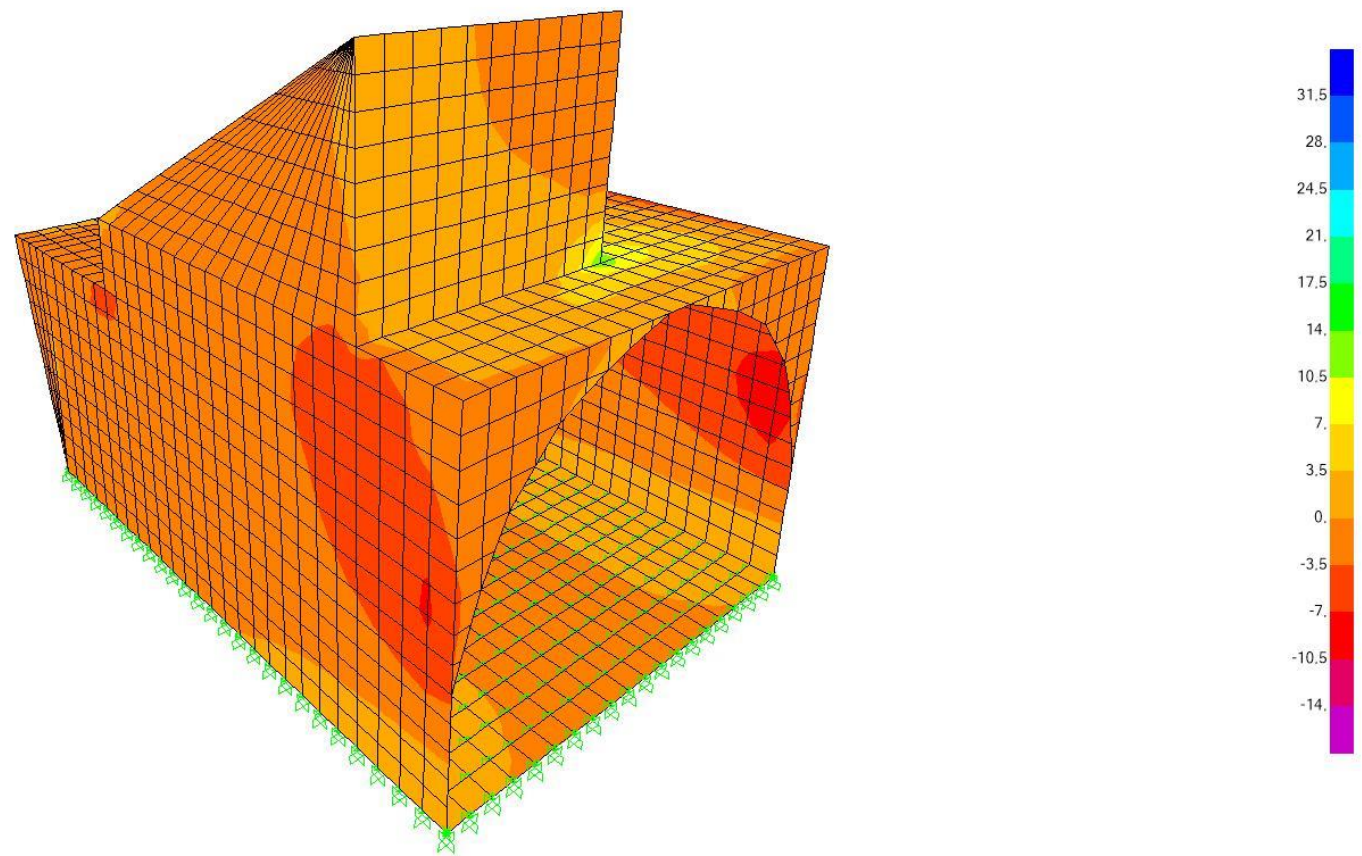




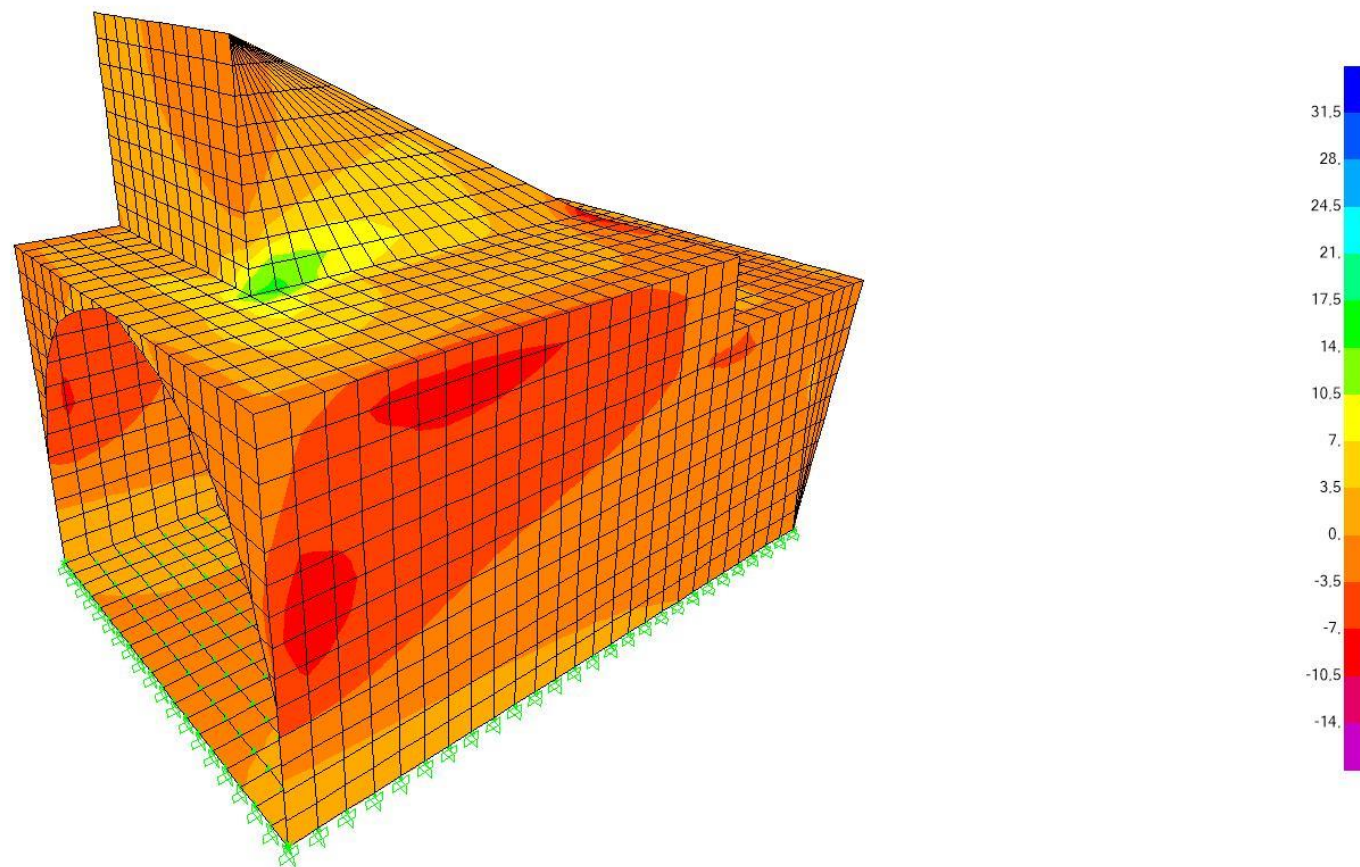
Vista frontal derecha



Vista frontal izquierda



Vista trasera derecha



Vista trasera izquierda

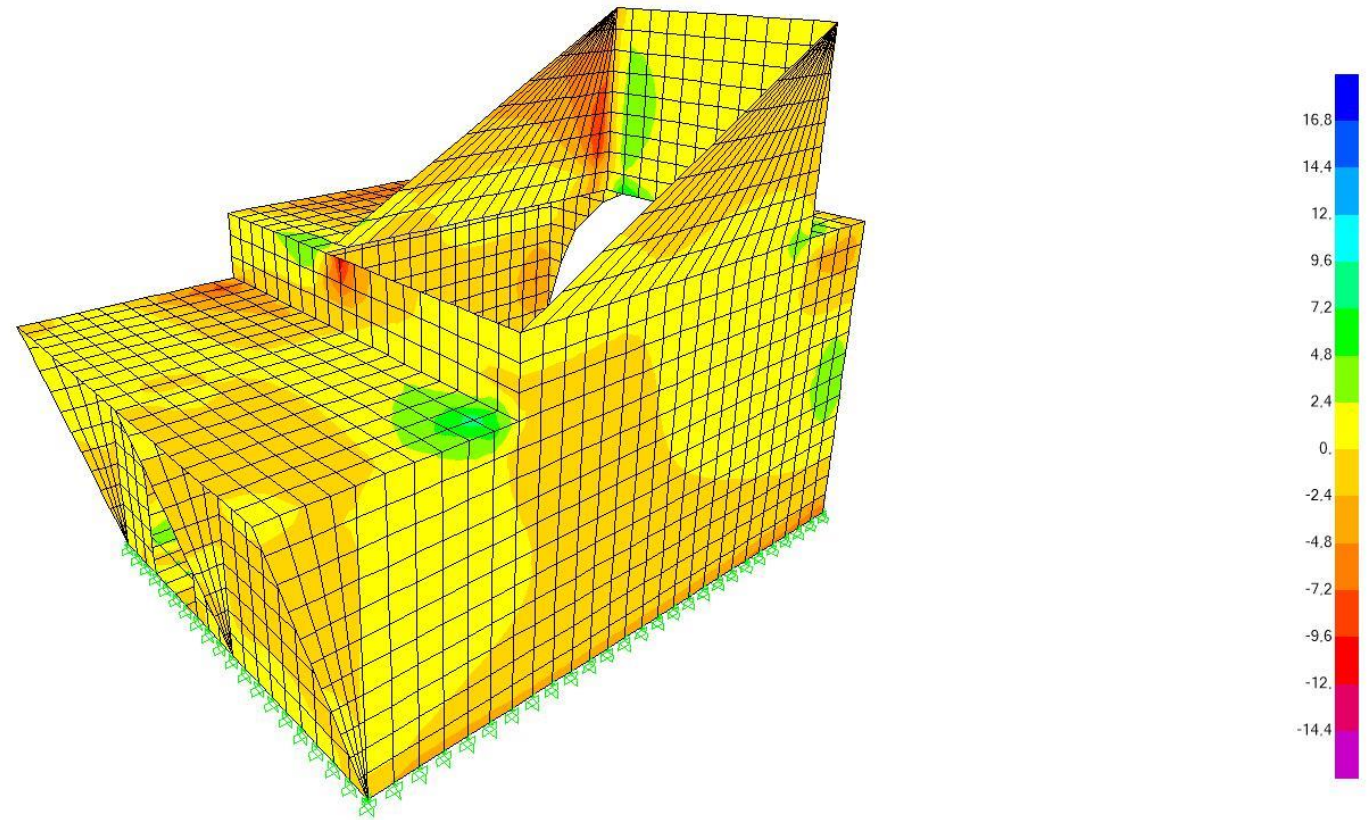
CORTANTE V13

Anejo nº22: Obras
Singulares

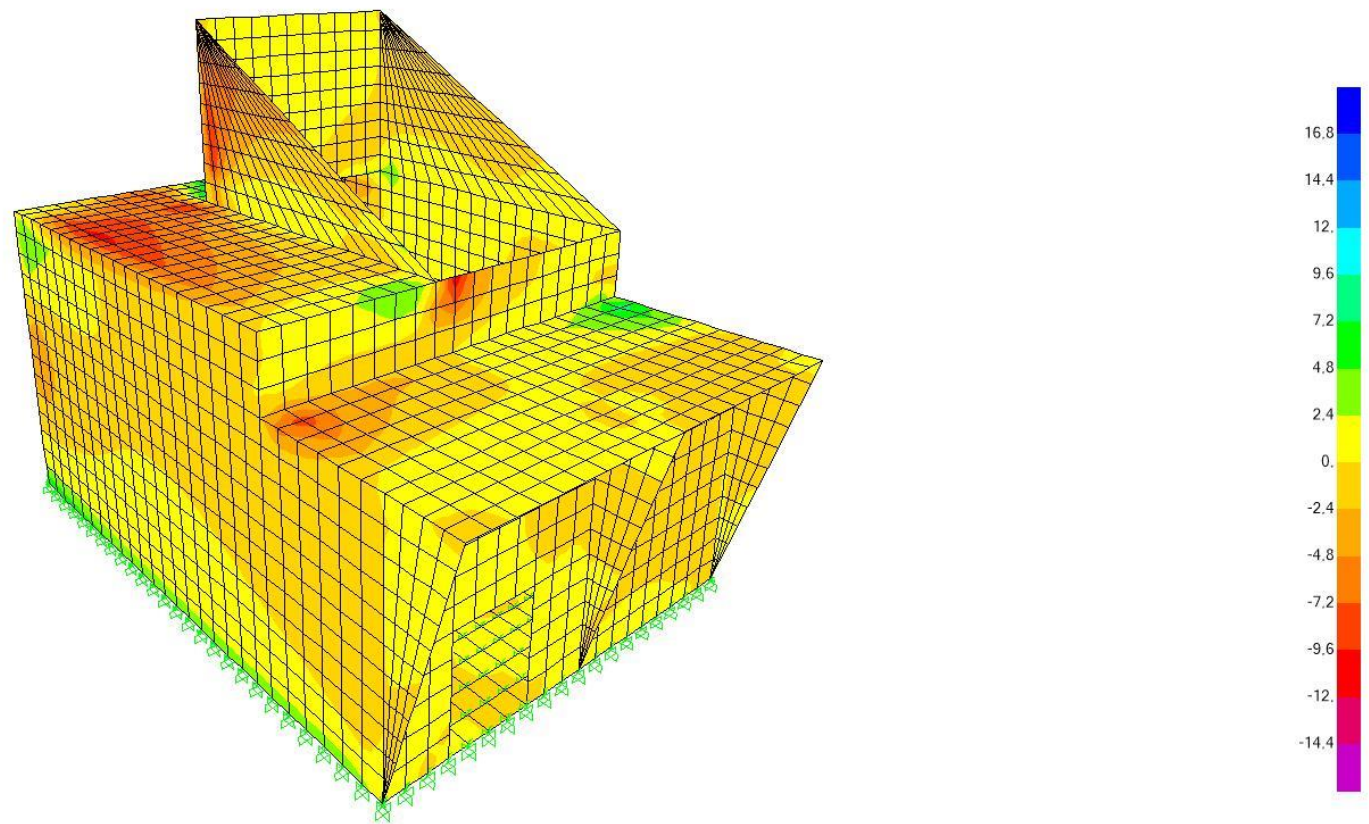
PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul

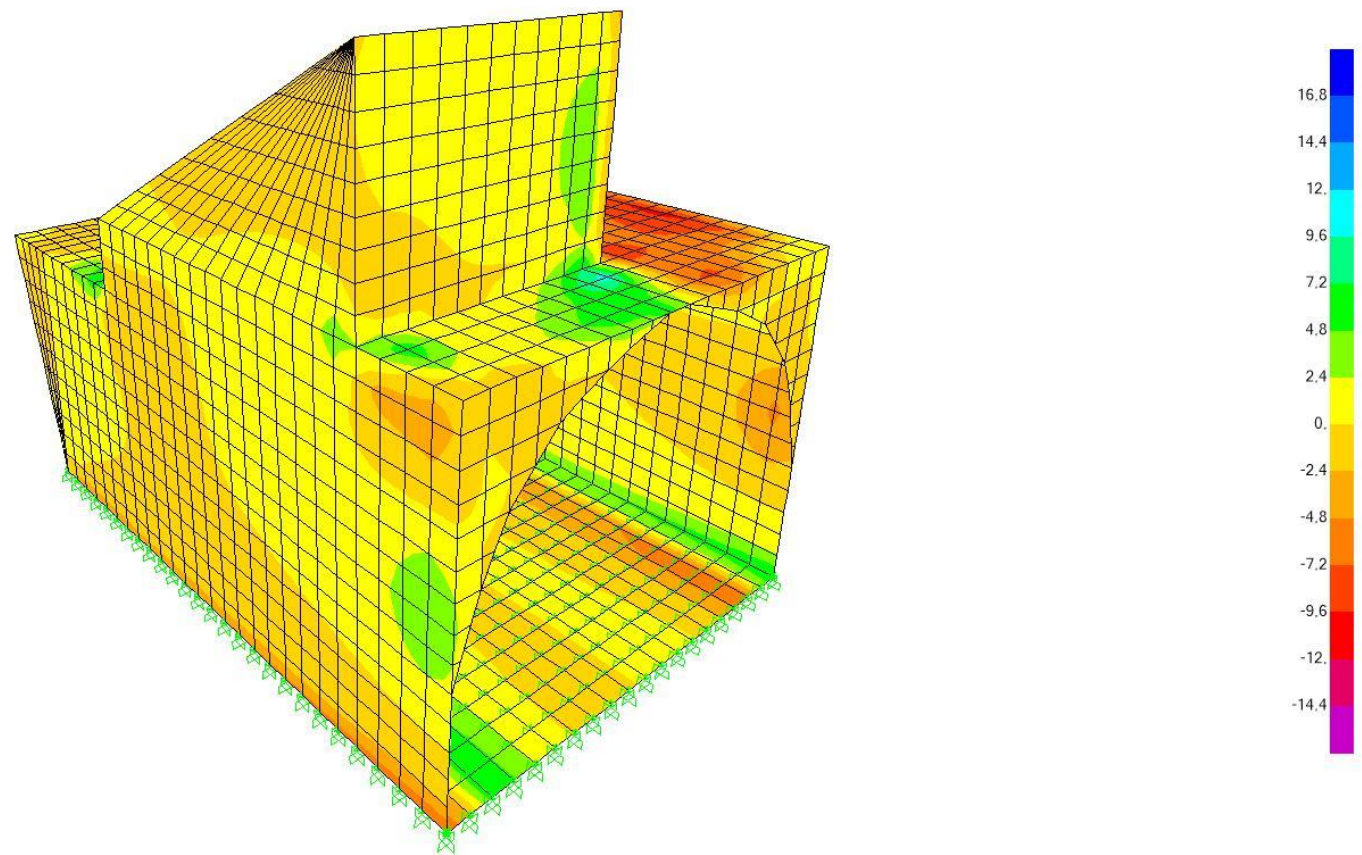




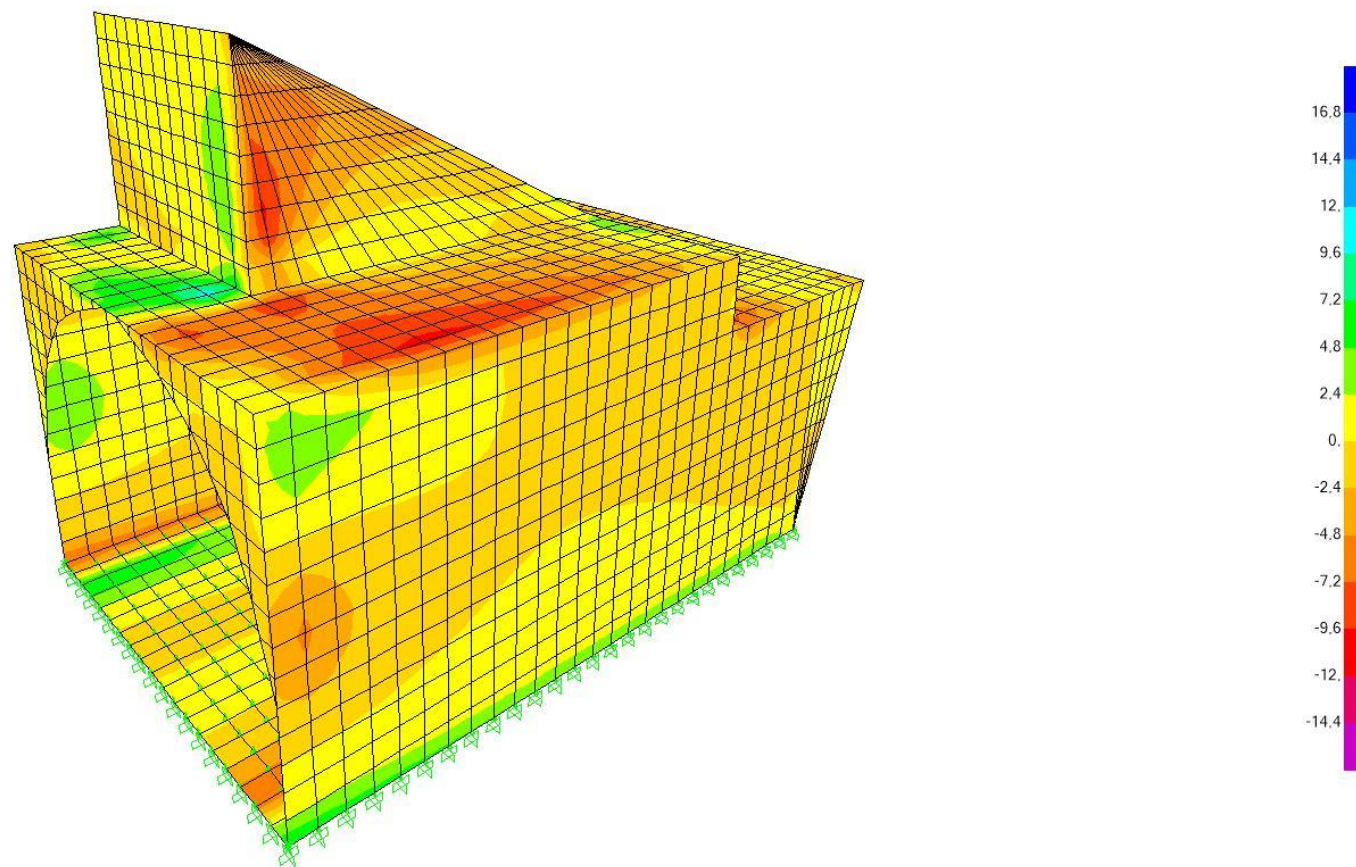
Vista frontal derecha



Vista frontal izquierda



Vista trasera derecha



Vista trasera izquierda

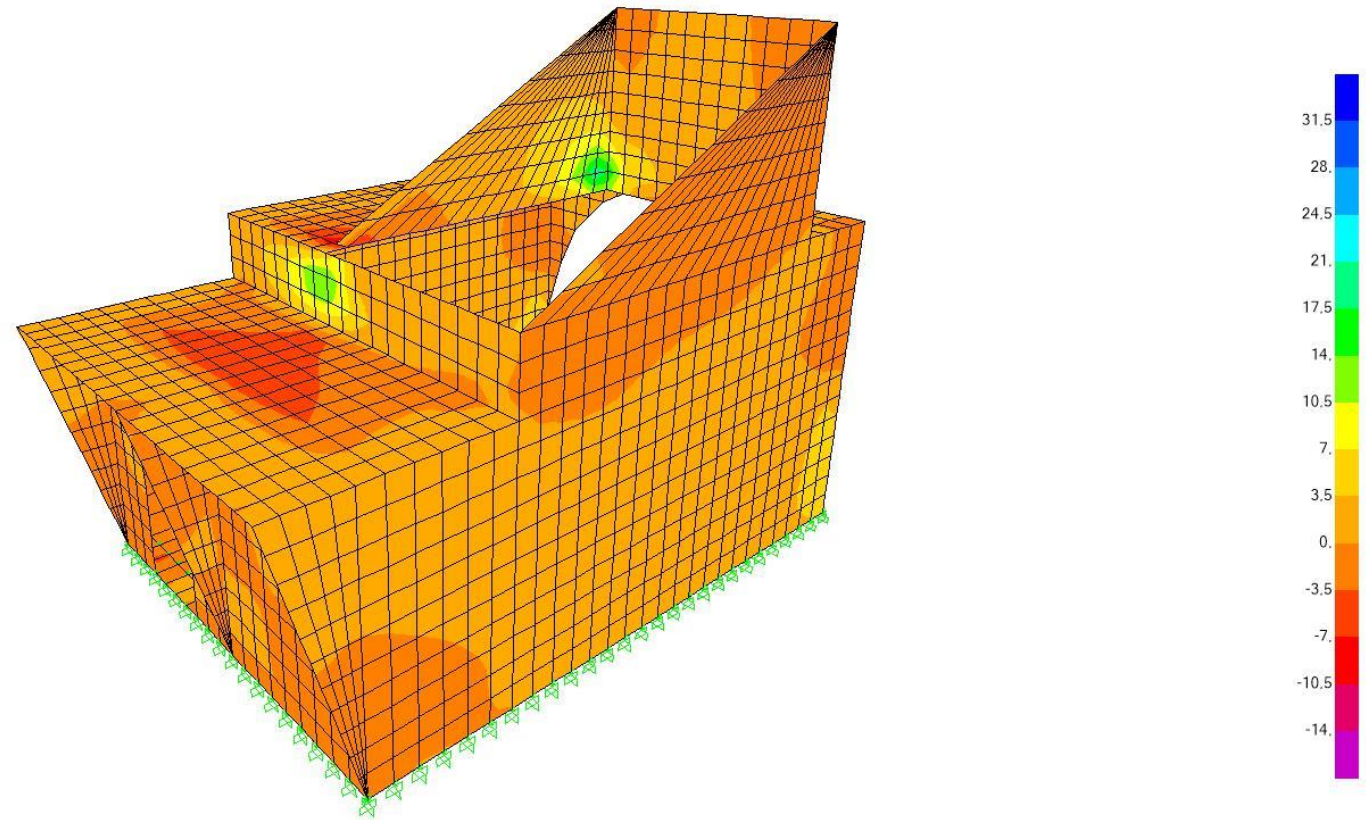
CORTANTE V23

Anejo nº22: Obras
Singulares

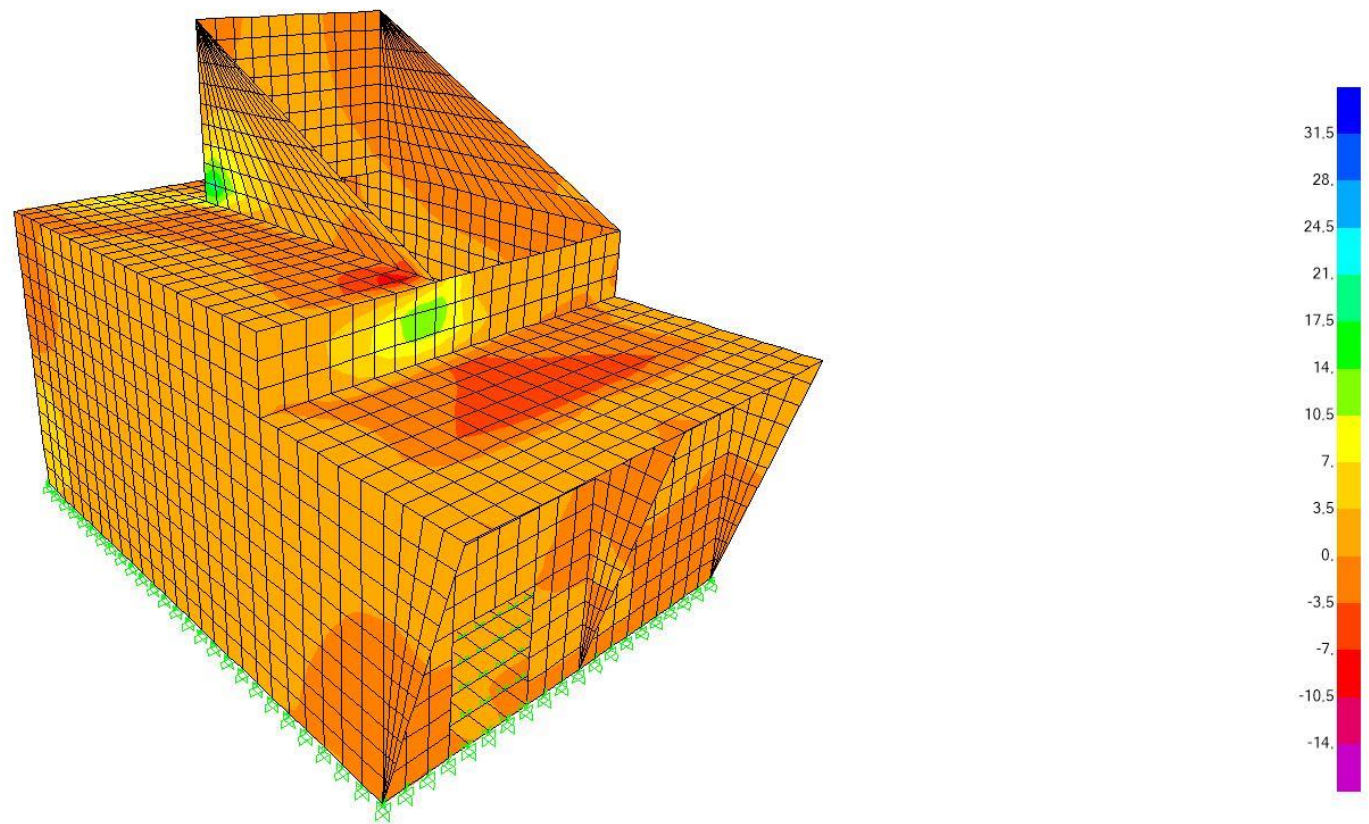
PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul

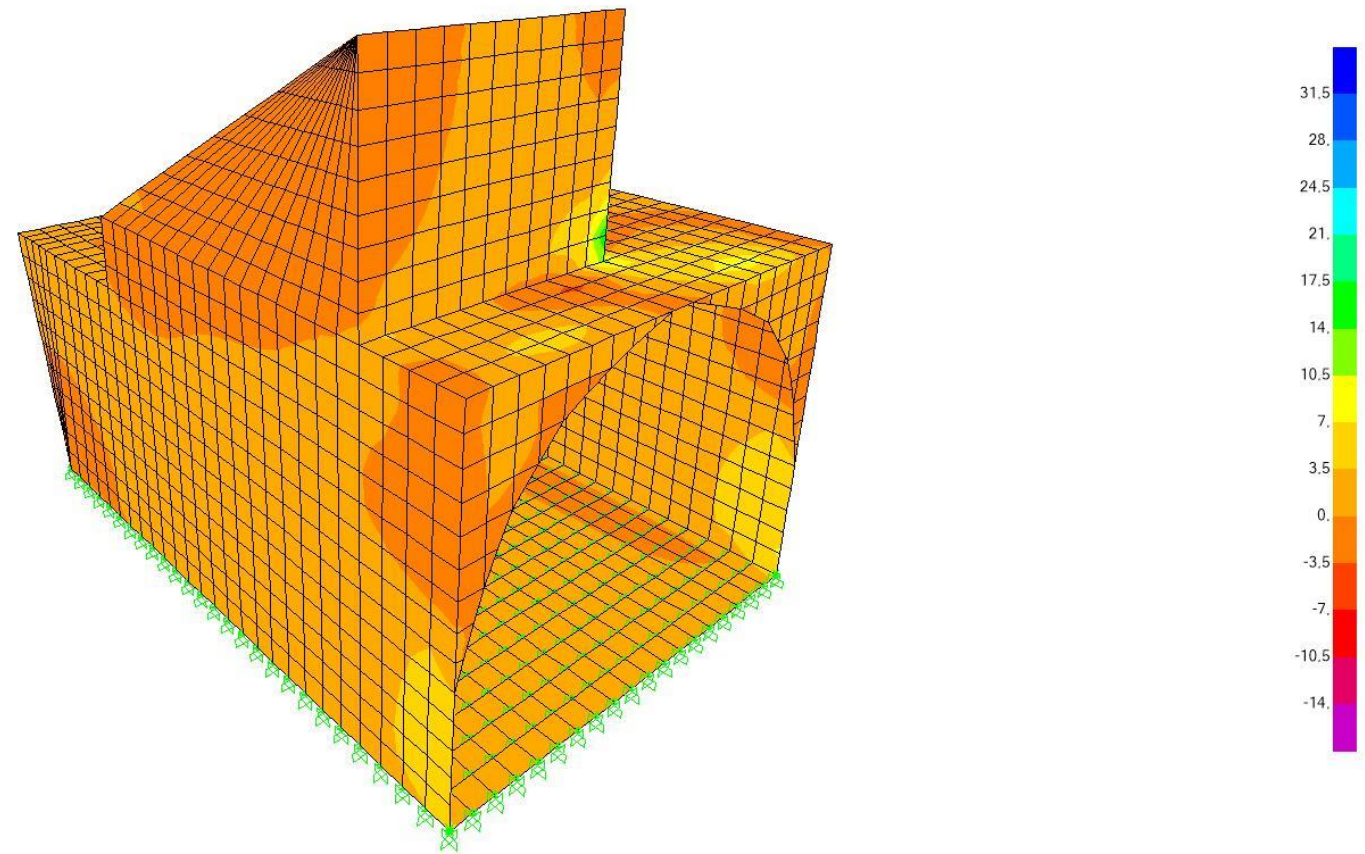




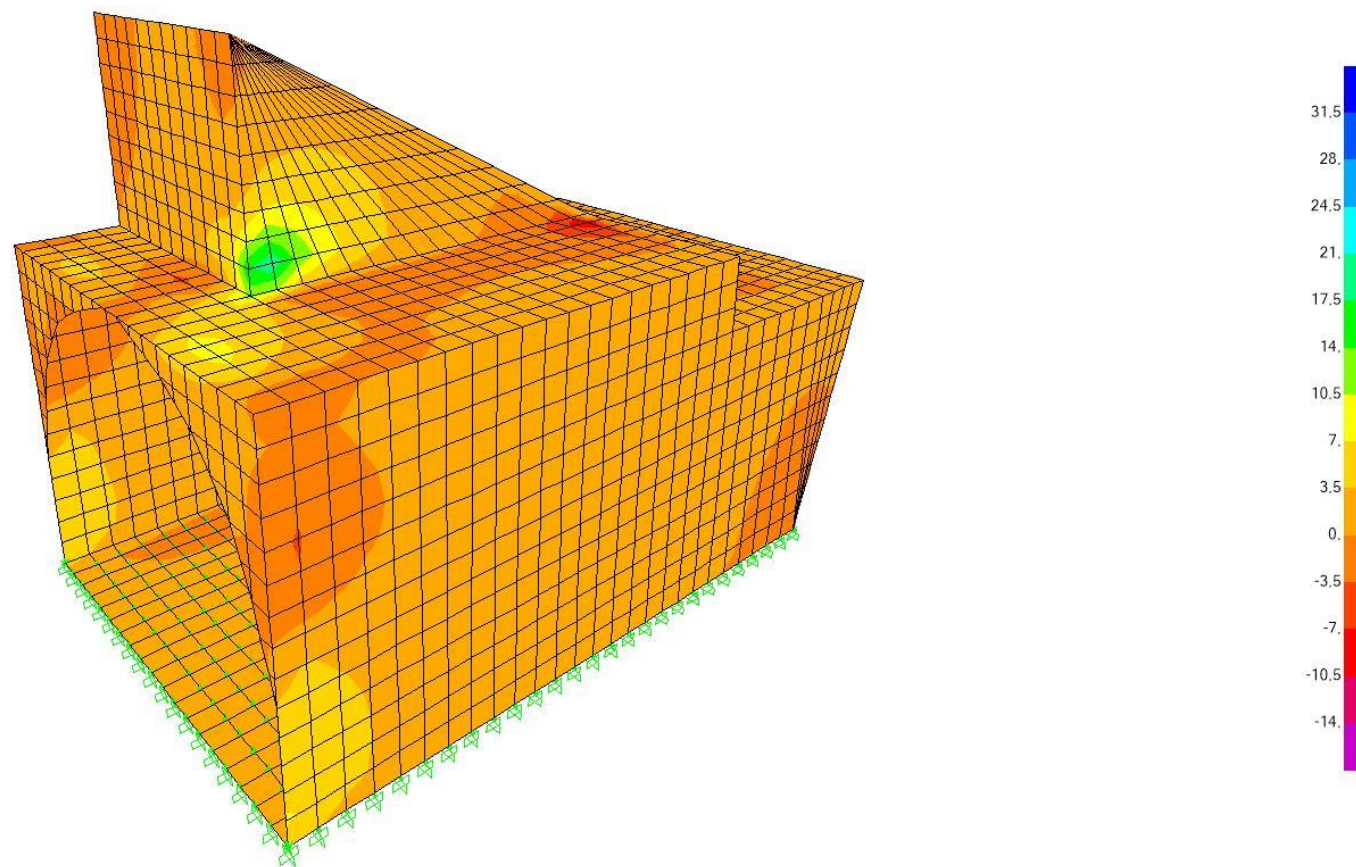
Vista frontal derecha



Vista frontal izquierda



Vista trasera derecha



Vista trasera izquierda

4.1.3 RESUMEN DE ESFUERZOS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



ESFUERZOS:

		ESFUERZOS ELS				ESFUERZOS ELU			
	CANTO	Momentos flectores		Esfuerzos cortantes		Momentos flectores		Esfuerzos cortantes	
	(cm)	M11 (T m/m)	M22 (T m/m)	V13 (T/m)	V23 (T/m)	M11 (T m/m)	M22 (T m/m)	V13 (T/m)	V23 (T/m)
PLACA	60	16,698	11,380	15,666	14,700	23,072	15,700	27,698	20,450
		-10,789	-13,171	-14,535	-11,757	-16,909	-19,011	-21,900	-18,323
PLACA	40	0,930	0,567	1,817	3,566	1,280	0,812	2,488	4,946
		-0,685	-2,746	-1,966	-1,652	-1,386	-3,806	-2,783	-2,940
PLACA	25	0,149	0,082	0,466	1,833	0,215	0,116	0,632	2,526
		-0,255	-0,998	-0,473	-0,161	-0,452	-1,373	-0,651	-0,247

		ESFUERZOS ELS				ESFUERZOS ELU			
	SECCION	Momentos flectores		Esfuerzos cortantes		Momentos flectores		Esfuerzos cortantes	
	(cm)	M2 (T m/m)	M3 (T m/m)	V2 (T/m)	V3 (T/m)	M2 (T m/m)	M3 (T m/m)	V2 (T/m)	V3 (T/m)
VIGAS	60X60	1,501	9,614	10,050	5,437	2,627	13,304	13,927	7,978
		-2,492	-6,356	-5,890	-1,960	-3,909	-8,977	-8,109	-3,376

4.2. DIMENSIONAMIENTO SECCIONES

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



4.2.1 PLACAS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



E25

Anejo nº22: Obras
Singulares

**PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO**

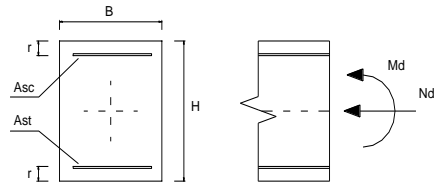
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigón $f_{cd} = 30$ Mpa
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500$ Mpa
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho sección $B = 1$ m
 Canto sección $H = 0,25$ m
 Recubrimiento $r = 0,035$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 13,73$ m KN
 Axil de diseño $N_d = 0,00$ KN

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000$ KN/m² $d' = 0,035$ m
 $U_o = 4300$ KN/m² $d = 0,215$ m
 $U_v = 1400,0$ KN/m² $x_{lim} = 0,134375$ m
 $U_a = 5000,0$ KN/m² $M_{lim} = 346,6875$ m KN
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa $I_{bruta} = 0,0013$ m⁴
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa $W_{bruta} = 0,010416667$ m³

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm² $U_{sc} = 0$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 1,479862451 cm² $U_{st} = 64,34184571$ KN

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): 1,754388889 cm² $U_{sc} = 76,28$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 1,754388889 cm² $U_{st} = 76,28$ KN

Cuantías mínimas

Flexión compuesta	$U_{st} >$	299,33 KN	6,88 cm ²
	$U_{sc} >$	0,00 KN	0,00 cm ²
Compresión compuesta	$U_{st} \text{ y } U_{sc} >$	0,00 KN	0,00 cm ²
	$U_{st} \text{ y } U_{sc} <$	2.500,00 KN	57,50 cm ²

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400$ N/mm ²	Aceros con $f_y = 500$ N/mm ²
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada.
A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

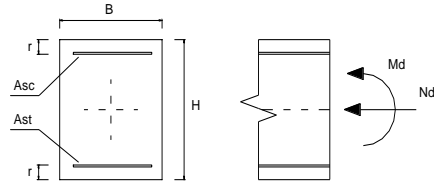
Momento de diseño $M_d = 1,373 \text{ ton}\cdot\text{m}$ 13,73
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$ 0

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 100 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 25 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 3,5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 850,000 Soluciones
 B = -365,500 $y_1 = 0,426$
 C = 1,373 $y_2 = 0,004$

 $y = 0,0038 \text{ m}$ $x = 0,0047 \text{ m}$

 $M_{lim} = 29,57 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,1351 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 0,23 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 1,48 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	6
8	3
10	2
12	2
16	1
20	1
25	1
32	1

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \times 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \times 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

Uo= 365,5 ton Mlim= 29,5 ton*m
 Uv= 119,0 ton
 Ua= 425,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 6,4 ton **Ast= 1,48 cm2**

φ	Nº RED
6	6
8	3
10	2
12	2
16	1
20	1
25	1
32	1

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton **Ast= FALSO cm2**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton **Asc= FALSO cm2**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,0 ton

Armadura de compresion

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Si Ust-Usc<Uv → **Mu= 3,36 ton*m**

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → **Mu= FALSO ton*m**

Si Ust-Usc>0,5*Uo → **Mu= FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 7,6 ton

Ast= 1,75 cm2

ϕ	Nº RED
6	7
8	4
10	3
12	2
16	1
20	1
25	1
32	1

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 8,6 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI $e_o > K_1$

Nu= 12,72 ton

Mu=Nu*eo= 4,20 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 2500 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	10	10	-	-
LOSAS				
Aslongit	5	4,5	-	-
Astransv	5	4,5	-	-
VIGAS	8,25	7	2,5	2,1
MUROS				
Ashoriz	10	8	-	-
Asvert	3	2,25	0,9	0,7

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 4,6 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.**
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,035
$U_o =$	4300	KN/m ²	$d =$	0,215
$U_v =$	1400,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	346,6875 m KN
$U_a =$	5000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,134375
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
	346,6875			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < M_{lim}: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 64,3 KN **Ast= 1,48 cm²**

Md > M_{lim}: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= 300,2361111 ton **Ast= 6,91 cm²**

Armadura de compresion

Usc= -1849,8 ton **Asc= -42,54 cm²**

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust= 64,34184571 Usc= 0,0
 (Ust-Usc)= 64,342
 Uv= 1400,0
 0,5*Uo= 2150

SI Ust-Usc < Uv

Mu= 13,73 KN m

SI 0,5*Uo > Ust-Usc > Uv

Mu= -319,33 KN m

SI Ust-Usc > 0,5*Uo

Mu= 111,83 KN m

alpha

0,014963

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

2150

SI $N_d < 0$ $U_{s1}=U_{s2}= 76,3$ KN $A_{st}= 1,75$ cm²

$76,27778$
0
 $76,27778$

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$ $U_{s1}=U_{s2}= 76,3$ KN $A_{st}= 1,75$ cm²

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$ $U_{s1}=U_{s2}= -2423,72$ KN $A_{st}= -55,75$ cm²

$m_1= -387,0$
 $m_2= -189,2$
 $\alpha= 0,49$

φ
6
8
10
12
16
20
25
32

φ
6
8
10
12
16
20
25
32

φ
6
8
10
12
16
20
25
32

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

$eo=Mu/Nu= 33$ cm

Armadura de traccion $A_{st}= 3,4$ cm² $U_{st}= \#iDIV/0!$ ton

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion $A_{sc}= 3,4$ cm² $U_{sc}= \#iDIV/0!$ ton

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $eo < 0$ $Nu=$ FALSO ton
 $Mu=Nu \cdot eo=$ FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$ $Nu= \#iDIV/0!$ ton
 $Mu=Nu \cdot eo= \#iDIV/0!$ ton*m

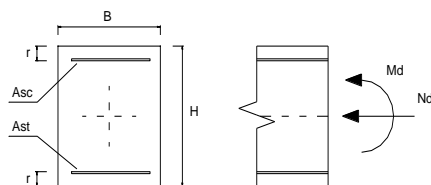
SI $eo > K_1$ $Nu= \#iDIV/0!$ ton
 $Mu=Nu \cdot eo= \#iDIV/0!$ ton*m

$K_1= \#iDIV/0!$ cm
 $m_1= \#iDIV/0!$ ton*m
 $m_2= \#iDIV/0!$ ton*m
 $\alpha= \#iDIV/0!$

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	1,00 m
Canto seccion	H=	0,25 m
Recubrimiento	r=	0,04 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	9,98 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	7,85 cm²
Armadura de tracción (Ast):	7,85 cm²
Diametro	10,00 mm
Separación	10,00 cm
d' =	0,04 m
d =	0,21 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	1302083514 mm4	
W Homogeneizada=	10416668,11 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	0,96 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-0,96 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-3,91 N/mm2	

NO ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-60.886,33 KN/m²	(-60,88632624 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 75674,85593
Mf	40,73 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-253.067,73 KN/m²	(-253,0677329 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,11 m²		
S=	0,1601 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00012		
Wk=	0,032 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlib, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

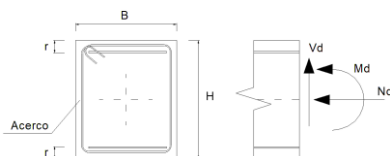
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 1$ m
 $H = 0,25$ m
 $r = 0,035$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 4300$ KN/m²
 $U_v = 1400,0$ KN/m²
 $U_a = 5000,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,035$ m
 $d = 0,215$ m
 $x_{lim} = 0,134375$ m
 $M_{lim} = 346,6875$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0013$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,010416667$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 25,26$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 25,26$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45,00^\circ$
 $\theta_e = 45,00$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 0,00$ KN
COT $\theta = 1,00000069$
COT $\theta_e = 1,00$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 1290,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 225,28$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 7,85$ cm²
 $A_{sc} = 7,85$ cm²
 $\rho = 0,00365$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{silon} = 1,964485644$

$V_{u2} > 162,12$ KN
 $V_{u2} = 130,88$ KN
CORRECTO

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 93,80$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = -68,54$ KN
 $A_{s \min} = 0,00$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,02$
 $S_l = 0,16125$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,215$ m Separación transversal entre ramas

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

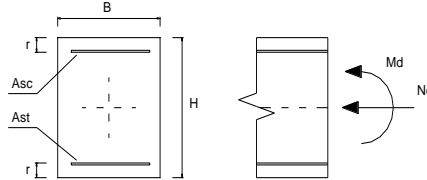
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690$ m $x = 0,7112$ m
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783$ kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 $\Delta A_s =$ FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{st} = 3,7$ cm²
 $U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{sc} = 0,0$ cm²
 $U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $eo < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $eo > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras.** Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd}=$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,035
$U_o=$	4300	KN/m ²	$d=$	0,215
$U_v=$	1400,0	KN/m ²	$M_{lim}=$	346,6875 m KN
$U_a=$	5000,0	KN/m ²	$x_{lim}=$	0,134375
			$F_{yd}=$	434782,609 KN/m ²

346,6875

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	#iNUM!	KN	Ast=	#iNUM!	cm2
------	--------	----	------	--------	-----

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	53001,73611	ton	Ast=	1219,04	cm2
------	-------------	-----	------	---------	-----

Armadura de compresion

Usc=	50851,7	ton	Asc=	1169,59	cm2
------	---------	-----	------	---------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	53001,73611	Usc=	50851,7
(Ust-Usc)=	2150,000		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	2150		

SI Ust-Usc<Uv	→	Mu=	9539,88	KN m
---------------	---	-----	---------	------

SI 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv	→	Mu=	9384,44	KN m
----------------------	---	-----	---------	------

SI Ust-Usc>0,5*Uo	→	Mu=	9500,00	KN m
-------------------	---	-----	---------	------

alpha 19,42158

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

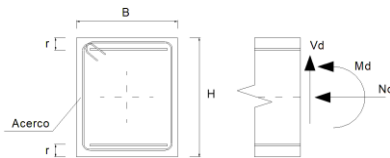
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

E40

Anejo nº22: Obras
Singulares

**PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO**

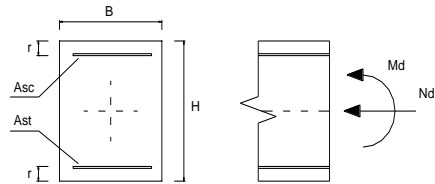
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{cd} = 30 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 1 \text{ m}$
 Canto seccion $H = 0,4 \text{ m}$
 Recubrimiento $r = 0,035 \text{ m}$

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 38,06 \text{ m KN}$
 Axil de diseño $N_d = 0,00 \text{ KN}$

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000 \text{ KN/m}^2$ $d' = 0,035 \text{ m}$
 $U_o = 7300 \text{ KN/m}^2$ $d = 0,365 \text{ m}$
 $U_v = 1400,0 \text{ KN/m}^2$ $x_{lim} = 0,228125 \text{ m}$
 $U_a = 8000,0 \text{ KN/m}^2$ $M_{lim} = 999,1875 \text{ m KN}$
 $F_{ct,m} = 2,9 \text{ Mpa}$ $I_{bruta} = 0,0053 \text{ m}^4$
 $F_{ct,m,fl} = 4,63 \text{ Mpa}$ $W_{bruta} = 0,026666667 \text{ m}^3$

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm^2 $U_{sc} = 0 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $2,415679293 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 105,0295345 \text{ KN}$

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): $2,652666667 \text{ cm}^2$ $U_{sc} = 115,33 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $2,652666667 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 115,33 \text{ KN}$

Cuantías mínimas

Flexión compuesta	$U_{st} > 451,33 \text{ KN}$	$10,38 \text{ cm}^2$
	$U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
Compresión compuesta	$U_{st} \text{ y } U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
	$U_{st} \text{ y } U_{sc} < 4.000,00 \text{ KN}$	$92,00 \text{ cm}^2$

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretesas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

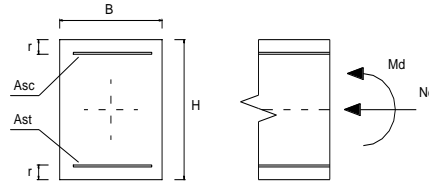
Momento de diseño $M_d = 3,806 \text{ ton}\cdot\text{m}$ 38,06
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$ 0

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 100 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 40 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 3,5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 850,000 Soluciones
 B = -620,500 $y_1 = 0,724$
 C = 3,806 $y_2 = 0,006$

 $y = 0,0062 \text{ m}$ $x = 0,0077 \text{ m}$

 $M_{lim} = 85,23 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,2293 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 0,22 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 2,42 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	9
8	5
10	4
12	3
16	2
20	1
25	1
32	1

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

Uo= 620,5 ton Mlim= 84,9 ton*m
 Uv= 119,0 ton
 Ua= 680,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 10,5 ton Ast= 2,42 cm2

φ	Nº RED
6	9
8	5
10	4
12	3
16	2
20	1
25	1
32	1

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,0 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

Si Ust-Usc<Uv → Mu= 5,75 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo → Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 11,5 ton

Ast= 2,65 cm2

ϕ	Nº RED
6	10
8	6
10	4
12	3
16	2
20	1
25	1
32	1

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 12,4 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI $e_o > K_1$

Nu= 34,72 ton

Mu=Nu*eo= 11,46 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 4000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	16	16	-	-
LOSAS				
Aslongit	8	7,2	-	-
Astransv	8	7,2	-	-
VIGAS	13,2	11,2	4,0	3,4
MUROS				
Ashoriz	16	12,8	-	-
Asvert	4,8	3,6	1,4	1,1

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 7,4 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras.** Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7.5 m. con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m²	$d' =$	0,035
$U_o =$	7300	KN/m²	$d =$	0,365
$U_v =$	1400,0	KN/m²	$M_{lim} =$	999,1875 m KN
$U_a =$	8000,0	KN/m²	$x_{lim} =$	0,228125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m²
	999,1875			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	105,0	KN	Ast=	2,42	cm²
------	-------	----	------	------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	737,4924242	ton	Ast=	16,96	cm²
------	-------------	-----	------	-------	-----

Armadura de compresion

Usc=	-2912,5	ton	Asc=	-66,99	cm²
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	105,0295345	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	105,030		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	3650		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

Mu= 38,06 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

Mu= -923,34 KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 316,98 KN m

alpha

0,014388

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

SI Nd < 0

$$U_{s1}=U_{s2}= 115.3 \text{ KN}$$

Ast= 2.65 cm2

115,3333
0
115,3333

SI $0 < Nd < 0,5 \cdot Uo$

$$U_{s1}=U_{s2}= 115.3 \text{ KN}$$

Ast= 2.65 cm2

m1= -1204,5

m2= -686,3

 $\alpha = 0,50$

SI Nd > 0,5*Uo

$$U_{s1}=U_{s2}= -3884,67 \text{ KN}$$

Ast= -89,35 cm2

$$e_o = M_u / N_u = 33 \text{ cm}$$

Armadura de compresion

Ast= 3,4 cm2

Ust= #jDIV/0! ton

Asc= 3,4 cm2

$$U_{sc} = \frac{E}{1 + \frac{R_1}{R_2}} \approx 10 \text{ V}$$

SI eo < 0

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= **FALSO** **ton*m**

SI $0 < e_0 < K_1$

Nu= #DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

K1= #DIV/0! cm

m1= #jDIV/0! ton*m

m2= #jDIV/0! ton*m

$\alpha = \#j \text{DIV}/0!$

Sl eo > K1

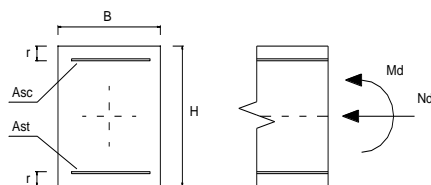
Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	1,00 m
Canto seccion	H=	0,40 m
Recubrimiento	r=	0,04 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	27,46 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	7,85 cm ²
Armadura de tracción (Ast):	7,85 cm ²
Diametro	10,00 mm
Separación	10,00 cm
d' =	0,04 m
d =	0,36 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	5333333795 mm ⁴	
W Homogeneizada=	26666668,97 mm ³	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	1,03 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-1,03 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm ²	
Fct,m,fl	-3,48 N/mm ²	

NO ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-97.689,38 KN/m ²	(-97,68938144 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 121461,4296
Mf	92,69 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-334.063,09 KN/m ²	(-334,0630861 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,11 m ²		
S=	0,1601 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00019		
Wk=	0,051 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

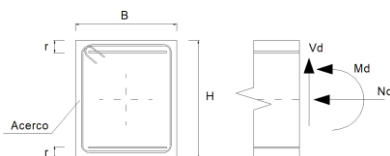
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 1$ m
 $H = 0,4$ m
 $r = 0,035$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 7300$ KN/m²
 $U_v = 1400,0$ KN/m²
 $U_a = 8000,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,035$ m
 $d = 0,365$ m
 $x_{lim} = 0,228125$ m
 $M_{lim} = 999,1875$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0053$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,026666667$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 49,46$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 49,46$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45,00^\circ$
 $\theta_e = 45,00$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 0,00$ KN
COT $\theta = 1,000000432$
COT $\theta_e = 1,00$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 2190,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 360,45$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 7,85$ cm²
 $A_{sc} = 7,85$ cm²
 $\rho = 0,00215$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{sl} = 1,74023321$

$V_{u2} > 229,47$ KN
 $V_{u2} = 155,51$ KN
CORRECTO

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 118,25$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = -68,79$ KN
 $A_{s \min} = 0,00$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,02$
 $S_l = 0,27375$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,365$ m Separación transversal entre ramas

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

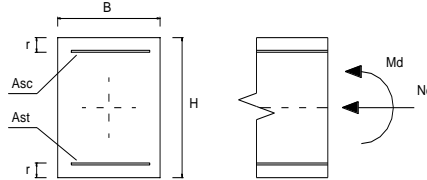
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690$ m $x = 0,7112$ m
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783$ kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 ΔA_s = FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast = 3,7 cm²

$U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc = 0,0 cm²

$U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $e_o > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

(*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**

(**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

(***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m²	$d' =$	0,035
$U_o =$	7300	KN/m²	$d =$	0,365
$U_v =$	1400,0	KN/m²	$M_{lim} =$	999,1875 m KN
$U_a =$	8000,0	KN/m²	$x_{lim} =$	0,228125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m²
	999,1875			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < M_{lim}: SIN ARMADURA DE COMPRESION

U _{st} =	#iNUM!	KN	A _{st} =	#iNUM!	cm²
-------------------	--------	----	-------------------	--------	-----

Md > M_{lim}: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

U _{st} =	29410,03788	ton	A _{st} =	676,43	cm²
-------------------	-------------	-----	-------------------	--------	-----

Armadura de compresion

U _{sc} =	25760,0	ton	A _{sc} =	592,48	cm²
-------------------	---------	-----	-------------------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

U _{st} =	29410,03788		U _{sc} =	25760,0
(U _{st} -U _{sc}) =	3650,000			
U _v =	1400,0			
0,5*U _o =	3650			

SI U _{st} -U _{sc} < U _v	→	M _u =	9702,70	KN m
--	---	------------------	---------	------

SI 0,5*U _o > U _{st} -U _{sc} > U _v	→	M _u =	9166,94	KN m
---	---	------------------	---------	------

SI U _{st} -U _{sc} > 0,5*U _o	→	M _u =	9500,00	KN m
--	---	------------------	---------	------

alpha	6,146036
-------	----------

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

 $\alpha = 0,39$

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Ust= #jDIV/0! ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

$$U_{sc} = \frac{E}{1 + \frac{R_1}{R_2}} \approx \frac{E}{1 + \frac{R_1}{R_2}}$$

Mu=Nu*eo= **FALSO** **ton*m**

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

$$\alpha = \#j \text{DIV}/0!$$

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

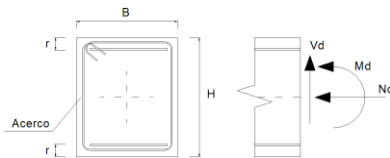
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

E60

Anejo nº22: Obras
Singulares

**PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO**

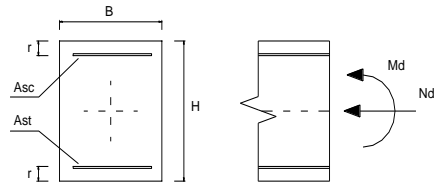
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{cd} = 30 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 1 \text{ m}$
 Canto seccion $H = 0,6 \text{ m}$
 Recubrimiento $r = 0,035 \text{ m}$

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 190,11 \text{ m KN}$
 Axil de diseño $N_d = 0,00 \text{ KN}$

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000 \text{ KN/m}^2$ $d' = 0,035 \text{ m}$
 $U_o = 11300 \text{ KN/m}^2$ $d = 0,565 \text{ m}$
 $U_v = 1400,0 \text{ KN/m}^2$ $x_{lim} = 0,353125 \text{ m}$
 $U_a = 12000,0 \text{ KN/m}^2$ $M_{lim} = 2394,1875 \text{ m KN}$
 $F_{ct,m} = 2,9 \text{ Mpa}$ $I_{bruta} = 0,0180 \text{ m}^4$
 $F_{ct,m,fl} = 4,63 \text{ Mpa}$ $W_{bruta} = 0,06 \text{ m}^3$

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm^2 $U_{sc} = 0 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $7,857776553 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 341,6424588 \text{ KN}$

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): $8,250056604 \text{ cm}^2$ $U_{sc} = 358,70 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $8,250056604 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 358,70 \text{ KN}$

Cuantías mínimas

Flexión compuesta	$U_{st} > 655,94 \text{ KN}$	$15,09 \text{ cm}^2$
	$U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
Compresión compuesta	$U_{st} \text{ y } U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
	$U_{st} \text{ y } U_{sc} < 6.000,00 \text{ KN}$	$138,00 \text{ cm}^2$

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares	4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾	2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,6
Vigas ⁽⁴⁾	3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0
	Armadura vertical	1,2

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada.
A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

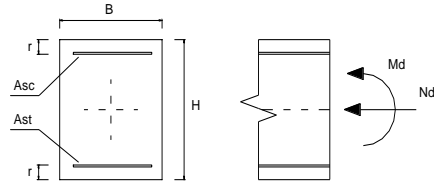
Momento de diseño $M_d = 19,011 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $190,11$
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$ 0

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 100 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 60 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 3,5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 850,000 Soluciones
 B = -960,500 $y_1 = 1,110$
 C = 19,011 $y_2 = 0,020$

 $y = 0,0202 \text{ m}$ $x = 0,0252 \text{ m}$

 $M_{lim} = 204,23 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,3550 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 0,47 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 7,88 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	28
8	16
10	11
12	7
16	4
20	3
25	2
32	1

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \times 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \times 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

Uo= 960,5 ton Mlim= 203,5 ton*m
 Uv= 119,0 ton
 Ua= 1020,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 34,3 ton Ast= 7,88 cm2

φ	Nº RED
6	28
8	16
10	11
12	7
16	4
20	3
25	2
32	1

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,0 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

Si Ust-Usc<Uv → Mu= 8,94 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo → Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

SI $N_d < 0$

$U_{s1}=U_{s2}= 35,9$ ton

$A_{st}= 8,25$ cm²

ϕ	Nº RED
6	30
8	17
10	11
12	8
16	5
20	3
25	2
32	2

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

$U_{s1}=U_{s2}= FALSO$ ton

$A_{st}= FALSO$ cm²

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

$U_{s1}=U_{s2}= FALSO$ ton

$A_{st}= FALSO$ cm²

$m_1= FALSO$ ton*m

$m_2= FALSO$ ton*m

$\alpha= FALSO$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

$e_o=Mu/N_u= 33$ cm

Armadura de traccion

$A_{st}= 3,4$ cm²

$U_{st}= 14,8$ ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$A_{sc}= 3,4$ cm²

$U_{sc}= 14,8$ ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

$N_u= FALSO$ ton

$M_u=N_u \cdot e_o= FALSO$ ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

$N_u= FALSO$ ton

$M_u=N_u \cdot e_o= FALSO$ ton*m

$K_1= 17,5$ cm

$m_1= FALSO$ ton*m

$m_2= FALSO$ ton*m

$\alpha= FALSO$

SI $e_o > K_1$

$N_u= 119,83$ ton

$M_u=N_u \cdot e_o= 39,54$ ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 6000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	24	24	-	-
LOSAS				
Aslongit	12	10,8	-	-
Astransv	12	10,8	-	-
VIGAS	19,8	16,8	5,9	5,0
MUROS				
Ashoriz	24	19,2	-	-
Asvert	7,2	5,4	2,2	1,6

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 11,0 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

(*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**

(**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

(***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,035
$U_o =$	11300	KN/m ²	$d =$	0,565
$U_v =$	1400,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	2394,1875 m KN
$U_a =$	12000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,353125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
	2394,1875			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	341,6	KN	Ast=	7,86	cm ²
------	-------	----	------	------	-----------------

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	1491,363208	ton	Ast=	34,30	cm ²
------	-------------	-----	------	-------	-----------------

Armadura de compresion

Usc=	-4158,6	ton	Asc=	-95,65	cm ²
------	---------	-----	------	--------	-----------------

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	341,6424588	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	341,642		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	5650		

SI Ust-Usc < Uv	→	Mu=	190,11	KN m
-----------------	---	-----	--------	------

SI 0,5*Uo > Ust-Usc > Uv	→	Mu=	-2016,89	KN m
--------------------------	---	-----	----------	------

SI Ust-Usc > 0,5*Uo	→	Mu=	1030,88	KN m
---------------------	---	-----	---------	------

alpha 0,030234

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

5650

SI $N_d < 0$ $U_{s1}=U_{s2}=$ 358,7 KN **Ast= 8,25 cm²**

358,6981
0
358,6981

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$ $U_{s1}=U_{s2}=$ 358,7 KN **Ast= 8,25 cm²**

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$ $U_{s1}=U_{s2}=$ -5641,30 KN **Ast= -129,75 cm²**

m1= -2994,5
m2= -1916,8
 $\alpha=$ 0,50

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion **Armadura de compresion**

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,4 cm²
Ust= #iDIV/0! ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 3,4 cm²
Usc= #iDIV/0! ton

SI $eo < 0$ **Nu= FALSO ton**
Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K1$ **Nu= #iDIV/0! ton**
Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m

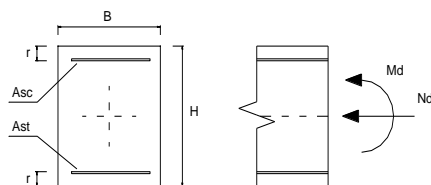
SI $eo > K1$ **Nu= #iDIV/0! ton**
Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m

K1= #iDIV/0! cm
m1= #iDIV/0! ton*m
m2= #iDIV/0! ton*m
 $\alpha=$ #iDIV/0!

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	1,00 m
Canto seccion	H=	0,60 m
Recubrimiento	r=	0,04 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	131,71 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	11,31 cm²
Armadura de tracción (Ast):	11,31 cm²
Diametro	12,00 mm
Separación	10,00 cm
d' =	0,04 m
d =	0,56 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	18000001496 mm4	
W Homogeneizada=	60000004,99 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	2,20 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-2,20 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-2,90 N/mm2	

NO ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-210.569,16 KN/m²	(-210,5691606 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 260408,0167
Mf	173,79 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-278.813,62 KN/m²	(-278,8136234 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,13 m²		
S=	0,1563 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00040		
Wk=	0,107 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

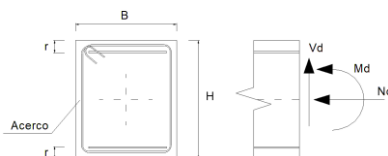
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 1$ m
 $H = 0,6$ m
 $r = 0,035$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 11300$ KN/m²
 $U_v = 1400,0$ KN/m²
 $U_a = 12000,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,035$ m
 $d = 0,565$ m
 $x_{lim} = 0,353125$ m
 $M_{lim} = 2394,1875$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0180$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,06$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 276,98$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 276,98$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45,00^\circ$
 $\theta_e = 45,00$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 0,00$ KN
COT $\theta = 1,000000288$
COT $\theta_e = 1,00$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 3390,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 540,67$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 11,31$ cm²
 $A_{sc} = 11,31$ cm²
 $\rho = 0,00200$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{silon} = 1,594964117$

$V_{u2} > 311,68$ KN
 $V_{u2} = 208,74$ KN
FALLO DE BIELAS HGON.

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 163,80$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = 113,18$ KN
 $A_s = 0,00$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,08$
 $S_l = 0,42375$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,5$ m Separación transversal entre ramas

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

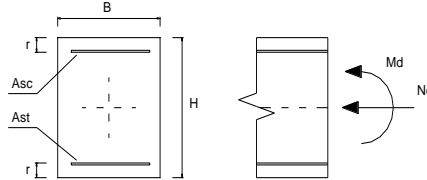
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690 \text{ m}$ $x = 0,7112 \text{ m}$
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 $\Delta A_s =$ FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast = 3,7 cm²

$U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc = 0,0 cm²

$U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $e_o > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima** de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima** correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical** es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m²	$d' =$	0,035
$U_o =$	11300	KN/m²	$d =$	0,565
$U_v =$	1400,0	KN/m²	$M_{lim} =$	2394,1875 m KN
$U_a =$	12000,0	KN/m²	$x_{lim} =$	0,353125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m²
	2394,1875			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	#¡NUM!	KN	Ast=	#¡NUM!	cm²
------	--------	----	------	--------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	19057,1934	ton	Ast=	438,32	cm²
------	------------	-----	------	--------	-----

Armadura de compresion

Usc=	13407,2	ton	Asc=	308,37	cm²
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	19057,1934	Usc=	13407,2
(Ust-Usc)=	5650,000		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	5650		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

Mu= 10089,97 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

Mu= 8701,94 KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 9500,00 KN m

alpha

2,398364

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Mu=Nu*eo= #DIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

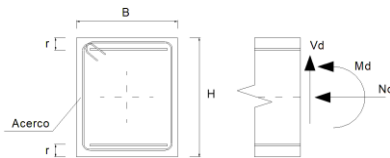
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

4.2.2 VIGAS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

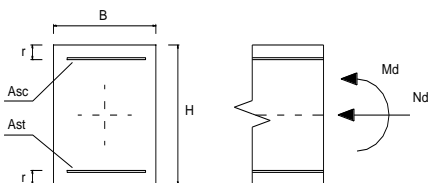
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{cd} = 30 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 0,6 \text{ m}$
 Canto seccion $H = 0,6 \text{ m}$
 Recubrimiento $r = 0,05 \text{ m}$

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 133,04 \text{ m KN}$
 Axil de diseño $N_d = 0,00 \text{ KN}$

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000 \text{ KN/m}^2$ $d' = 0,05 \text{ m}$
 $U_o = 6600 \text{ KN/m}^2$ $d = 0,55 \text{ m}$
 $U_v = 1200,0 \text{ KN/m}^2$ $x_{lim} = 0,34375 \text{ m}$
 $U_a = 7200,0 \text{ KN/m}^2$ $M_{lim} = 1361,2500 \text{ m KN}$
 $F_{ct,m} = 2,9 \text{ Mpa}$ $I_{bruta} = 0,0108 \text{ m}^4$
 $F_{ct,m,fl} = 4,63 \text{ Mpa}$ $W_{bruta} = 0,036 \text{ m}^3$

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm^2 $U_{sc} = 0 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $5,669359271 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 246,4938813 \text{ KN}$

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): $6,11984 \text{ cm}^2$ $U_{sc} = 266,08 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $6,11984 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 266,08 \text{ KN}$

Cuantías mínimas

Flexión compuesta	$U_{st} > 404,30 \text{ KN}$	$9,30 \text{ cm}^2$
	$U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
Compresión compuesta	$U_{st} \text{ y } U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
	$U_{st} \text{ y } U_{sc} < 3.600,00 \text{ KN}$	$82,80 \text{ cm}^2$

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

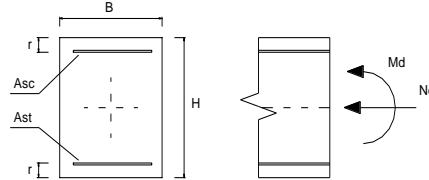
Momento de diseño $M_d = 13,304 \text{ ton}\cdot\text{m}$
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 60 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 60 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 510,000 Soluciones
 B = -561,000 $y_1 = 1,076$
 C = 13,304 $y_2 = 0,024$

 $y = 0,0242 \text{ m}$ $x = 0,0303 \text{ m}$

 $M_{lim} = 116,12 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,3456 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 0,58 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 5,69 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	21
8	12
10	8
12	6
16	3
20	2
25	2
32	1

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \times 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \times 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

Uo= 561 ton Mlim= 115,7 ton*m
 Uv= 102,0 ton
 Ua= 612,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 24,7 ton Ast= 5,69 cm2

φ	Nº RED
6	21
8	12
10	8
12	6
16	3
20	2
25	2
32	1

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,0 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

Si Ust-Usc<Uv → Mu= 8,65 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo → Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 26,6 ton

Ast= 6,12 cm2

ϕ	Nº RED
6	22
8	13
10	8
12	6
16	4
20	2
25	2
32	1

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 18,9 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI $e_o > K_1$

Nu= 95,82 ton

Mu=Nu*eo= 31,62 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 3600 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	14,4	14,4	-	-
LOSAS				
Aslongit	7,2	6,48	-	-
Astransv	7,2	6,48	-	-
VIGAS	11,88	10,08	3,6	3,0
MUROS				
Ashoriz	14,4	11,52	-	-
Asvert	4,32	3,24	1,3	1,0

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 6,6 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6600	KN/m ²	$d =$	0,55
$U_v =$	1200,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	1361,2500 m KN
$U_a =$	7200,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,34375
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
	1361,25			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	246,5	KN	Ast=	5,67	cm2
------	-------	----	------	------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	843,58	ton	Ast=	19,40	cm2
------	--------	-----	------	-------	-----

Armadura de compresion

Usc=	-2456,4	ton	Asc=	-56,50	cm2
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	246,4938813	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	246,494		
Uv=	1200,0		
0,5*Uo=	3300		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

Mu= 133,04 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

Mu= -1097,70 KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 636,46 KN m

alpha

0,037348

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

3300									<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
SI Nd < 0	Us1=Us2=	266,1	KN	Ast=	6,12	cm2			<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
		266,08	0						<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
		266,08							<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
SI 0 < Nd < 0,5*Uo	Us1=Us2=	266,1	KN	Ast=	6,12	cm2			<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
									<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
SI Nd > 0,5*Uo	Us1=Us2=	-3333,92	KN	Ast=	-76,68	cm2			<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
	m1=	-1650,0							<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
	m2=	-1030,6							<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
	α=	0,50							<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		

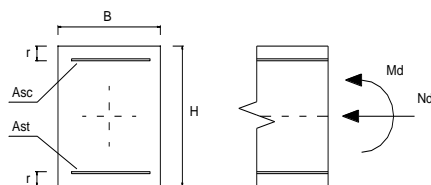
COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M _u /N _u =		33	cm						
<u>Armadura de traccion</u>				<u>Armadura de compresion</u>					
φ	Nº RED	Ast=	3,4	cm2	φ	Nº RED	Asc=	3,4	cm2
6	0	Ust=	#iDIV/0!	ton	6	0	Usc=	#iDIV/0!	ton
8	0				8	0			
10	0				10	0			
12	3				12	3			
16	0				16	0			
20	0				20	0			
25	0				25	0			
32	0				32	0			
SI eo < 0	Nu=		FALSO	ton	K1=		#iDIV/0!	cm	
	Mu=Nu*eo=		FALSO	ton*m	m1=		#iDIV/0!	ton*m	
SI 0 < eo < K1	Nu=		#iDIV/0!	ton	m2=		#iDIV/0!	ton*m	
	Mu=Nu*eo=		#iDIV/0!	ton*m	α=		#iDIV/0!		
SI eo > K1	Nu=		#iDIV/0!	ton					
	Mu=Nu*eo=		#iDIV/0!	ton*m					

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	0,60 m
Canto seccion	H=	0,60 m
Recubrimiento	r=	0,04 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	96,14 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	6,03 cm ²
Armadura de tracción (Ast):	6,03 cm ²
Diametro	16,00 mm
Separación	25,00 cm
d' =	0,04 m
d =	0,56 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	10800000798 mm ⁴	
W Homogeneizada=	36000002,66 mm ³	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	2,67 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-2,67 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm ²	
Fct,m,fl	-2,90 N/mm ²	

NO ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-290.035,33 KN/m ²	(-290,0353321 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 357801,0605
Mf	104,27 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-314.928,88 KN/m ²	(-314,9288818 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,09 m ²		
S=	0,2434 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00057		
Wk=	0,235 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

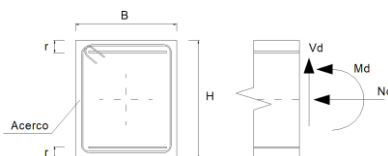
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 0,6$ m
 $H = 0,6$ m
 $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 6600$ KN/m²
 $U_v = 1200,0$ KN/m²
 $U_a = 7200,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,05$ m
 $d = 0,55$ m
 $x_{lim} = 0,34375$ m
 $M_{lim} = 1361,2500$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0108$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,036$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 145,36$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 145,36$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45,00^\circ$
 $\theta_e = 45,00$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 0,00$ KN
COT $\theta = 1,00000048$
COT $\theta_e = 1,00$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 1980,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 324,40$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 6,03$ cm²
 $A_{sc} = 6,03$ cm²
 $\rho = 0,00183$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{silon} = 1,603022689$

$V_{u2} > 183,42$ KN
 $V_{u2} = 122,10$ KN
FALLO DE BIELAS HGON.

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 93,27$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = 52,09$ KN
 $A_s = 0,00$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,07$
 $S_l = 0,4125$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,5$ m Separación transversal entre ramas

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

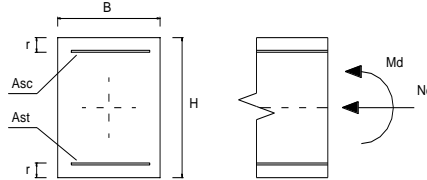
Momento de diseño $M_d = 950 \text{ ton}\cdot\text{m}$
 Axil de diseño $N_d = 700 \text{ ton}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5100 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 100 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 200 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 3,5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 850,000 Soluciones
 B = -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C = 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690 \text{ m}$ $x = 0,7112 \text{ m}$

 $M_{lim} = 1782,58 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 1,2255 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast = 3,7 cm²

$U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc = 0,0 cm²

$U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $e_o > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Astrongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

(*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras.** Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.

(**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada

(***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6600	KN/m²	$d =$	0,55
$U_v =$	1200,0	KN/m²	$M_{lim} =$	1361,2500 m KN
$U_a =$	7200,0	KN/m²	$x_{lim} =$	0,34375
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m²

1361,25

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

$M_d < M_{lim}$: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} =$	#iNUM!	KN	$A_{st} =$	#iNUM!	cm²
------------	--------	----	------------	--------	-----

$M_d > M_{lim}$: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} =$	19577,5	ton	$A_{st} =$	450,28	cm²
------------	---------	-----	------------	--------	-----

Armadura de compresion

$U_{sc} =$	16277,5	ton	$A_{sc} =$	374,38	cm²
------------	---------	-----	------------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

$U_{st} =$	19577,5	$U_{sc} =$	16277,5
$(U_{st} - U_{sc}) =$	3300,000		
$U_v =$	1200,0		
$0,5 \cdot U_o =$	3300		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

$M_u = 9783,97$ KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

$M_u = 9046,25$ KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

$M_u = 9500,00$ KN m

alpha

4,446061

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

SI Nd < 0

$$U_{s1}=U_{s2}= 15500.0 \text{ KN}$$

Ast= 356.50 cm2

22500
3616,667
18883,33

SI $0 < Nd < 0.5 \cdot Uo$

$$U_{s1}=U_{s2}= 18883.3 \text{ KN}$$

Ast= 434.32 cm2

m1= 1850.0

m2= -8647,6

 $\alpha = 0.39$ SI Nd $\geq 0.5 \cdot U_o$
$$U_{s1}=U_{s2}= 19643.16 \text{ KN}$$

Ast= 451.79 cm2

$$e_o = M_u / N_u = 33 \text{ cm}$$

Armadura de compresion

Ast= 3,4 cm2

Ust= #iDIV/0! ton

Asc= 3,4 cm2

Usc= #iDIV/0! ton

$$S|_{eo} < 0$$

Nu= FALSE ton

Mu=Nu*eo= **FALSO** **ton*m**

SI $0 < e_0 < K_1$

Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

K1= #iDIV/0! cm

m1= #jDIV/0! ton*m

m2= #DIV/0! ton*m

$$\alpha = \#j \text{DIV}/0!$$

SI eo > K1

Nu= #DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

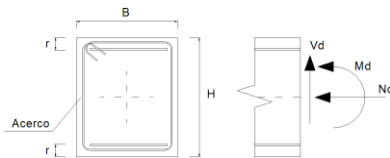
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

APÉNDICE Nº 22.2. CÁLCULOS SALIDA DE EMERGENCIA ABUSU

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



ÍNDICE

1. PANTALLA
 - 1.1. ESFUERZOS PANTALLA
 - 1.1.1 SECCIÓN 1
 - 1.1.2 SECCIÓN 2
 - 1.1.3 SECCIÓN 3
 - 1.1.4 RESUMEN PANTALLA
 - 1.2. COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL MICROPILOTE
 - 1.3. COMPROBACIÓN CARGA HUNDIMIENTO MICROPILOTE
 - 1.4. DIMENSIONAMIENTO ANCLAJES
 - 1.5. DIMENSIONAMIENTO VIGAS REPARTO
 - 1.6. DIMENSIONAMIENTO VIGAS VIGA EMBOQUILLE
 - 1.6.1 CÁLCULO ESFUERZOS
 - 1.6.2 DIMENSIONAMIENTO ALZADO
 - 1.6.3 DIMENSIONAMIENTO CIMENTACIÓN
2. MURO HORMIGÓN
3. EDIFICIO SALIDA EMERGENCIA
 - 3.1. ESFUERZOS
 - 3.1.1 SALIDA NUMÉRICA (se incluye únicamente en la edición digital)
 - 3.1.2 SALIDA GRÁFICA
 - 3.1.3 RESUMEN DE ESFUERZOS
 - 3.2. DIMENSIONAMIENTO ACCIONES
 - 3.2.1 PLACAS
 - 3.3. VIGAS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1. PANTALLA

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1.1. ESFUERZOS PANTALLA

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1.1.1 SECCIÓN 1

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul




```

***** NOMBRE DE FICHERO DE DATOS : SECCION1_REV02.RIO

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 1  *80L *
*02-01-2014
*DEFINICION DE CONSTANTES y VARIABLES
#ES=2.1E7
#RIGIANC(A,L)=A*ES/L
*MICROPILOTES
#RE=127/2000
#RI=109/2000
#SEP=0.50
#I=pi/4*(RE^4-RI^4)/SEP
#KPIL(ET)=3.6*ET/(1.7*(ES/100*I/SEP/ET)^(1/3))*100
: 61.60
1 ... 61.6
*MICROPILOTES CADA 50 CM
: 47.90 ES*I/SEP
2 ... 47.9 490.6218
*DEFINICION TERRENO
: 61.60
3 ... 61.6
: 57.60 1.90 1.00 0 0 3.7432/2 2.0 29.0 0.33 0.33 KPIL(6)
4 ... 57.6 1.9 1 0.3177022 0.5151904 1.8716 2 29 0.33 0.33 1358.75
: 52.70 1.80 1.00 0 0 4.699/2 0 33.0 0.33 0.33 KPIL(10)
5 ... 52.7 1.8 1 0.26835 0.455361 2.3495 0 33 0.33 0.33 2684.961
: 10.00 2.60 1.60 0 0 7.896/2 23 41.0 0.33 0.33 KPIL(1000)
6 ... 10 2.6 1.6 0.188228 0.343941 3.948 23 41 0.33 0.33 1246248
*NIVEL FREATICO
: 10.00 0.5
7 ... 10 0.5
*SOBRECARGAS
: SUC(2) 1.0
8 ... SUC(2) 1
#AREA1=4.17/10000
#L1=14+6/2
#AREA2=4.17/10000
#L2=10+6/2
#AREA3=4.17/10000
#L3=6+6/2
#AREA4=4.17/10000
#L4=4+6/2
*FASE 1:
: ANC(0) 61.10 4.00 30 10 RIGIANC(AREA1,L1)
9 ... ANC(0) 61.1 4 30 10 515.1176
: CAL(2)
10 ... CAL(2)
: EXC(1) 58.70
11 ... EXC(1) 58.7
: CAL(2)
12 ... CAL(2)
*FASE 2:
: ANC(0) 59.20 3.00 30 30 RIGIANC(AREA2,L2)
13 ... ANC(0) 59.2 3 30 30 673.6154
: CAL(2)
14 ... CAL(2)
: EXC(1) 55.70
15 ... EXC(1) 55.7
: CAL(2)
16 ... CAL(2)
*FASE 3:
: ANC(0) 56.20 3.00 30 30 RIGIANC(AREA3,L3)
17 ... ANC(0) 56.2 3 30 30 973
: CAL(2)
18 ... CAL(2)
: EXC(1) 52.70
19 ... EXC(1) 52.7
: CAL(2)
20 ... CAL(2)
*FASE 4:
: ANC(0) 53.20 3.00 30 30 RIGIANC(AREA4,L4)
21 ... ANC(0) 53.2 3 30 30 1251
: CAL(2)
22 ... CAL(2)
: EXC(1) 50.90
23 ... EXC(1) 50.9
: CAL(2)
24 ... CAL(2)
: FIN
25 ... FIN
: STA
26 ... STA
: STOP
27 ... STOP

```

*02-01-2014
 *DEFINICION DE CONSTANTES y VARIABLES
 *MICROPILOTES
 *MICROPILOTES CADA 50 CM

** COMIENZO DE DATOS **

* LAS SOBRECARGAS DE BOUSSINESQ FUNCIÓN DEL ESTADO DE SUELO

*** DESCRIPCIÓN DE LA PARED :

SECCIÓN N° 1 DE 61.600 m A 47.900 m : PRODUCTO DE INERCIA EI RIGIDEZ CILÍNDRICA
 491. T.m2/m 0. T/m3

*DEFINICION TERRENO

*** DESCRIPCIÓN DE SUELO :

CAPA N° 1 DE 61.600 m A 57.600 m :

PESO ESPECIFICO HUMEDO	GH =	1.900 T/m3
PESO ESPECIFICO SUMERGIDO	GD =	1.000 T/m3
COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.	KA =	0.318
COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.	K0 =	0.515
COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.	KP =	1.872
COHESIÓN	C =	2.000 T/m2
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PHI =	29.000 GRADOS
PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI	=	0.330
PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI	=	-0.330
MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)	=	1358.750 T/m3
MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN	=	0.000 1/m

CAPA N° 2 DE 57.600 m A 52.700 m :

PESO ESPECIFICO HUMEDO	GH =	1.800 T/m3
PESO ESPECIFICO SUMERGIDO	GD =	1.000 T/m3
COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.	KA =	0.268
COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.	K0 =	0.455
COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.	KP =	2.349
COHESIÓN	C =	0.000 T/m2
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PHI =	33.000 GRADOS
PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI	=	0.330
PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI	=	-0.330
MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)	=	2684.961 T/m3
MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN	=	0.000 1/m

CAPA N° 3 DE 52.700 m A 10.000 m :

PESO ESPECIFICO HUMEDO	GH =	2.600 T/m3
PESO ESPECIFICO SUMERGIDO	GD =	1.600 T/m3
COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.	KA =	0.188
COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.	K0 =	0.344
COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.	KP =	3.948
COHESIÓN	C =	23.000 T/m2
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PHI =	41.000 GRADOS
PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI	=	0.330
PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI	=	-0.330
MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)	=	1246248.000 T/m3
MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN	=	0.000 1/m

*NIVEL FREATICO

** FASE No 1 **

*SOBRECARGAS

* SOBRECARGA DE CAQUOT SOBRE SUELO 2 = 1.000 T/m2

*FASE 1:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS N° 1

NIVEL	=	61.100 m
ESPACIADO	=	4.000 m
INCLINACIÓN	=	30.000 GRADOS
PRECARGA	=	10.000 T
RIGIDEZ	=	515.118 T/m

CONEXIÓN BILATERAL

FASE 1						S O I L 1				S O I L 2				PUNTALES/ ANCLAS		
P A R E D						EXCAVACIÓN: 61.60 m				EXCAVACIÓN: 61.60 m						
						NIVEL AGUA: 10.00 m				NIVEL AGUA: 10.00 m						
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				S. DE CAQUOT: 1.00 T/m2						
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA	
61.600	0.972	-0.619	0.00	0.00		-1				2	1.84	0.52	1359	1	10.00	
61.100	0.653	-0.697	-0.23	-0.93		-1				2	1.89	0.52	1359			
				1.23		-1				2	1.89	0.52	1359			
60.625	0.306	-0.702	0.16	0.46		2	0.54		1359	2	1.88	0.52	1359			
60.150	0.021	-0.481	0.26	0.01		2	1.39		1359	2	1.96	0.52	1359			
59.675	-0.150	-0.245	0.22	-0.15		2	2.09		1359	2	2.20	0.52	1359			
59.200	-0.222	-0.073	0.14	-0.16		2	2.65		1359	2	2.56	0.52	1359			
58.700	-0.230	0.033	0.07	-0.11		2	3.15		1359	2	3.04	0.52	1359			
58.425	-0.216	0.066	0.05	-0.08		2	3.40		1359	2	3.33	0.52	1359			
58.150	-0.195	0.086	0.03	-0.07		2	3.64		1359	2	3.63	0.52	1359			
57.875	-0.169	0.095	0.01	-0.08		2	3.88		1359	2	3.93	0.52	1359			
57.600	-0.144	0.091	-0.02	-0.10		2	4.11		1359	2	4.24	0.52	1359			
						2	3.85		2685	2	3.53	0.46	2685			
57.250	-0.115	0.069	-0.04	-0.02		2	4.06		2685	2	3.89	0.46	2685			
56.900	-0.096	0.042	-0.04	0.02		2	4.29		2685	2	4.23	0.46	2685			
56.550	-0.085	0.019	-0.03	0.03		2	4.55		2685	2	4.55	0.46	2685			
56.200	-0.081	0.004	-0.02	0.03		2	4.83		2685	2	4.85	0.46	2685			
55.700	-0.082	-0.006	0.00	0.02		2	5.24		2685	2	5.25	0.46	2685			
55.388	-0.084	-0.007	0.00	0.02		2	5.50		2685	2	5.50	0.46	2685			
55.075	-0.086	-0.005	0.01	0.02		2	5.76		2685	2	5.75	0.46	2685			
54.763	-0.087	0.000	0.01	0.02		2	6.02		2685	2	6.01	0.46	2685			
54.450	-0.086	0.010	0.02	0.02		2	6.27		2685	2	6.27	0.46	2685			
54.138	-0.081	0.024	0.03	0.02		2	6.52		2685	2	6.54	0.46	2685			
53.825	-0.071	0.042	0.03	0.01		2	6.74		2685	2	6.82	0.46	2685			
53.513	-0.055	0.060	0.03	-0.03		2	6.96		2685	2	7.12	0.46	2685			
53.200	-0.034	0.072	0.01	-0.10		2	7.16		2685	2	7.43	0.46	2685			
52.700	-0.002	0.040	-0.08	-0.28		2	7.48		2685	2	7.93	0.46	2685			
						2	7.96		1246248	2	3.68	0.34	1246248			
52.250	0.001	-0.011	0.01	0.23		2	5.21		1246248	2	7.23	0.34	1246248			
51.800	0.000	0.003	0.00	-0.08		2	6.95		1246248	2	6.29	0.34	1246248			
51.350	0.000	-0.001	0.00	0.02		2	6.93		1246248	2	7.13	0.34	1246248			
50.900	0.000	0.000	0.00	-0.01		2	7.46		1246248	2	7.40	0.34	1246248			
50.525	0.000	0.000	0.00	0.00		2	7.76		1246248	2	7.77	0.34	1246248			
50.150	0.000	0.000	0.00	0.00		2	8.10		1246248	2	8.10	0.34	1246248			
49.775	0.000	0.000	0.00	0.00		2	8.43		1246248	2	8.44	0.34	1246248			
49.400	0.000	0.000	0.00	0.00		2	8.77		1246248	2	8.77	0.34	1246248			
49.025	0.000	0.000	0.00	0.00		2	9.11		1246248	2	9.11	0.34	1246248			
48.650	0.000	0.000	0.00	0.00		2	9.44		1246248	2	9.44	0.34	1246248			
48.275	0.000	0.000	0.00	0.00		2	9.78		1246248	2	9.78	0.34	1246248			
47.900	0.000	0.000	0.00	0.00		2	10.11		1246248	2	10.11	0.34	1246248			
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T	
	DESPLAZAMIENTO MÁX. = 0.97 mm						CODIFICACIÓN : -1 = SEPARACIÓN									
							DE ESTADO : 0 = EXCAVACIÓN									
	MOMENTO MÁXIMO = 0.26 m.T/m						DE SUELO : 1 = PRESIÓN ACTIVA									
											2 = ELÁSTICO					
											3 = PRESIÓN PASIVA					

(2 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.051 = (74.19 T/m)/(1467.10 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.051 = (76.35 T/m)/(1505.05 T/m) SIN INTERÉS

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 5.94 T/m

** FASE No 2 **

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 58.700 m

FASE 2						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/			
P A R E D						EXCAVACIÓN: 58.70 m			EXCAVACIÓN: 61.60 m			ANCLAS			
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m						
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 1.00 T/m2						
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
61.600	1.128	-1.457	0.00	0.00		0				2	2.05	0.52	1359		
61.100	0.389	-1.539	-0.23	-0.90		0				2	1.53	0.52	1359	1	10.12
				1.30		0				2	1.53	0.52	1359		
60.625	-0.355	-1.519	0.23	0.70		0				2	0.99	0.52	1359		
60.150	-1.003	-1.170	0.46	0.33		0				2	0.57	0.52	1359		
59.675	-1.442	-0.666	0.56	0.09		0				2	0.44	0.44	1359		
59.200	-1.629	-0.123	0.54	-0.17		0				2	0.65	0.52	1359		
58.700	-1.563	0.352	0.35	-0.64		0				2	1.23	0.52	1359		
						2	2.12		1359	2	1.23	0.52	1359		
58.425	-1.444	0.504	0.20	-0.44		2	2.23		1359	2	1.66	0.52	1359		
58.150	-1.292	0.587	0.10	-0.34		2	2.29		1359	2	2.14	0.52	1359		
57.875	-1.126	0.616	0.00	-0.36		2	2.34		1359	2	2.63	0.52	1359		
57.600	-0.959	0.587	-0.11	-0.50		2	2.38		1359	2	3.13	0.52	1359		
						2	3.53		2685	1	2.31	0.27	2685		
57.250	-0.773	0.460	-0.22	-0.15		2	3.31		2685	1	2.48	0.27	2685		
56.900	-0.641	0.294	-0.23	0.09		2	3.25		2685	2	2.77	0.39	2685		
56.550	-0.565	0.146	-0.18	0.18		2	3.33		2685	2	3.26	0.46	2685		
56.200	-0.534	0.042	-0.11	0.18		2	3.53		2685	2	3.63	0.46	2685		
55.700	-0.535	-0.033	-0.04	0.13		2	3.94		2685	2	4.04	0.46	2685		
55.388	-0.548	-0.045	0.00	0.11		2	4.24		2685	2	4.26	0.46	2685		
55.075	-0.561	-0.035	0.03	0.11		2	4.53		2685	2	4.48	0.46	2685		
54.763	-0.567	-0.001	0.07	0.13		2	4.80		2685	2	4.72	0.46	2685		
54.450	-0.559	0.059	0.12	0.15		2	5.03		2685	2	5.00	0.46	2685		
54.138	-0.527	0.149	0.16	0.14		2	5.20		2685	2	5.34	0.46	2685		
53.825	-0.463	0.264	0.19	0.04		2	5.29		2685	2	5.77	0.46	2685		
53.513	-0.361	0.385	0.17	-0.19		2	5.27		2685	2	6.30	0.46	2685		
53.200	-0.226	0.464	0.05	-0.63		2	5.17		2685	2	6.91	0.46	2685		
52.700	-0.018	0.271	-0.53	-1.78		2	5.02		2685	2	7.88	0.46	2685		
						2	26.33		1246248	-1					
52.250	0.005	-0.063	0.04	1.43		-1				2	12.06	0.34	1246248		
51.800	-0.002	0.017	-0.01	-0.45		2	7.52		1246248	2	3.83	0.34	1246248		
51.350	0.000	-0.005	0.00	0.13		2	5.54		1246248	2	6.62	0.34	1246248		
50.900	-0.001	0.001	0.00	-0.04		2	6.65		1246248	2	6.31	0.34	1246248		
50.525	-0.001	0.000	0.00	0.01		2	6.77		1246248	2	6.86	0.34	1246248		
50.150	-0.001	0.000	0.00	0.00		2	7.16		1246248	2	7.14	0.34	1246248		
49.775	-0.001	0.000	0.00	0.00		2	7.49		1246248	2	7.49	0.34	1246248		
49.400	-0.001	0.000	0.00	0.00		2	7.82		1246248	2	7.82	0.34	1246248		
49.025	-0.001	0.000	0.00	0.00		2	8.16		1246248	2	8.16	0.34	1246248		
48.650	-0.001	0.000	0.00	0.00		2	8.49		1246248	2	8.50	0.34	1246248		
48.275	-0.001	0.000	0.00	0.01		2	8.85		1246248	2	8.80	0.34	1246248		
47.900	-0.001	0.001	0.00	0.00		2	9.13		1246248	2	9.20	0.34	1246248		
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -1.63 mm						CODIFICACIÓN			-1 = SEPARACIÓN						
						DE ESTADO			0 = EXCAVACIÓN						
MOMENTO MÁXIMO = 0.56 m.T/m						DE SUELO			1 = PRESIÓN ACTIVA						
									2 = ELÁSTICO						
									3 = PRESIÓN PASIVA						

(2 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.049 = (60.56 T/m)/(1244.96 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.042 = (62.75 T/m)/(1505.05 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 5.71 T/m

** FASE No 3 **

*FASE 2:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS	Nº 2	NIVEL	=	59.200 m
		ESPACIADO	=	3.000 m
		INCLINACIÓN	=	30.000 GRADOS
		PRECARGA	=	30.000 T
		RIGIDEZ	=	673.615 T/m
		CONEXIÓN BILATERAL		

FASE 3															
P A R E D						S O I L 1				S O I L 2				PUNTALES/ ANCLAS	
						EXCAVACIÓN: 58.70 m				EXCAVACIÓN: 61.60 m					
						NIVEL AGUA: 10.00 m				NIVEL AGUA: 10.00 m					
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				S. DE CAQUOT: 1.00 T/m2					
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
61.600	0.464	0.109	0.00	0.00		0				2	1.15	0.52	1359		
61.100	0.511	0.054	-0.17	-0.71		0				2	1.70	0.52	1359	1	10.06
				1.47		0				2	1.70	0.52	1359		
60.625	0.545	0.164	0.32	0.54		0				2	2.21	0.52	1359		
60.150	0.706	0.511	0.30	-0.67		0				2	2.89	0.52	1359		
59.675	0.980	0.535	-0.38	-2.25		0				2	3.73	0.52	1359		
59.200	1.049	-0.487	-1.89	-4.15		0				2	4.29	0.52	1359	2	30.00
				4.51		0				2	4.29	0.52	1359		
58.700	0.494	-1.439	-0.16	2.43		0				2	4.03	0.52	1359		
58.425	0.102	-1.368	0.36	1.38		2	0.13		1359	2	3.76	0.52	1359		
58.150	-0.238	-1.081	0.62	0.51		2	0.86		1359	2	3.57	0.52	1359		
57.875	-0.486	-0.714	0.66	-0.15		2	1.47		1359	2	3.50	0.52	1359		
57.600	-0.633	-0.367	0.55	-0.65		2	1.94		1359	2	3.57	0.52	1359		
						2	2.65		2685	2	3.18	0.46	2685		
57.250	-0.703	-0.060	0.31	-0.66		2	3.13		2685	2	2.67	0.46	2685		
56.900	-0.694	0.088	0.11	-0.45		2	3.39		2685	1	2.65	0.27	2685		
56.550	-0.655	0.122	0.00	-0.23		2	3.57		2685	2	3.02	0.46	2685		
56.200	-0.615	0.099	-0.05	-0.07		2	3.75		2685	2	3.41	0.46	2685		
55.700	-0.581	0.039	-0.05	0.05		2	4.07		2685	2	3.91	0.46	2685		
55.388	-0.573	0.012	-0.03	0.09		2	4.30		2685	2	4.19	0.46	2685		
55.075	-0.571	0.003	0.00	0.13		2	4.56		2685	2	4.45	0.46	2685		
54.763	-0.569	0.019	0.05	0.16		2	4.80		2685	2	4.71	0.46	2685		
54.450	-0.556	0.067	0.10	0.18		2	5.03		2685	2	5.01	0.46	2685		
54.138	-0.523	0.150	0.16	0.15		2	5.19		2685	2	5.35	0.46	2685		
53.825	-0.459	0.262	0.19	0.05		2	5.28		2685	2	5.78	0.46	2685		
53.513	-0.359	0.382	0.17	-0.19		2	5.26		2685	2	6.30	0.46	2685		
53.200	-0.225	0.461	0.05	-0.62		2	5.16		2685	2	6.92	0.46	2685		
52.700	-0.018	0.269	-0.53	-1.78		2	5.02		2685	2	7.88	0.46	2685		
						2	26.25		1246248	-1					
52.250	0.005	-0.063	0.04	1.42		-1				2	12.02	0.34	1246248		
51.800	-0.002	0.017	-0.01	-0.45		2	7.52		1246248	2	3.84	0.34	1246248		
51.350	0.000	-0.005	0.00	0.13		2	5.54		1246248	2	6.62	0.34	1246248		
50.900	-0.001	0.001	0.00	-0.04		2	6.65		1246248	2	6.31	0.34	1246248		
50.525	-0.001	0.000	0.00	0.01		2	6.77		1246248	2	6.86	0.34	1246248		
50.150	-0.001	0.000	0.00	0.00		2	7.16		1246248	2	7.14	0.34	1246248		
49.775	-0.001	0.000	0.00	0.00		2	7.49		1246248	2	7.49	0.34	1246248		
49.400	-0.001	0.000	0.00	0.00		2	7.82		1246248	2	7.82	0.34	1246248		
49.025	-0.001	0.000	0.00	0.00		2	8.16		1246248	2	8.16	0.34	1246248		
48.650	-0.001	0.000	0.00	0.00		2	8.49		1246248	2	8.50	0.34	1246248		
48.275	-0.001	0.000	0.00	0.01		2	8.86		1246248	2	8.80	0.34	1246248		
47.900	-0.001	0.001	0.00	0.01		2	9.14		1246248	2	9.19	0.34	1246248		
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T
DESPLAZAMIENTO MÁX. = 1.05 mm						-1 = SEPARACIÓN									
						CODIFICACIÓN : 0 = EXCAVACIÓN									
						DE ESTADO : 1 = PRESIÓN ACTIVA									
MOMENTO MÁXIMO = -1.89 m.T/m						DE SUELO : 2 = ELÁSTICO									
						3 = PRESIÓN PASIVA									

(2 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.047 = (59.06 T/m)/(1244.96 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.046 = (69.89 T/m)/(1505.05 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 5.80 T/m

** FASE No 4 **

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 55.700 m

FASE 4						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS			
P A R E D						EXCAVACIÓN: 55.70 m			EXCAVACIÓN: 61.60 m						
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m						
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 1.00 T/m2						
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
61.600	1.019	0.261	0.00	0.00		0				2	1.90	0.52	1359		
61.100	1.138	0.173	-0.26	-1.11		0				2	2.55	0.52	1359	1	9.78
				1.01		0				2	2.55	0.52	1359		
60.625	1.185	0.051	-0.09	-0.33		0				2	3.08	0.52	1359		
60.150	1.161	-0.233	-0.62	-1.90		0				2	3.51	0.52	1359		
59.675	0.825	-1.394	-1.91	-3.57		0				2	3.52	0.52	1359		
59.200	-0.422	-4.184	-3.96	-4.95		0				2	2.29	0.52	1359	2	30.86
				3.96		0				2	2.29	0.52	1359		
58.700	-3.364	-7.284	-2.17	3.39		0				-1					
58.425	-5.511	-8.239	-1.24	3.39		0				-1					
58.150	-7.848	-8.673	-0.31	3.39		0				-1					
57.875	-10.233	-8.584	0.62	3.37		0				1	0.11	0.11	1359		
57.600	-12.522	-7.977	1.54	3.32		0				1	0.27	0.27	1359		
						0				1	2.31	0.27	2685		
57.250	-15.076	-6.495	2.56	2.48		0				1	2.48	0.27	2685		
56.900	-16.996	-4.395	3.27	1.59		0				1	2.65	0.27	2685		
56.550	-18.106	-1.900	3.66	0.63		0				1	2.81	0.27	2685		
56.200	-18.308	0.751	3.71	-0.38		0				1	2.98	0.27	2685		
55.700	-17.020	4.304	3.13	-1.94		0				1	3.23	0.27	2685		
55.388	-15.386	6.077	2.39	-2.76		3	1.32		2685	1	3.38	0.27	2685		
55.075	-13.279	7.306	1.45	-3.22		3	2.64		2685	1	3.53	0.27	2685		
54.763	-10.886	7.900	0.42	-3.31		3	3.96		2685	1	3.68	0.27	2685		
54.450	-8.410	7.841	-0.59	-3.04		3	5.29		2685	1	3.83	0.27	2685		
54.138	-6.048	7.182	-1.45	-2.40		3	6.61		2685	1	3.98	0.27	2685		
53.825	-3.971	6.051	-2.05	-1.40		3	7.93		2685	1	4.13	0.27	2685		
53.513	-2.296	4.643	-2.31	-0.23		2	7.96		2685	1	4.28	0.27	2685		
53.200	-1.074	3.181	-2.25	0.39		2	4.93		2685	2	4.64	0.46	2685		
52.700	-0.046	0.937	-2.25	-0.85		2	2.58		2685	2	7.81	0.46	2685		
						2	58.78		1246248	-1					
52.250	0.024	-0.216	0.13	4.33		-1				2	35.79	0.34	1246248		
51.800	-0.006	0.042	0.01	-1.38		2	10.43		1246248	-1					
51.350	-0.001	-0.012	0.00	0.35		2	3.75		1246248	2	6.51	0.34	1246248		
50.900	-0.002	0.003	0.00	-0.09		2	5.95		1246248	2	5.12	0.34	1246248		
50.525	-0.002	-0.001	0.00	0.03		2	5.76		1246248	2	5.97	0.34	1246248		
50.150	-0.002	0.000	0.00	-0.01		2	6.22		1246248	2	6.19	0.34	1246248		
49.775	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	6.54		1246248	2	6.54	0.34	1246248		
49.400	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	6.88		1246248	2	6.88	0.34	1246248		
49.025	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	7.21		1246248	2	7.21	0.34	1246248		
48.650	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	7.55		1246248	2	7.55	0.34	1246248		
48.275	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	7.88		1246248	2	7.88	0.34	1246248		
47.900	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	8.21		1246248	2	8.22	0.34	1246248		
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -18.31 mm						CODIFICACIÓN			-1 = SEPARACIÓN						
						DE ESTADO			0 = EXCAVACIÓN						
MOMENTO MÁXIMO = -3.96 m.T/m						DE SUELO			1 = PRESIÓN ACTIVA						
									2 = ELÁSTICO						
									3 = PRESIÓN PASIVA						

(6 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.052 = (55.42 T/m)/(1071.98 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.044 = (66.45 T/m)/(1505.05 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 4.29 T/m

** FASE No 5 **

*FASE 3:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS	Nº 3	NIVEL	=	56.200 m
		ESPACIADO	=	3.000 m
		INCLINACIÓN	=	30.000 GRADOS
		PRECARGA	=	30.000 T
		RIGIDEZ	=	973.000 T/m
		CONEXIÓN BILATERAL		

FASE 5						S O I L 1				S O I L 2				PUNTALES/ ANCLAS		
P A R E D						EXCAVACIÓN: 55.70 m				EXCAVACIÓN: 61.60 m						
						NIVEL AGUA: 10.00 m				NIVEL AGUA: 10.00 m						
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				S. DE CAQUOT: 1.00 T/m2						
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA	
61.600	1.040	0.204	0.00	0.00		0				2	1.93	0.52	1359			
61.100	1.132	0.116	-0.27	-1.12		0				2	2.54	0.52	1359			
				1.00		0				2	2.54	0.52	1359	1	9.79	
60.625	1.150	-0.009	-0.10	-0.32		0				2	3.03	0.52	1359			
60.150	1.099	-0.291	-0.61	-1.86		0				2	3.43	0.52	1359			
59.675	0.738	-1.430	-1.87	-3.48		0				2	3.40	0.52	1359			
59.200	-0.512	-4.157	-3.86	-4.80		0				2	2.17	0.52	1359			
				4.12		0				2	2.17	0.52	1359	2	30.91	
58.700	-3.410	-7.115	-1.99	3.58		0				-1						
58.425	-5.494	-7.952	-1.00	3.58		0				-1						
58.150	-7.733	-8.237	-0.02	3.58		0				-1						
57.875	-9.974	-7.972	0.96	3.52		0				2	0.46	0.46	1359			
57.600	-12.068	-7.166	1.91	3.33		0				2	0.89	0.52	1359			
				4.00		0				2	3.53	0.46	2685			
57.250	-14.294	-5.446	2.83	1.91		0				2	4.58	0.46	2685			
56.900	-15.825	-3.257	3.20	0.10		0				2	5.79	0.46	2685			
56.550	-16.572	-1.053	2.85	-2.13		0				2	6.93	0.46	2685			
56.200	-16.624	0.614	1.67	-4.66		0				2	7.51	0.46	2685			
				4.00		0				2	7.51	0.46	2685	3	30.00	
55.700	-15.760	3.030	2.77	0.48		0				2	6.61	0.46	2685			
55.388	-14.537	4.778	2.62	-1.42		1	0.15		2685	2	5.66	0.46	2685			
55.075	-12.802	6.253	1.94	-2.82		2	1.36		2685	2	4.81	0.46	2685			
54.763	-10.687	7.179	0.93	-3.48		2	3.43		2685	2	4.21	0.46	2685			
54.450	-8.387	7.426	-0.16	-3.39		2	5.22		2685	2	3.89	0.33	2685			
54.138	-6.116	7.006	-1.13	-2.77		3	6.61		2685	1	3.98	0.27	2685			
53.825	-4.065	6.041	-1.85	-1.77		3	7.93		2685	1	4.13	0.27	2685			
53.513	-2.376	4.727	-2.21	-0.57		2	8.17		2685	1	4.28	0.27	2685			
53.200	-1.123	3.293	-2.26	0.13		2	5.06		2685	2	4.51	0.34	2685			
52.700	-0.049	0.989	-2.36	-1.04		2	2.59		2685	2	7.80	0.46	2685			
						2	62.66		1246248	-1						
52.250	0.025	-0.228	0.13	4.58		-1				2	37.70	0.34	1246248			
51.800	-0.007	0.044	0.01	-1.45		2	10.91		1246248	-1						
51.350	-0.001	-0.012	0.00	0.36		2	3.70		1246248	2	6.56	0.34	1246248			
50.900	-0.002	0.003	0.00	-0.09		2	5.96		1246248	2	5.11	0.34	1246248			
50.525	-0.002	-0.001	0.00	0.03		2	5.76		1246248	2	5.98	0.34	1246248			
50.150	-0.002	0.000	0.00	-0.01		2	6.22		1246248	2	6.19	0.34	1246248			
49.775	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	6.54		1246248	2	6.54	0.34	1246248			
49.400	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	6.88		1246248	2	6.88	0.34	1246248			
49.025	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	7.21		1246248	2	7.21	0.34	1246248			
48.650	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	7.54		1246248	2	7.55	0.34	1246248			
48.275	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	7.89		1246248	2	7.88	0.34	1246248			
47.900	-0.002	0.000	0.00	0.01		2	8.23		1246248	2	8.21	0.34	1246248			
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T	
	DESPLAZAMIENTO MÁX. = -16.62 mm						CODIFICACIÓN : -1 = SEPARACIÓN									
							DE ESTADO : 0 = EXCAVACIÓN									
	MOMENTO MÁXIMO = -3.86 m.T/m						DE SUELO : 1 = PRESIÓN ACTIVA									
							: 2 = ELÁSTICO									
							: 3 = PRESIÓN PASIVA									

(3 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.052 = (55.67 T/m)/(1071.98 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.050 = (75.36 T/m)/(1505.05 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 4.95 T/m

** FASE No 6 **

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 52.700 m

FASE 6						S O I L 1				S O I L 2				PUNTALES/ ANCLAS		
P A R E D						EXCAVACIÓN: 52.70 m				EXCAVACIÓN: 61.60 m						
						NIVEL AGUA: 10.00 m				NIVEL AGUA: 10.00 m						
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				S. DE CAQUOT: 1.00 T/m2						
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA	
61.600	0.972	0.263	0.00	0.00		0				2	1.84	0.52	1359			
61.100	1.093	0.178	-0.26	-1.08		0				2	2.49	0.52	1359			
				1.04		0				2	2.49	0.52	1359	1	9.80	
60.625	1.145	0.073	-0.06	-0.27		0				2	3.03	0.52	1359			
60.150	1.142	-0.164	-0.55	-1.82		0				2	3.49	0.52	1359			
59.675	0.857	-1.242	-1.81	-3.49		0				2	3.56	0.52	1359			
59.200	-0.290	-3.915	-3.83	-4.92		0				2	2.47	0.52	1359			
				3.96		0				2	2.47	0.52	1359	2	30.78	
58.700	-3.065	-6.884	-2.05	3.35		0				-1						
58.425	-5.092	-7.776	-1.13	3.35		0				-1						
58.150	-7.294	-8.152	-0.21	3.35		0				-1						
57.875	-9.529	-8.014	0.70	3.20		0				2	1.06	0.52	1359			
57.600	-11.657	-7.386	1.53	2.85		0				2	1.45	0.52	1359			
						0				2	4.63	0.46	2685			
57.250	-14.016	-6.008	2.23	1.11		0				2	5.32	0.46	2685			
56.900	-15.831	-4.357	2.29	-0.83		0				2	5.78	0.46	2685			
56.550	-17.090	-2.914	1.65	-2.81		0				2	5.54	0.46	2685			
56.200	-17.952	-2.165	0.36	-4.47		0				2	3.94	0.46	2685			
				4.51		0				2	3.94	0.46	2685	3	31.12	
55.700	-18.772	-0.813	2.15	2.72		0				1	3.23	0.27	2685			
55.388	-18.787	0.792	2.84	1.69		0				1	3.38	0.27	2685			
55.075	-18.242	2.734	3.20	0.61		0				1	3.53	0.27	2685			
54.763	-17.066	4.796	3.22	-0.51		0				1	3.68	0.27	2685			
54.450	-15.255	6.755	2.87	-1.69		0				1	3.83	0.27	2685			
54.138	-12.879	8.377	2.16	-2.91		0				1	3.98	0.27	2685			
53.825	-10.080	9.419	1.05	-4.18		0				1	4.13	0.27	2685			
53.513	-7.079	9.630	-0.46	-5.49		0				1	4.28	0.27	2685			
53.200	-4.176	8.746	-2.39	-6.85		0				1	4.43	0.27	2685			
52.700	-0.727	4.365	-6.43	-9.46		0				2	5.98	0.46	2685			
						3	173.41		1246248	-1						
52.250	0.052	-0.006	-1.37	13.66		-1				2	70.67	0.34	1246248			
51.800	-0.003	-0.041	0.18	-1.12		2	4.98		1246248	-1						
51.350	-0.006	0.007	0.01	-0.04		-1				2	0.18	0.18	1246248			
50.900	-0.003	0.004	-0.01	0.00		2	4.78		1246248	2	4.43	0.34	1246248			
50.525	-0.002	-0.001	0.00	0.02		2	4.83		1246248	2	5.05	0.34	1246248			
50.150	-0.002	0.000	0.00	-0.01		2	5.30		1246248	2	5.25	0.34	1246248			
49.775	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	5.61		1246248	2	5.62	0.34	1246248			
49.400	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	5.95		1246248	2	5.95	0.34	1246248			
49.025	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	6.28		1246248	2	6.28	0.34	1246248			
48.650	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	6.62		1246248	2	6.62	0.34	1246248			
48.275	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	6.95		1246248	2	6.95	0.34	1246248			
47.900	-0.002	0.000	0.00	-0.01		2	7.26		1246248	2	7.31	0.34	1246248			
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T	
	DESPLAZAMIENTO MÁX. = -18.79 mm						CODIFICACIÓN : -1 = SEPARACIÓN									
							DE ESTADO : 0 = EXCAVACIÓN									
	MOMENTO MÁXIMO = -6.43 m.T/m						DE SUELO : 1 = PRESIÓN ACTIVA									
							: 2 = ELÁSTICO									
							3 = PRESIÓN PASIVA									

(3 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.063 = (60.17 T/m)/(950.62 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.053 = (80.17 T/m)/(1505.05 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = -3.70 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 3.57 T/m

** FASE No 7 **

*FASE 4:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS	Nº	4	NIVEL	=	53.200 m
			ESPACIADO	=	3.000 m
			INCLINACIÓN	=	30.000 GRADOS
			PRECARGA	=	30.000 T
			RIGIDEZ	=	1251.000 T/m
			CONEXIÓN BILATERAL		

FASE 7						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS	
P A R E D						EXCAVACIÓN: 52.70 m			EXCAVACIÓN: 61.60 m				
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m				
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 1.00 T/m2				
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR. SOPRAC. ELAST.			ESTADO PR. SOPRAC. ELAST.			Nº	FUERZA
61.600	0.972	0.264	0.00	0.00		0			2	1.84	0.52	1359	
61.100	1.094	0.179	-0.26	-1.08		0			2	2.49	0.52	1359	
				1.04		0			2	2.49	0.52	1359	1 9.80
60.625	1.146	0.074	-0.06	-0.27		0			2	3.03	0.52	1359	
60.150	1.143	-0.164	-0.55	-1.82		0			2	3.49	0.52	1359	
59.675	0.858	-1.242	-1.81	-3.49		0			2	3.57	0.52	1359	
59.200	-0.290	-3.917	-3.83	-4.93		0			2	2.47	0.52	1359	
				3.96		0			2	2.47	0.52	1359	2 30.78
58.700	-3.066	-6.889	-2.06	3.34		0			-1				
58.425	-5.096	-7.783	-1.14	3.34		0			-1				
58.150	-7.300	-8.162	-0.22	3.34		0			-1				
57.875	-9.538	-8.028	0.69	3.20		0			2	1.05	0.52	1359	
57.600	-11.670	-7.403	1.52	2.86		0			2	1.43	0.52	1359	
						0			2	4.59	0.46	2685	
57.250	-14.036	-6.028	2.23	1.13		0			2	5.27	0.46	2685	
56.900	-15.858	-4.375	2.29	-0.79		0			2	5.70	0.46	2685	
56.550	-17.121	-2.920	1.67	-2.74		0			2	5.46	0.46	2685	
56.200	-17.981	-2.143	0.41	-4.37		0			2	3.86	0.46	2685	
				4.62		0			2	3.86	0.46	2685	3 31.14
55.700	-18.771	-0.705	2.26	2.84		0			2	3.23	0.27	2685	
55.388	-18.740	0.985	2.99	1.79		0			2	3.50	0.40	2685	
55.075	-18.119	3.030	3.37	0.64		0			2	3.86	0.46	2685	
54.763	-16.833	5.201	3.38	-0.63		0			2	4.30	0.46	2685	
54.450	-14.882	7.243	2.96	-2.06		0			2	4.83	0.46	2685	
54.138	-12.349	8.871	2.07	-3.66		0			2	5.40	0.46	2685	
53.825	-9.413	9.768	0.65	-5.43		0			2	5.92	0.46	2685	
53.513	-6.357	9.583	-1.34	-7.33		0			2	6.22	0.46	2685	
53.200	-3.576	7.938	-3.93	-9.24		0			2	6.04	0.46	2685	
				-0.58		0			2	6.04	0.46	2685	4 30.00
52.700	-0.665	3.529	-4.98	-3.63		0			2	6.15	0.46	2685	
						2	96.56	1246248	-1				
52.250	0.025	0.159	-1.38	9.53		-1			2	38.05	0.34	1246248	
51.800	-0.002	-0.058	0.19	-0.07		-1			2	4.63	0.34	1246248	
51.350	-0.002	0.019	-0.04	-0.31		2	3.57	1246248	-1				
50.900	-0.002	-0.008	0.01	0.14		2	3.81	1246248	2	5.40	0.34	1246248	
50.525	-0.003	0.002	0.00	-0.06		2	5.20	1246248	2	4.68	0.34	1246248	
50.150	-0.002	0.000	0.00	0.01		2	5.22	1246248	2	5.33	0.34	1246248	
49.775	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	5.62	1246248	2	5.60	0.34	1246248	
49.400	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	5.95	1246248	2	5.95	0.34	1246248	
49.025	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	6.28	1246248	2	6.28	0.34	1246248	
48.650	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	6.62	1246248	2	6.62	0.34	1246248	
48.275	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	6.95	1246248	2	6.95	0.34	1246248	
47.900	-0.002	0.000	0.00	0.00		2	7.30	1246248	2	7.27	0.34	1246248	
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3	T/m2	T/m2	T/m3	T
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -18.77 mm						CODIFICACIÓN			-1 = SEPARACIÓN				
						DE ESTADO			0 = EXCAVACIÓN				
MOMENTO MÁXIMO = -4.98 m.T/m						DE SUELO			1 = PRESIÓN ACTIVA				
									2 = ELÁSTICO				
									3 = PRESIÓN PASIVA				

(5 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO N° 1 = 0.044 = (41.96 T/m)/(950.62 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO N° 2 = 0.047 = (70.62 T/m)/(1505.05 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = -1.34 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 3.11 T/m

** R I D O 4.12 (C) R.F.L **

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 1

** PAGE 16 **

** E P T I S A C I N S A **

** 03/01/14 **

** FASE No 8 **

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1

PARA NIVEL = 50.900 m

FASE 8						S O I L 1				S O I L 2				PUNTALES/ ANCLAS	
P A R E D						EXCAVACIÓN: 50.90 m				EXCAVACIÓN: 61.60 m					
						NIVEL AGUA: 10.00 m				NIVEL AGUA: 10.00 m					
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2				S. DE CAQUOT: 1.00 T/m2					
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	ESTADO	PR.	SOPRAC.	ELAST.	Nº	FUERZA
61.600	0.966	0.267	0.00	0.00		0				2	1.83	0.52	1359		
61.100	1.089	0.182	-0.26	-1.08		0				2	2.48	0.52	1359		
				1.04		0				2	2.48	0.52	1359	1	9.81
60.625	1.144	0.079	-0.06	-0.26		0				2	3.02	0.52	1359		
60.150	1.145	-0.154	-0.54	-1.81		0				2	3.49	0.52	1359		
59.675	0.865	-1.225	-1.80	-3.49		0				2	3.58	0.52	1359		
59.200	-0.272	-3.891	-3.82	-4.93		0				2	2.49	0.52	1359		
				3.95		0				2	2.49	0.52	1359	2	30.77
58.700	-3.034	-6.857	-2.05	3.33		0				-1					
58.425	-5.054	-7.751	-1.14	3.33		0				-1					
58.150	-7.250	-8.132	-0.22	3.33		0				-1					
57.875	-9.480	-8.002	0.68	3.17		0				2	1.13	0.52	1359		
57.600	-11.606	-7.385	1.50	2.81		0				2	1.52	0.52	1359		
						0				2	4.77	0.46	2685		
57.250	-13.968	-6.032	2.18	1.02		0				2	5.45	0.46	2685		
56.900	-15.799	-4.429	2.20	-0.96		0				2	5.86	0.46	2685		
56.550	-17.096	-3.065	1.51	-2.95		0				2	5.53	0.46	2685		
56.200	-18.030	-2.431	0.18	-4.57		0				2	3.73	0.46	2685		
				4.43		0				2	3.73	0.46	2685	3	31.18
55.700	-19.032	-1.276	1.95	2.69		0				1	3.23	0.27	2685		
55.388	-19.212	0.198	2.63	1.66		0				1	3.38	0.27	2685		
55.075	-18.874	2.002	2.98	0.58		0				1	3.53	0.27	2685		
54.763	-17.948	3.921	2.99	-0.54		0				1	3.68	0.27	2685		
54.450	-16.434	5.731	2.64	-1.72		0				1	3.83	0.27	2685		
54.138	-14.402	7.199	1.91	-2.94		0				1	3.98	0.27	2685		
53.825	-11.996	8.082	0.80	-4.20		0				1	4.13	0.27	2685		
53.513	-9.438	8.127	-0.72	-5.52		0				1	4.28	0.27	2685		
53.200	-7.031	7.073	-2.66	-6.88		0				1	4.43	0.27	2685		
				2.86		0				1	4.43	0.27	2685	4	33.74
52.700	-4.074	4.901	-1.79	0.58		0				1	4.67	0.27	2685		
						0				-1					
52.250	-2.221	3.378	-1.53	0.58		0				-1					
51.800	-0.998	2.095	-1.27	0.58		0				-1					
51.350	-0.299	1.053	-1.00	0.58		0				-1					
50.900	-0.014	0.252	-0.74	0.58		0				-1					
						2	17.73		1246248	-1					
50.525	0.004	-0.051	0.00	1.48		-1				2	12.93	0.34	1246248		
50.150	-0.004	0.005	0.02	-0.41		2	5.90		1246248	2	3.04	0.34	1246248		
49.775	-0.003	0.000	0.00	0.06		2	4.62		1246248	2	4.99	0.34	1246248		
49.400	-0.003	0.000	0.00	-0.01		2	5.15		1246248	2	5.13	0.34	1246248		
49.025	-0.003	0.000	0.00	0.00		2	5.48		1246248	2	5.47	0.34	1246248		
48.650	-0.003	0.000	0.00	0.00		2	5.81		1246248	2	5.81	0.34	1246248		
48.275	-0.003	0.000	0.00	0.00		2	6.15		1246248	2	6.15	0.34	1246248		
47.900	-0.003	0.000	0.00	0.00		2	6.48		1246248	2	6.48	0.34	1246248		
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2		T/m2	T/m2	T/m3		T/m2	T/m2	T/m3		T
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -19.21 mm						CODIFICACIÓN			-1 = SEPARACIÓN						
						DE ESTADO			0 = EXCAVACIÓN						
MOMENTO MÁXIMO = -3.82 m.T/m						DE SUELO			1 = PRESIÓN ACTIVA						
									2 = ELÁSTICO						
									3 = PRESIÓN PASIVA						

(7 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 1 = 0.030 = (16.96 T/m)/(566.42 T/m) SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO Nº 2 = 0.031 = (46.71 T/m)/(1505.05 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 4.17 T/m

*** FINAL DE CÁLCULO

*** DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN FASE N° 8 =

-19.212 mm

EN FASE FINAL N° 8 =

-19.212 mm

*** MAXIMUM MOMENT

IN PHASE Nb 6 =

-6.430 m.T/m

IN FINAL PHASE Nb 8 =

-3.821 m.T/m

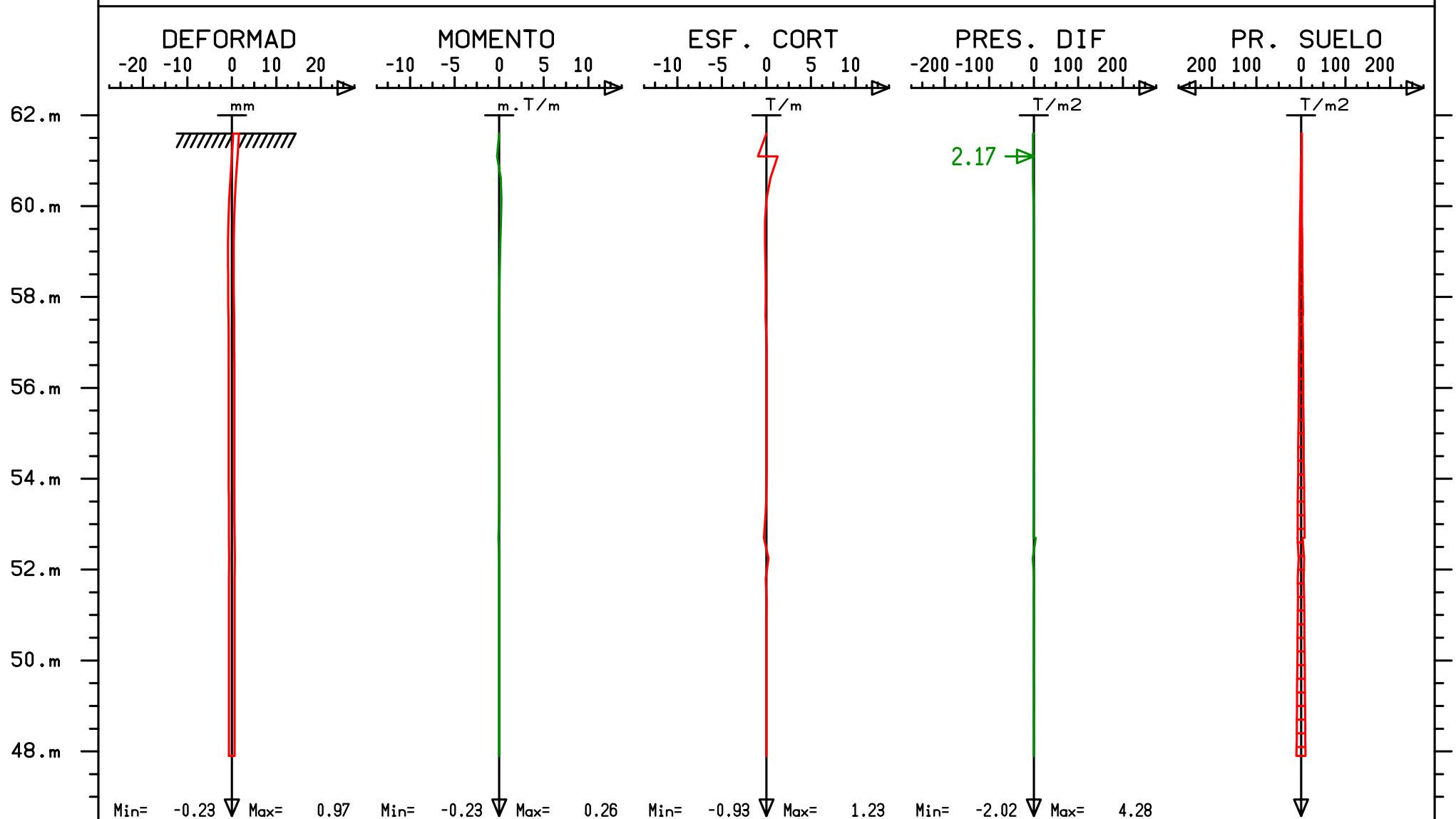
PUNTAL/ANCLA		PRECARGA		MÁXIMO		ESTADO FINAL	
NÚMERO	NIVEL	FASE	FUERZA	FASE	FUERZA	FASE	FUERZA
1	61.10	1	10.00	2	10.12	8	9.81
2	59.20	3	30.00	5	30.91	8	30.77
3	56.20	5	30.00	8	31.18	8	31.18
4	53.20	7	30.00	8	33.74	8	33.74
	m		T		T		T

* CURVAS ENVOLVENTES DE FASE 1 A FASE 8 *

NIVEL	ESF.CO. MIN	ESF.CO. MÁX	NIVEL	MOMENTO MIN	MOMENTO MÁX
61.600	0.00	0.00	61.600	0.00	0.00
61.100	-1.12	0.00	61.100	-0.27	0.00
	0.00	1.47		-0.27	0.00
60.625	-0.33	0.70	60.625	-0.10	0.32
60.150	-1.90	0.33	60.150	-0.62	0.46
59.675	-3.57	0.09	59.675	-1.91	0.56
59.200	-4.95	0.00	59.200	-3.96	0.54
	-0.17	4.51		-3.96	0.54
58.700	-0.64	3.58	58.700	-2.17	0.35
58.425	-0.44	3.58	58.425	-1.24	0.36
58.150	-0.34	3.58	58.150	-0.31	0.62
57.875	-0.36	3.52	57.875	0.00	0.96
57.600	-0.65	3.33	57.600	-0.11	1.91
57.250	-0.66	2.48	57.250	-0.22	2.83
56.900	-0.96	1.59	56.900	-0.23	3.27
56.550	-2.95	0.63	56.550	-0.18	3.66
56.200	-4.66	0.18	56.200	-0.11	3.71
	-0.38	4.62		-0.11	3.71
55.700	-1.94	2.84	55.700	-0.05	3.13
55.388	-2.76	1.79	55.388	-0.03	2.99
55.075	-3.22	0.64	55.075	0.00	3.37
54.763	-3.48	0.16	54.763	0.00	3.38
54.450	-3.39	0.18	54.450	-0.59	2.96
54.138	-3.66	0.15	54.138	-1.45	2.16
53.825	-5.43	0.05	53.825	-2.05	1.05
53.513	-7.33	0.00	53.513	-2.31	0.17
53.200	-9.24	0.39	53.200	-3.93	0.05
	-6.85	2.86		-3.93	0.05
52.700	-9.46	0.58	52.700	-6.43	0.00
52.250	0.00	13.66	52.250	-1.53	0.13
51.800	-1.45	0.58	51.800	-1.27	0.19
51.350	-0.31	0.58	51.350	-1.00	0.01
50.900	-0.09	0.58	50.900	-0.74	0.01
50.525	-0.06	1.48	50.525	0.00	0.00
50.150	-0.41	0.01	50.150	0.00	0.02
49.775	0.00	0.06	49.775	0.00	0.00
49.400	-0.01	0.00	49.400	0.00	0.00
49.025	0.00	0.00	49.025	0.00	0.00
48.650	0.00	0.00	48.650	0.00	0.00
48.275	0.00	0.01	48.275	0.00	0.00
47.900	-0.01	0.01	47.900	0.00	0.00
m	T/m	T/m	m	m.T/m	m.T/m

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 1



RIDO 4.12 (C) R.F.L

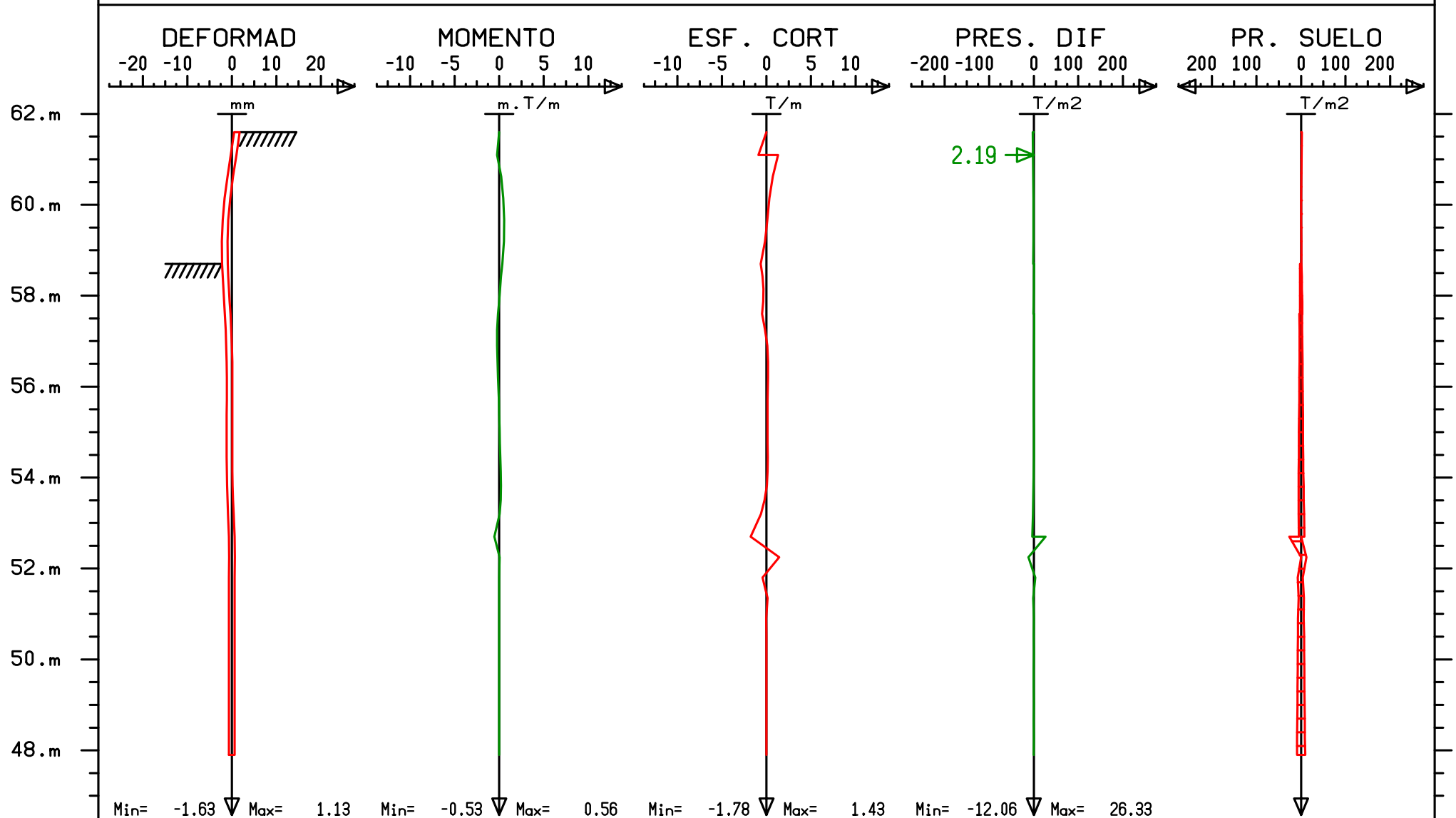
EPTISA Cinsa

02/01/14

SECCION1_REV02

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 2



RIDO 4.12 (C) R.F.L

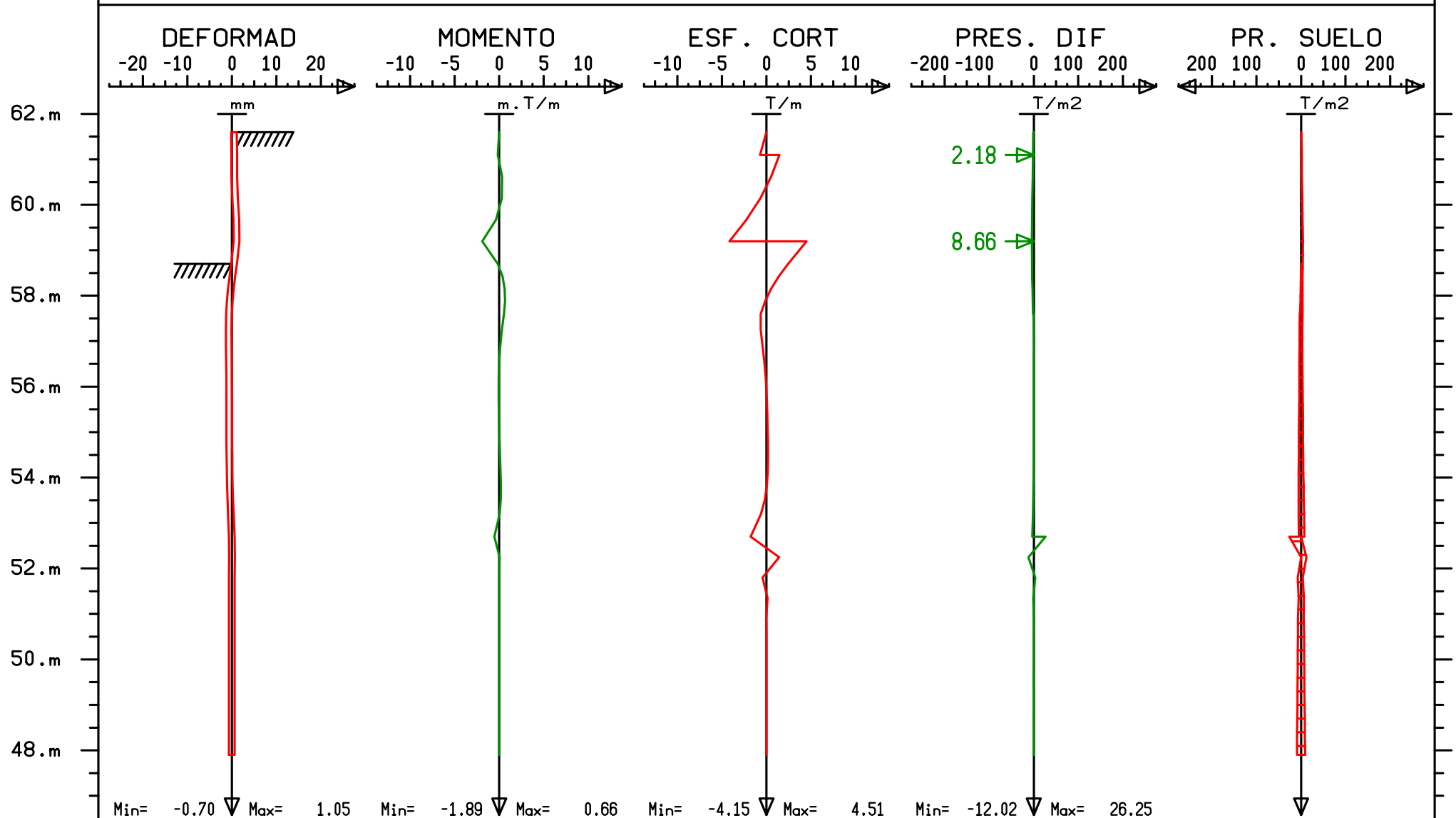
EPTISA Cinsa

02/01/14

SECCION1_REV02

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 3



RIDO 4.12 (C) R.F.L

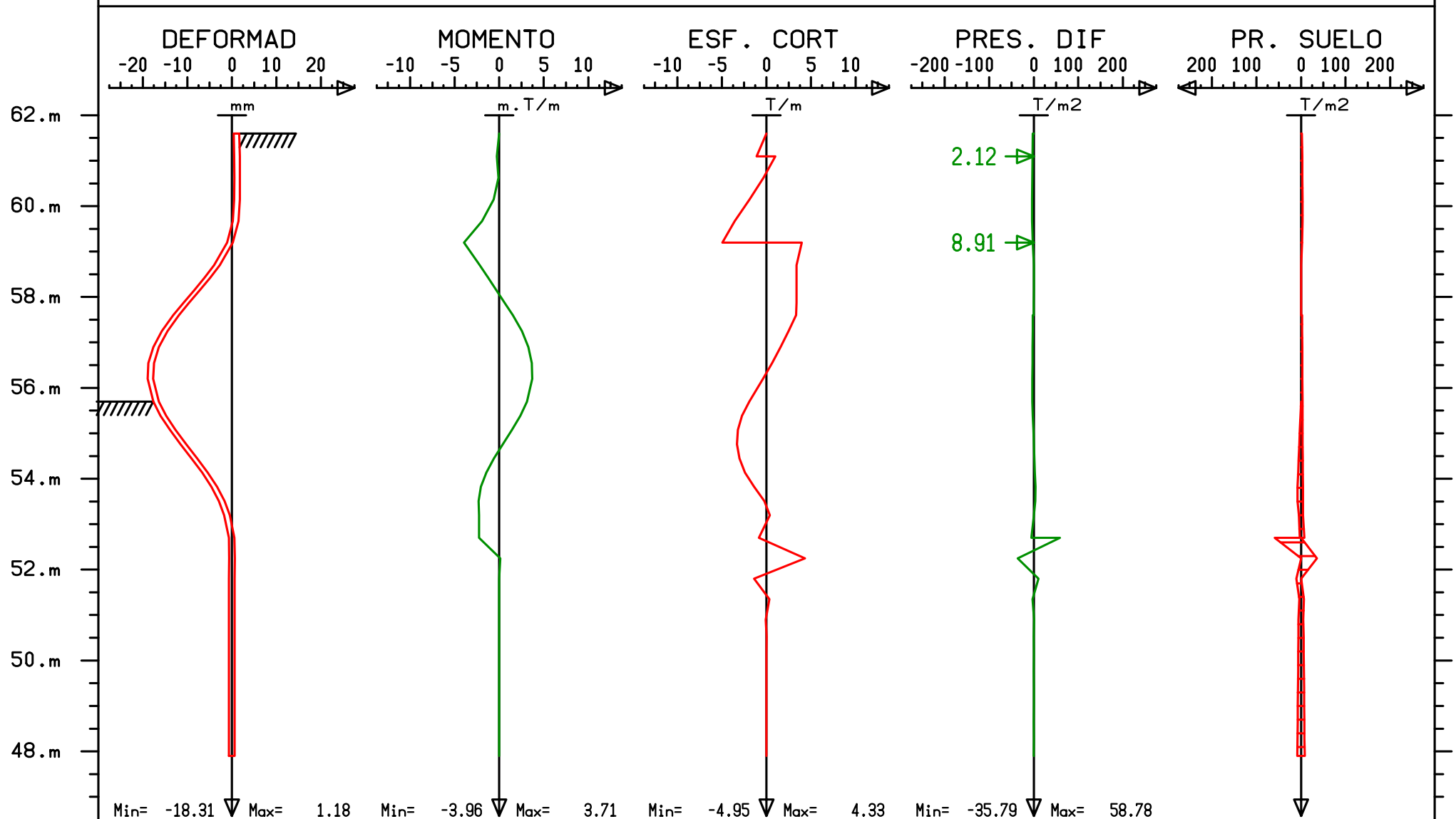
EPTISA Cinsa

02/01/14

SECCION1_REV02

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 4



RIDO 4.12 (C) R.F.L

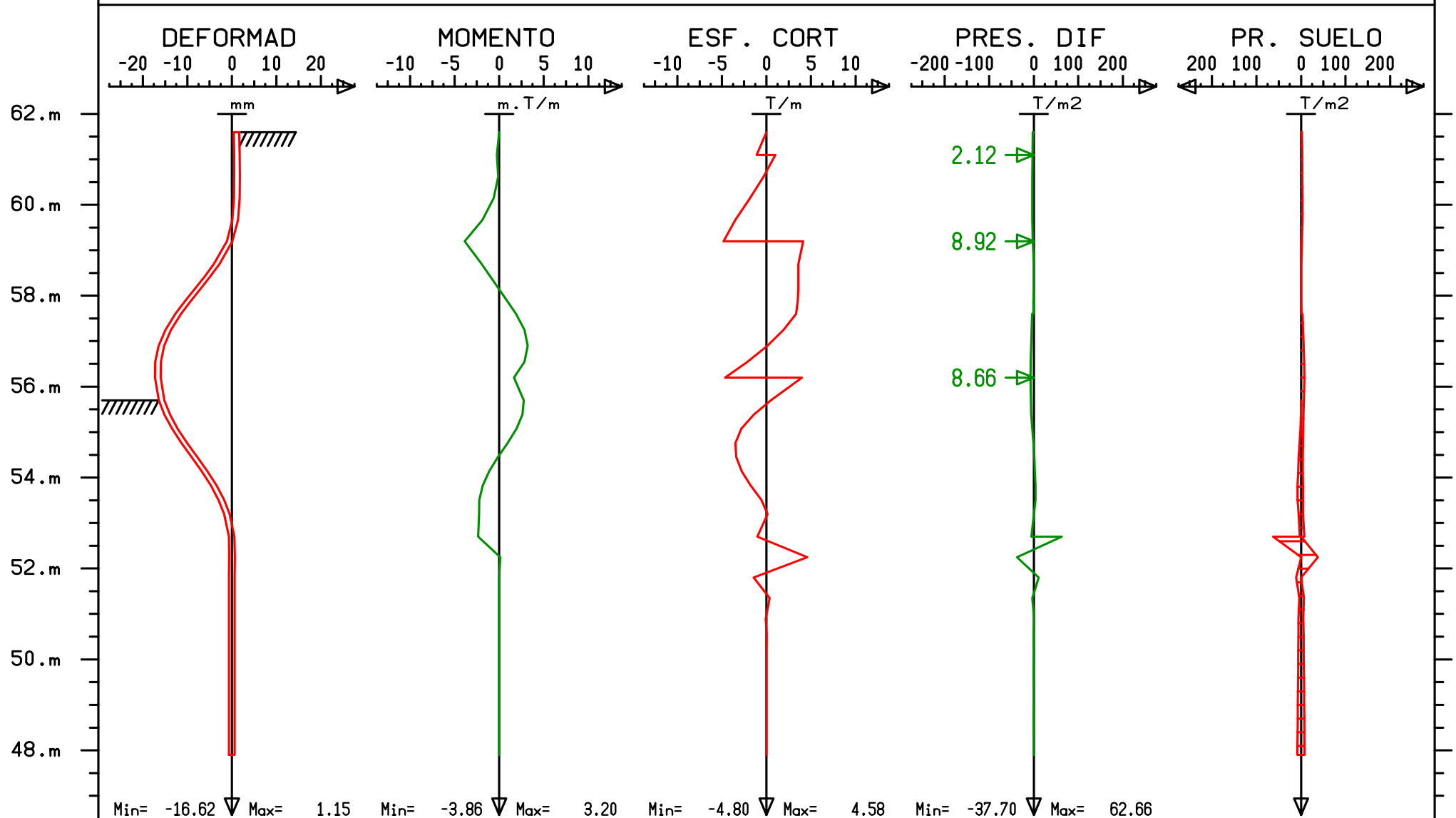
EPTISA Cinsa

02/01/14

SECCION1_REV02

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 5



RIDO 4.12 (C) R.F.L

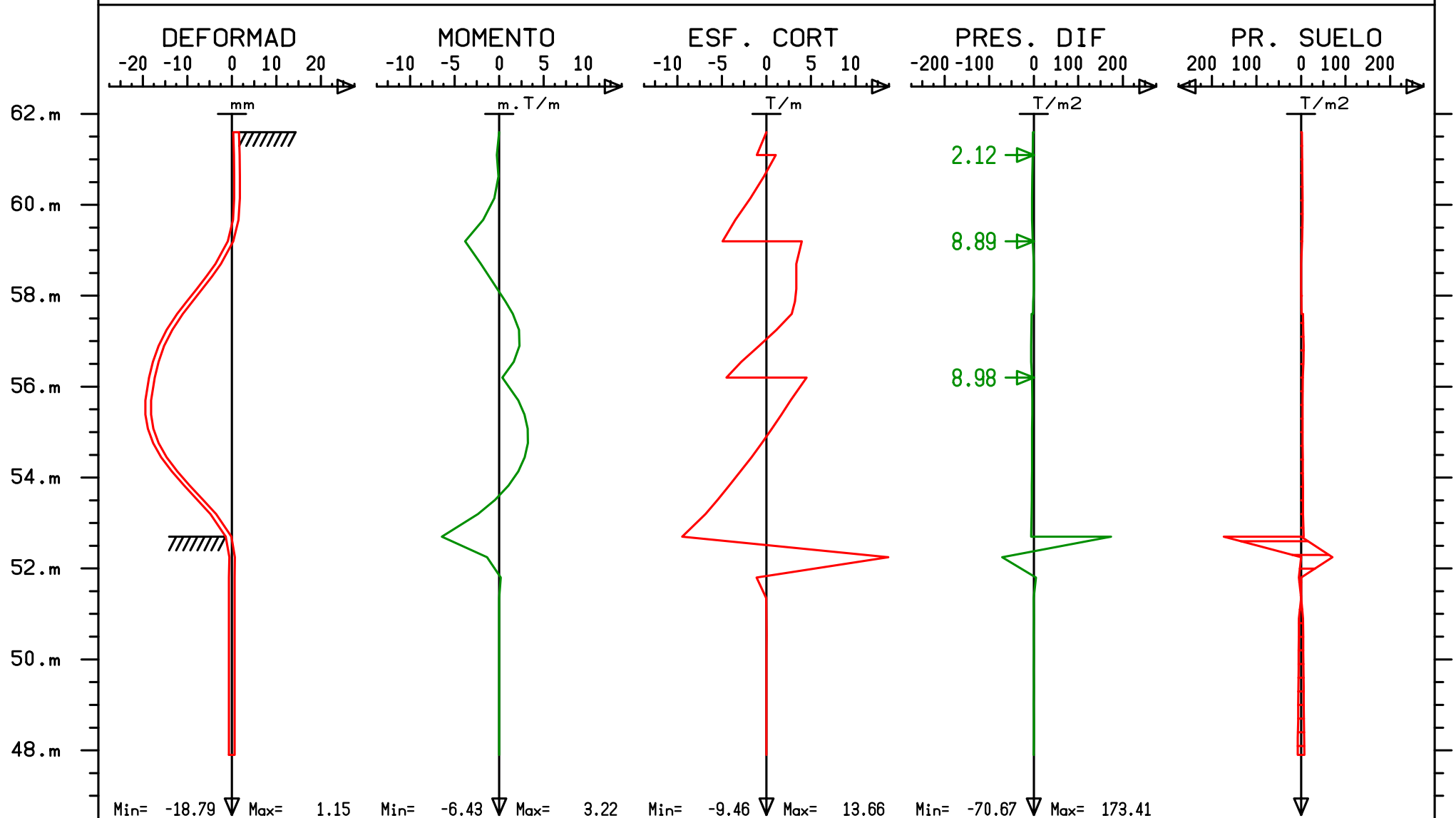
EPTISA Cinsa

02/01/14

SECCION1_REV02

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 6



RIDO 4.12 (C) R.F.L

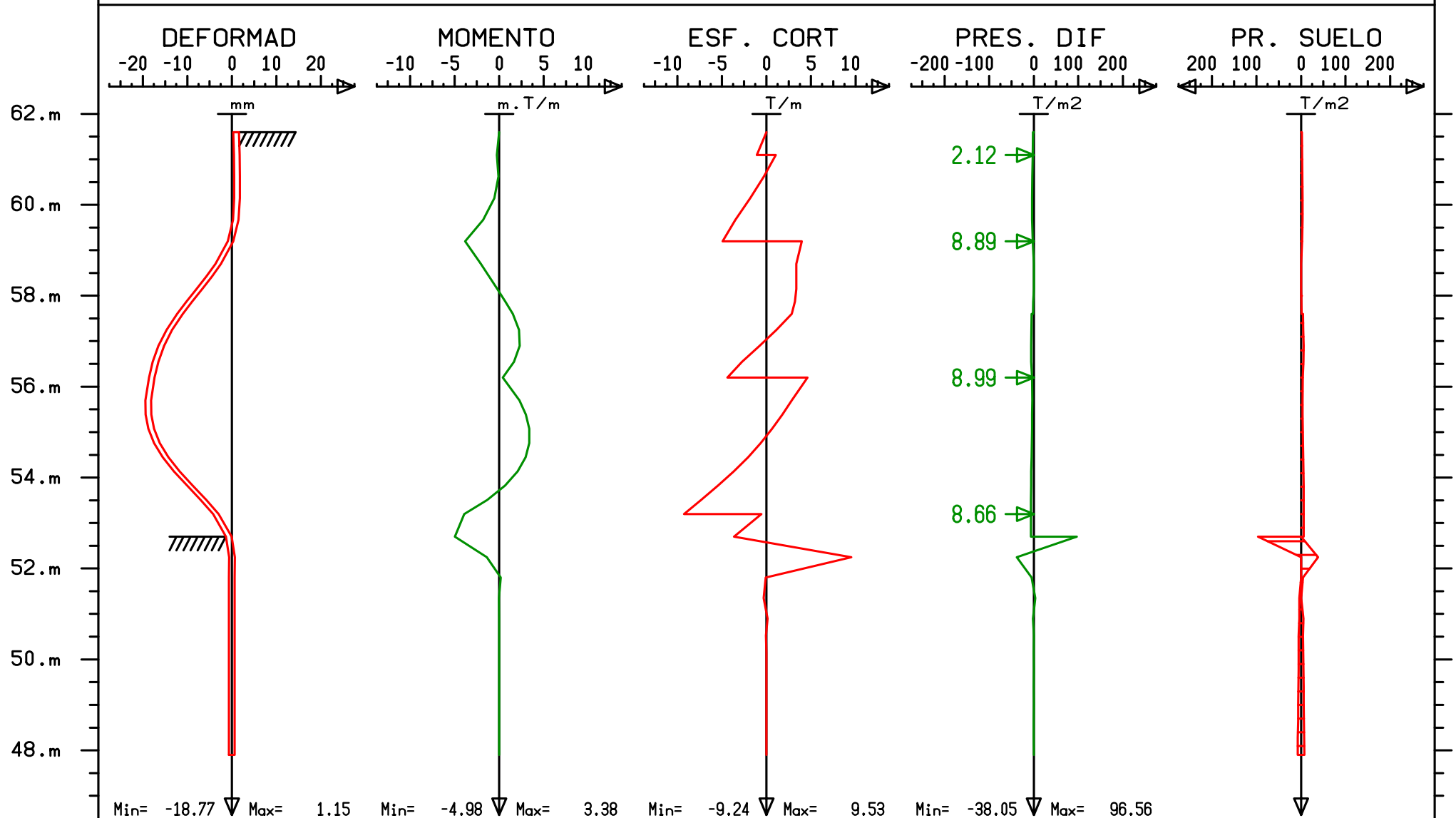
EPTISA Cinsa

02/01/14

SECCION1_REV02

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 7



RIDO 4.12 (C) R.F.L

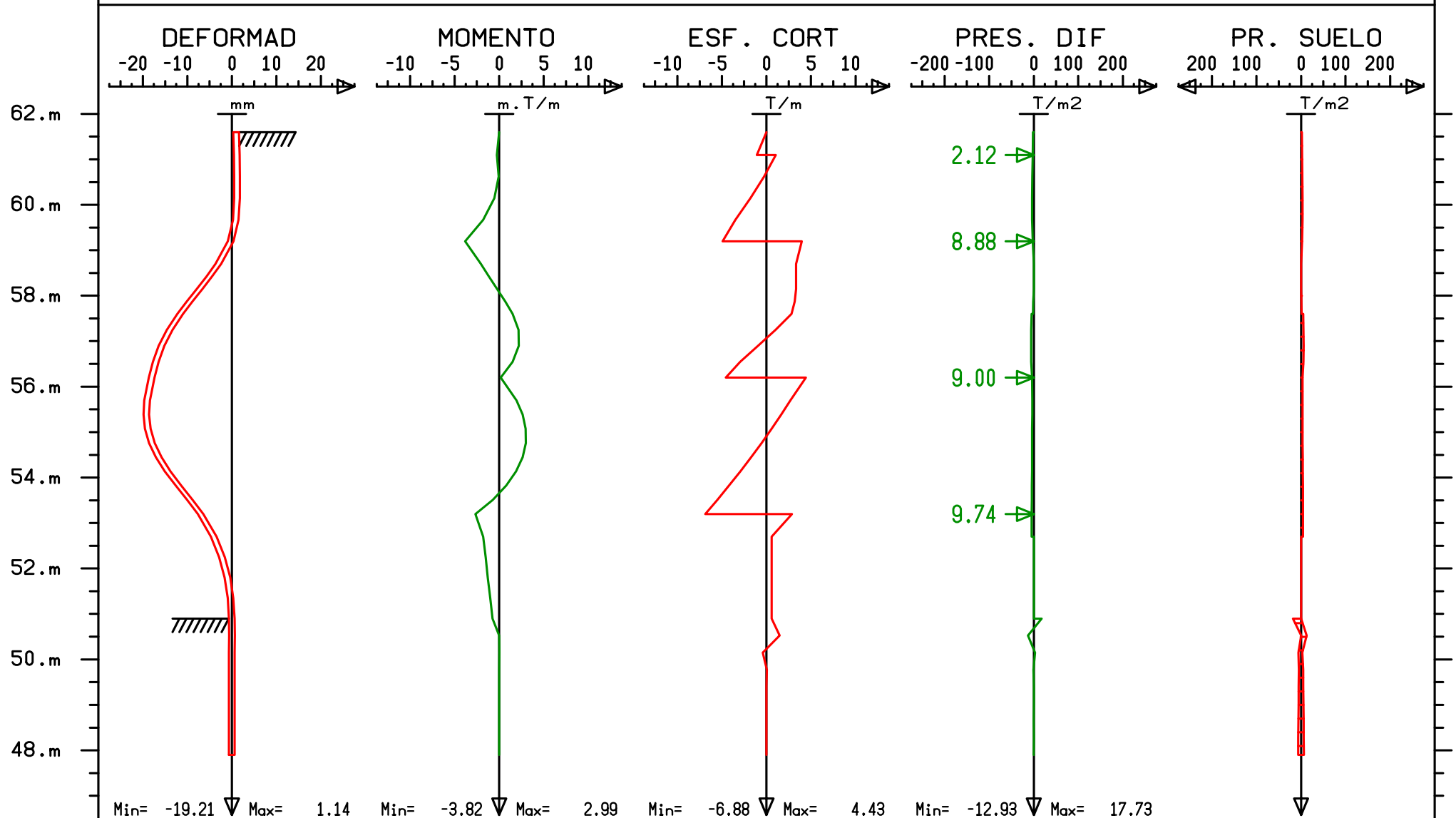
EPTISA Cinsa

02/01/14

SECCION1_REV02

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 1

GRAFICOS DE LA FASE N° 8



RIDO 4.12 (C) R.F.L

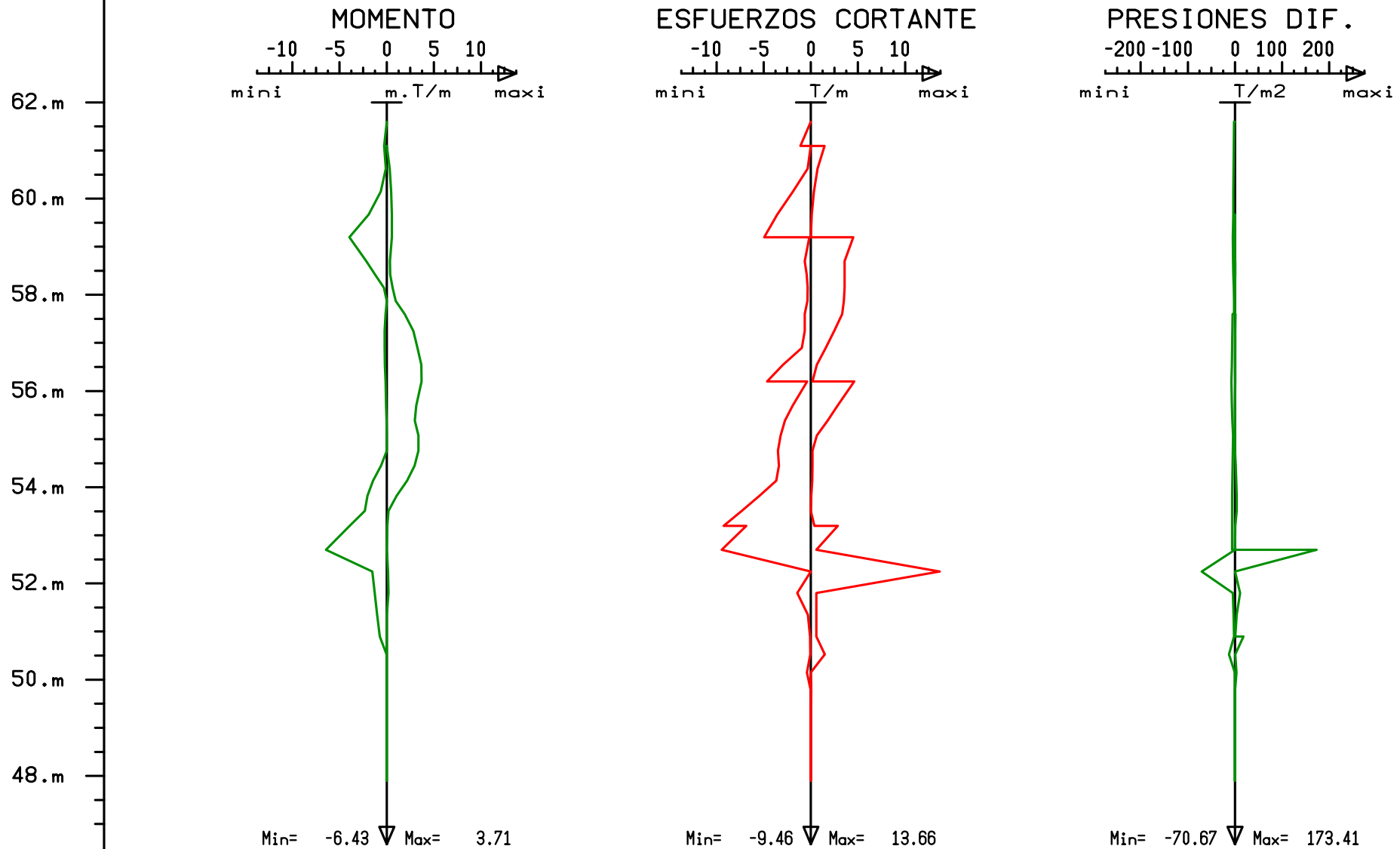
EPTISA Cinsa

02/01/14

SECCION1_REV02

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 1

ENVOLVENTES DESDE LA FASE 1 HASTA LA FASE 8



RIDO 4.12 (C) R.F.L

EPTISA Cinsa

02/01/14
SECCION1_REV02

1.1.2 SECCIÓN 2

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul




```

***** NOMBRE DE FICHERO DE DATOS : SECCION2_REV03.RIO

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 2  *80L *
*02-01-2014
*DEFINICION DE CONSTANTES y VARIABLES
#ES=2.1E7
#RIGIANC(A,L)=A*ES/L
*MICROPILOTES
#RE=127/2000
#RI=109/2000
#SEP=0.50
#I=p1/4*(RE^4-RI^4)/SEP
#KPIL(ET)=3.6*ET/(1.7*(ES/100*I/SEP/ET)^(1/3))*100
: 61.10
1 ... 61.1
*MICROPILOTES CADA 50 CM
: 58.70 ES*I/SEP
2 ... 58.7 490.6218
*DEFINICION TERRENO
: 61.10
3 ... 61.1
: 57.60 1.90 1.00 0 0 3.7432/2 2.0 29.0 0.33 0.33 KPIL(6)
4 ... 57.6 1.9 1 0.3177022 0.5151904 1.8716 2 29 0.33 0.33 1358.75
: 52.70 1.80 1.00 0 0 4.699/2 0 33.0 0.33 0.33 KPIL(10)
5 ... 52.7 1.8 1 0.26835 0.455361 2.3495 0 33 0.33 0.33 2684.961
: 10.00 2.60 1.60 0 0 7.896/2 23 41.0 0.33 0.33 KPIL(1000)
6 ... 10 2.6 1.6 0.188228 0.343941 3.948 23 41 0.33 0.33 1246248
*NIVEL FREATICO
: 10.00 0.5
7 ... 10 0.5
*SOBRECARGAS
: SUC(2) 1.0
8 ... SUC(2) 1
#AREA1=4.17/10000
#L1=22+6/2
*FASE 1:
: ANC(0) 60.60 4.00 15 10 RIGIANC(AREA1,L1)
9 ... ANC(0) 60.6 4 15 10 350.28
: EXC(1) 58.70
10 ... EXC(1) 58.7
: CAL(2)
11 ... CAL(2)
: FIN
12 ... FIN
: STA
13 ... STA
: STOP
14 ... STOP

```

*02-01-2014
 *DEFINICION DE CONSTANTES y VARIABLES
 *MICROPILOTES
 *MICROPILOTES CADA 50 CM

** COMIENZO DE DATOS **

* LAS SOBRECARGAS DE BOUSSINESQ FUNCIÓN DEL ESTADO DE SUELO

*** DESCRIPCIÓN DE LA PARED :

SECCIÓN N° 1 DE 61.100 m A 58.700 m : PRODUCTO DE INERCIA EI RIGIDEZ CILÍNDRICA
 491. T.m2/m 0. T/m3

*DEFINICION TERRENO

*** DESCRIPCIÓN DE SUELO :

CAPA N° 1 DE 61.100 m A 57.600 m :

PESO ESPECIFICO HUMEDO	GH =	1.900 T/m3
PESO ESPECIFICO SUMERGIDO	GD =	1.000 T/m3
COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.	KA =	0.318
COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.	K0 =	0.515
COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.	KP =	1.872
COHESIÓN	C =	2.000 T/m2
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PHI =	29.000 GRADOS
PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI	=	0.330
PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI	=	-0.330
MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)	=	1358.750 T/m3
MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN	=	0.000 1/m

CAPA N° 2 DE 57.600 m A 52.700 m :

PESO ESPECIFICO HUMEDO	GH =	1.800 T/m3
PESO ESPECIFICO SUMERGIDO	GD =	1.000 T/m3
COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.	KA =	0.268
COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.	K0 =	0.455
COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.	KP =	2.349
COHESIÓN	C =	0.000 T/m2
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PHI =	33.000 GRADOS
PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI	=	0.330
PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI	=	-0.330
MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)	=	2684.961 T/m3
MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN	=	0.000 1/m

CAPA N° 3 DE 52.700 m A 10.000 m :

PESO ESPECIFICO HUMEDO	GH =	2.600 T/m3
PESO ESPECIFICO SUMERGIDO	GD =	1.600 T/m3
COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.	KA =	0.188
COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.	K0 =	0.344
COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.	KP =	3.948
COHESIÓN	C =	23.000 T/m2
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PHI =	41.000 GRADOS
PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI	=	0.330
PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI	=	-0.330
MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)	=	1246248.000 T/m3
MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN	=	0.000 1/m

*NIVEL FREATICO

** FASE No 1 **

*SOBRECARGAS

* SOBRECARGA DE CAQUOT SOBRE SUELO 2 = 1.000 T/m2

*FASE 1:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS N° 1

NIVEL	=	60.600 m
ESPACIADO	=	4.000 m
INCLINACIÓN	=	15.000 GRADOS
PRECARGA	=	10.000 T
RIGIDEZ	=	350.280 T/m

CONEXIÓN BILATERAL

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 58.700 m

FASE 1											
P A R E D						S O I L 1			S O I L 2		
						EXCAVACIÓN: 58.70 m			EXCAVACIÓN: 61.10 m		
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m		
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 1.00 T/m2		
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR. SOPRAC. ELAST.			ESTADO PR. SOPRAC. ELAST.		
61.100	1.949	-2.122	0.00	0.00		0			2 3.16 0.52 1359		
60.600	0.872	-2.246	-0.35	-1.34		0			2 2.19 0.52 1359		
				1.08		0			2 2.19 0.52 1359		
60.125	-0.246	-2.413	-0.05	0.29		0			2 1.14 0.52 1359		
59.650	-1.397	-2.427	0.00	0.01		0			2 0.04 0.04 1359		
59.175	-2.550	-2.428	0.00	0.00		0					
58.700	-3.703	-2.428	0.00	0.00		0					
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2 T/m2 T/m3			T/m2 T/m2 T/m3		
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -3.70 mm						CODIFICACIÓN : -1 = SEPARACIÓN					
						DE ESTADO : 0 = EXCAVACIÓN					
						DE SUELO : 1 = PRESIÓN ACTIVA					
MOMENTO MÁXIMO = -0.35 m.T/m									2 = ELÁSTICO		
									3 = PRESIÓN PASSIVA		

(2 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO N° 1 = SIN INTERÉS
 PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO N° 2 = 0.064 = (2.41 T/m)/(37.90 T/m) SIN INTERÉS

EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m
 EFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 0.64 T/m

*** FINAL DE CÁLCULO

*** DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN FASE N° 1 =

-3.703 mm

EN FASE FINAL N° 1 =

-3.703 mm

*** MAXIMUM MOMENT

IN PHASE Nb 1 =

-0.355 m.T/m

IN FINAL PHASE Nb 1 =

-0.355 m.T/m

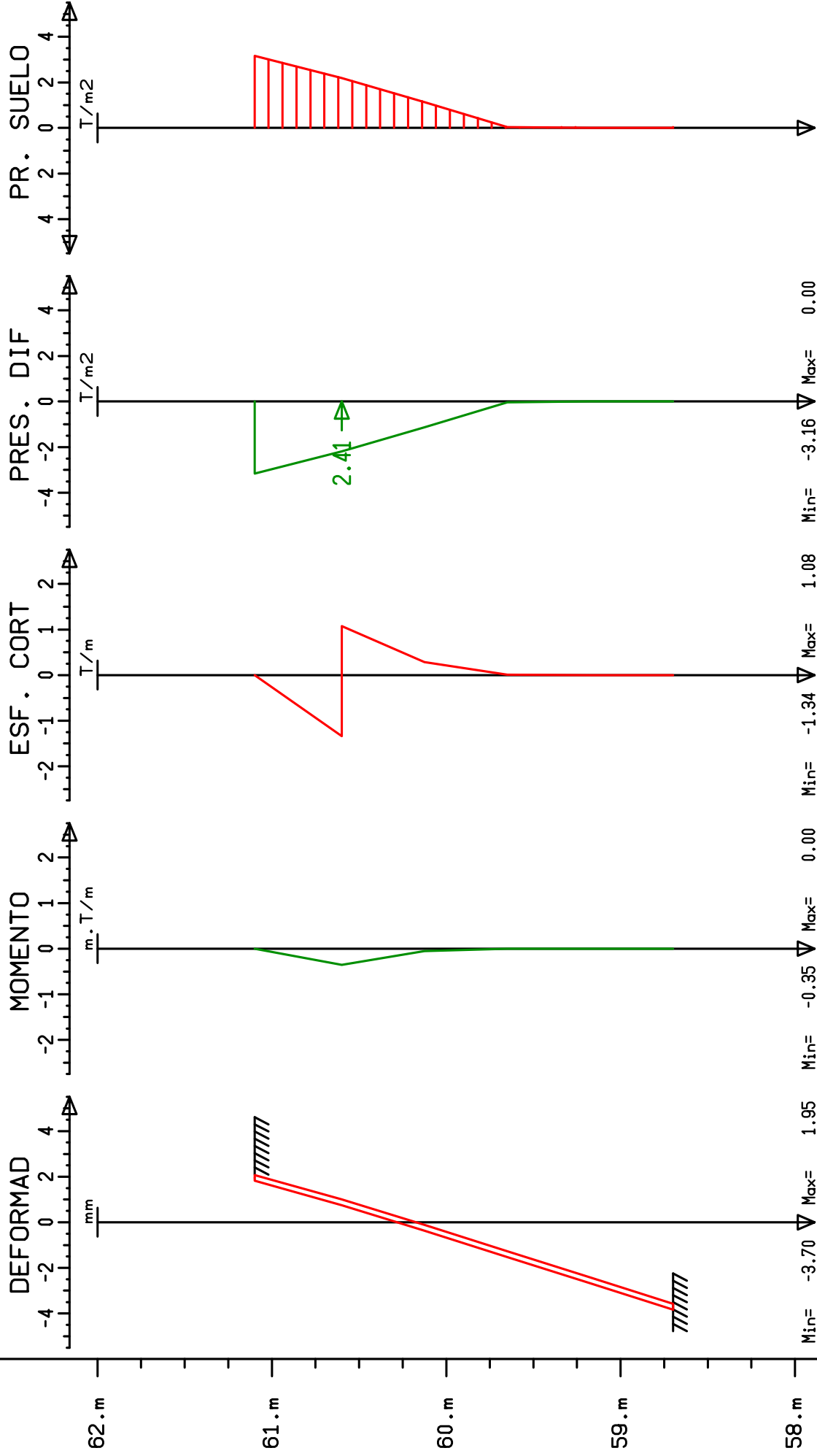
PUNTAL/ANCLA		PRECARGA		MÁXIMO		ESTADO FINAL	
NÚMERO	NIVEL	FASE	FUERZA	FASE	FUERZA	FASE	FUERZA
1	60.60	1	10.00	1	10.00	1	10.00
	m		T		T		T

* CURVAS ENVOLVENTES DE FASE 1 A FASE 1 *

NIVEL	ESF.CO. MIN	ESF.CO. MÁX	NIVEL	MOMENTO MIN	MOMENTO MÁX
61.100	0.00	0.00	61.100	0.00	0.00
60.600	-1.34	0.00	60.600	-0.35	0.00
	0.00	1.08		-0.35	0.00
60.125	0.00	0.29	60.125	-0.05	0.00
59.650	0.00	0.01	59.650	0.00	0.00
59.175	0.00	0.00	59.175	0.00	0.00
58.700	0.00	0.00	58.700	0.00	0.00
m	T/m	T/m	m	m.T/m	m.T/m

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 2

GRAFICOS DE LA FASE N° 1



RIDO 4.12 (C) R.F.L

EPTISA C I N S A

SECCION2_REV03

09/01/14

1.1.3 SECCIÓN 3

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul




```

***** NOMBRE DE FICHERO DE DATOS : SECCION3_REV03.RIO

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 3 *80L *
*02-01-2014
*DEFINICION DE CONSTANTES y VARIABLES
#ES=2.1E7
#RIGIANC(A,L)=A*ES/L
*MICROPILOTES
#RE=127/2000
#RI=109/2000
#SEP=0.50
#I=pi/4*(RE^4-RI^4)/SEP
#KPIL(ET)=3.6*ET/(1.7*(ES/100*I/SEP/ET)^(1/3))*100
: 61.10
1 ... 61.1
*MICROPILOTES CADA 50 CM
: 56.70 ES*I/SEP
2 ... 56.7 490.6218
*DEFINICION TERRENO
: 61.10
3 ... 61.1
: 57.60 1.90 1.00 0 0 3.7432/2 2.0 29.0 0.33 0.33 KPIL(6)
4 ... 57.6 1.9 1 0.3177022 0.5151904 1.8716 2 29 0.33 0.33 1358.75
: 52.70 1.80 1.00 0 0 4.699/2 0 33.0 0.33 0.33 KPIL(10)
5 ... 52.7 1.8 1 0.26835 0.455361 2.3495 0 33 0.33 0.33 2684.961
: 10.00 2.60 1.60 0 0 7.896/2 23 41.0 0.33 0.33 KPIL(1000)
6 ... 10 2.6 1.6 0.188228 0.343941 3.948 23 41 0.33 0.33 1246248
*NIVEL FREATICO
: 10.00 0.5
7 ... 10 0.5
*SOBRECARGAS
: SUC(2) 1.0
8 ... SUC(2) 1
#AREA1=4.17/10000
#L1=14+6/2
#AREA2=4.17/10000
#L2=10+6/2
*FASE 1:
: ANC(0) 60.60 4.00 15 10 RIGIANC(AREA1,L1)
9 ... ANC(0) 60.6 4 15 10 515.1176
*CAL(2)
*EXC(1) 58.70
*CAL(2)
*FASE 2:
: ANC(0) 59.20 3.00 15 30 RIGIANC(AREA2,L2)
10 ... ANC(0) 59.2 3 15 30 673.6154
*CAL(2)
: EXC(1) 56.70
11 ... EXC(1) 56.7
: CAL(2)
12 ... CAL(2)
: FIN
13 ... FIN
: STA
14 ... STA
: STOP
15 ... STOP

```

*02-01-2014
 *DEFINICION DE CONSTANTES y VARIABLES
 *MICROPILOTES
 *MICROPILOTES CADA 50 CM

** COMIENZO DE DATOS **

* LAS SOBRECARGAS DE BOUSSINESQ FUNCIÓN DEL ESTADO DE SUELO

*** DESCRIPCIÓN DE LA PARED :

SECCIÓN N° 1 DE 61.100 m A 56.700 m : PRODUCTO DE INERCIA EI RIGIDEZ CILÍNDRICA
 491. T.m2/m 0. T/m3

*DEFINICION TERRENO

*** DESCRIPCIÓN DE SUELO :

CAPA N° 1 DE 61.100 m A 57.600 m :

PESO ESPECIFICO HUMEDO	GH =	1.900 T/m3
PESO ESPECIFICO SUMERGIDO	GD =	1.000 T/m3
COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.	KA =	0.318
COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.	K0 =	0.515
COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.	KP =	1.872
COHESIÓN	C =	2.000 T/m2
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PHI =	29.000 GRADOS
PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI	=	0.330
PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI	=	-0.330
MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)	=	1358.750 T/m3
MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN	=	0.000 1/m

CAPA N° 2 DE 57.600 m A 52.700 m :

PESO ESPECIFICO HUMEDO	GH =	1.800 T/m3
PESO ESPECIFICO SUMERGIDO	GD =	1.000 T/m3
COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.	KA =	0.268
COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.	K0 =	0.455
COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.	KP =	2.349
COHESIÓN	C =	0.000 T/m2
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PHI =	33.000 GRADOS
PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI	=	0.330
PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI	=	-0.330
MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)	=	2684.961 T/m3
MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN	=	0.000 1/m

CAPA N° 3 DE 52.700 m A 10.000 m :

PESO ESPECIFICO HUMEDO	GH =	2.600 T/m3
PESO ESPECIFICO SUMERGIDO	GD =	1.600 T/m3
COEFIC. DE EMPUJE ACTIVO HOR.	KA =	0.188
COEFIC. DE EMPUJE EN REPOSO HOR.	K0 =	0.344
COEFIC. DE EMPUJE PASIVO HOR.	KP =	3.948
COHESIÓN	C =	23.000 T/m2
ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PHI =	41.000 GRADOS
PARA PRESIÓN ACTIVA DELTA/PHI	=	0.330
PARA PRESIÓN PASIVA DELTA/PHI	=	-0.330
MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL (A P=0)	=	1246248.000 T/m3
MEJORA DE ESTE COEF. A LA PRESIÓN	=	0.000 1/m

*NIVEL FREATICO

** FASE No 1 **

*SOBRECARGAS

* SOBRECARGA DE CAQUOT SOBRE SUELO 2 = 1.000 T/m2

*FASE 1:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS N° 1

NIVEL	=	60.600 m
ESPACIADO	=	4.000 m
INCLINACIÓN	=	15.000 GRADOS
PRECARGA	=	10.000 T
RIGIDEZ	=	515.118 T/m

CONEXIÓN BILATERAL

*CAL(2)
*EXC(1) 58.70
*CAL(2)
*FASE 2:

* INSTALACIÓN DE LA LÍNEA DE ANCLAS N° 2

NIVEL	=	59.200 m
ESPACIADO	=	3.000 m
INCLINACIÓN	=	15.000 GRADOS
PRECARGA	=	30.000 T
RIGIDEZ	=	673.615 T/m

CONEXIÓN BILATERAL

*CAL(2)

* EXCAVACIÓN EN SUELO 1 PARA NIVEL = 56.700 m

FASE 1														
P A R E D						S O I L 1			S O I L 2			PUNTALES/ ANCLAS		
						EXCAVACIÓN: 56.70 m			EXCAVACIÓN: 61.10 m					
						NIVEL AGUA: 10.00 m			NIVEL AGUA: 10.00 m					
						S. DE CAQUOT: 0.00 T/m2			S. DE CAQUOT: 1.00 T/m2					
NIVEL	DESPLAZ.	ROTACIÓN	MOMENTO	ESF.CO.	C. REP.	ESTADO PR. SOPRAC. ELAST.			ESTADO PR. SOPRAC. ELAST.			Nº	FUERZA	
61.100	2.105	0.731	0.00	0.00		0			2	3.37	0.52	1359		
60.600	2.451	0.578	-0.46	-1.93		0			2	4.34	0.52	1359		
				0.49		0			2	4.34	0.52	1359	1	10.00
60.250	2.597	0.244	-0.57	-1.12		0			2	4.88	0.52	1359		
59.900	2.589	-0.374	-1.27	-2.89		0			2	5.21	0.52	1359		
59.550	2.251	-1.714	-2.60	-4.69		0			2	5.09	0.52	1359		
59.200	1.253	-4.221	-4.53	-6.30		0			2	4.08	0.52	1359		
				3.36		0			2	4.08	0.52	1359	2	30.00
58.800	-1.109	-7.438	-3.43	2.30		0			2	1.26	0.52	1359		
58.400	-4.596	-9.885	-2.58	2.04		0			-1					
58.000	-8.927	-11.658	-1.77	2.04		0			-1					
57.600	-13.833	-12.764	-0.95	2.04		0			-1					
						0			1	2.05	0.27	2685		
57.150	-19.717	-13.278	-0.24	1.07		0			1	2.27	0.27	2685		
56.700	-25.718	-13.353	0.00	0.00		0			1	2.49	0.27	2685		
m	mm	/1000	m.T/m	T/m	T/m2	T/m2 T/m2 T/m3			T/m2 T/m2 T/m3			T		
DESPLAZAMIENTO MÁX. = -25.72 mm						CODIFICACIÓN			-1 = SEPARACIÓN					
						DE ESTADO			0 = EXCAVACIÓN					
MOMENTO MÁXIMO = -4.53 m.T/m						DE SUELO			1 = PRESIÓN ACTIVA					
									2 = ELÁSTICO					
									3 = PRESIÓN PASIVA					

(4 IT.)

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO N° 1 = SIN INTERÉS

PROPORCIÓN (PRESIÓN MOVILIZADA)/(PRESIÓN PASIVA) PARA SUELO N° 2 = 0.151 = (12.07 T/m)/(80.00 T/m) SIN INTERÉS

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 1 = 0.00 T/m

EFFECTO HORIZONTAL INTEGRADO DE SOBRECARGAS SOBRE EL SUELO 2 = 1.53 T/m

*** FINAL DE CÁLCULO

*** DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN FASE N° 1 =

-25.718 mm

EN FASE FINAL N° 1 =

-25.718 mm

*** MAXIMUM MOMENT

IN PHASE Nb 1 =

-4.528 m.T/m

IN FINAL PHASE Nb 1 =

-4.528 m.T/m

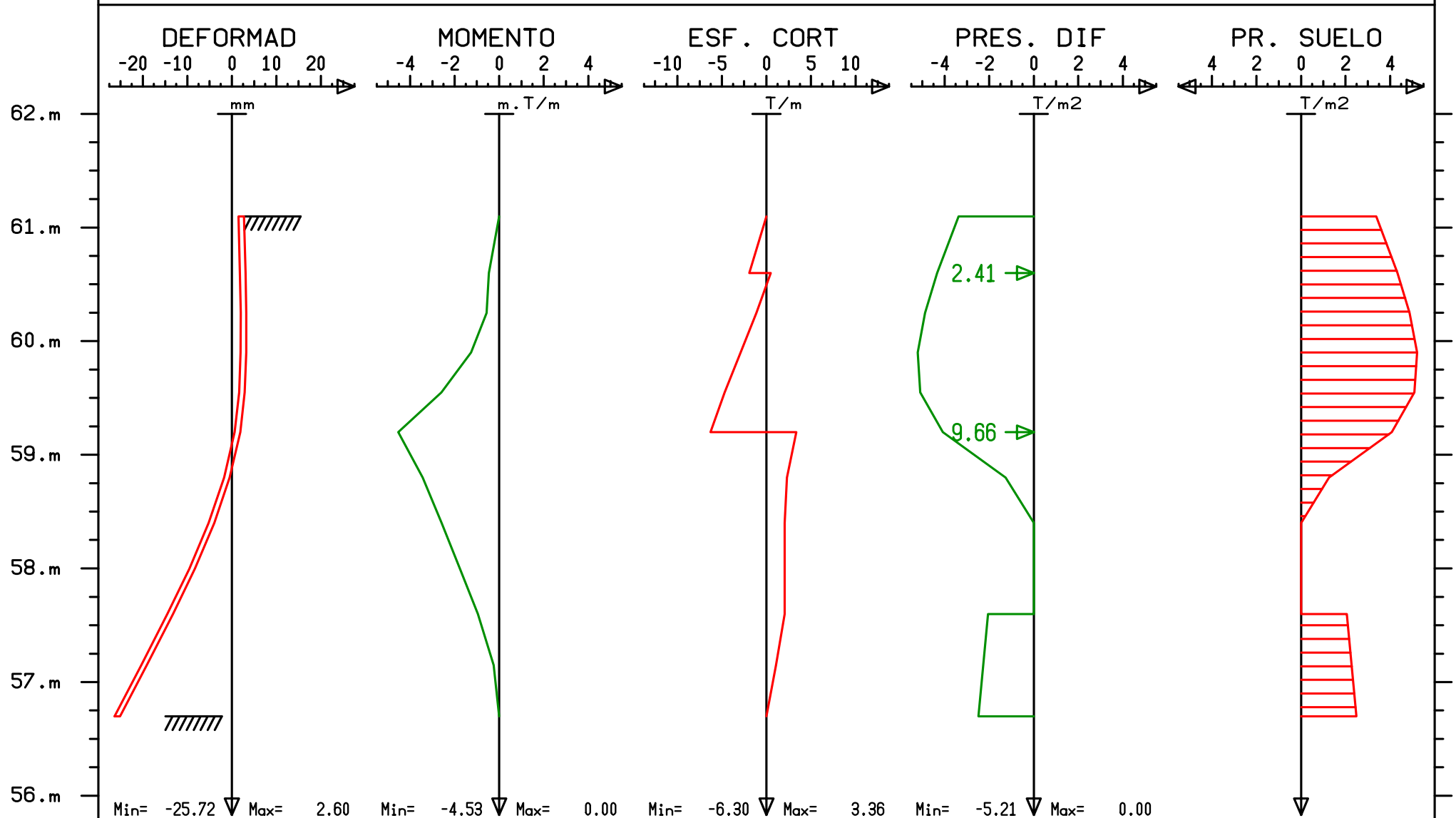
PUNTAL/ANCLA		PRECARGA		MÁXIMO		ESTADO FINAL	
NÚMERO	NIVEL	FASE	FUERZA	FASE	FUERZA	FASE	FUERZA
1	60.60	1	10.00	1	10.00	1	10.00
2	59.20	1	30.00	1	30.00	1	30.00
	m		T		T		T

* CURVAS ENVOLVENTES DE FASE 1 A FASE 1 *

NIVEL	ESF.CO. MIN	ESF.CO. MÁX	NIVEL	MOMENTO MIN	MOMENTO MÁX
61.100	0.00	0.00	61.100	0.00	0.00
60.600	-1.93	0.00	60.600	-0.46	0.00
	0.00	0.49		-0.46	0.00
60.250	-1.12	0.00	60.250	-0.57	0.00
59.900	-2.89	0.00	59.900	-1.27	0.00
59.550	-4.69	0.00	59.550	-2.60	0.00
59.200	-6.30	0.00	59.200	-4.53	0.00
	0.00	3.36		-4.53	0.00
58.800	0.00	2.30	58.800	-3.43	0.00
58.400	0.00	2.04	58.400	-2.58	0.00
58.000	0.00	2.04	58.000	-1.77	0.00
57.600	0.00	2.04	57.600	-0.95	0.00
57.150	0.00	1.07	57.150	-0.24	0.00
56.700	0.00	0.00	56.700	0.00	0.00
m	T/m	T/m	m	m.T/m	m.T/m

PANTALLA MICROPILOTES 127X9. OS ABUSU. SECCION 3

GRAFICOS DE LA FASE N° 1



RIDO 4.12 (C) R.F.L

EPTISA Cinsa

09/01/14

SECCION3_REV03

1.1.4 RESUMEN PANTALLA

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



SECCION 1

DIÁMETRO MICROPILOTES:22 cm

INTERDISTANCIA:50 cm

COTAS EN LA SECCIÓN DE CÁLCULO:

CABEZA MICROPILOTE:61,60 m

PIE MICROPILOTE:47,90 m

EXCAVACIÓN INTRADÓS50,90 m

ROCA ESTIMADA:52,70 m

FASE			EXCAVACIÓN	DESPLAZAMIENTO MAXIMO		MOMENTO MAXIMO		CORTANTE MAXIMO		ANCLAJES			
Nº	TIPO	DESCRIPCION	PROF.	VALOR (mm)	PROF. (m)	VALOR (m Tn/m)	PROF. (m)	VALOR (Tn/m)	PROF. (m)	CARGA MAX. (Tn/m)	INCLIN. (º)	SEPAR. (m)	PROF. (m)
1	CONSTR.	EJECUCION 1º NIVEL ANCLAJE	61,60	0,97	61,60	0,26	60,15	1,23	61,10	2,19	30,00	4,00	61,10
2	CONSTR.	EXCAVACION HASTA 2º NIVEL DE ANCLAJE	58,70	-1,63	59,20	0,56	59,68	-1,78	52,70				
3	CONSTR.	EJECUCION 2º NIVEL ANCLAJE	58,70	1,05	59,20	-1,89	59,20	4,51	59,20	8,92	30,00	3,00	59,20
4	CONSTR.	EXCAVACION HASTA 3º NIVEL DE ANCLAJE	55,70	-18,31	56,20	-3,96	59,20	-4,95	59,20				
5	CONSTR.	EJECUCION 3º NIVEL ANCLAJE	55,70	-16,62	56,20	-3,86	59,20	-4,80	59,20	9,00	30,00	3,00	56,20
6	CONSTR.	EXCAVACION HASTA 4º NIVEL DE ANCLAJE	52,70	-18,79	55,39	-6,43	52,70	13,66	52,25				
7	CONSTR.	EJECUCION 4º NIVEL ANCLAJE	52,70	-18,77	55,70	-4,98	52,70	9,53	52,25	9,74	30,00	3,00	53,20
8	SERV	EXCAVACION HASTA COTA FINAL	50,90	-19,21	55,39	-3,82	59,20	-6,88	53,20				

SECCION 2

DIÁMETRO MICROPILOTES:22 cm

INTERDISTANCIA:50 cm

COTAS EN LA SECCIÓN DE CÁLCULO:

CABEZA MICROPILOTE:61,10 m

PIE MICROPILOTE:47,90 m

EXCAVACIÓN INTRADÓS50,90 m

ROCA ESTIMADA:52,70 m

FASE			EXCAVACIÓN	DESPLAZAMIENTO MAXIMO		MOMENTO MAXIMO		CORTANTE MAXIMO		ANCLAJES			
Nº	TIPO	DESCRIPCION	PROF.	VALOR (mm)	PROF. (m)	VALOR (m Tn/m)	PROF. (m)	VALOR (Tn/m)	PROF. (m)	CARGA MAX. (Tn/m)	INCLIN. (º)	SEPAR. (m)	PROF. (m)
1	SERV	DEMOLICION PANTALLA	50,90	-3,70	58,70	-0,35	60,60	-1,34	60,60	2,41	15,00	4,00	60,60

SECCION 3

DIÁMETRO MICROPILOTES:22 cm

INTERDISTANCIA:50 cm

COTAS EN LA SECCIÓN DE CÁLCULO:

CABEZA MICROPILOTE:61,10 m

PIE MICROPILOTE:47,90 m

EXCAVACIÓN INTRADÓS50,90 m

ROCA ESTIMADA:52,70 m

FASE			EXCAVACIÓN	DESPLAZAMIENTO MAXIMO		MOMENTO MAXIMO		CORTANTE MAXIMO		ANCLAJES			
Nº	TIPO	DESCRIPCION	PROF.	VALOR (mm)	PROF. (m)	VALOR (m Tn/m)	PROF. (m)	VALOR (Tn/m)	PROF. (m)	CARGA MAX. (Tn/m)	INCLIN. (º)	SEPAR. (m)	PROF. (m)
1	SERV	DEMOLICION PANTALLA	50,90	-25,72	56,70	-4,53	59,20	-6,30	59,20	2,41	15,00	4,00	60,60
										9,66	15,00	3,00	59,20

1.2. COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL MICROPILOTE

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL DEL MICROPILOTE

Geometría sección micropilote:

diámetro exterior nominal de la armadura tubular, de: 127 mm
espesor de la armadura tubular, t: 9 mm
diámetro interior nominal de la armadura tubular, di: 109 mm

reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión, re: 1,2 mm
límite elástico del acero de la armadura tubular, fy: 550 Mpa
 γ_a : 1,1

coeficiente de minoración del módulo resistente de la armadura tubular en función del tipo de unión, Fu,f: 1

Esfuerzos sin mayorar por metro lineal de pantalla:

Mk: 6,43 m Tn/m
Vk: 13,66 Tn/m

Separacion entre micropilotes: 0,5 m

Resistencia estructural a flexión:

Med: 4,823 m Tn/micropilote
 γ 1,5

(de-2re)/(t-re) 15,974
16450/fy 29,909
21150/fy 38,455

si (de-2re)/(t-re)<16450/fy

Mc,Rd: 5,328 m Tn/micropilote
Wp,l: 1,07E-04 m3

CUMPLE

si 16450/fy<(de-2re)/(t-re)<21150/fy

Mc,Rd: - m Tn/micropilote
We,l: 7,87E-05 m3

Resistencia estructural a cortante:

Ved: 10,245 Tn/micropilote
 γ 1,5

Vc,Rd=Vpl,Rd: 52,599 Tn/micropilote
Apr: 2,86E-03 m2

CUMPLE

Resistencia estructural frente a esfuerzos combinados:

NO PROCEDE

0,5*Vpl,Rd: 26,299 Tn/micropilote

si Ved<0,5*Vpl,Rd

Mv,Rd: 5,328 m Tn/micropilote

si Ved>0,5*Vpl,Rd

Mv,Rd: 3,343 m Tn/micropilote
 ρ 0,373

1.3. COMPROBACIÓN CARGA HUNDIMIENTO MICROPILOTE

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



DIMENSIONAMIENTO DE LOS MICROPILOTES FRENTE A LA CARGA VERTICAL

Para el dimensionamiento y comprobación de la pantalla de micropilotes, se seguirá lo indicado por la “Guía para el proyecto de ejecución de micropilotes en obra de carretera” editado por el Ministerio de Fomento.

Los micropilotes considerados tendrán un diámetro de perforación de 220 mm. y una armadura tubular de 127x9 mm. (33,36 cm²).

Los micropilotes se empotrarán en el sustrato rocoso (areniscas) al menos 3,00 metros y para el cálculo se ha considerado una longitud total de micropilote de 14 metros.

A continuación se definen los esfuerzos de cálculo a tener en cuenta en las diferentes comprobaciones a realizar.

$N_{c,Ed}$: Esfuerzo de cálculo de compresión, obtenido a partir de acciones mayoradas.

- Peso de las vigas riostras:

$$F_{v1} = (0,35 + 0,24 \cdot 3) \cdot 1,35 = 1,44 \text{ Tn/m}$$

$$\rightarrow 0,72 \text{ Tn/micropilote}$$

- Componente vertical anclajes (listado Rido):

$$F_{v2} = (2,12 + 8,88 + 9,00 + 9,74) \cdot \sin(30^\circ) \cdot 1,50 = 22,31 \text{ Tn/m}$$

$$\rightarrow 11,15 \text{ Tn/micropilote}$$

- Peso propio de los micropilotes (altura = 14,00 m.):

$$F_{v3} = (A_c \cdot \gamma_d + A_y \cdot \gamma_y) \cdot 14,00 \cdot 1,35 = 2,09 \text{ Tn/micropilote}$$

$$N_{c,Ed} = 0,72 + 11,15 + 2,06 = 13,96 \text{ Tn / micropilote}$$

- Recubrimiento mínimo:

Para micropilotes comprimidos, $r_{\min} = 20 \text{ mm}$

Para micropilotes traccionados, $r_{\min} = 25 \text{ mm}$

$$r = \frac{220 - 127}{2} = 46,5 > r_{\min}$$

- Reducción del espesor por corrosión:

$$T=100 \text{ años} \rightarrow r_{\min}=1,20 \text{ mm.}$$

1.COMPROBACIÓN FRENTE AL HUNDIMIENTO

Se debe comprobar:

$$R_{c,d} \geq N_{c,Ed}$$

Donde,

$R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al hundimiento.

Los micropilotes se empotrarán en el sustrato rocoso (margocalizas), por lo que se verificará la siguiente igualdad:

$$R_{c,d} = R_{e,d}$$

$$R_{e,d} = A_{Le} \cdot f_{e,d} + A_{pe} \cdot q_{pe,d}$$

Donde;

$R_{e,d}$: Resistencia de cálculo en el empotramiento en roca (longitud de empotramiento en roca >6D).

A_{Le} : Área lateral del micropilote en el empotramiento en roca.

$f_{e,d}$: Resistencia unitaria por fuste de cálculo.

A_{pe} : Área de la sección recta de la punta.

$q_{pe,d}$: Resistencia unitaria por la punta de cálculo.

Tal y como se recoge en el anejo de geotecnia, los micropilotes se empotrarán en el sustrato rocoso (GII-I) del tipo areniscas con una q_u de 50 Mpa y una resistencia unitaria por fuste de 0,30 Mpa, por lo que según la tabla 3.3 de la Guía, tenemos:

$$f_{e,d} = 0,30 \text{ Mpa}$$

$$q_{pe,d} = 0,07 \cdot q_u = 3,50 \text{ Mpa}$$

Con lo que nos da:

$$D_e = 22 \text{ cm}$$

$$L_e = 300 \text{ cm}$$

$$A_L = L_e \cdot \pi \cdot D_e = 20.734,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{pe} = \frac{\pi \cdot D_e^2}{4} = 380,13 \text{ cm}^2$$

$$R_{e,d} = A_{Le} \cdot f_{e,d} + A_{pe} \cdot q_{pe,d} = 75,50 \text{ Tn} / \text{micropilote} > 13,96 \text{ Tn} / \text{micropilote}$$

2. COMPROBACIÓN FRENTE AL FALLO ESTRUCTURAL

- Resistencia estructural del micropilote a compresión:

Se debe comprobar:

$$N_{c,Rd} \geq N_{c,Ed}$$

Donde,

$N_{c,Rd}$: Resistencia estructural del micropilote sometido a esfuerzos de compresión.

$$N_{c,Rd} = (0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} + A_a \cdot f_{yd}) \cdot \frac{R}{1,20 \cdot F_e}$$

Donde,

A_c : Sección neta de lechada o mortero, descontando armaduras.

f_{cd} : Resistencia de cálculo del mortero o lechada de cemento a compresión.

A_s : Sección total de barras corrugadas de acero.

f_{sd} : Resistencia de cálculo del acero de las armaduras corrugadas.

$$f_{sd} < 400 \text{ Mpa}$$

A_a : Sección de cálculo de la armadura tubular de acero.

$$A_a = \frac{\pi}{4} [(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2] \cdot F_{u,c}$$

Donde,

d_e : Diámetro exterior nominal de la armadura tubular.

r_e : Reducción del espesor de la armadura por efecto de la corrosión.

d_i : Diámetro interior nominal de la armadura tubular.

$F_{u,c}$: Coeficiente de minoración del área de la armadura tubular en función del tipo de unión (compresión). Se considera un valor de 1,00.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura tubular. $f_{yd} < 400 \text{ Mpa}$

F_e : Coeficiente de influencia del tipo de ejecución. Según tabla 3.5.

Para terreno con nivel freático permanentemente bajo la punta del micropilote y perforación sin revestir, se obtiene un valor de 1,30.

R : Factor empírico de pandeo. Se adoptará un valor igual a la unidad.

Con lo que nos da:

$$D = 127 - 2 \cdot 9,0 = 109 \text{ mm} = 10,9 \text{ cm}$$

$$A_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 93,3 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 28,62 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 250 / 1,50 = 166,7 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{yd} = 5600 / 1,10 = 4545,5 \text{ kg / cm}^2 \leq 400 \text{ MPa} = 4078 \text{ kg / cm}^2$$

$$N_{c,Rd} = 83,29 \text{ Tn / micropilote} > 13,96 \text{ Tn / micropilote}$$

1.4. DIMENSIONAMIENTO ANCLAJES

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



DIMENSIONAMIENTO DE LOS ANCLAJES MONOBARRAS

Para el dimensionamiento y comprobación de los anclajes a ejecutar sobre la pantalla de micropilotes, se seguirá las recomendaciones recogidas en la “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras” editado por el ministerio de Fomento.

Los anclajes se anclarán en el sustrato rocoso grado (II-I) (Lutitas) con una inclinación respecto a la horizontal de 30°-15° y ejecutados al tresbolillo para evitar problemas de interacción entre bulbos y asegurar el comportamiento individual los anclajes.

Según los cálculos que se recogen en el dimensionamiento de la pantalla la carga máxima que deben de soportar los anclajes será de 33,74 Tn.

▪ Calidad del acero:

El acero de los tirantes deberá cumplir, en cuanto a su calidad y resistencia, lo especificado tanto en la normativa nacional, fundamentalmente EHE y PG-3, como en la europea, Eurocódigo 2, o la que la sustituya en su caso.

La calidad de los aceros de los tirantes de los anclajes será al menos la especificada a continuación:

TIPO TIRANTE	LIMITE ELASTICO (MPa)	CARGA UNITARIA DE ROTURA (MPa)
Cables	1.570	1.770

Normalmente las tensiones de trabajo de estos aceros son del 60 % de su límite elástico en los anclajes permanentes y del 75 % en los anclajes provisionales.

▪ Comprobación de la tensión admisible del acero

Para la comprobación de la tensión admisible del acero del tirante se minorará la tensión admisible en el tirante de forma que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

Para anclajes permanentes como los dispuestos en este proyecto:

$$P_{Nd} / A_T \leq f_{pk} / 1,30$$

$$P_{Nd} / A_T \leq f_{yk} / 1,15$$

Siendo: P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

A_T = sección del tirante.

f_{pk} = límite de rotura del acero del tirante.

f_{yk} = límite elástico del acero del tirante.

Eligiendo un anclaje de cables de 3x0,6" con un área de 4,17cm² y límite de rotura de 1770 N/mm² y límite elástico de 1570 N/mm², y con una carga de trabajo mayorada de 33,74*1,50=50,61 ton, tenemos que:

$$P_{Nd} = 50.610 \text{ kg}$$

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} = \frac{50610}{4,17} = 12136,7 \text{ kg/cm}^2 \leq \frac{f_{pk}}{1,30} = \frac{17700}{1,30} = 13615,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} = \frac{50610}{4,17} = 12136,7 \text{ kg/cm}^2 \leq \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{15700}{1,15} = 13652,2 \text{ kg/cm}^2$$

▪ **Comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada, dentro del bulbo**

Para la comprobación de la seguridad frente al deslizamiento del tirante en la lechada, dentro del bulbo se minorará la adherencia límite entre el tirante y la lechada que lo rodea en el bulbo, por el coeficiente 1,2.

Se deberá verificar:

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

Con: $\tau_{lim} = 6,9 (f_{ck} / 22,5)^{2/3}$

Siendo: P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

$$p_T = \text{perímetro nominal del tirante} = 2\sqrt{\pi \cdot A_T}$$

A_T = sección del tirante.

L_b = longitud de cálculo del bulbo.

τ_{lim} = adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en MPa.

f_{ck} = resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada expresada en MPa.

Para esta comprobación, el exceso de longitud del bulbo por encima de 14 m se minorará por el coeficiente de 0,70, a fin de tener en cuenta la posible rotura progresiva del mismo.

Por lo que;

$$p_T = 2\sqrt{\pi \cdot A_T} = 7,24 \text{ cm.}$$

$$L_b = 600 \text{ cm.}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = 6,9(f_{ck} / 22,5)^{2/3} = 7,40 \text{ MPa} = 74 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{Nd} / (L_b \cdot p_T) = 50.610 / (600 \cdot 7,24) = 11,65 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_{lim} / 1,2 = 74 / 1,20 = 61,6 \text{ kg/cm}^2$$

▪ **Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo**

Para la comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo se minorará la adherencia límite del terreno que rodea al bulbo del anclaje para obtener la adherencia admisible a_{adm} . Se comprobará:

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

Siendo: P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

D_N = diámetro nominal del bulbo.

L_b = longitud de cálculo del bulbo.

a_{adm} = adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo.

Siendo;

$D_N = 105 \text{ mm}$. (diámetro de perforación mínima según la tabla 4.1 de la "Guía para el diseño de anclajes al terreno en obras de carretera" del ministerio de fomento.

$$a_{adm} = 3,00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sustrato rocoso Grado II)}$$

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

$$L_b \geq P_{Nd} / (\pi \cdot D_N \cdot a_{adm}) = 50.610 / (\pi \cdot 10,50 \cdot 3,00) = 511 \text{ cm}$$

1.5. DIMENSIONAMIENTO VIGAS REPARTO

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



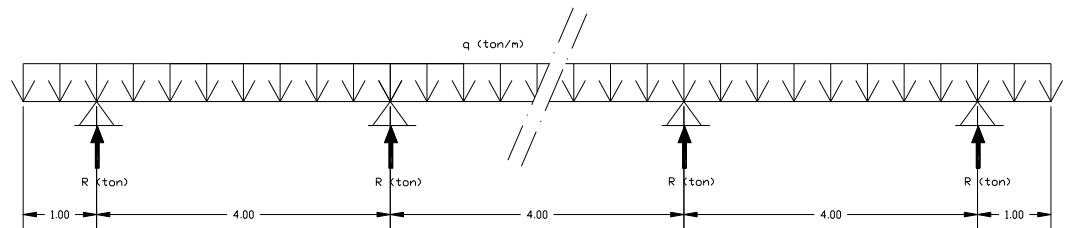
DIMENSIONAMIENTO VIGA DE REPARTO

Para el cálculo de los esfuerzos sobre las vigas de reparto, se han definido dos esquemas estáticos que abarcan las diferentes secciones de vigas y diferentes distancias entre apoyos (anclajes).

Las vigas tendrán una carga uniforme correspondiente a la fuerza que ejercen los anclajes contra el terreno por metro lineal.

Las vigas riostras intermedias de 40 x 60 cm² tendrán una carga uniforme correspondiente a la fuerza que ejercen los anclajes contra el terreno por metro lineal.

- Esquema estático 1: Esquema correspondiente a la viga de atado de 50 x 70 cm² y con anclajes cada 4,00 m.



$$l = 4,00m$$

$$T = 10,00Tn$$

$$q = 2,46Tn / m$$

Esfuerzos:

$$M^- = -0,105 \cdot q \cdot l^2 = -4,13ton \cdot m$$

$$M^+ = 0,078 \cdot q \cdot l^2 = 3,07ton \cdot m$$

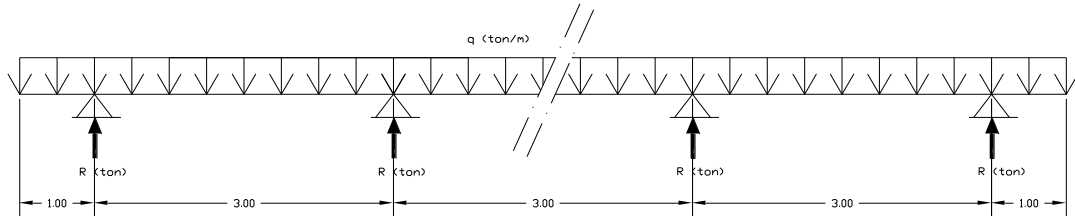
$$V = -0,605 \cdot q \cdot l = -5,95ton$$

Por lo tanto la envolvente de los esfuerzos de diseño será:

$$M_d = 4,13 \cdot 1,50 = 6,20ton \cdot m$$

$$V_d = 5,95 \cdot 1,50 = 8,93ton$$

- Esquema estático 2: Esquema correspondiente a las vigas riostras intermedias de 40 x 60 cm² y con anclajes cada 3,00 m.



$$l = 3,00m$$

$$T = 30,00Tn$$

$$q = 9,85Tn / m$$

Esfuerzos:

$$M^- = -0,105 \cdot q \cdot l^2 = -9,31ton \cdot m$$

$$M^+ = 0,078 \cdot q \cdot l^2 = 6,91ton \cdot m$$

$$V = -0,605 \cdot q \cdot l = -17,88ton$$

Por lo tanto la envolvente de los esfuerzos de diseño será:

$$M_d = 9,31 \cdot 1,50 = 13,97ton \cdot m$$

$$V_d = 17,88 \cdot 1,50 = 26,82ton$$

VIGA ATADO

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

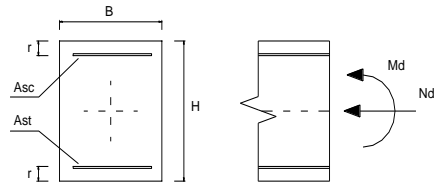
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 30$ Mpa
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500$ Mpa
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 0,7$ m
 Canto seccion $H = 0,5$ m
 Recubrimiento $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 62,00$ m KN
 Axil de diseño $N_d = 0,00$ KN

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000$ KN/m² $d' = 0,05$ m
 $U_o = 6300$ KN/m² $d = 0,45$ m
 $U_v = 1400,0$ KN/m² $x_{lim} = 0,28125$ m
 $U_a = 7000,0$ KN/m² $M_{lim} = 1063,1250$ m KN
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa $I_{bruta} = 0,0073$ m⁴
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa $W_{bruta} = 0,029166667$ m³

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm² $U_{sc} = 0$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 3,20431905 cm² $U_{st} = 139,3182195$ KN

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): 3,565 cm² $U_{sc} = 155,00$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 3,565 cm² $U_{st} = 155,00$ KN

Cuantías mínimas Flexión compuesta $U_{st} > 400,37$ KN 9,21 cm²
 $U_{sc} > 0,00$ KN 0,00 cm²
 Compresión compuesta $U_{st} \text{ y } U_{sc} > 0,00$ KN 0,00 cm²
 $U_{st} \text{ y } U_{sc} < 3.500,00$ KN 80,50 cm²

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400$ N/mm ²	Aceros con $f_y = 500$ N/mm ²
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

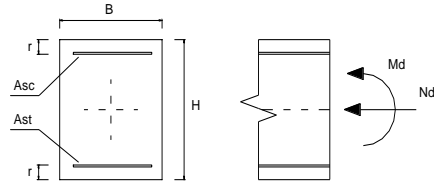
Momento de diseño $M_d = 6,2 \text{ ton}\cdot\text{m}$ 62
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$ 0

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 70 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 50 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 595,000 Soluciones
 B= -535,500 $y_1 = 0,888$
 C= 6,200 $y_2 = 0,012$

 $y = 0,0117 \text{ m}$ $x = 0,0147 \text{ m}$

 $M_{lim} = 90,68 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,2827 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 0,34 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 3,21 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	12
8	7
10	5
12	3
16	2
20	2
25	1
32	1

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \times 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \times 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

Uo= 535,5 ton Mlim= 90,4 ton*m
 Uv= 119,0 ton
 Ua= 595,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 14,0 ton Ast= 3,21 cm2

φ	Nº RED
6	12
8	7
10	5
12	3
16	2
20	2
25	1
32	1

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,0 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

Si Ust-Usc<Uv → Mu= 7,07 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo → Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 15,5 ton

Ast= 3,57 cm2

ϕ	Nº RED
6	13
8	8
10	5
12	4
16	2
20	2
25	1
32	1

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 16,0 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI $e_o > K_1$

Nu= 56,81 ton

Mu=Nu*eo= 18,75 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 3500 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	14	14	-	-
LOSAS				
Aslongit	7	6,3	-	-
Astransv	7	6,3	-	-
VIGAS	11,55	9,8	3,5	2,9
MUROS				
Ashoriz	14	11,2	-	-
Asvert	4,2	3,15	1,3	0,9

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 6,4 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima** de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima** correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical** es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6300	KN/m ²	$d =$	0,45
$U_v =$	1400,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	1063,1250 m KN
$U_a =$	7000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,28125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
	1063,125			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < M_{lim}: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	139,3	KN	Ast=	3,20	cm ²
------	-------	----	------	------	-----------------

Md > M_{lim}: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	647,1875	ton	Ast=	14,89	cm ²
------	----------	-----	------	-------	-----------------

Armadura de compresion

Usc=	-2502,8	ton	Asc=	-57,56	cm ²
------	---------	-----	------	--------	-----------------

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	139,3182195	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	139,318		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	3150		

SI Ust-Usc < Uv

Mu= 62,00 KN m

SI 0,5*Uo > Ust-Usc > Uv

Mu= -939,82 KN m

SI Ust-Usc > 0,5*Uo

Mu= 403,62 KN m

alpha

0,022114

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

3150									<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
SI Nd < 0	Us1=Us2=	155,0	KN	Ast=	3,57	cm2			<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
									<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
SI 0 < Nd < 0,5*Uo	Us1=Us2=	155,0	KN	Ast=	3,57	cm2			<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
									<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
SI Nd > 0,5*Uo	Us1=Us2=	-3345,00	KN	Ast=	-76,94	cm2			<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ																		
6																		
8																		
10																		
12																		
16																		
20																		
25																		
32																		
m1=	-1260,0																	
m2=	-717,2																	
α=	0,49																	

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

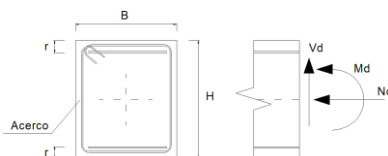
eo=Mu/Nu=	33	cm							
<u>Armadura de traccion</u>		<u>Armadura de compresion</u>							
φ	Nº RED	Ast=	3,4	cm2	φ	Nº RED	Asc=	3,4	cm2
6	0	Ust=	#iDIV/0!	ton	6	0	Usc=	#iDIV/0!	ton
8	0				8	0			
10	0				10	0			
12	3				12	3			
16	0				16	0			
20	0				20	0			
25	0				25	0			
32	0				32	0			
SI eo < 0		Nu=	FALSO	ton					
		Mu=Nu*eo=	FALSO	ton*m					
SI 0 < eo < K1		Nu=	#iDIV/0!	ton	K1=	#iDIV/0!	cm		
		Mu=Nu*eo=	#iDIV/0!	ton*m	m1=	#iDIV/0!	ton*m		
					m2=	#iDIV/0!	ton*m		
					α=	#iDIV/0!			
SI eo > K1		Nu=	#iDIV/0!	ton					
		Mu=Nu*eo=	#iDIV/0!	ton*m					

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 0,7$ m
 $H = 0,5$ m
 $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 6300$ KN/m²
 $U_v = 1400,0$ KN/m²
 $U_a = 7000,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,05$ m
 $d = 0,45$ m
 $x_{lim} = 0,28125$ m
 $M_{lim} = 1063,1250$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0073$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,029166667$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 89,30$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 89,3$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45,00^\circ$
 $\theta_e = 45,00$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 0,00$ KN
COT $\theta = 1,000000049$
COT $\theta_e = 1,00$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 1890,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 315,39$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 10,05$ cm²
 $A_{sc} = 10,05$ cm²
 $\rho = 0,00319$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{sion} = 1,666666667$

$V_{u2} > 185,62$ KN
 $V_{u2} = 148,62$ KN
CORRECTO

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 111,47$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = -22,17$ KN
 $A_{s \min} = 0,00$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,05$
 $S_l = 0,3375$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,45$ m Separación transversal entre ramas

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

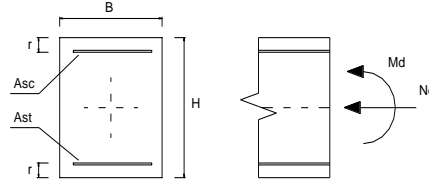
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690$ m $x = 0,7112$ m
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783$ kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 ΔA_s = FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast = 3,7 cm²

$U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc = 0,0 cm²

$U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $eo < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $eo > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima** de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima** correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical** es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6300	KN/m ²	$d =$	0,45
$U_v =$	1400,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	1063,1250 m KN
$U_a =$	7000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,28125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²

1063,125

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < M_{lim}: SIN ARMADURA DE COMPRESION

U _{st} =	#iNUM!	KN	A _{st} =	#iNUM!	cm ²
-------------------	--------	----	-------------------	--------	-----------------

Md > M_{lim}: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

U _{st} =	24242,1875	ton	A _{st} =	557,57	cm ²
-------------------	------------	-----	-------------------	--------	-----------------

Armadura de compresion

U _{sc} =	21092,2	ton	A _{sc} =	485,12	cm ²
-------------------	---------	-----	-------------------	--------	-----------------

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

U _{st} =	24242,1875	U _{sc} =	21092,2
(U _{st} -U _{sc}) =	3150,000		
U _v =	1400,0		
0,5*U _o =	3150		

SI U_{st}-U_{sc} < U_v

M_u = 9693,36 KN m

SI 0,5*U_o > U_{st}-U_{sc} > U_v

M_u = 9145,63 KN m

SI U_{st}-U_{sc} > 0,5*U_o

M_u = 9500,00 KN m

alpha

5,856746

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

eo=Mu/Nu= 33 cm

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,4 cm2

Ust= #jDIV/0! ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 3,4 cm2

Usc= #jDIV/0! ton

Si eo < 0

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= #jDIV/0! cm

m1= #jDIV/0! ton*m

m2= #jDIV/0! ton*m

α= #jDIV/0!

Si 0 < eo < K1

Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

K1= #jDIV/0! cm

m1= #jDIV/0! ton*m

m2= #jDIV/0! ton*m

α= #jDIV/0!

Si eo > K1

Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

K1= #jDIV/0! cm

m1= #jDIV/0! ton*m

m2= #jDIV/0! ton*m

α= #jDIV/0!

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
 Componente de Fuerza Pret.
 Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
 Vpd= 0 ton
 Vcd= 0 ton
 Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
 Vrd<Vu2

MATERIALES

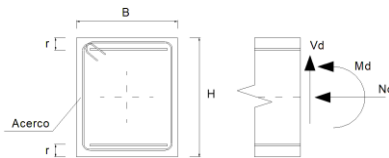
Resistencia Hormigon
 Coef. de minoracion del Hgon.
 Resistencia Acero
 Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
 γc= 1,5
 fys= 5100 kp/cm2
 γs= 1,15

fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 60 cm
 Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
 α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
 Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
 α= 90 ° = 1,57
 Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

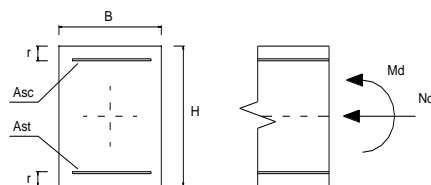
s< 47,96 cm < 30 cm
 s< No es aplicable cm < 30 cm
 s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA Fck< 50 Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	0,70 m
Canto seccion	H=	0,50 m
Recubrimiento	r=	0,05 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	62,00 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	10,05 cm²
Armadura de tracción (Ast):	10,05 cm²
Diametro	16,00 mm
Separación	14,00 cm
d' =	0,06 m
d =	0,44 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	7291667590 mm4	
W Homogeneizada=	29166670,36 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	2,13 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-2,13 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-3,19 N/mm2	

NO ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-141.192,48 KN/m²	(-141,1924837 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 174467,0314
Mf	92,93 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-212.879,21 KN/m²	(-212,8792116 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,12 m²		
S=	0,2227 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00027		
Wk=	0,10 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlib, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

VIGAS RIOSTRAS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

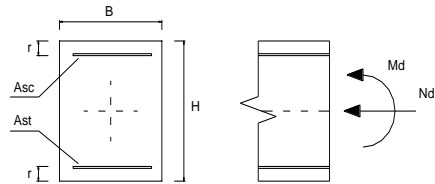
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 0,6 \text{ m}$
 Canto seccion $H = 0,4 \text{ m}$
 Recubrimiento $r = 0,05 \text{ m}$

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 139,70 \text{ m KN}$
 Axil de diseño $N_d = 0,00 \text{ KN}$

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000 \text{ KN/m}^2$ $d' = 0,05 \text{ m}$
 $U_o = 4200 \text{ KN/m}^2$ $d = 0,35 \text{ m}$
 $U_v = 1200,0 \text{ KN/m}^2$ $x_{lim} = 0,21875 \text{ m}$
 $U_a = 4800,0 \text{ KN/m}^2$ $M_{lim} = 551,2500 \text{ m KN}$
 $F_{ct,m} = 2,9 \text{ Mpa}$ $I_{bruta} = 0,0032 \text{ m}^4$
 $F_{ct,m,fl} = 4,63 \text{ Mpa}$ $W_{bruta} = 0,016 \text{ m}^3$

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm^2 $U_{sc} = 0 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $9,66365087 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 420,1587335 \text{ KN}$

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): $10,71033333 \text{ cm}^2$ $U_{sc} = 465,67 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $10,71033333 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 465,67 \text{ KN}$

Cuantías mínimas

Flexión compuesta	$U_{st} > 282,40 \text{ KN}$	$6,50 \text{ cm}^2$
	$U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
Compresión compuesta	$U_{st} \text{ y } U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
	$U_{st} \text{ y } U_{sc} < 2.400,00 \text{ KN}$	$55,20 \text{ cm}^2$

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

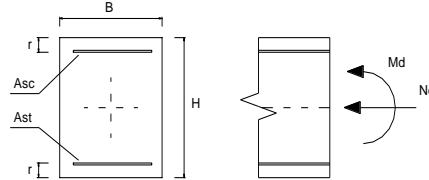
Momento de diseño $M_d = 13,97 \text{ ton}\cdot\text{m}$ 139,7
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$ 0

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 60 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 40 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 510,000 Soluciones
 B = -357,000 $y_1 = 0,658$
 C = 13,970 $y_2 = 0,042$

 $y = 0,0416 \text{ m}$ $x = 0,0520 \text{ m}$

 $M_{lim} = 47,02 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,2199 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 1,75 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 9,76 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	35
8	20
10	13
12	9
16	5
20	4
25	2
32	2

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

Uo= 357 ton Mlim= 46,9 ton*m
 Uv= 102,0 ton
 Ua= 408,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 42,4 ton Ast= 9,76 cm2

φ	Nº RED
6	35
8	20
10	13
12	9
16	5
20	4
25	2
32	2

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,0 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

Si Ust-Usc<Uv → Mu= 5,46 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo → Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 46,6 ton

Ast= 10,71 cm2

ϕ	Nº RED
6	38
8	22
10	14
12	10
16	6
20	4
25	3
32	2

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 13,7 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI $e_o > K_1$

Nu= 30,53 ton

Mu=Nu*eo= 10,07 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 2400 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	9,6	9,6	-	-
LOSAS				
Astrongit	4,8	4,32	-	-
Astransv	4,8	4,32	-	-
VIGAS	7,92	6,72	2,4	2,0
MUROS				
Ashoriz	9,6	7,68	-	-
Asvert	2,88	2,16	0,9	0,6

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 4,4 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima** de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima** correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical** es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	4200	KN/m ²	$d =$	0,35
$U_v =$	1200,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	551,2500 m KN
$U_a =$	4800,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,21875
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²

551,25

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 420,2 KN

Ast= 9,66 cm2

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= 728,1666667 ton

Ast= 16,75 cm2

Armadura de compresion

Usc= -1371,8 ton

Asc= -31,55 cm2

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	420,1587335	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	420,159		
Uv=	1200,0		
0,5*Uo=	2100		

SI Ust-Usc < Uv

Mu= 139,70 KN m

SI 0,5*Uo > Ust-Usc > Uv

Mu= -279,21 KN m

SI Ust-Usc > 0,5*Uo

Mu= 365,79 KN m

alpha

0,100038

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

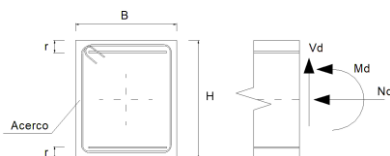
Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 0,6$ m
 $H = 0,4$ m
 $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 4200$ KN/m²
 $U_v = 1200,0$ KN/m²
 $U_a = 4800,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,05$ m
 $d = 0,35$ m
 $x_{lim} = 0,21875$ m
 $M_{lim} = 551,2500$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0032$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,016$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 268,20$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 268,2$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45,00^\circ$
 $\theta_e = 45,00$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 0,00$ KN
COT $\theta = 1,000000072$
COT $\theta_e = 1,00$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 1260,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 216,27$ ton
FALLO DE BIELAS HGON.

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 15,70$ cm²
 $A_{sc} = 15,70$ cm²
 $\rho = 0,00748$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{silon} = 1,755928946$

$V_{u2} > 133,82$ KN
 $V_{u2} = 142,62$ KN
FALLO DE BIELAS HGON.

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 103,99$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = 164,21$ KN
 $A_s = 11,99$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,21$
 $S_l = 0,21$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,35$ m Separación transversal entre ramas

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

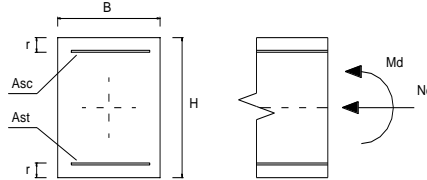
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690 \text{ m}$ $x = 0,7112 \text{ m}$
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 $\Delta A_s =$ FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{st} = 3,7$ cm²
 $U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{sc} = 0,0$ cm²
 $U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $eo < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $eo > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Astrongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd}=$	20000	KN/m²	$d'=$	0,05
$U_o=$	4200	KN/m²	$d=$	0,35
$U_v=$	1200,0	KN/m²	$M_{lim}=$	551,2500 m KN
$U_a=$	4800,0	KN/m²	$x_{lim}=$	0,21875
			$F_{yd}=$	434782,609 KN/m²

551,25

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	#¡NUM!	KN	Ast=	#¡NUM!	cm2
------	--------	----	------	--------	-----

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	31929,16667	ton	Ast=	734,37	cm2
------	-------------	-----	------	--------	-----

Armadura de compresion

Usc=	29829,2	ton	Asc=	686,07	cm2
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	31929,16667	Usc=	29829,2
(Ust-Usc)=	2100,000		
Uv=	1200,0		
0,5*Uo=	2100		

SI Ust-Usc<Uv

Mu= 9577,67 KN m

SI 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv

Mu= 9316,25 KN m

SI Ust-Usc>0,5*Uo

Mu= 9500,00 KN m

alpha

11,86349

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

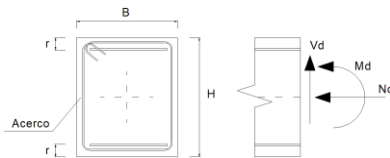
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

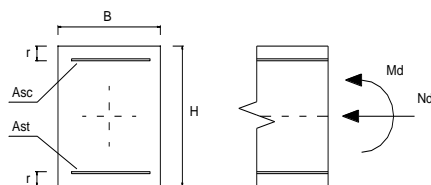
s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA Fck< 50 Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	0,60 m
Canto seccion	H=	0,40 m
Recubrimiento	r=	0,05 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	93,10 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	15,70 cm²
Armadura de tracción (Ast):	15,70 cm²
Diametro	20,00 mm
Separación	12,00 cm
d' =	0,06 m
d =	0,34 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	3200000923 mm4	
W Homogeneizada=	16000004,61 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	5,82 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-5,82 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-3,48 N/mm2	

ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-180.691,72 KN/m²	(-180,6917186 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 218012,3642
Mf	55,61 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-106.358,19 KN/m²	(-106,3581879 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,12 m²		
S=	0,2004 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00071		
Wk=	0,24 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

1.6. DIMENSIONAMIENTO VIGAS VIGA EMBOQUILLE

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1.6.1 CÁLCULO ESFUERZOS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



ESFUERZOS VIGA EMBOQUILLE

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1.- DATOS DE OBRA.....	2
1.1.- Normas consideradas.....	2
1.2.- Estados límite.....	2
1.2.1.- Situaciones de proyecto.....	2
2.- ESTRUCTURA.....	3
2.1.- Geometría.....	3
2.1.1.- Nudos.....	3
2.1.2.- Barras.....	4
2.2.- Cargas.....	7
2.2.1.- Nudos.....	7
2.2.2.- Barras.....	7
2.3.- Resultados.....	9
2.3.1.- Nudos.....	9
2.3.2.- Barras.....	10



1.- DATOS DE OBRA

1.1.- Normas consideradas

Cimentación: EHE-08

Hormigón: EHE-08

Categoría de uso: E. Zonas de tráfico y aparcamiento para vehículos ligeros

1.2.- Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormigón	CTE
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
Tensiones sobre el terreno	Acciones características
Desplazamientos	

1.2.1.- Situaciones de proyecto

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

- 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

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

- Donde:

G_k Acción permanente

Q_k Acción variable

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

$\Psi_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\Psi_{a,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

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

E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-08

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.700



Tensiones sobre el terreno

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_s)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000

Desplazamientos

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_s)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000

2.- ESTRUCTURA

2.1.- Geometría

2.1.1.- Nudos

Referencias:

 Δ_x , Δ_y , Δ_z : Desplazamientos prescritos en ejes globales. θ_x , θ_y , θ_z : Giros prescritos en ejes globales.

Cada grado de libertad se marca con 'X' si está coaccionado y, en caso contrario, con '-'.

Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N1	-5.150	0.000	-2.700	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N2	5.150	0.000	-2.700	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N3	-5.150	0.000	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N4	-5.087	0.000	0.806	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N5	-4.898	0.000	1.591	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N6	-4.589	0.000	2.338	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N7	-4.166	0.000	3.027	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N8	-3.642	0.000	3.642	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N9	-3.027	0.000	4.166	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N10	-2.338	0.000	4.589	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N11	-1.591	0.000	4.898	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N12	-0.806	0.000	5.087	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N13	0.000	0.000	5.150	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N14	0.806	0.000	5.087	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N15	1.591	0.000	4.898	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N16	2.338	0.000	4.589	-	-	-	-	-	-	Empotrado



Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N17	3.027	0.000	4.166	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N18	3.642	0.000	3.642	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N19	4.166	0.000	3.027	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N20	4.589	0.000	2.338	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N21	4.898	0.000	1.591	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N22	5.087	0.000	0.806	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N23	5.150	0.000	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado

2.1.2.- Barras

2.1.2.1.- Materiales utilizados

Materiales utilizados						
Material		E (kp/cm ²)	ν	G (kp/cm ²)	α_t (m/m°C)	γ (t/m ³)
Tipo	Designación					
Hormigón	HA-25, Yc=1.5	277920.5	0.200	115800.2	0.000010	2.500
Notación: E: Módulo de elasticidad ν : Módulo de Poisson G: Módulo de cortadura α_t : Coeficiente de dilatación γ : Peso específico						



2.1.2.2.- Descripción

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Hormigón	HA-25, Yc=1.5	N1/N3	N1/N3	50 cm x 70 cm (Rectangular)	2.700	1.00	1.00	-	-
		N3/N4	N3/N4	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N4/N5	N4/N5	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.807	1.00	1.00	-	-
		N5/N6	N5/N6	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N6/N7	N6/N7	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N7/N8	N7/N8	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N8/N9	N8/N9	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N9/N10	N9/N10	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N10/N11	N10/N11	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N11/N12	N11/N12	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.807	1.00	1.00	-	-
		N12/N13	N12/N13	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N14/N13	N14/N13	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N15/N14	N15/N14	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.807	1.00	1.00	-	-
		N16/N15	N16/N15	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N17/N16	N17/N16	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N18/N17	N18/N17	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N19/N18	N19/N18	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N20/N19	N20/N19	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N21/N20	N21/N20	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N22/N21	N22/N21	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.807	1.00	1.00	-	-
		N23/N22	N23/N22	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	1.00	1.00	-	-
		N2/N23	N2/N23	50 cm x 70 cm (Rectangular)	2.700	1.00	1.00	-	-
Notación: Ni: Nudo inicial Nf: Nudo final b _{xy} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XY' b _{xz} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ' Lb _{Sup.} : Separación entre arriostramientos del ala superior Lb _{Inf.} : Separación entre arriostramientos del ala inferior									



2.1.2.3.- Características mecánicas

Tipos de pieza	
Ref.	Piezas
1	N1/N3, N3/N4, N4/N5, N5/N6, N6/N7, N7/N8, N8/N9, N9/N10, N10/N11, N11/N12, N12/N13, N14/N13, N15/N14, N16/N15, N17/N16, N18/N17, N19/N18, N20/N19, N21/N20, N22/N21, N23/N22 y N2/N23

Características mecánicas									
Material		Ref.	Descripción	A (cm ²)	Avy (cm ²)	Avz (cm ²)	Iyy (cm ⁴)	Izz (cm ⁴)	It (cm ⁴)
Tipo	Designación								
Hormigón	HA-25, Yc=1.5	1	50 cm x 70 cm, (Rectangular)	3500.00	2916.67	2916.67	1429166.67	729166.67	1627500.00
Notación: Ref.: Referencia A: Área de la sección transversal Avy: Área de cortante de la sección según el eje local 'Y' Avz: Área de cortante de la sección según el eje local 'Z' Iyy: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Y' Izz: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Z' It: Inercia a torsión Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.									

2.1.2.4.- Tabla de medición

Tabla de medición							
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m³)	Peso (kg)	
Tipo	Designación						
Hormigón	HA-25, Yc=1.5	N1/N3	50 cm x 70 cm (Rectangular)	2.700	0.945	2362.50	
		N3/N4	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.40	
		N4/N5	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.807	0.283	706.50	
		N5/N6	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.34	
		N6/N7	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.43	
		N7/N8	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	706.97	
		N8/N9	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	706.97	
		N9/N10	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.43	
		N10/N11	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.34	
		N11/N12	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.807	0.283	706.50	
		N12/N13	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.40	
		N14/N13	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.40	
		N15/N14	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.807	0.283	706.50	
		N16/N15	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.34	
		N17/N16	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.43	
		N18/N17	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	706.97	
		N19/N18	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	706.97	
		N20/N19	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.43	
		N21/N20	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.34	
		N22/N21	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.807	0.283	706.50	
		N23/N22	50 cm x 70 cm (Rectangular)	0.808	0.283	707.40	
			N2/N23	50 cm x 70 cm (Rectangular)	2.700	0.945	2362.50
		Notación: Ni: Nudo inicial Nf: Nudo final					

2.1.2.5.- Resumen de medición



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Resumen de medición												
Material		Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
Tipo	Designación			Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
Hormigón	HA-25, Yc=1.5	Rectangular	50 cm x 70 cm	21.563	21.563	21.563	7.547	7.547	7.547	18867.54	18867.54	18867.54

2.1.2.6.- Medición de superficies

Hormigón: Medición de las superficies de encofrado				
Serie	Perfil	Superficie unitaria (m²/m)	Longitud (m)	Superficie (m²)
Rectangular	50 cm x 70 cm	2.400	21.563	51.751
Total				51.751

2.2.- Cargas

2.2.1.- Nudos

Cargas en nudos					
Referencia	Hipótesis	Cargas puntuales (t)	Dirección		
			X	Y	Z
N3	Q 1	0.619	0.000	0.000	-1.000
N4	Q 1	1.851	0.000	0.000	-1.000
N5	Q 1	3.181	0.000	0.000	-1.000
N6	Q 1	4.249	0.000	0.000	-1.000
N7	Q 1	4.851	0.000	0.000	-1.000
N8	Q 1	5.139	0.000	0.000	-1.000
N9	Q 1	5.195	0.000	0.000	-1.000
N10	Q 1	5.114	0.000	0.000	-1.000
N11	Q 1	4.985	0.000	0.000	-1.000
N12	Q 1	4.876	0.000	0.000	-1.000
N13	Q 1	4.836	0.000	0.000	-1.000
N14	Q 1	4.876	0.000	0.000	-1.000
N15	Q 1	4.985	0.000	0.000	-1.000
N16	Q 1	5.114	0.000	0.000	-1.000
N17	Q 1	5.195	0.000	0.000	-1.000
N18	Q 1	5.139	0.000	0.000	-1.000
N19	Q 1	4.851	0.000	0.000	-1.000
N20	Q 1	4.249	0.000	0.000	-1.000
N21	Q 1	3.181	0.000	0.000	-1.000
N22	Q 1	1.851	0.000	0.000	-1.000
N23	Q 1	0.619	0.000	0.000	-1.000

2.2.2.- Barras

Referencias:

'P1', 'P2':

- Cargas puntuales, uniformes, en faja y momentos puntuales: 'P1' es el valor de la carga. 'P2' no se utiliza.
- Cargas trapezoidales: 'P1' es el valor de la carga en el punto donde comienza (L1) y 'P2' es el valor de la carga en el punto donde termina (L2).
- Cargas triangulares: 'P1' es el valor máximo de la carga. 'P2' no se utiliza.
- Incrementos de temperatura: 'P1' y 'P2' son los valores de la temperatura en las caras



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

exteriores o paramentos de la pieza. La orientación de la variación del incremento de temperatura sobre la sección transversal dependerá de la dirección seleccionada.

'L1', 'L2':

- Cargas y momentos puntuales: 'L1' es la distancia entre el nudo inicial de la barra y la posición donde se aplica la carga. 'L2' no se utiliza.
- Cargas trapezoidales, en faja, y triangulares: 'L1' es la distancia entre el nudo inicial de la barra y la posición donde comienza la carga, 'L2' es la distancia entre el nudo inicial de la barra y la posición donde termina la carga.

Unidades:

- Cargas puntuales: t
- Momentos puntuales: t.m.
- Cargas uniformes, en faja, triangulares y trapezoidales: t/m.
- Incrementos de temperatura: °C.

Cargas en barras										
Barra	Hipótesis	Tipo	Valores		Posición		Dirección			
			P1	P2	L1 (m)	L2 (m)	Ejes	X	Y	Z
N1/N3	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N3/N4	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N3/N4	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N3/N4	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N4/N5	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N4/N5	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N4/N5	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N5/N6	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N5/N6	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N5/N6	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N6/N7	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N6/N7	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N6/N7	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N7/N8	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N7/N8	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N7/N8	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N8/N9	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N8/N9	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N8/N9	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N9/N10	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N9/N10	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N9/N10	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N10/N11	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N10/N11	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N10/N11	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N11/N12	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N11/N12	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N11/N12	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N12/N13	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N12/N13	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N12/N13	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000



Cargas en barras										
Barra	Hipótesis	Tipo	Valores		Posición		Dirección			
			P1	P2	L1 (m)	L2 (m)	Ejes	X	Y	Z
N14/N13	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N14/N13	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N14/N13	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N15/N14	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N15/N14	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N15/N14	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N16/N15	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N16/N15	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N16/N15	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N17/N16	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N17/N16	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N17/N16	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N18/N17	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N18/N17	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N18/N17	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N19/N18	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N19/N18	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N19/N18	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N20/N19	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N20/N19	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N20/N19	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N21/N20	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N21/N20	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N21/N20	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N22/N21	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N22/N21	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N22/N21	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N23/N22	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N23/N22	Q 2	Uniforme	1.000	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N23/N22	Q 3	Uniforme	2.170	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000
N2/N23	Peso propio	Uniforme	0.875	-	-	-	Globales	0.000	0.000	-1.000

2.3.- Resultados

2.3.1.- Nudos

2.3.1.1.- Reacciones

Referencias:

Rx, Ry, Rz: Reacciones en nudos con desplazamientos coaccionados (fuerzas).

Mx, My, Mz: Reacciones en nudos con giros coaccionados (momentos).

2.3.1.1.1.- Hipótesis



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Reacciones en los nudos, por hipótesis							
Referencia	Descripción	Reacciones en ejes globales					
		Rx (t)	Ry (t)	Rz (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Mz (t·m)
N1	Peso propio	1.877	0.000	9.434	0.000	3.823	0.000
	Q 1	13.052	0.000	42.478	0.000	26.777	0.000
	Q 2	2.146	0.000	8.081	0.000	4.369	0.000
	Q 3	4.656	0.000	17.537	0.000	9.480	0.000
N2	Peso propio	-1.877	0.000	9.434	0.000	-3.823	0.000
	Q 1	-13.052	0.000	42.478	0.000	-26.777	0.000
	Q 2	-2.146	0.000	8.081	0.000	-4.369	0.000
	Q 3	-4.656	0.000	17.537	0.000	-9.480	0.000

2.3.1.1.2.- Envolventes

Envolventes de las reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (t)	Ry (t)	Rz (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Mz (t·m)
N1	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	1.877	0.000	9.434	0.000	3.823	0.000
		Valor máximo de la envolvente	32.315	0.000	114.880	0.000	66.100	0.000
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	1.877	0.000	9.434	0.000	3.823	0.000
		Valor máximo de la envolvente	21.731	0.000	77.530	0.000	44.449	0.000
N2	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-32.315	0.000	9.434	0.000	-66.100	0.000
		Valor máximo de la envolvente	-1.877	0.000	114.880	0.000	-3.823	0.000
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-21.731	0.000	9.434	0.000	-44.449	0.000
		Valor máximo de la envolvente	-1.877	0.000	77.530	0.000	-3.823	0.000

Nota: Las combinaciones de hormigón indicadas son las mismas que se utilizan para comprobar el estado límite de equilibrio en la cimentación.

2.3.2.- Barras

2.3.2.1.- Esfuerzos

Referencias:

N: Esfuerzo axil (t)

Vy: Esfuerzo cortante según el eje local Y de la barra. (t)

Vz: Esfuerzo cortante según el eje local Z de la barra. (t)

Mt: Momento torsor (t·m)

My: Momento flector en el plano 'XZ' (giro de la sección respecto al eje local 'Y' de la barra). (t·m)

Mz: Momento flector en el plano 'XY' (giro de la sección respecto al eje local 'Z' de la barra). (t·m)

2.3.2.1.1.- Hipótesis

Esfuerzos en barras, por hipótesis											
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.386 m	0.579 m	0.964 m	1.350 m	1.736 m	2.121 m	2.314 m	2.700 m
N1/N3	Peso propio	N	-9.434	-9.096	-8.928	-8.590	-8.253	-7.915	-7.578	-7.409	-7.071
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	3.823	3.099	2.736	2.012	1.288	0.564	-0.160	-0.522	-1.246
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	13.052	13.052	13.052	13.052	13.052	13.052	13.052	13.052	13.052
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	26.777	21.743	19.225	14.191	9.157	4.122	-0.912	-3.430	-8.464



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis											
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.386 m	0.579 m	0.964 m	1.350 m	1.736 m	2.121 m	2.314 m	2.700 m
	Q 2	Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		N	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	2.146	2.146	2.146	2.146	2.146	2.146	2.146	2.146	2.146
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	4.369	3.541	3.127	2.300	1.472	0.645	-0.183	-0.597	-1.424
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	4.656	4.656	4.656	4.656	4.656	4.656	4.656	4.656	4.656
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	9.480	7.684	6.786	4.991	3.195	1.399	-0.397	-1.295	-3.091
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N3/N4	Peso propio	N	-7.196	-7.020	-6.843	-6.667	-6.491
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	1.321	1.334	1.348	1.362	1.376
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-1.246	-1.515	-1.786	-2.060	-2.336
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-42.749	-42.749	-42.749	-42.749	-42.749
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	9.751	9.751	9.751	9.751	9.751
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-8.464	-10.435	-12.405	-14.376	-16.347
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-8.224	-8.023	-7.821	-7.620	-7.418
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	1.509	1.525	1.541	1.557	1.572
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-1.424	-1.731	-2.041	-2.354	-2.670
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-17.846	-17.409	-16.972	-16.534	-16.097
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	3.275	3.309	3.344	3.378	3.412
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-3.091	-3.756	-4.428	-5.108	-5.794
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.807 m
N4/N5	Peso propio	N	-6.627	-6.455	-6.283	-6.111	-5.940
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.807 m
		Vz	0.336	0.377	0.418	0.460	0.501
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.336	-2.408	-2.488	-2.577	-2.674
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-41.952	-41.952	-41.952	-41.952	-41.952
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	3.325	3.325	3.325	3.325	3.325
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-16.347	-17.018	-17.689	-18.360	-19.031
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-7.573	-7.377	-7.181	-6.984	-6.788
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	0.384	0.431	0.478	0.525	0.573
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.670	-2.752	-2.844	-2.945	-3.056
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-16.434	-16.008	-15.582	-15.156	-14.730
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	0.832	0.935	1.037	1.140	1.242
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-5.794	-5.972	-6.171	-6.391	-6.631
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N5/N6	Peso propio	N	-5.945	-5.782	-5.619	-5.455	-5.292
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.428	-0.360	-0.292	-0.225	-0.157
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.674	-2.594	-2.528	-2.476	-2.438
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-39.020	-39.020	-39.020	-39.020	-39.020
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-2.016	-2.016	-2.016	-2.016	-2.016
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-19.031	-18.624	-18.217	-17.809	-17.402
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-6.795	-6.608	-6.421	-6.234	-6.048
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.489	-0.412	-0.334	-0.257	-0.180
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-3.056	-2.965	-2.890	-2.830	-2.786
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-14.745	-14.339	-13.934	-13.529	-13.124



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.061	-0.893	-0.725	-0.558	-0.390
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-6.631	-6.434	-6.270	-6.141	-6.045
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N6/N7	Peso propio	N	-5.201	-5.050	-4.899	-4.749	-4.598
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.990	-0.897	-0.805	-0.712	-0.620
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.438	-2.247	-2.075	-1.921	-1.787
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-34.592	-34.592	-34.592	-34.592	-34.592
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-5.922	-5.922	-5.922	-5.922	-5.922
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-17.402	-16.205	-15.008	-13.811	-12.614
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-5.944	-5.771	-5.599	-5.427	-5.255
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.131	-1.026	-0.920	-0.814	-0.708
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.786	-2.568	-2.371	-2.196	-2.042
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-12.898	-12.524	-12.150	-11.776	-11.403
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-2.455	-2.226	-1.996	-1.767	-1.537
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-6.045	-5.572	-5.145	-4.765	-4.431
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N7/N8	Peso propio	N	-4.447	-4.312	-4.178	-4.043	-3.909
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.323	-1.208	-1.093	-0.979	-0.864
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-1.787	-1.531	-1.299	-1.090	-0.903
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-29.570	-29.570	-29.570	-29.570	-29.570
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
		Vz	-8.047	-8.047	-8.047	-8.047	-8.047
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-12.614	-10.989	-9.364	-7.738	-6.113
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-5.082	-4.928	-4.775	-4.621	-4.467
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.511	-1.380	-1.249	-1.118	-0.987
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.042	-1.750	-1.484	-1.245	-1.033
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-11.028	-10.695	-10.361	-10.027	-9.694
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-3.280	-2.996	-2.711	-2.427	-2.143
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-4.431	-3.797	-3.221	-2.702	-2.241
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N8/N9	Peso propio	N	-3.722	-3.607	-3.493	-3.378	-3.264
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.474	-1.339	-1.205	-1.070	-0.936
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-0.903	-0.619	-0.362	-0.133	0.070
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-24.584	-24.584	-24.584	-24.584	-24.584
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-8.728	-8.728	-8.728	-8.728	-8.728
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-6.113	-4.350	-2.587	-0.823	0.940
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-4.254	-4.123	-3.992	-3.861	-3.730
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.684	-1.530	-1.377	-1.223	-1.069
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-1.033	-0.708	-0.414	-0.152	0.080
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-9.231	-8.946	-8.662	-8.378	-8.094
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-3.655	-3.321	-2.987	-2.654	-2.320
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.241	-1.536	-0.899	-0.329	0.173
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N9/N10	Peso propio	N	-3.080	-2.987	-2.895	-2.802	-2.710
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.428	-1.278	-1.127	-0.976	-0.825
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	0.070	0.343	0.586	0.799	0.981
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-20.223	-20.223	-20.223	-20.223	-20.223
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-7.994	-7.994	-7.994	-7.994	-7.994
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	0.940	2.555	4.171	5.787	7.402
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-3.520	-3.414	-3.308	-3.203	-3.097
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.632	-1.460	-1.288	-1.116	-0.943
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	0.080	0.392	0.670	0.913	1.121
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-7.638	-7.409	-7.179	-6.950	-6.720
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-3.542	-3.169	-2.795	-2.421	-2.047
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	0.173	0.851	1.454	1.981	2.433
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N10/N11	Peso propio	N	-2.546	-2.478	-2.410	-2.343	-2.275
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.243	-1.079	-0.916	-0.752	-0.589
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	0.981	1.216	1.417	1.586	1.721
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-16.755	-16.755	-16.755	-16.755	-16.755
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-6.357	-6.357	-6.357	-6.357	-6.357
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	7.402	8.687	9.972	11.257	12.542
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-2.909	-2.832	-2.755	-2.678	-2.600
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.420	-1.233	-1.047	-0.860	-0.673
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	1.121	1.389	1.620	1.812	1.967
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
	Q 3	Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		N	-6.313	-6.146	-5.978	-5.810	-5.643
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-3.082	-2.676	-2.271	-1.866	-1.461
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	2.433	3.014	3.514	3.932	4.269
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.807 m
N11/N12	Peso propio	N	-2.156	-2.115	-2.073	-2.032	-1.991
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.935	-0.763	-0.592	-0.420	-0.248
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	1.721	1.893	2.029	2.132	2.199
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-14.397	-14.397	-14.397	-14.397	-14.397
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-4.036	-4.036	-4.036	-4.036	-4.036
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	12.542	13.356	14.171	14.986	15.800
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-2.464	-2.417	-2.370	-2.322	-2.275
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.069	-0.873	-0.676	-0.480	-0.284
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	1.967	2.163	2.319	2.436	2.513
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-5.347	-5.245	-5.142	-5.040	-4.937
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-2.319	-1.893	-1.468	-1.042	-0.616
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	4.269	4.694	5.033	5.286	5.453
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N12/N13	Peso propio	N	-1.927	-1.913	-1.899	-1.885	-1.872
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.559	-0.383	-0.206	-0.030	0.146
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	2.199	2.294	2.354	2.378	2.366
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
	Q 1	N	-13.201	-13.201	-13.201	-13.201	-13.201
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.394	-1.394	-1.394	-1.394	-1.394
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	15.800	16.082	16.364	16.645	16.927
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-2.202	-2.186	-2.171	-2.155	-2.139
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.639	-0.437	-0.236	-0.034	0.167
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	2.513	2.622	2.690	2.717	2.704
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-4.778	-4.744	-4.710	-4.676	-4.642
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.386	-0.949	-0.512	-0.074	0.363
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	5.453	5.689	5.837	5.896	5.867
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N14/N13	Peso propio	N	-1.927	-1.913	-1.899	-1.885	-1.872
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.559	-0.383	-0.206	-0.030	0.146
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	2.199	2.294	2.354	2.378	2.366
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-13.201	-13.201	-13.201	-13.201	-13.201
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.394	-1.394	-1.394	-1.394	-1.394
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	15.800	16.082	16.364	16.645	16.927
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-2.202	-2.186	-2.171	-2.155	-2.139
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.639	-0.437	-0.236	-0.034	0.167
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	2.513	2.622	2.690	2.717	2.704
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-4.778	-4.744	-4.710	-4.676	-4.642
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.386	-0.949	-0.512	-0.074	0.363
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	5.453	5.689	5.837	5.896	5.867
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.807 m
N15/N14	Peso propio	N	-2.156	-2.115	-2.073	-2.032	-1.991
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.935	-0.763	-0.592	-0.420	-0.248
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	1.721	1.893	2.029	2.132	2.199
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-14.397	-14.397	-14.397	-14.397	-14.397
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-4.036	-4.036	-4.036	-4.036	-4.036
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	12.542	13.356	14.171	14.986	15.800
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-2.464	-2.417	-2.370	-2.322	-2.275
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.069	-0.873	-0.676	-0.480	-0.284
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	1.967	2.163	2.319	2.436	2.513
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-5.347	-5.245	-5.142	-5.040	-4.937
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-2.319	-1.893	-1.468	-1.042	-0.616
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	4.269	4.694	5.033	5.286	5.453
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N16/N15	Peso propio	N	-2.546	-2.478	-2.410	-2.343	-2.275
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.243	-1.079	-0.916	-0.752	-0.589
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	0.981	1.216	1.417	1.586	1.721
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-16.755	-16.755	-16.755	-16.755	-16.755
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-6.357	-6.357	-6.357	-6.357	-6.357
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	7.402	8.687	9.972	11.257	12.542
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
	Q 2	N	-2.909	-2.832	-2.755	-2.678	-2.600
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.420	-1.233	-1.047	-0.860	-0.673
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	1.121	1.389	1.620	1.812	1.967
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-6.313	-6.146	-5.978	-5.810	-5.643
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-3.082	-2.676	-2.271	-1.866	-1.461
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	2.433	3.014	3.514	3.932	4.269
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N17/N16	Peso propio	N	-3.080	-2.987	-2.895	-2.802	-2.710
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.428	-1.278	-1.127	-0.976	-0.825
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	0.070	0.343	0.586	0.799	0.981
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-20.223	-20.223	-20.223	-20.223	-20.223
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-7.994	-7.994	-7.994	-7.994	-7.994
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	0.940	2.555	4.171	5.787	7.402
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-3.520	-3.414	-3.308	-3.203	-3.097
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.632	-1.460	-1.288	-1.116	-0.943
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	0.080	0.392	0.670	0.913	1.121
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-7.638	-7.409	-7.179	-6.950	-6.720
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-3.542	-3.169	-2.795	-2.421	-2.047
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	0.173	0.851	1.454	1.981	2.433
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N18/N17	Peso propio	N	-3.722	-3.607	-3.493	-3.378	-3.264
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.474	-1.339	-1.205	-1.070	-0.936
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-0.903	-0.619	-0.362	-0.133	0.070
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-24.584	-24.584	-24.584	-24.584	-24.584
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-8.728	-8.728	-8.728	-8.728	-8.728
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-6.113	-4.350	-2.587	-0.823	0.940
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-4.254	-4.123	-3.992	-3.861	-3.730
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.684	-1.530	-1.377	-1.223	-1.069
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-1.033	-0.708	-0.414	-0.152	0.080
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-9.231	-8.946	-8.662	-8.378	-8.094
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-3.655	-3.321	-2.987	-2.654	-2.320
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.241	-1.536	-0.899	-0.329	0.173
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N19/N18	Peso propio	N	-4.447	-4.312	-4.178	-4.043	-3.909
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.323	-1.208	-1.093	-0.979	-0.864
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-1.787	-1.531	-1.299	-1.090	-0.903
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-29.570	-29.570	-29.570	-29.570	-29.570
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-8.047	-8.047	-8.047	-8.047	-8.047
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-12.614	-10.989	-9.364	-7.738	-6.113
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-5.082	-4.928	-4.775	-4.621	-4.467
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.511	-1.380	-1.249	-1.118	-0.987
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.042	-1.750	-1.484	-1.245	-1.033



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
	Q 3	Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		N	-11.028	-10.695	-10.361	-10.027	-9.694
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-3.280	-2.996	-2.711	-2.427	-2.143
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-4.431	-3.797	-3.221	-2.702	-2.241
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N20/N19	Peso propio	N	-5.201	-5.050	-4.899	-4.749	-4.598
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.990	-0.897	-0.805	-0.712	-0.620
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.438	-2.247	-2.075	-1.921	-1.787
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-34.592	-34.592	-34.592	-34.592	-34.592
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-5.922	-5.922	-5.922	-5.922	-5.922
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-17.402	-16.205	-15.008	-13.811	-12.614
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-5.944	-5.771	-5.599	-5.427	-5.255
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.131	-1.026	-0.920	-0.814	-0.708
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.786	-2.568	-2.371	-2.196	-2.042
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-12.898	-12.524	-12.150	-11.776	-11.403
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-2.455	-2.226	-1.996	-1.767	-1.537
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-6.045	-5.572	-5.145	-4.765	-4.431
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N21/N20	Peso propio	N	-5.945	-5.782	-5.619	-5.455	-5.292
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.428	-0.360	-0.292	-0.225	-0.157
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.674	-2.594	-2.528	-2.476	-2.438
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
	Q 1	N	-39.020	-39.020	-39.020	-39.020	-39.020
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-2.016	-2.016	-2.016	-2.016	-2.016
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-19.031	-18.624	-18.217	-17.809	-17.402
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-6.795	-6.608	-6.421	-6.234	-6.048
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.489	-0.412	-0.334	-0.257	-0.180
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-3.056	-2.965	-2.890	-2.830	-2.786
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-14.745	-14.339	-13.934	-13.529	-13.124
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-1.061	-0.893	-0.725	-0.558	-0.390
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-6.631	-6.434	-6.270	-6.141	-6.045
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.807 m
N22/N21	Peso propio	N	-6.627	-6.455	-6.283	-6.111	-5.940
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	0.336	0.377	0.418	0.460	0.501
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.336	-2.408	-2.488	-2.577	-2.674
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-41.952	-41.952	-41.952	-41.952	-41.952
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	3.325	3.325	3.325	3.325	3.325
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-16.347	-17.018	-17.689	-18.360	-19.031
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-7.573	-7.377	-7.181	-6.984	-6.788
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	0.384	0.431	0.478	0.525	0.573
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-2.670	-2.752	-2.844	-2.945	-3.056
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-16.434	-16.008	-15.582	-15.156	-14.730
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	0.832	0.935	1.037	1.140	1.242
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-5.794	-5.972	-6.171	-6.391	-6.631
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.807 m
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis							
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N23/N22	Peso propio	N	-7.196	-7.020	-6.843	-6.667	-6.491
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	1.321	1.334	1.348	1.362	1.376
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-1.246	-1.515	-1.786	-2.060	-2.336
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-42.749	-42.749	-42.749	-42.749	-42.749
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	9.751	9.751	9.751	9.751	9.751
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-8.464	-10.435	-12.405	-14.376	-16.347
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-8.224	-8.023	-7.821	-7.620	-7.418
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	1.509	1.525	1.541	1.557	1.572
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-1.424	-1.731	-2.041	-2.354	-2.670
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 3	N	-17.846	-17.409	-16.972	-16.534	-16.097
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	3.275	3.309	3.344	3.378	3.412
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	-3.091	-3.756	-4.428	-5.108	-5.794
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Esfuerzos en barras, por hipótesis											
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.386 m	0.579 m	0.964 m	1.350 m	1.736 m	2.121 m	2.314 m	2.700 m
N2/N23	Peso propio	N	-9.434	-9.096	-8.928	-8.590	-8.253	-7.915	-7.578	-7.409	-7.071
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	3.823	3.099	2.736	2.012	1.288	0.564	-0.160	-0.522	-1.246
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 1	N	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478	-42.478
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	13.052	13.052	13.052	13.052	13.052	13.052	13.052	13.052	13.052
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	26.777	21.743	19.225	14.191	9.157	4.122	-0.912	-3.430	-8.464
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Q 2	N	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081	-8.081
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	2.146	2.146	2.146	2.146	2.146	2.146	2.146	2.146	2.146
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Esfuerzos en barras, por hipótesis											
Barra	Hipótesis	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.386 m	0.579 m	0.964 m	1.350 m	1.736 m	2.121 m	2.314 m	2.700 m
	Q 3	My	4.369	3.541	3.127	2.300	1.472	0.645	-0.183	-0.597	-1.424
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		N	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537	-17.537
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	4.656	4.656	4.656	4.656	4.656	4.656	4.656	4.656	4.656
		Mt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My	9.480	7.684	6.786	4.991	3.195	1.399	-0.397	-1.295	-3.091
		Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2.3.2.1.2.- Envoltentes

Envoltentes de los esfuerzos en barras											
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.386 m	0.579 m	0.964 m	1.350 m	1.736 m	2.121 m	2.314 m	2.700 m
N1/N3	Hormigón	N _{min}	-114.880	-114.424	-114.196	-113.741	-113.285	-112.830	-112.374	-112.146	-111.691
		N _{máx}	-9.434	-9.096	-8.928	-8.590	-8.253	-7.915	-7.578	-7.409	-7.071
		Vy _{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vy _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz _{min}	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877
		Vz _{máx}	32.315	32.315	32.315	32.315	32.315	32.315	32.315	32.315	32.315
		Mt _{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Mt _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My _{min}	3.823	3.099	2.736	2.012	1.288	0.564	-2.454	-8.687	-21.151
		My _{máx}	66.100	53.635	47.403	34.939	22.474	10.010	-0.160	-0.522	-1.246
		Mz _{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Mz _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N3/N4	Hormigón	N _{min}	-112.943	-111.747	-110.551	-109.355	-108.159
		N _{máx}	-7.196	-7.020	-6.843	-6.667	-6.491
		Vy _{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vy _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz _{min}	1.321	1.334	1.348	1.362	1.376
		Vz _{máx}	23.586	23.679	23.773	23.866	23.960
		Mt _{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Mt _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My _{min}	-21.151	-25.927	-30.723	-35.537	-40.370
		My _{máx}	-1.246	-1.515	-1.786	-2.060	-2.336
		Mz _{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Mz _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.807 m
N4/N5	Hormigón	N _{min}	-107.884	-106.719	-105.554	-104.389	-103.224
		N _{máx}	-6.627	-6.455	-6.283	-6.111	-5.940
		Vy _{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vy _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz _{min}	0.336	0.377	0.418	0.460	0.501
		Vz _{máx}	7.264	7.544	7.825	8.105	8.386



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.807 m
		$M_{t_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y_{\min}}$	-40.370	-41.865	-43.416	-45.024	-46.688
		$M_{y_{\max}}$	-2.336	-2.408	-2.488	-2.577	-2.674
		$M_{z_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N5/N6	Hormigón	N_{\min}	-98.864	-97.756	-96.647	-95.539	-94.430
		N_{\max}	-5.945	-5.782	-5.619	-5.455	-5.292
		$V_{y_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z_{\min}}$	-5.925	-5.466	-5.008	-4.549	-4.091
		$V_{z_{\max}}$	-0.428	-0.360	-0.292	-0.225	-0.157
		$M_{t_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y_{\min}}$	-46.688	-45.537	-44.479	-43.513	-42.640
		$M_{y_{\max}}$	-2.674	-2.594	-2.528	-2.476	-2.438
		$M_{z_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N6/N7	Hormigón	N_{\min}	-87.171	-86.149	-85.126	-84.104	-83.081
		N_{\max}	-5.201	-5.050	-4.899	-4.749	-4.598
		$V_{y_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z_{\min}}$	-15.598	-14.971	-14.343	-13.715	-13.087
		$V_{z_{\max}}$	-0.990	-0.897	-0.805	-0.712	-0.620
		$M_{t_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y_{\min}}$	-42.640	-39.550	-36.588	-33.752	-31.044
		$M_{y_{\max}}$	-2.438	-2.247	-2.075	-1.921	-1.787
		$M_{z_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N7/N8	Hormigón	N_{\min}	-74.524	-73.612	-72.699	-71.786	-70.874
		N_{\max}	-4.447	-4.312	-4.178	-4.043	-3.909



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
		$V_{y_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z_{\min}}$	-21.043	-20.265	-19.488	-18.710	-17.932
		$V_{z_{\max}}$	-1.323	-1.208	-1.093	-0.979	-0.864
		$M_{t_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y_{\min}}$	-31.044	-26.872	-22.857	-18.999	-15.298
		$M_{y_{\max}}$	-1.787	-1.531	-1.299	-1.090	-0.903
		$M_{z_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N8/N9	Hormigón	N_{\min}	-62.128	-61.350	-60.573	-59.795	-59.017
		N_{\max}	-3.722	-3.607	-3.493	-3.378	-3.264
		$V_{y_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z_{\min}}$	-23.090	-22.178	-21.265	-20.352	-19.440
		$V_{z_{\max}}$	-1.474	-1.339	-1.205	-1.070	-0.936
		$M_{t_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y_{\min}}$	-15.298	-10.727	-6.339	-2.136	0.070
		$M_{y_{\max}}$	-0.903	-0.619	-0.362	-0.133	1.883
		$M_{z_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N9/N10	Hormigón	N_{\min}	-51.230	-50.602	-49.974	-49.346	-48.719
		N_{\max}	-3.080	-2.987	-2.895	-2.802	-2.710
		$V_{y_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z_{\min}}$	-21.681	-20.658	-19.636	-18.613	-17.591
		$V_{z_{\max}}$	-1.428	-1.278	-1.127	-0.976	-0.825
		$M_{t_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y_{\min}}$	0.070	0.343	0.586	0.799	0.981
		$M_{y_{\max}}$	1.883	6.162	10.234	14.099	17.758
		$M_{z_{\min}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z_{\max}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N10/N11	Hormigón	N_{\min}	-42.402	-41.944	-41.485	-41.027	-40.568
		N_{\max}	-2.546	-2.478	-2.410	-2.343	-2.275
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-17.966	-16.857	-15.749	-14.640	-13.532
		$V_{z\max}$	-1.243	-1.079	-0.916	-0.752	-0.589
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	0.981	1.216	1.417	1.586	1.721
		$M_{y\max}$	17.758	21.277	24.572	27.642	30.489
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.807 m
N11/N12	Hormigón	N_{\min}	-36.224	-35.943	-35.663	-35.382	-35.102
		N_{\max}	-2.156	-2.115	-2.073	-2.032	-1.991
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-12.399	-11.234	-10.069	-8.904	-7.739
		$V_{z\max}$	-0.935	-0.763	-0.592	-0.420	-0.248
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	1.721	1.893	2.029	2.132	2.199
		$M_{y\max}$	30.489	32.874	35.024	36.939	38.619
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N12/N13	Hormigón	N_{\min}	-32.873	-32.780	-32.686	-32.593	-32.499
		N_{\max}	-1.927	-1.913	-1.899	-1.885	-1.872
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-5.882	-4.686	-3.490	-2.294	-1.944
		$V_{z\max}$	-0.559	-0.383	-0.206	-0.030	0.993
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	2.199	2.294	2.354	2.378	2.366
		$M_{y\max}$	38.619	39.687	40.513	41.098	41.441
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N14/N13	Hormigón	N_{\min}	-32.873	-32.780	-32.686	-32.593	-32.499
		N_{\max}	-1.927	-1.913	-1.899	-1.885	-1.872
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-5.882	-4.686	-3.490	-2.294	-1.944
		$V_{z\max}$	-0.559	-0.383	-0.206	-0.030	0.993
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	2.199	2.294	2.354	2.378	2.366
		$M_{y\max}$	38.619	39.687	40.513	41.098	41.441
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.807 m
N15/N14	Hormigón	N_{\min}	-36.224	-35.943	-35.663	-35.382	-35.102
		N_{\max}	-2.156	-2.115	-2.073	-2.032	-1.991
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-12.399	-11.234	-10.069	-8.904	-7.739
		$V_{z\max}$	-0.935	-0.763	-0.592	-0.420	-0.248
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	1.721	1.893	2.029	2.132	2.199
		$M_{y\max}$	30.489	32.874	35.024	36.939	38.619
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N16/N15	Hormigón	N_{\min}	-42.402	-41.944	-41.485	-41.027	-40.568
		N_{\max}	-2.546	-2.478	-2.410	-2.343	-2.275
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-17.966	-16.857	-15.749	-14.640	-13.532
		$V_{z\max}$	-1.243	-1.079	-0.916	-0.752	-0.589
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	0.981	1.216	1.417	1.586	1.721
		$M_{y\max}$	17.758	21.277	24.572	27.642	30.489
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N17/N16	Hormigón	N_{\min}	-51.230	-50.602	-49.974	-49.346	-48.719
		N_{\max}	-3.080	-2.987	-2.895	-2.802	-2.710
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-21.681	-20.658	-19.636	-18.613	-17.591
		$V_{z\max}$	-1.428	-1.278	-1.127	-0.976	-0.825
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	0.070	0.343	0.586	0.799	0.981
		$M_{y\max}$	1.883	6.162	10.234	14.099	17.758
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N18/N17	Hormigón	N_{\min}	-62.128	-61.350	-60.573	-59.795	-59.017
		N_{\max}	-3.722	-3.607	-3.493	-3.378	-3.264
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-23.090	-22.178	-21.265	-20.352	-19.440
		$V_{z\max}$	-1.474	-1.339	-1.205	-1.070	-0.936
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	-15.298	-10.727	-6.339	-2.136	0.070
		$M_{y\max}$	-0.903	-0.619	-0.362	-0.133	1.883
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N19/N18	Hormigón	N_{\min}	-74.524	-73.612	-72.699	-71.786	-70.874
		N_{\max}	-4.447	-4.312	-4.178	-4.043	-3.909
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-21.043	-20.265	-19.488	-18.710	-17.932
		$V_{z\max}$	-1.323	-1.208	-1.093	-0.979	-0.864
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	-31.044	-26.872	-22.857	-18.999	-15.298
		$M_{y\max}$	-1.787	-1.531	-1.299	-1.090	-0.903
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N20/N19	Hormigón	N_{\min}	-87.171	-86.149	-85.126	-84.104	-83.081
		N_{\max}	-5.201	-5.050	-4.899	-4.749	-4.598
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-15.598	-14.971	-14.343	-13.715	-13.087
		$V_{z\max}$	-0.990	-0.897	-0.805	-0.712	-0.620
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	-42.640	-39.550	-36.588	-33.752	-31.044
		$M_{y\max}$	-2.438	-2.247	-2.075	-1.921	-1.787
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N21/N20	Hormigón	N_{\min}	-98.864	-97.756	-96.647	-95.539	-94.430
		N_{\max}	-5.945	-5.782	-5.619	-5.455	-5.292
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-5.925	-5.466	-5.008	-4.549	-4.091
		$V_{z\max}$	-0.428	-0.360	-0.292	-0.225	-0.157
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	-46.688	-45.537	-44.479	-43.513	-42.640
		$M_{y\max}$	-2.674	-2.594	-2.528	-2.476	-2.438
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltentes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.807 m
N22/N21	Hormigón	N_{\min}	-107.884	-106.719	-105.554	-104.389	-103.224
		N_{\max}	-6.627	-6.455	-6.283	-6.111	-5.940
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	0.336	0.377	0.418	0.460	0.501
		$V_{z\max}$	7.264	7.544	7.825	8.105	8.386
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	-40.370	-41.865	-43.416	-45.024	-46.688
		$M_{y\max}$	-2.336	-2.408	-2.488	-2.577	-2.674
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Envoltantes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.202 m	0.404 m	0.606 m	0.808 m
N23/N22	Hormigón	N_{\min}	-112.943	-111.747	-110.551	-109.355	-108.159
		N_{\max}	-7.196	-7.020	-6.843	-6.667	-6.491
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	1.321	1.334	1.348	1.362	1.376
		$V_{z\max}$	23.586	23.679	23.773	23.866	23.960
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	-21.151	-25.927	-30.723	-35.537	-40.370
		$M_{y\max}$	-1.246	-1.515	-1.786	-2.060	-2.336
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envoltantes de los esfuerzos en barras											
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.386 m	0.579 m	0.964 m	1.350 m	1.736 m	2.121 m	2.314 m	2.700 m
N2/N23	Hormigón	N_{\min}	-114.880	-114.424	-114.196	-113.741	-113.285	-112.830	-112.374	-112.146	-111.691
		N_{\max}	-9.434	-9.096	-8.928	-8.590	-8.253	-7.915	-7.578	-7.409	-7.071
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877	1.877
		$V_{z\max}$	32.315	32.315	32.315	32.315	32.315	32.315	32.315	32.315	32.315
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\min}$	3.823	3.099	2.736	2.012	1.288	0.564	-2.454	-8.687	-21.151
		$M_{y\max}$	66.100	53.635	47.403	34.939	22.474	10.010	-0.160	-0.522	-1.246
		$M_{z\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{z\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

RESUMEN ESFUERZOS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



NOMBRE ARCHIVO: VIGA_EMBOQ_REV03

			ESFUERZOS SIN MAYORAR				ESFUERZOS MAYORADOS			
SECCION	Alto	Ancho	Momento flector		Esfuerzo cortante		Momento flector		Esfuerzo cortante	
	(cm)	(cm)	Mk (KN m)	Nk (KN)	Vk (KN m)	Nk (KN)	Md (KN m)	Nd (KN)	Vd (KN m)	Nd (KN)
1 (CLAVE)	70	50	27,864	21,853	0,717	21,853	41,441	21,853	0,993	21,853
2	70	50	-31,393	66,504	5,641	66,504	-46,688	66,504	8,386	66,504
3 (ARRANQUE)	70	50	44,449	77,530	21,731	77,530	66,100	77,530	32,315	77,530

1.6.2 DIMENSIONAMIENTO ALZADO

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



SECCIÓN 1

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

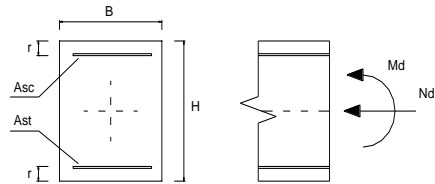
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigón $f_{ck} = 30$ Mpa
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500$ Mpa
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho sección $B = 0,5$ m
 Canto sección $H = 0,7$ m
 Recubrimiento $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 414,41$ m KN
 Axil de diseño $N_d = 218,53$ KN

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000$ KN/m² $d' = 0,05$ m
 $U_o = 6500$ KN/m² $d = 0,65$ m
 $U_v = 1000,0$ KN/m² $x_{lim} = 0,40625$ m
 $U_a = 7000,0$ KN/m² $M_{lim} = 1584,3750$ m KN
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa $I_{bruta} = 0,0143$ m⁴
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa $W_{bruta} = 0,040833333$ m³

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm² $U_{sc} = 0$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 15,46346692 cm² $U_{st} = 672,3246487$ KN

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1} = U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): 13,04530361 cm² $U_{sc} = 567,19$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 13,04530361 cm² $U_{st} = 567,19$ KN

Cuantías mínimas

Flexión compuesta	$U_{st} >$	388,01 KN	8,92 cm ²
	$U_{sc} >$	10,93 KN	0,25 cm ²
Compresión compuesta	$U_{st} \text{ y } U_{sc} >$	10,93 KN	0,25 cm ²
	$U_{st} \text{ y } U_{sc} <$	3.500,00 KN	80,50 cm ²

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	Aceros con $f_y = 400$ N/mm ²	Aceros con $f_y = 500$ N/mm ²
Pilares	4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾	2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,6
Vigas ⁽⁴⁾	3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0
	Armadura vertical	1,2

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
 A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

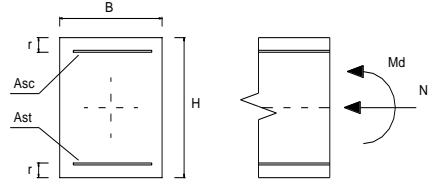
Momento de diseño $M_d = 41,441 \text{ ton}\cdot\text{m}$ 414,41
 Axil de diseño $N_d = 21,853 \text{ ton}$ 218,53

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 50 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 70 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 425,000 Soluciones
 B = -552,500 $y_1 = 1,206$
 C = 47,997 $y_2 = 0,094$

 $y = 0,0936 \text{ m}$ $x = 0,1170 \text{ m}$

 $M_{lim} = 128,59 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,4084 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 2,20 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 13,28 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	47
8	27
10	17
12	12
16	7
20	5
25	3
32	2

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 552,5$ ton $M_{lim} = 134,7$ ton*m
 $U_v = 85,0$ ton
 $U_a = 595,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 67,9$ ton **Ast = 15,62 cm²**

φ	Nº RED
6	56
8	32
10	20
12	14
16	8
20	5
25	4
32	2

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{st} = 3,7$ cm²

$U_{st} = 16,0$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{sc} = 0,0$ cm²

$U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 10,22 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 56,8 ton

Ast= 13,06 cm2

ϕ	Nº RED
6	47
8	26
10	17
12	12
16	7
20	5
25	3
32	2

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 22,0 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI $e_o > K_1$

Nu= 140,84 ton

Mu=Nu*eo= 46,48 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 3500 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	14	14	-	-
LOSAS				
Aslongit	7	6,3	-	-
Astransv	7	6,3	-	-
VIGAS	11,55	9,8	3,5	2,9
MUROS				
Ashoriz	14	11,2	-	-
Asvert	4,2	3,15	1,3	0,9

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 6,4 0,3

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6500	KN/m ²	$d =$	0,65
$U_v =$	1000,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	1584,3750 m KN
$U_a =$	7000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,40625
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
	1584,375			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	672,3	KN	Ast=	15,46	cm ²
------	-------	----	------	-------	-----------------

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	1300,058333	ton	Ast=	29,90	cm ²
------	-------------	-----	------	-------	-----------------

Armadura de compresion

Usc=	-1949,9	ton	Asc=	-44,85	cm ²
------	---------	-----	------	--------	-----------------

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	672,3246487	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	672,325		
Uv=	1000,0		
0,5*Uo=	3250		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

Mu= 414,41 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

Mu= -778,16 KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 1062,66 KN m

alpha

0,103435

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

SI Nd < 0

$$U_{s1}=U_{s2}= 581.4 \text{ KN}$$

Ast= 13.37 cm2

SI $0 < Nd < 0,5 \cdot Uo$

$$U_{s1}=U_{s2}= 567.2 \text{ KN}$$

Ast= 13.05 cm2

 $\alpha = 0.50$ SI Nd $\geq 0.5 \cdot U_o$
$$U_{s1}=U_{s2}= -2700.05 \text{ KN}$$

Ast= -62.10 cm2

$$e_o = M_u / N_u = 33 \text{ cm}$$

Armadura de compresion

Ast= 3.4 cm2

Ust= #iDIV/0! ton

Asc= 3.4 cm2

Usc= #iDIV/0! ton

$$S|_{eo} < 0$$

Nu= FALSE ton

Mu=Nu*eo= **FALSO** **ton*m**

SI $0 < e_0 < K_1$

Nu= #¡DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

K1= #iDIV/0! cm

```
m1=  #;DIV/0!  ton*m
```

m2= #DIV/0! ton*m

$$\alpha = \# \text{DIV}/0!$$

Sl eo > K1

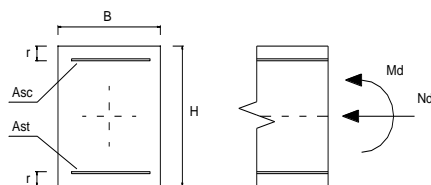
Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	0,50 m
Canto seccion	H=	0,70 m
Recubrimiento	r=	0,04 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	278,64 m KN
Axil	N=	218,53 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	19,63 cm ²
Armadura de tracción (Ast):	19,63 cm ²
Diametro	25,00 mm
Separación	12,50 cm
d' =	0,05 m
d =	0,65 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	14291670201 mm ⁴	
W Homogeneizada=	40833343,43 mm ³	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	7,45 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-6,20 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm ²	
Fct,m,fl	-2,90 N/mm ²	

ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-171.140,49 KN/m ²	(-171,1404898 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 274027,029
Mf	143,77 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-57.241,79 KN/m ²	(-57,24178999 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,11 m ²		
S=	0,1774 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00077		
Wk=	0,232 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

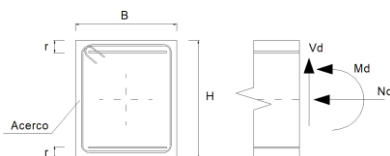
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 0,5$ m
 $H = 0,7$ m
 $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 218,53$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 6500$ KN/m²
 $U_v = 1000,0$ KN/m²
 $U_a = 7000,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,05$ m
 $d = 0,65$ m
 $x_{lim} = 0,40625$ m
 $M_{lim} = 1584,3750$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0143$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,040833333$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 9,93$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 9,93$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 42,21^\circ$
 $\theta_e = 42,21$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 218,53$ KN
COT $\theta = 1,102525747$
COT $\theta_e = 1,10$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 624,37$ KN/m²

$K = 1,031$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 2001,34$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 381,34$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 19,63$ cm²
 $A_{sc} = 19,63$ cm²
 $\rho = 0,00604$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{sil} = 1,554700196$

$V_{u2} > 202,98$ KN
 $V_{u2} = 204,29$ KN
CORRECTO

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):

$V_{cu} = 163,15$ KN

$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$

$V_{su} = -153,22$ KN

As min = 0,00 cm²/ml

1,10

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,00$
 $S_l = 0,4875$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,5$ m Separación transversal entre ramas

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

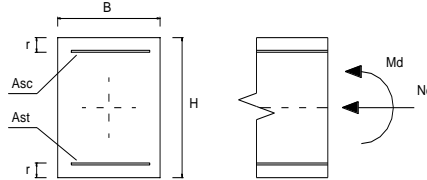
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690 \text{ m}$ $x = 0,7112 \text{ m}$
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 $\Delta A_s =$ FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

ϕ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

ϕ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{st} = 3,7$ cm²
 $U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{sc} = 0,0$ cm²
 $U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $eo < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $eo > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	B 400 S	B 500 S
Pilares	4,0	4,0
Losas (*)	2,0	1,8
Vigas (**)	3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0
	Armadura vertical	1,2
		0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6500	KN/m ²	$d =$	0,65
$U_v =$	1000,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	1584,3750 m KN
$U_a =$	7000,0	KN/m ²	$\chi_{lim} =$	0,40625
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²

1584,375

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < M_{lim}: SIN ARMADURA DE COMPRESION

U_{st} = #¡NUM! KN A_{st} = #¡NUM! cm²

Md > M_{lim}: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

U_{st} = 16442,70833 ton A_{st} = 378,18 cm²

Armadura de compresion

U_{sc} = 13192,7 ton A_{sc} = 303,43 cm²

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

U _{st} =	16442,70833	U _{sc} =	13192,7
(U _{st} -U _{sc}) =	3250,000		
U _v =	1000,0		
0,5*U _o =	3250		

SI U_{st}-U_{sc} < U_v → Mu = 9860,25 KN m

SI 0,5*U_o > U_{st}-U_{sc} > U_v → Mu = 8971,88 KN m

SI U_{st}-U_{sc} > 0,5*U_o → Mu = 9500,00 KN m

alpha 3,747436

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Ast= 283.67 cm2

Ast= 364.17 cm2

 $\alpha = 0,40$

Ast= 380.37 cm2

$$e_o = M_u / N_u = 33 \text{ cm}$$

Armadura de compresion

Ast= 3.4 cm2

Ust= #;DIV/0! ton

Asc= 3.4 cm2

Usc= #;DIV/0! ton

Nu= FALSE ton

Mu=Nu*eo= **FALSO** **ton*m**

Nu= #¡DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #;DIV/0! ton*m

K1= #iDIV/0! cm

```
m1=  #:DIV/0!  ton*m
```

m2= #DIV/0! ton*m

$$\alpha = \#j \text{DIV}/0!$$

Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

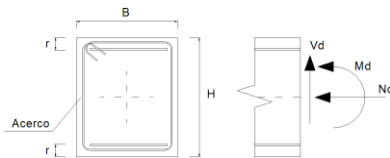
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

SECCIÓN 2

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

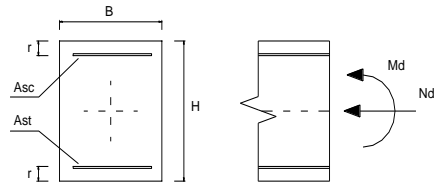
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigón $f_{ck} = 30$ Mpa
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500$ Mpa
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho sección $B = 0,5$ m
 Canto sección $H = 0,7$ m
 Recubrimiento $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 466,88$ m KN
 Axil de diseño $N_d = 665,04$ KN

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000$ KN/m² $d' = 0,05$ m
 $U_o = 6500$ KN/m² $d = 0,65$ m
 $U_v = 1000,0$ KN/m² $x_{lim} = 0,40625$ m
 $U_a = 7000,0$ KN/m² $M_{lim} = 1584,3750$ m KN
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa $I_{bruta} = 0,0143$ m⁴
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa $W_{bruta} = 0,040833333$ m³

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm² $U_{sc} = 0$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 17,55054149 cm² $U_{st} = 763,0670215$ KN

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): 9,822146553 cm² $U_{sc} = 427,05$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 9,822146553 cm² $U_{st} = 427,05$ KN

Cuantías mínimas Flexión compuesta $U_{st} > 388,01$ KN 8,92 cm²
 $U_{sc} > 33,25$ KN 0,76 cm²
 Compresión compuesta $U_{st} \text{ y } U_{sc} > 33,25$ KN 0,76 cm²
 $U_{st} \text{ y } U_{sc} < 3.500,00$ KN 80,50 cm²

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400$ N/mm ²	Aceros con $f_y = 500$ N/mm ²
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretesas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

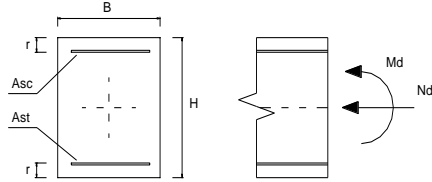
Momento de diseño $M_d = 46,688 \text{ ton}\cdot\text{m}$
 Axil de diseño $N_d = 66,504 \text{ ton}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 50 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 70 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 425,000 Soluciones
 B = -552,500 $y_1 = 1,165$
 C = 66,639 $y_2 = 0,135$

 $y = 0,1345 \text{ m}$ $x = 0,1682 \text{ m}$

 $M_{lim} = 115,20 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,4084 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 3,49 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 11,01 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	39
8	22
10	15
12	10
16	6
20	4
25	3
32	2

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

$U_o = 552,5$ ton $M_{lim} = 134,7$ ton*m
 $U_v = 85,0$ ton
 $U_a = 595,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 77,2$ ton **Ast = 17,76 cm²**

φ	Nº RED
6	63
8	36
10	23
12	16
16	9
20	6
25	4
32	3

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast = 3,7 cm²

Ust = 16,0 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc = 0,0 cm²

Usc = 0,0 ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 10,22 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 43,4 ton

Ast= 9,97 cm2

ϕ	Nº RED
6	36
8	20
10	13
12	9
16	5
20	4
25	3
32	2

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI eo < 0

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 22,0 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI eo > K1

Nu= 140,84 ton

Mu=Nu*eo= 46,48 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 3500 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	14	14	-	-
LOSAS				
Aslongit	7	6,3	-	-
Astransv	7	6,3	-	-
VIGAS	11,55	9,8	3,5	2,9
MUROS				
Ashoriz	14	11,2	-	-
Asvert	4,2	3,15	1,3	0,9

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 6,4 0,8

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima** de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima** correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical** es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6500	KN/m ²	$d =$	0,65
$U_v =$	1000,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	1584,3750 m KN
$U_a =$	7000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,40625
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
	1584,375			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	763,1	KN	Ast=	17,55	cm2
------	-------	----	------	-------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	1387,508333	ton	Ast=	31,91	cm2
------	-------------	-----	------	-------	-----

Armadura de compresion

Usc=	-1862,5	ton	Asc=	-42,84	cm2
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	763,0670215	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	763,067		
Uv=	1000,0		
0,5*Uo=	3250		

SI $U_{st}-U_{sc} < U_v$

Mu= 466,88 KN m

SI $0,5*U_o > U_{st}-U_{sc} > U_v$

Mu= -679,73 KN m

SI $U_{st}-U_{sc} > 0,5*U_o$

Mu= 1105,93 KN m

alpha

0,117395

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

eo=Mu/Nu= 33 cm

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,4 cm2

Ust= #jDIV/0! ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 3,4 cm2

Usc= #jDIV/0! ton

Si eo < 0

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= #jDIV/0! cm

m1= #jDIV/0! ton*r

m2= #jDIV/0! ton*r

α= #jDIV/0!

Si 0 < eo < K1

Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

K1= #jDIV/0! cm

m1= #jDIV/0! ton*r

m2= #jDIV/0! ton*r

α= #jDIV/0!

Si eo > K1

Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

K1= #jDIV/0! cm

m1= #jDIV/0! ton*r

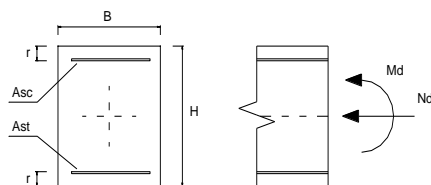
m2= #jDIV/0! ton*r

α= #jDIV/0!

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	0,50 m
Canto seccion	H=	0,70 m
Recubrimiento	r=	0,04 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	313,93 m KN
Axil	N=	665,04 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	19,63 cm²
Armadura de tracción (Ast):	19,63 cm²
Diametro	25,00 mm
Separación	12,50 cm
d' =	0,05 m
d =	0,65 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	14291670201 mm4	
W Homogeneizada=	40833343,43 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	9,59 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-5,79 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-2,90 N/mm2	

ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-91.986,52 KN/m²	(-91,98651842 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 308732,7922
Mf	195,86 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	12.939,41 KN/m²	(12,93940947 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,11 m²		
S=	0,1774 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00043		
Wk=	0,131 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

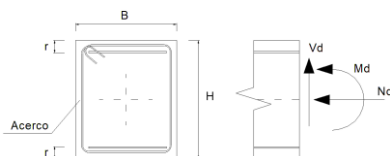
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 0,5$ m
 $H = 0,7$ m
 $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 665,04$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 6500$ KN/m²
 $U_v = 1000,0$ KN/m²
 $U_a = 7000,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,05$ m
 $d = 0,65$ m
 $x_{lim} = 0,40625$ m
 $M_{lim} = 1584,3750$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0143$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,040833333$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 83,86$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 83,86$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 37,85^\circ$
 $\theta_e = 37,85$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 665,04$ KN
COT $\theta = 1,286860818$
COT $\theta_e = 1,29$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 1.900,11$ KN/m²

$K = 1,095$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 2069,11$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 489,19$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 19,63$ cm²
 $A_{sc} = 19,63$ cm²
 $\rho = 0,00604$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{sion} = 1,554700196$

$V_{u2} > 265,17$ KN
 $V_{u2} = 271,26$ KN
CORRECTO

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 225,34$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = -141,48$ KN
 $A_{s \min} = 0,00$ cm²/ml

1,29

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,04$
 $S_l = 0,4875$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,5$ m Separación transversal entre ramas

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

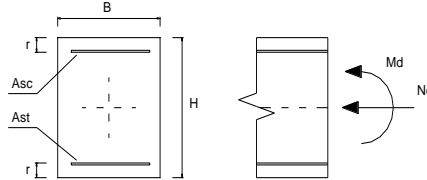
Momento de diseño $M_d = 950 \text{ ton}\cdot\text{m}$
 Axil de diseño $N_d = 700 \text{ ton}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5100 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 100 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 200 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 3,5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 850,000 Soluciones
 B = -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C = 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690 \text{ m}$ $x = 0,7112 \text{ m}$

 $M_{lim} = 1782,58 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 1,2255 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast = 3,7 cm²

$U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc = 0,0 cm²

$U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $eo < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $eo > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

(*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**

(**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

(***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd}=$	20000	KN/m²	$d'=$	0,05
$U_o=$	6500	KN/m²	$d=$	0,65
$U_v=$	1000,0	KN/m²	$M_{lim}=$	1584,3750 m KN
$U_a=$	7000,0	KN/m²	$x_{lim}=$	0,40625
			$F_{yd}=$	434782,609 KN/m²

1584,375

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	#¡NUM!	KN	Ast=	#¡NUM!	cm2
------	--------	----	------	--------	-----

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	16442,70833	ton	Ast=	378,18	cm2
------	-------------	-----	------	--------	-----

Armadura de compresion

Usc=	13192,7	ton	Asc=	303,43	cm2
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	16442,70833	Usc=	13192,7
(Ust-Usc)=	3250,000		
$U_v=$	1000,0		
$0,5 \cdot U_o=$	3250		

SI $U_{st}-U_{sc}<U_v$

Mu= 9860,25 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st}-U_{sc} > U_v$

Mu= 8971,88 KN m

SI $U_{st}-U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 9500,00 KN m

alpha

3,747436

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

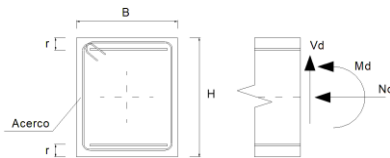
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

SECCION 3

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

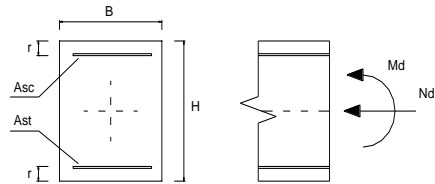
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigón $f_{cd} = 30$ Mpa
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500$ Mpa
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho sección $B = 0,5$ m
 Canto sección $H = 0,7$ m
 Recubrimiento $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 661,00$ m KN
 Axil de diseño $N_d = 775,30$ KN

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000$ KN/m² $d' = 0,05$ m
 $U_o = 6500$ KN/m² $d = 0,65$ m
 $U_v = 1000,0$ KN/m² $x_{lim} = 0,40625$ m
 $U_a = 7000,0$ KN/m² $M_{lim} = 1584,3750$ m KN
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa $I_{bruta} = 0,0143$ m⁴
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa $W_{bruta} = 0,040833333$ m³

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm² $U_{sc} = 0$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 25,5771611 cm² $U_{st} = 1112,050483$ KN

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1} = U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): 16,08848101 cm² $U_{sc} = 699,50$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 16,08848101 cm² $U_{st} = 699,50$ KN

Cuantías mínimas Flexión compuesta $U_{st} > 388,01$ KN 8,92 cm²
 $U_{sc} > 38,77$ KN 0,89 cm²
 Compresión compuesta $U_{st} \text{ y } U_{sc} > 38,77$ KN 0,89 cm²
 $U_{st} \text{ y } U_{sc} < 3.500,00$ KN 80,50 cm²

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400$ N/mm ²	Aceros con $f_y = 500$ N/mm ²
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
 A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

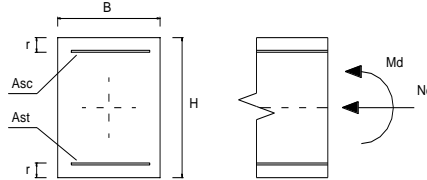
Momento de diseño $M_d = 66,1$ ton*m
 Axil de diseño $N_d = 77,53$ ton

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300$ kp/cm²
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000$ kp/cm²
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 50$ cm
 Canto seccion $H = 70$ cm
 Recubrimiento $r = 5$ cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 425,000 Soluciones
 B = -552,500 $y_1 = 1,111$
 C = 89,359 $y_2 = 0,189$

 $y = 0,1893$ m $x = 0,2366$ m

 $M_{lim} = 111,89$ ton*m $x_{lim} = 0,4084$ m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm ²)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 19,18 cm²

$\epsilon_s = 6,11 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826$ kp/cm²

ϕ	Nº RED
6	68
8	39
10	25
12	17
16	10
20	7
25	4
32	3

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm² $\Delta A_s =$ FALSO

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm²

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm²

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm²

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm²

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 552,5$ ton $M_{lim} = 134,7$ ton*m
 $U_v = 85,0$ ton
 $U_a = 595,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

$M_d < M_{lim}$: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 113,3$ ton $A_{st} = 26,06$ cm²

ϕ	Nº RED
6	93
8	52
10	34
12	24
16	13
20	9
25	6
32	4

$M_d > M_{lim}$: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton $A_{st} = \text{FALSO}$ cm²

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton $A_{sc} = \text{FALSO}$ cm²

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

ϕ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{st} = 3,7$ cm²
 $U_{st} = 16,0$ ton

Armadura de compresion

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{sc} = 0,0$ cm²
 $U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → $M_u = 10,22$ ton*m

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → $M_u = \text{FALSO}$ ton*m

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → $M_u = \text{FALSO}$ ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 70,8 ton

Ast= 16,29 cm2

ϕ	Nº RED
6	58
8	33
10	21
12	15
16	9
20	6
25	4
32	3

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 22,0 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI $e_o > K_1$

Nu= 140,84 ton

Mu=Nu*eo= 46,48 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 3500 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	14	14	-	-
LOSAS				
Aslongit	7	6,3	-	-
Astransv	7	6,3	-	-
VIGAS	11,55	9,8	3,5	2,9
MUROS				
Ashoriz	14	11,2	-	-
Asvert	4,2	3,15	1,3	0,9

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 6,4 0,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima** de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima** correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical** es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6500	KN/m ²	$d =$	0,65
$U_v =$	1000,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	1584,3750 m KN
$U_a =$	7000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,40625
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
	1584,375			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	1112,1	KN	Ast=	25,58	cm ²
------	--------	----	------	-------	-----------------

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	1711,041667	ton	Ast=	39,35	cm ²
------	-------------	-----	------	-------	-----------------

Armadura de compresion

Usc=	-1539,0	ton	Asc=	-35,40	cm ²
------	---------	-----	------	--------	-----------------

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	1112,050483	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	1112,050		
Uv=	1000,0		
0,5*Uo=	3250		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

Mu= 661,00 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

Mu= -324,21 KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 1236,01 KN m

alpha

0,171085

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

SI Nd < 0

$$U_{s1}=U_{s2}= 714.0 \text{ KN}$$

Ast= 16.42 cm2

1489,317
789,8175
699,4992

SI $0 < Nd < 0.5 \cdot Uo$

$$U_{s1}=U_{s2}= 699.5 \text{ KN}$$

Ast= 16.09 cm2

SI Nd $\geq 0.5 \cdot U_o$
$$U_{s1}=U_{s2}= 29695.52 \text{ KN}$$

Ast= 683.00 cm2

m1= -1484.8

m2= -1520,4

 $\alpha = -4.01$
$$e_o = M_u / N_u = 33 \text{ cm}$$

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= #jDIV/0! ton

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

$$U_{sc} = \frac{E}{1 + \frac{R_1}{R_2}} \approx \frac{E}{2}$$
$$S|_{eo} < 0$$

Nu= FALSE ton

Mu=Nu*eo= **FALSO** **ton*m**

SI $0 < e_0 < K_1$

Nu= #DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #;DIV/0! ton*m

K1= #iDIV/0! cm

m1= #jDIV/0! ton*m

m2= #jDIV/0! ton*m

α= #DIV/0!

Sl eo > K1

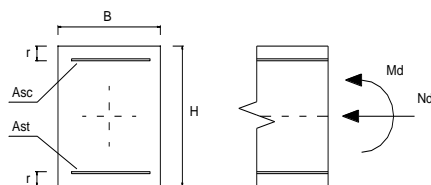
Nu= #DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	0,50 m
Canto seccion	H=	0,70 m
Recubrimiento	r=	0,04 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	444,49 m KN
Axil	N=	775,30 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	19,63 cm²
Armadura de tracción (Ast):	19,63 cm²
Diametro	25,00 mm
Separación	12,50 cm
d' =	0,05 m
d =	0,65 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	14291670201 mm4	
W Homogeneizada=	40833343,43 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	13,10 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-8,67 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-2,90 N/mm2	

ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-187.670,48 KN/m²	(-187,6704826 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 437131,3312
Mf	208,72 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	28.971,34 KN/m²	(28,9713379 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,11 m²		
S=	0,1774 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00088		
Wk=	0,266 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

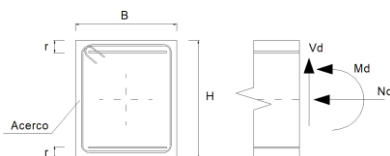
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 0,5$ m
 $H = 0,7$ m
 $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 775,30$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 6500$ KN/m²
 $U_v = 1000,0$ KN/m²
 $U_a = 7000,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,05$ m
 $d = 0,65$ m
 $x_{lim} = 0,40625$ m
 $M_{lim} = 1584,3750$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0143$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,040833333$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 323,15$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 323,15$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 36,97^\circ$
 $\theta_e = 36,97$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 775,30$ KN
COT $\theta = 1,328447878$
COT $\theta_e = 1,33$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 2.215,14$ KN/m²

$K = 1,111$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 2081,46$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 512,34$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 19,63$ cm²
 $A_{sc} = 19,63$ cm²
 $\rho = 0,00604$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{silon} = 1,554700196$

$V_{u2} > 280,53$ KN
 $V_{u2} = 287,80$ KN
FALLO DE BIELAS HGON.

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 240,70$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = 82,45$ KN
 $A_s = 2,44$ cm²/ml

1,33

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,16$
 $S_l = 0,4875$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,5$ m Separación transversal entre ramas

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

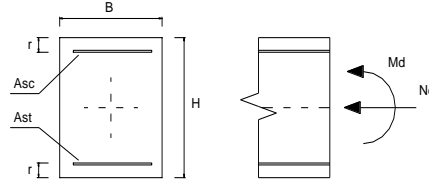
Momento de diseño $M_d = 950 \text{ ton}\cdot\text{m}$
 Axil de diseño $N_d = 700 \text{ ton}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5100 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 100 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 200 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 3,5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 850,000 Soluciones
 B = -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C = 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690 \text{ m}$ $x = 0,7112 \text{ m}$

 $M_{lim} = 1782,58 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 1,2255 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast = 3,7 cm²

$U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc = 0,0 cm²

$U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $e_o > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Astrongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

(*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras.** Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.

(**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada

(***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción.** Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$ 20000 KN/m ²	$d' =$ 0,05	
$U_o =$ 6500 KN/m ²	$d =$ 0,65	
$U_v =$ 1000,0 KN/m ²	$M_{lim} =$ 1584,3750 m KN	
$U_a =$ 7000,0 KN/m ²	$\chi_{lim} =$ 0,40625	
	$F_{yd} =$ 434782,609 KN/m ²	
		1584,375

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < M_{lim}: SIN ARMADURA DE COMPRESION

U _{st} = #¡NUM! KN	A _{st} = #¡NUM! cm ²
-----------------------------	--

Md > M_{lim}: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

U _{st} = 16442,70833 ton	A _{st} = 378,18 cm ²
-----------------------------------	--

Armadura de compresion

U _{sc} = 13192,7 ton	A _{sc} = 303,43 cm ²
-------------------------------	--

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

U _{st} = 16442,70833	U _{sc} = 13192,7
(U _{st} -U _{sc}) = 3250,000	
U _v = 1000,0	
0,5*U _o = 3250	

SI U_{st}-U_{sc} < U_v →

M_u = 9860,25 KN m

SI 0,5*U_o > U_{st}-U_{sc} > U_v →

M_u = 8971,88 KN m

SI U_{st}-U_{sc} > 0,5*U_o →

M_u = 9500,00 KN m

alpha

3,747436

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

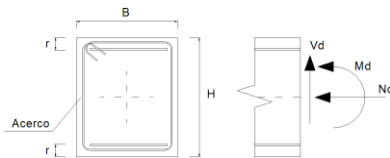
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

1.6.3 DIMENSIONAMIENTO CIMENTACIÓN

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul





1.- CIMENTACIÓN

1.1.- Elementos de cimentación aislados

1.1.1.- Descripción

Referencias	Material	Geometría	Armado
N1	Tensión admisible en situaciones persistentes: 8.00 kp/cm ² Tensión admisible en situaciones accidentales: 8.00 kp/cm ²	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 200.0 cm Ancho inicial Y: 25.0 cm Ancho final X: 100.0 cm Ancho final Y: 75.0 cm Ancho zapata X: 300.0 cm Ancho zapata Y: 100.0 cm Canto: 110.0 cm	Sup X: 6Ø16c/15 Sup Y: 19Ø16c/15 Inf X: 6Ø25c/15 Inf Y: 19Ø25c/15 Perimetral: 4Ø16
N2	Tensión admisible en situaciones persistentes: 8.00 kp/cm ² Tensión admisible en situaciones accidentales: 8.00 kp/cm ²	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 25.0 cm Ancho inicial Y: 200.0 cm Ancho final X: 75.0 cm Ancho final Y: 100.0 cm Ancho zapata X: 100.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm Canto: 110.0 cm	Sup X: 19Ø16c/15 Sup Y: 6Ø16c/15 Inf X: 19Ø25c/15 Inf Y: 6Ø25c/15 Perimetral: 4Ø16

1.1.2.- Medición

Referencia: N1		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø16	Ø25	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		6x4.75	28.50
	Peso (kg)		6x18.30	109.82
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		19x2.70	51.30
	Peso (kg)		19x10.40	197.68
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)	6x4.74		28.44
	Peso (kg)	6x7.48		44.89
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)	19x2.70		51.30
	Peso (kg)	19x4.26		80.97
Armado perimetral	Longitud (m)	4x3.68		14.72
	Peso (kg)	4x5.81		23.23
Armado perimetral	Longitud (m)	4x1.68		6.72
	Peso (kg)	4x2.65		10.61
Armado perimetral	Longitud (m)	4x3.68		14.72
	Peso (kg)	4x5.81		23.23
Armado perimetral	Longitud (m)	4x1.68		6.72
	Peso (kg)	4x2.65		10.61
Totales	Longitud (m)	122.62	79.80	
	Peso (kg)	193.54	307.50	501.04
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	134.88	87.78	
	Peso (kg)	212.89	338.25	551.14

Referencia: N2		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø16	Ø25	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		19x2.75	52.25
	Peso (kg)		19x10.60	201.34
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		6x4.70	28.20
	Peso (kg)		6x18.11	108.67
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)	19x2.74		52.06
	Peso (kg)	19x4.32		82.17
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)	6x4.70		28.20
	Peso (kg)	6x7.42		44.51



Referencia: N2		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø16	Ø25	
Armado perimetral	Longitud (m)	4x1.68		6.72
	Peso (kg)	4x2.65		10.61
Armado perimetral	Longitud (m)	4x3.68		14.72
	Peso (kg)	4x5.81		23.23
Armado perimetral	Longitud (m)	4x1.68		6.72
	Peso (kg)	4x2.65		10.61
Armado perimetral	Longitud (m)	4x3.68		14.72
	Peso (kg)	4x5.81		23.23
Totales	Longitud (m)	123.14	80.45	
	Peso (kg)	194.36	310.01	504.37
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	135.45	88.50	
	Peso (kg)	213.80	341.01	554.81

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)			Hormigón (m³)	
	Ø16	Ø25	Total	HA-25, Yc=1.5	Limpieza
Referencia: N1	212.89	338.25	551.14	3.30	0.30
Referencia: N2	213.80	341.01	554.81	3.30	0.30
Totales	426.69	679.26	1105.95	6.60	0.60

1.1.3.- Comprobación

Referencia: N1		
Dimensiones: 300 x 100 x 110		
Armados: Xi:Ø25c/15 Yi:Ø25c/15 Xs:Ø16c/15 Ys:Ø16c/15 Perimetral:4Ø16		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 8 kp/cm² Calculado: 3.77 kp/cm²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 10 kp/cm² Calculado: 9.817 kp/cm²	Cumple
Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 293.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 114.8 %	Cumple
Deslizamiento de la zapata: - Situaciones persistentes: CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.28	Cumple
Flexión en la zapata: - En dirección X:	Momento: 87.61 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 2.43 t·m	Cumple
Cortante en la zapata: - En dirección X:	Cortante: 39.56 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 509.68 t/m² Calculado: 92.29 t/m²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 110 cm	Cumple



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Referencia: N1 Dimensiones: 300 x 100 x 110 Armados: Xi: Ø25c/15 Yi: Ø25c/15 Xs: Ø16c/15 Ys: Ø16c/15 Perimetral: 4Ø16		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N1:	Mínimo: 0 cm Calculado: 100 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.003 Calculado: 0.0013 Calculado: 0.003 Calculado: 0.0013	Cumple Cumple Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.003 Mínimo: 0.0016 Mínimo: 0.0001	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08) - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 25 mm Calculado: 16 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección Y hacia arriba: - Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 31 cm Calculado: 100 cm Mínimo: 68 cm Calculado: 181 cm Mínimo: 31 cm Calculado: 100 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 19 cm Calculado: 100 cm Mínimo: 19 cm Calculado: 181 cm Mínimo: 19 cm Calculado: 100 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Calculado: 100 cm	



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Referencia: N1		
Dimensiones: 300 x 100 x 110		
Armados: Xi:Ø25c/15 Yi:Ø25c/15 Xs:Ø16c/15 Ys:Ø16c/15 Perimetral:4Ø16		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 25 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 25 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 25 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 25 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 16 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: N2		
Dimensiones: 100 x 300 x 110		
Armados: Xi:Ø25c/15 Yi:Ø25c/15 Xs:Ø16c/15 Ys:Ø16c/15 Perimetral:4Ø16		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 8 kp/cm ² Calculado: 3.77 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 10 kp/cm ² Calculado: 9.817 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 114.8 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 293.7 %	Cumple
Deslizamiento de la zapata: - Situaciones persistentes: CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.28	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 2.43 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 87.61 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 39.56 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 92.29 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 110 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N2:	Mínimo: 0 cm Calculado: 100 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.003	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0013	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.003	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0013	Cumple



Listados

VIGA_EMBOQUILLE

Fecha: 07/01/14

Referencia: N2 Dimensiones: 100 x 300 x 110 Armados: Xi: Ø25c/15 Yi: Ø25c/15 Xs: Ø16c/15 Ys: Ø16c/15 Perimetral: 4Ø16		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.003 Mínimo: 0.0001 Mínimo: 0.0016	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08) - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 25 mm Calculado: 16 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección Y hacia arriba: - Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 31 cm Calculado: 100 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 31 cm Calculado: 100 cm Mínimo: 68 cm Calculado: 181 cm Mínimo: 19 cm Calculado: 100 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 19 cm Calculado: 100 cm Mínimo: 19 cm Calculado: 181 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección Y hacia arriba: - Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 100 cm Mínimo: 25 cm Mínimo: 25 cm Mínimo: 25 cm Mínimo: 25 cm Mínimo: 16 cm Mínimo: 16 cm Mínimo: 16 cm Mínimo: 16 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple



Referencia: N2		
Dimensiones: 100 x 300 x 110		
Armados: Xi: Ø25c/15 Yi: Ø25c/15 Xs: Ø16c/15 Ys: Ø16c/15 Perimetral: 4Ø16		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		

2. MURO HORMIGÓN

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



1.- NORMA Y MATERIALES.....	2
2.- ACCIONES.....	2
3.- DATOS GENERALES.....	2
4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....	2
5.- GEOMETRÍA.....	2
6.- ESQUEMA DE LAS FASES.....	3
7.- CARGAS.....	3
8.- RESULTADOS DE LAS FASES.....	3
9.- COMBINACIONES.....	4
10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO.....	5
11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA.....	5
12.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO).....	8
13.- MEDICIÓN.....	8



1.- NORMA Y MATERIALES

Norma: EHE-08 (España)

Hormigón: HA-25, $Y_c=1.5$

Acero de barras: B 500 S, $Y_s=1.15$

Tipo de ambiente: Clase IIa

Recubrimiento en el intradós del muro: 3.0 cm

Recubrimiento en el trasdós del muro: 3.0 cm

Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm

Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm

Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.0 cm

Tamaño máximo del árido: 20 mm

2.- ACCIONES

Empuje en el intradós: Sin empuje

Empuje en el trasdós: Activo

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m

Enrase: Trasdós

Longitud del muro en planta: 6.00 m

Sin juntas de retracción

Tipo de cimentación: Zapata corrida

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %

Evacuación por drenaje: 100 %

Tensión admisible: 5.00 kp/cm²

Coefficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.58

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1	0.00 m	Densidad aparente: 1.90 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.10 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 29.00 grados Cohesión: 1.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.35

5.- GEOMETRÍA

MURO

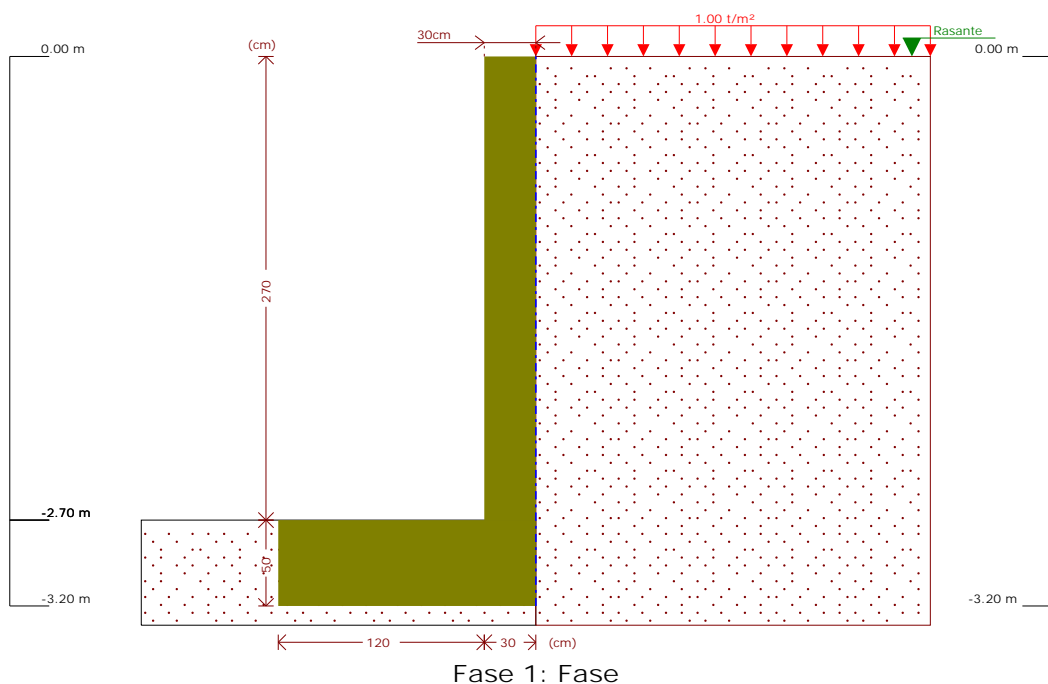
Altura: 2.70 m
Espesor superior: 30.0 cm
Espesor inferior: 30.0 cm

ZAPATA CORRIDA

Sin talón
Canto: 50 cm
Vuelo en el intradós: 120.0 cm
Hormigón de limpieza: 10 cm



6.- ESQUEMA DE LAS FASES



7.- CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 1 t/m ²	Fase	Fase

8.- RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.26	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.53	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.80	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.07	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.34	1.01	0.00	0.00	0.05	0.00
-1.61	1.21	0.04	0.00	0.23	0.00
-1.88	1.41	0.12	0.03	0.40	0.00
-2.15	1.61	0.26	0.08	0.58	0.00
-2.42	1.81	0.44	0.17	0.76	0.00
-2.69	2.02	0.67	0.32	0.94	0.00
Máximos	2.03	0.68	0.32	0.95	0.00
	Cota: -2.70 m	Cota: -2.70 m	Cota: -2.70 m	Cota: -2.70 m	Cota: 0.00 m



Selección de listados

MURO

Fecha: 03/01/14

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.26	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.53	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.80	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.07	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.34	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.61	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.88	1.41	0.00	0.00	0.06	0.00
-2.15	1.61	0.04	0.01	0.24	0.00
-2.42	1.81	0.13	0.03	0.41	0.00
-2.69	2.02	0.27	0.08	0.59	0.00
Máximos	2.03 Cota: -2.70 m	0.27 Cota: -2.70 m	0.08 Cota: -2.70 m	0.60 Cota: -2.70 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

9.- COMBINACIONES

HIPÓTESIS

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.35	1.00	
3	1.00	1.50	
4	1.35	1.50	
5	1.00	1.00	1.50
6	1.35	1.00	1.50
7	1.00	1.50	1.50
8	1.35	1.50	1.50



COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

CORONACIÓN				
Armadura superior: 2Ø12				
Anclaje intradós / trasdós: 21 / 21 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/20 Solape: 0.25 m	Ø12c/20	Ø12c/20 Solape: 0.45 m	Ø12c/20
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø12c/25	Ø12c/20 Patilla Intradós / Trasdós: 30 / 30 cm		
Inferior	Ø12c/25	Ø12c/20 Patilla intradós / trasdós: 30 / 30 cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: MURO		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 37.54 t/m Calculado: 1.01 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)	Mínimo: 20 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: Norma EHE-08. Artículo 69.4.1	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 18.8 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 18.8 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1	Máximo: 30 cm	
- Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0016	
- Trasdós (-2.70 m):	Calculado: 0.00188	Cumple
- Intradós (-2.70 m):	Calculado: 0.00188	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)	Calculado: 0.00188	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00037	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00026	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: - Trasdós (-2.70 m): Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00188	Cumple



Referencia: Muro: MURO		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: - Trasdós (-2.70 m): Norma EHE-08. Artículo 42.3.2	Mínimo: 0.00153 Calculado: 0.00188	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: - Intradós (-2.70 m): Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.0013	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: - Intradós (-2.70 m): Norma EHE-08. Artículo 42.3.3	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.0013	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: Norma EHE-08. Artículo 69.4.1 - Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 17.6 cm Calculado: 18 cm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1 - Armadura vertical Trasdós: - Armadura vertical Intradós:	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple
Comprobación a flexión compuesta: Comprobación realizada por unidad de longitud de muro		Cumple
Comprobación a cortante: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1	Máximo: 17.45 t/m Calculado: 0.67 t/m	Cumple
Comprobación de fisuración: Norma EHE-08. Artículo 49.2.3	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0 mm	Cumple
Longitud de solapes: Norma EHE-08. Artículo 69.5.2 - Base trasdós: - Base intradós:	Mínimo: 0.42 m Calculado: 0.45 m Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.25 m	Cumple Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". - Trasdós: - Intradós:	Calculado: 21 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 0 cm	Cumple Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 2.2 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -2.70 m - Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -2.70 m - Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -2.70 m, Md: 0.49 t·m/m, Nd: 2.02 t/m, Vd: 1.02 t/m, Tensión máxima del acero: 0.180 t/cm ² - Sección crítica a cortante: Cota: -2.44 m		
Referencia: Zapata corrida: MURO		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: Valor introducido por el usuario. - Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 5.2	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.82	Cumple



Referencia: Zapata corrida: MURO		
Comprobación	Valores	Estado
Canto mínimo: - Zapata: Norma EHE-08. Artículo 58.8.1.	Mínimo: 25 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: Valor introducido por el usuario. - Tensión media: - Tensión máxima:	Máximo: 5 kp/cm ² Calculado: 0.26 kp/cm ² Máximo: 6.25 kp/cm ² Calculado: 0.501 kp/cm ²	Cumple Cumple
Flexión en zapata: Comprobación basada en criterios resistentes - Armado superior intradós: - Armado inferior intradós:	Calculado: 5.65 cm ² /m Mínimo: 0 cm ² /m Mínimo: 0.53 cm ² /m	Cumple Cumple
Esfuerzo cortante: - Intradós: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1.	Máximo: 24.67 t/m Calculado: 0.99 t/m	Cumple
Longitud de anclaje: Norma EHE-08. Artículo 69.5. - Arranque trasdós: - Arranque intradós: - Armado inferior trasdós (Patilla): - Armado inferior intradós (Patilla): - Armado superior trasdós (Patilla): - Armado superior intradós (Patilla):	Mínimo: 20 cm Calculado: 42.6 cm Mínimo: 17 cm Calculado: 42.6 cm Mínimo: 15 cm Calculado: 30 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 30 cm Mínimo: 15 cm Calculado: 30 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Recubrimiento: - Lateral: Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1.	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
Diámetro mínimo: Norma EHE-08. Artículo 58.8.2. - Armadura transversal inferior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal superior:	Mínimo: Ø12 Calculado: Ø12 Calculado: Ø12 Calculado: Ø12 Calculado: Ø12	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1. - Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura longitudinal superior:	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: J. Calavera, "Cálculo de Estructuras de Cimentación" 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.16 (pag.129). - Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura longitudinal superior:	Mínimo: 10 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple



Referencia: Zapata corrida: MURO		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía geométrica mínima: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5.	Mínimo: 0.0009	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00113	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		
- Armadura longitudinal inferior: Norma EHE-08. Artículo 55.	Mínimo: 0.00028 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armadura transversal inferior: Norma EHE-08. Artículo 42.3.2.	Mínimo: 0.00015 Calculado: 0.00113	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 1.03 t·m/m		

12.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): MURO		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo: - Fase: Coordenadas del centro del círculo (-1.11 m ; 0.42 m) - Radio: 4.11 m: Valor introducido por el usuario.	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.331	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

13.- MEDICIÓN

Referencia: Muro		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø10	Ø12	
Armado base transversal	Longitud (m)	31x2.86		88.66
	Peso (kg)	31x1.76		54.66
Armado longitudinal	Longitud (m)		15x5.86	87.90
	Peso (kg)		15x5.20	78.04
Armado base transversal	Longitud (m)		31x2.85	88.35
	Peso (kg)		31x2.53	78.44
Armado longitudinal	Longitud (m)		15x5.86	87.90
	Peso (kg)		15x5.20	78.04
Armado viga coronación	Longitud (m)		2x5.86	11.72
	Peso (kg)		2x5.20	10.41
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m)		31x1.95	60.45
	Peso (kg)		31x1.73	53.67
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m)		7x5.86	41.02
	Peso (kg)		7x5.20	36.42
Armadura superior - Transversal	Longitud (m)		31x1.95	60.45
	Peso (kg)		31x1.73	53.67
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m)		7x5.86	41.02
	Peso (kg)		7x5.20	36.42
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)	31x0.97		30.07
	Peso (kg)	31x0.60		18.54
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)		31x1.17	36.27
	Peso (kg)		31x1.04	32.20



Selección de listados

Referencia: Muro		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø10	Ø12	
Totales	Longitud (m)	118.73	515.08	530.51
	Peso (kg)	73.20	457.31	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	130.60	566.59	583.56
	Peso (kg)	80.52	503.04	

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)			Hormigón (m³)	
	Ø10	Ø12	Total	HA-25, Yc=1.5	Limpieza
Referencia: Muro	80.52	503.04	583.56	9.36	0.90
Totales	80.52	503.04	583.56	9.36	0.90

3. EDIFICIO SALIDA EMERGENCIA

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



3.1. ESFUERZOS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



3.1.1 SALIDA NUMÉRICA
(se incluye únicamente en la edición digital)

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



3.1.2 SALIDA GRÁFICA

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



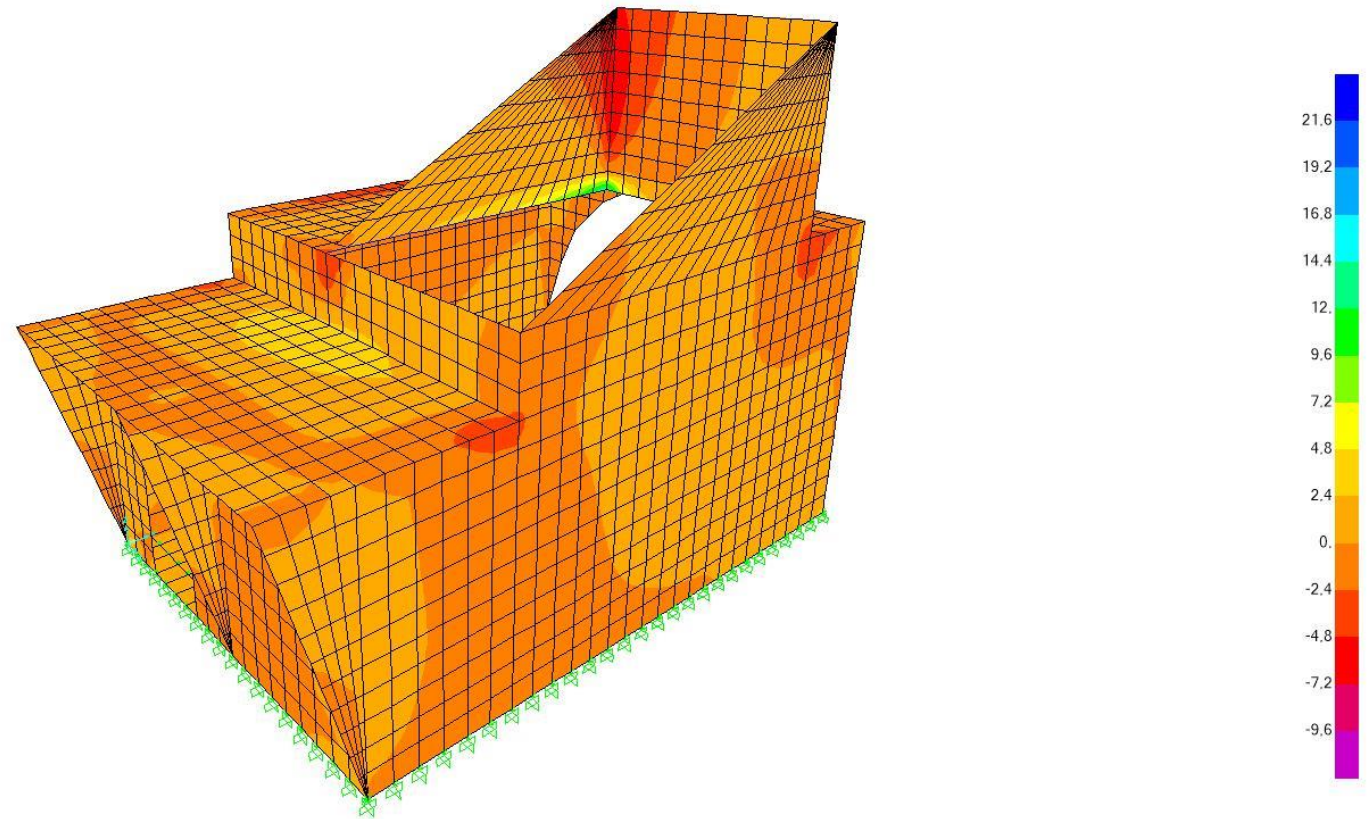
MOMENTO M11

Anejo nº22: Obras
Singulares

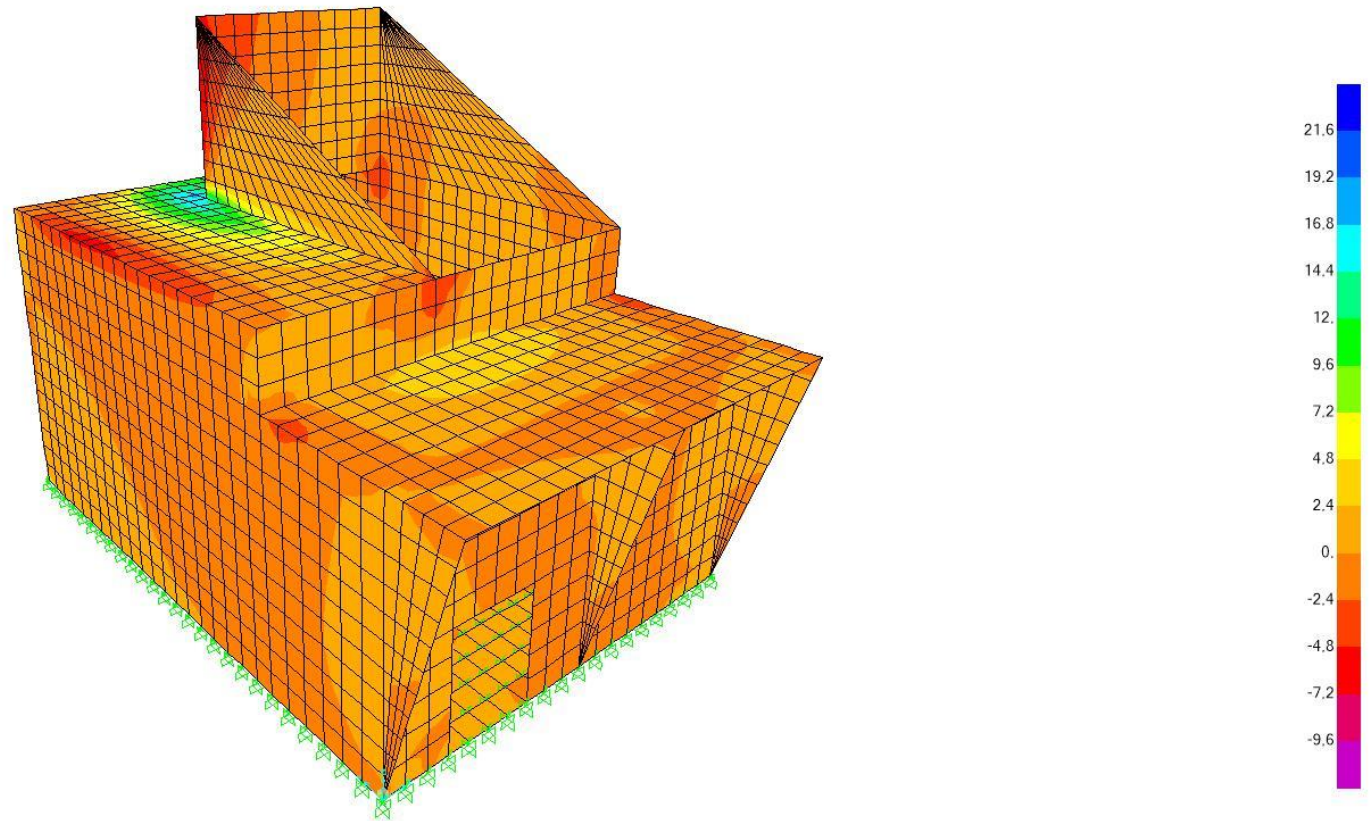
PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul

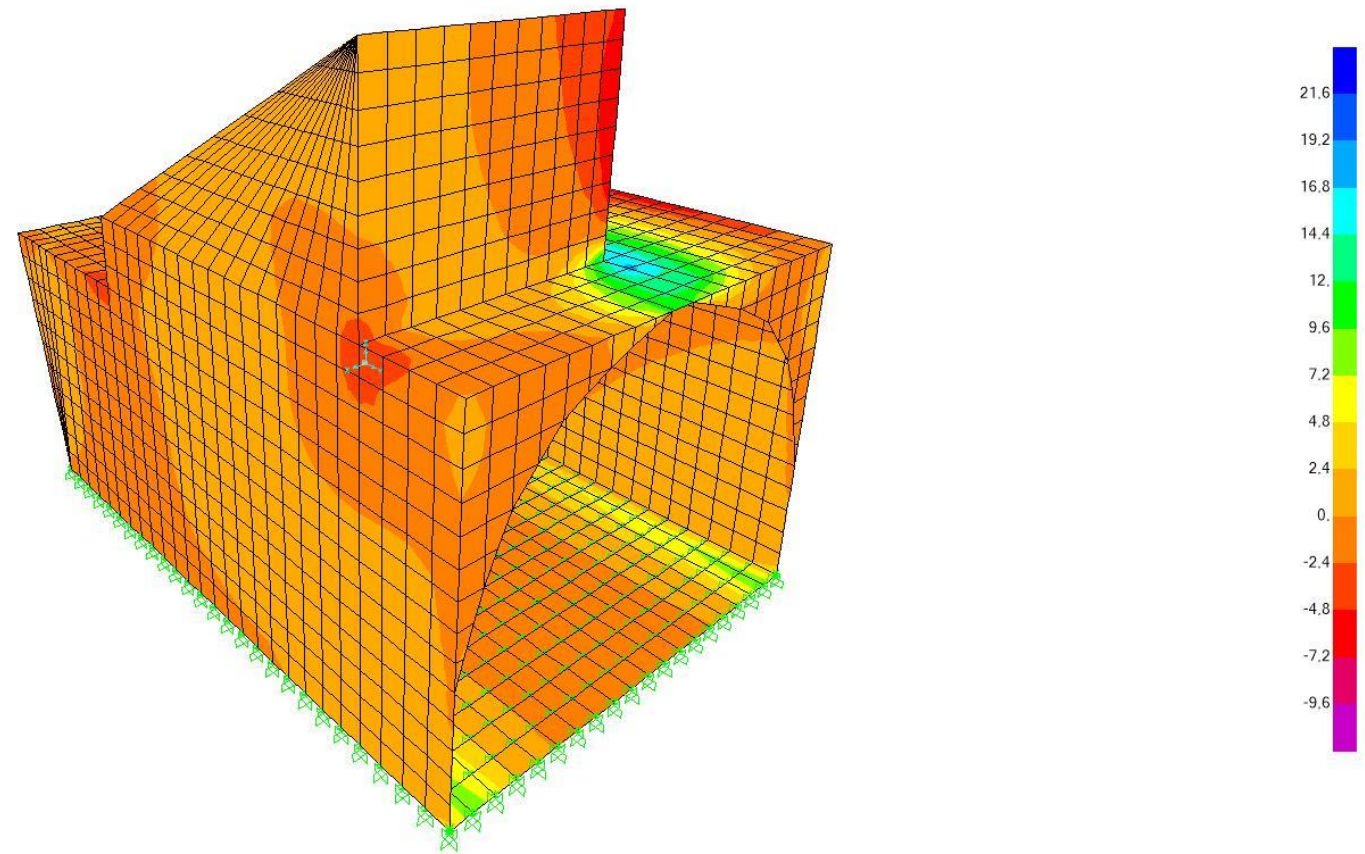




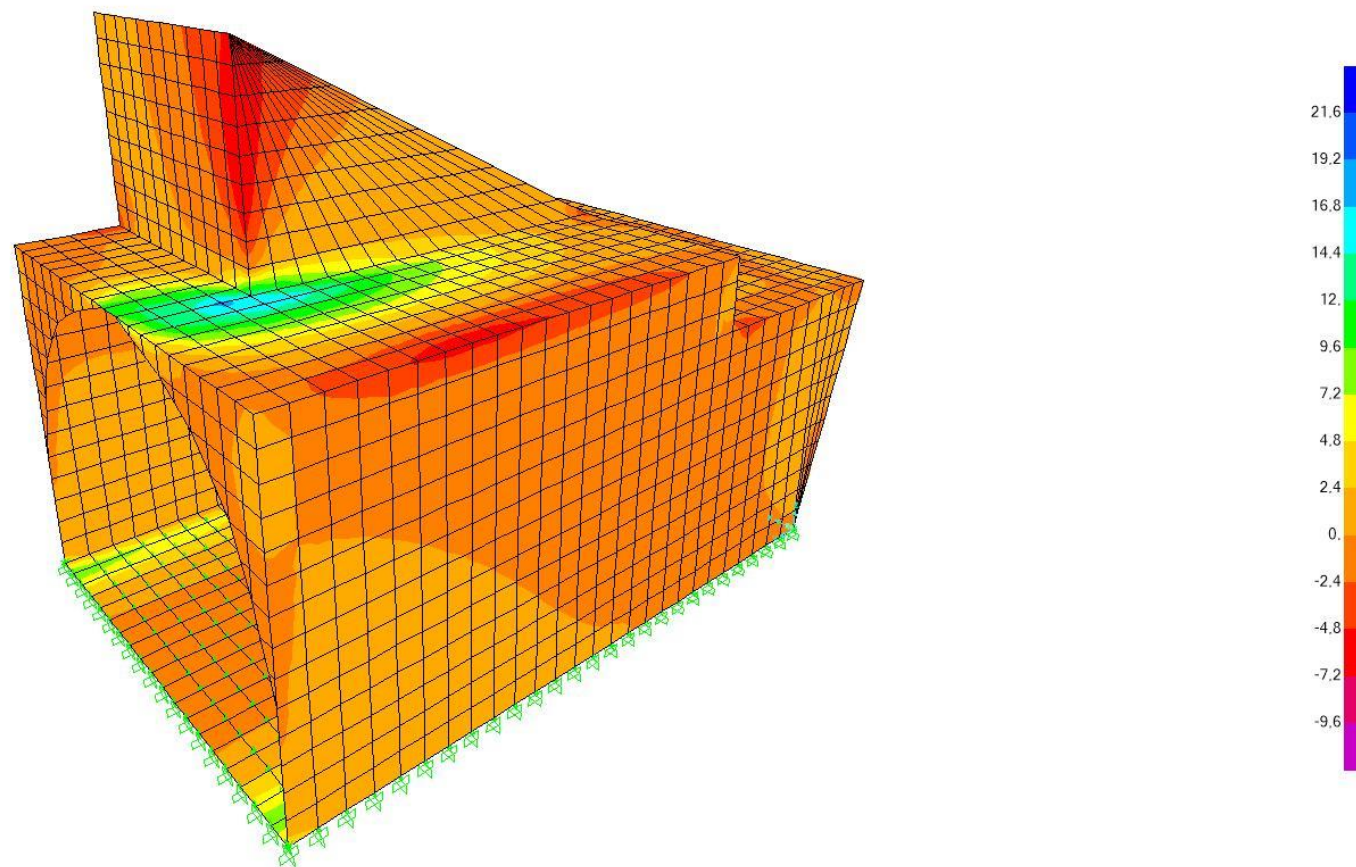
Vista frontal derecha



Vista frontal izquierda



Vista trasera derecha



Vista trasera izquierda

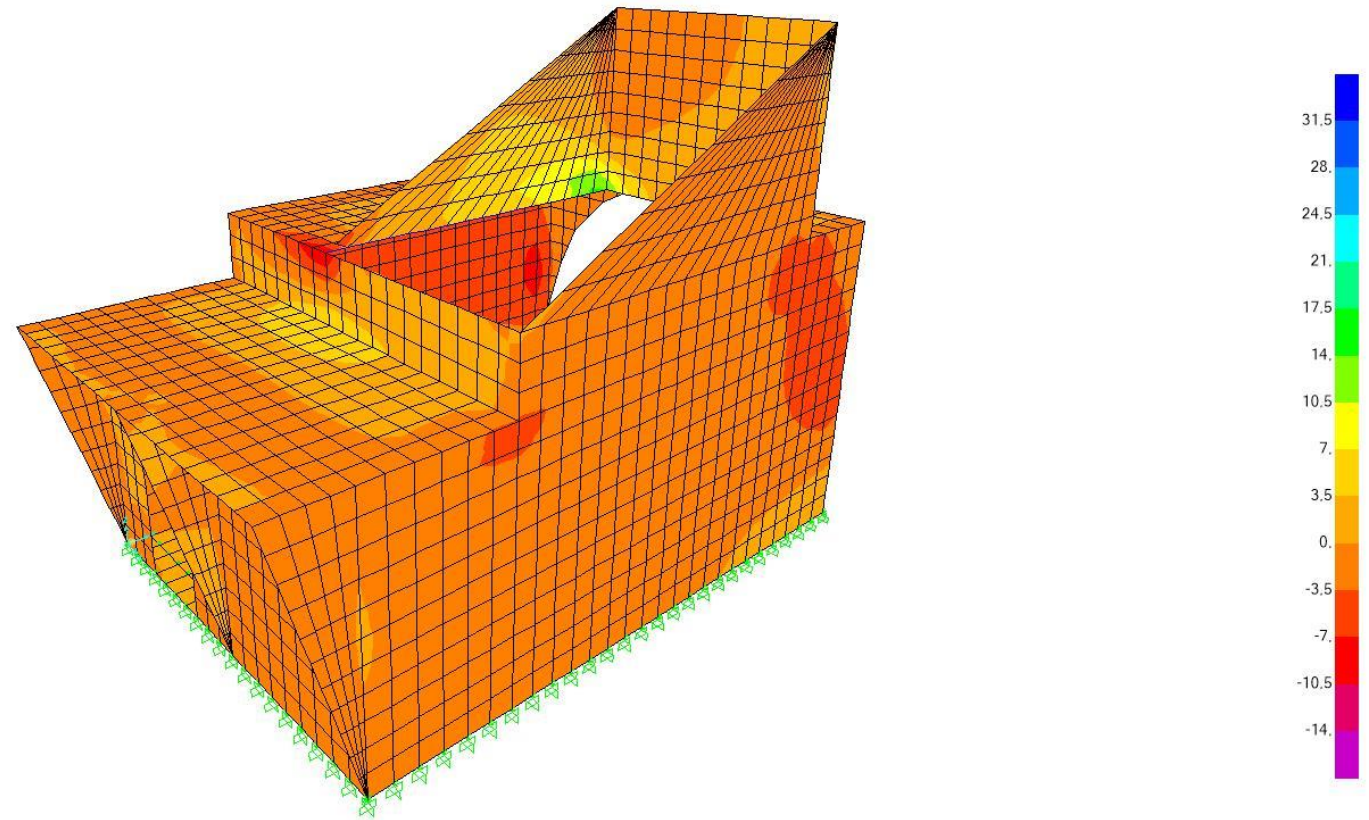
MOMENTO M22

Anejo nº22: Obras
Singulares

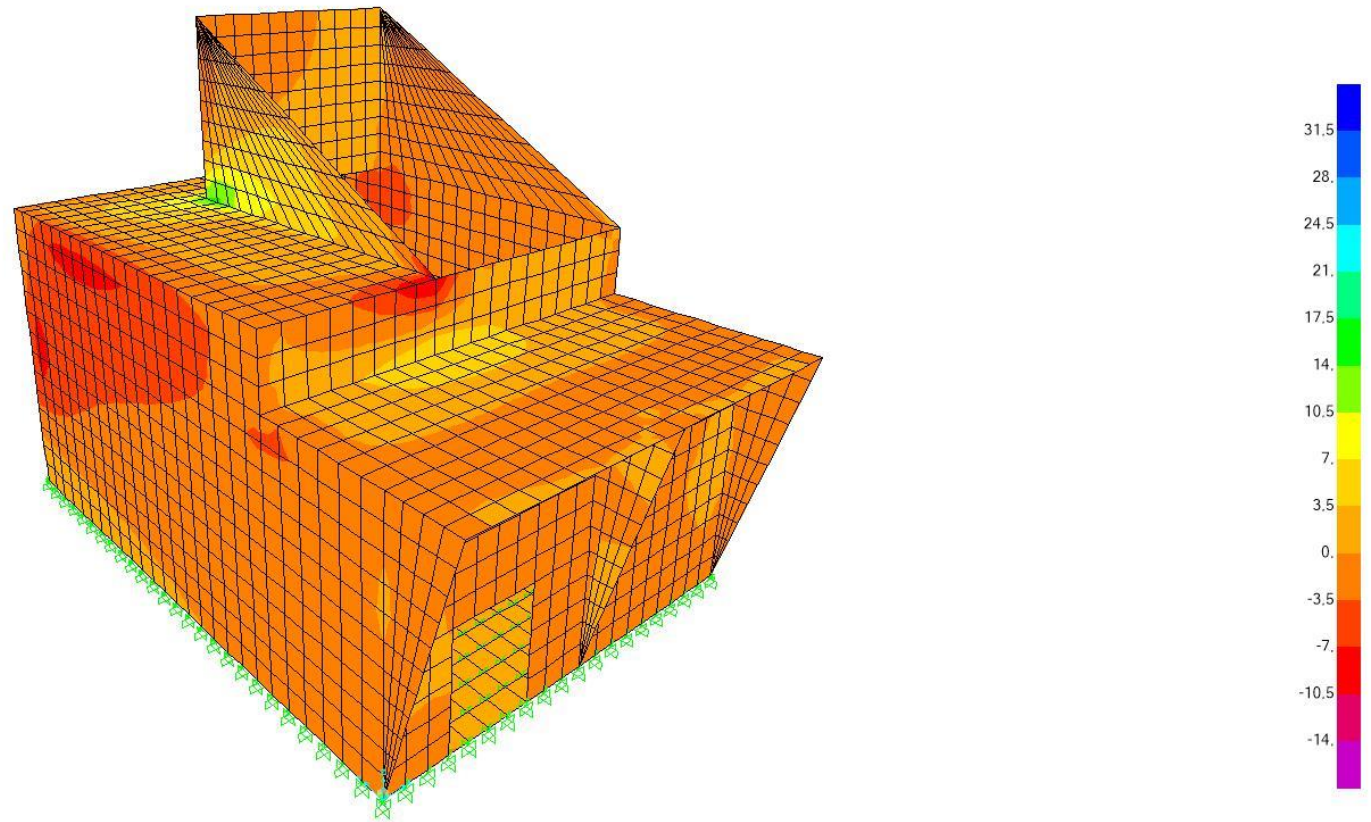
PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul

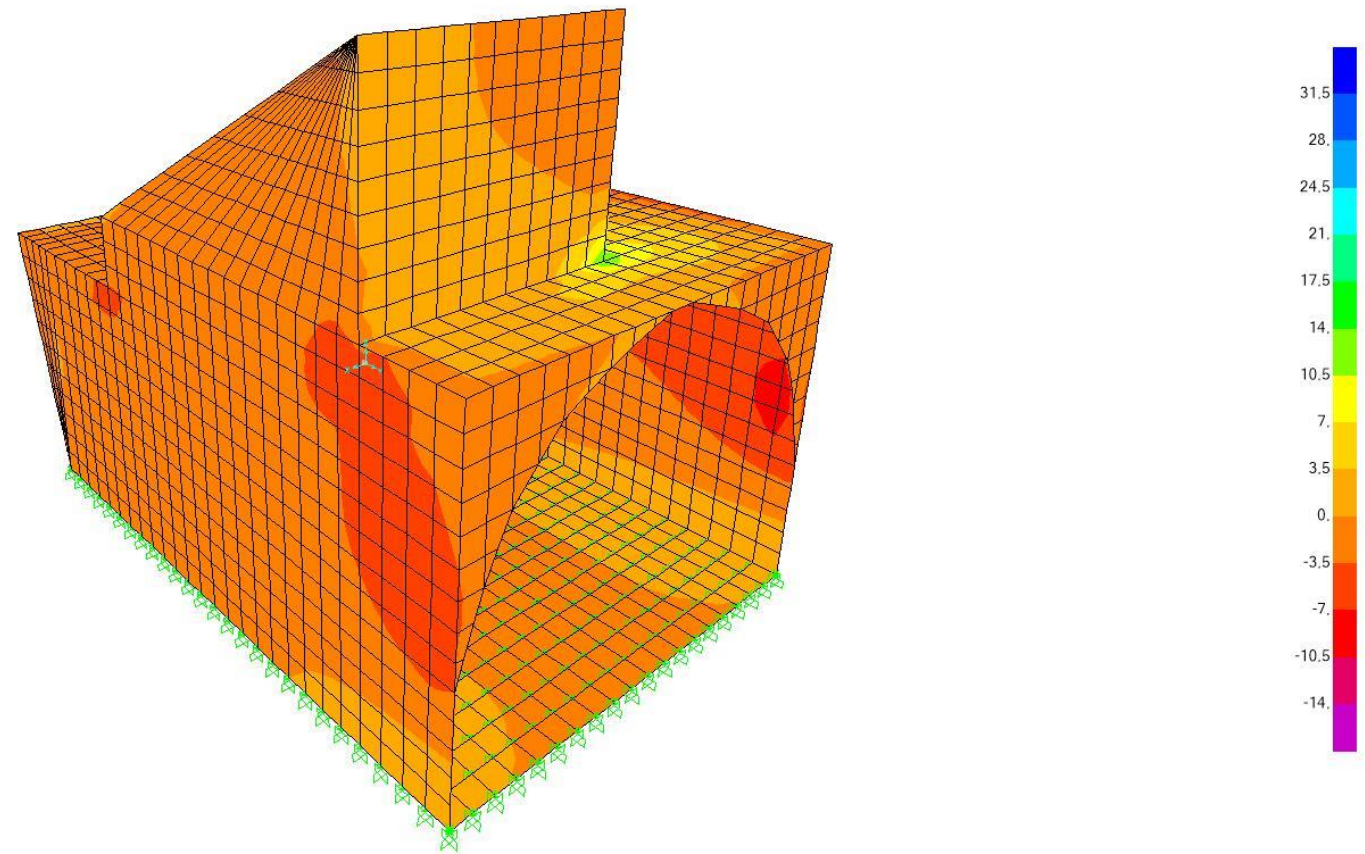




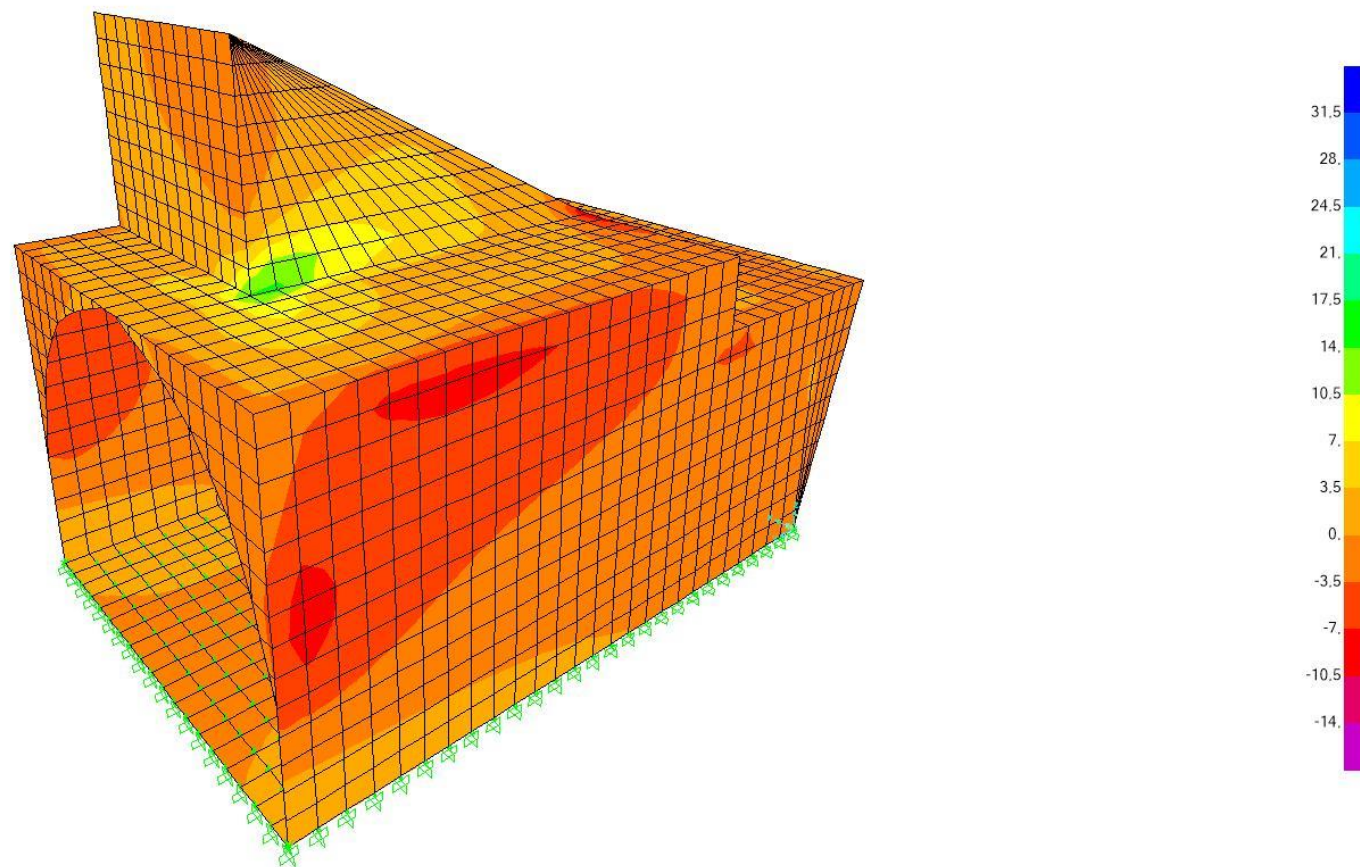
Vista frontal derecha



Vista frontal izquierda



Vista trasera derecha



Vista trasera izquierda

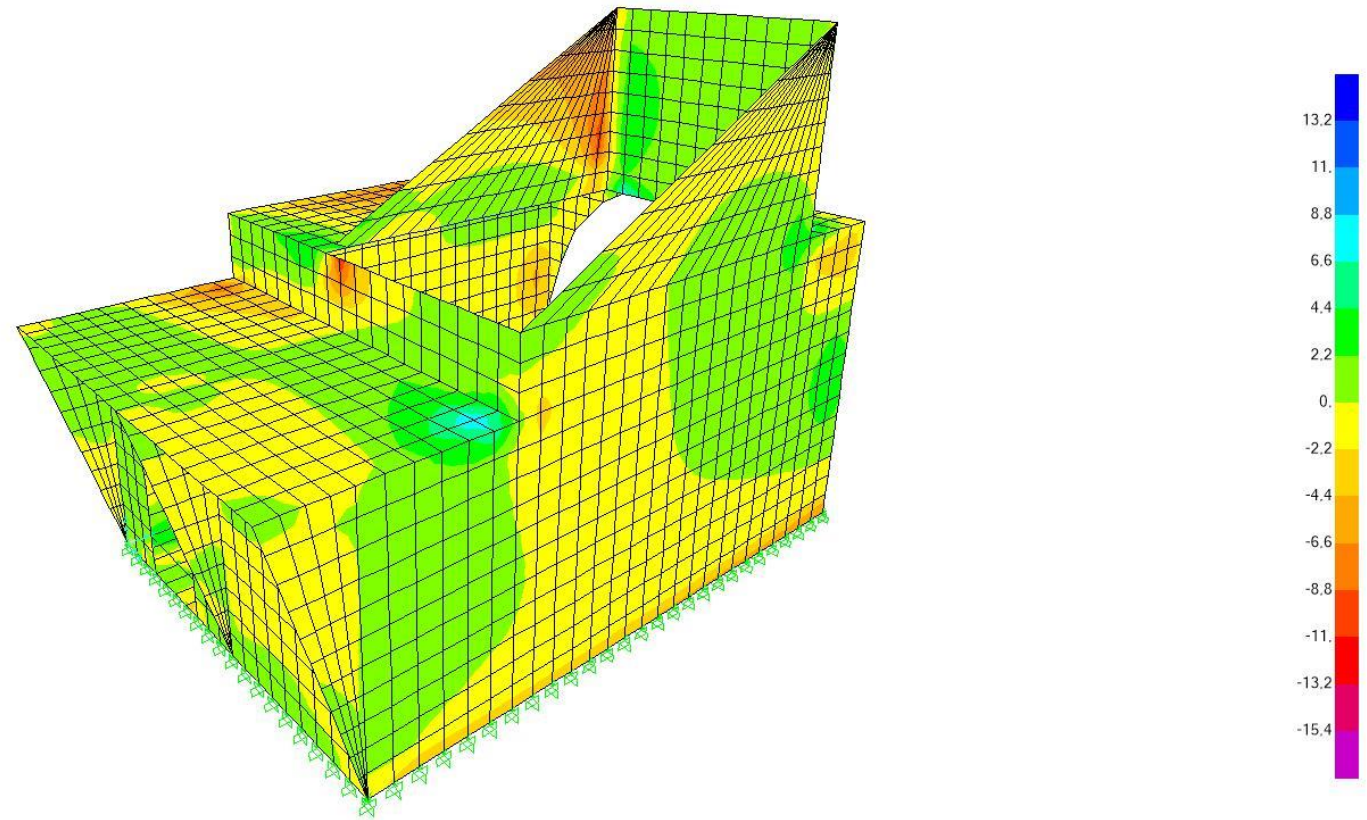
CORTANTE V13

Anejo nº22: Obras
Singulares

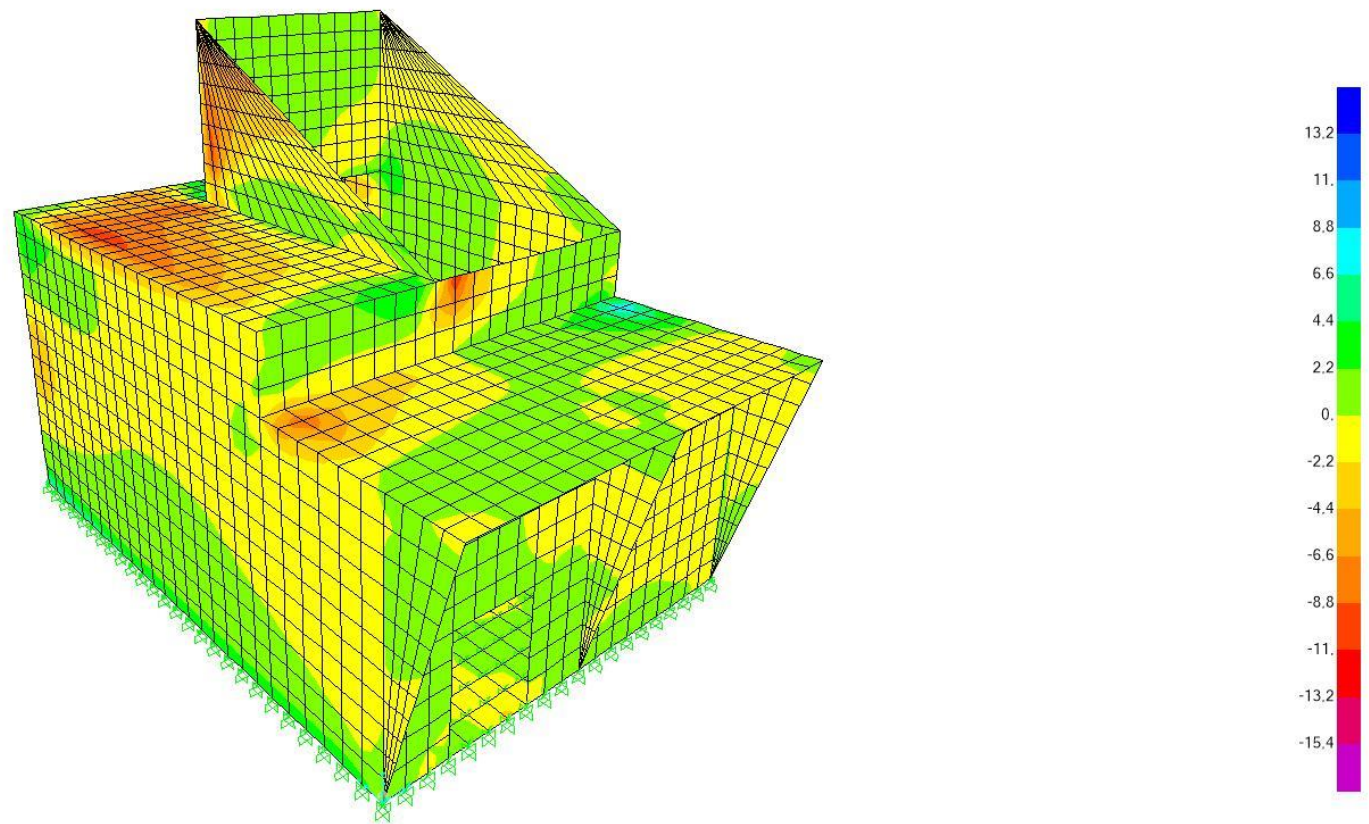
PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul

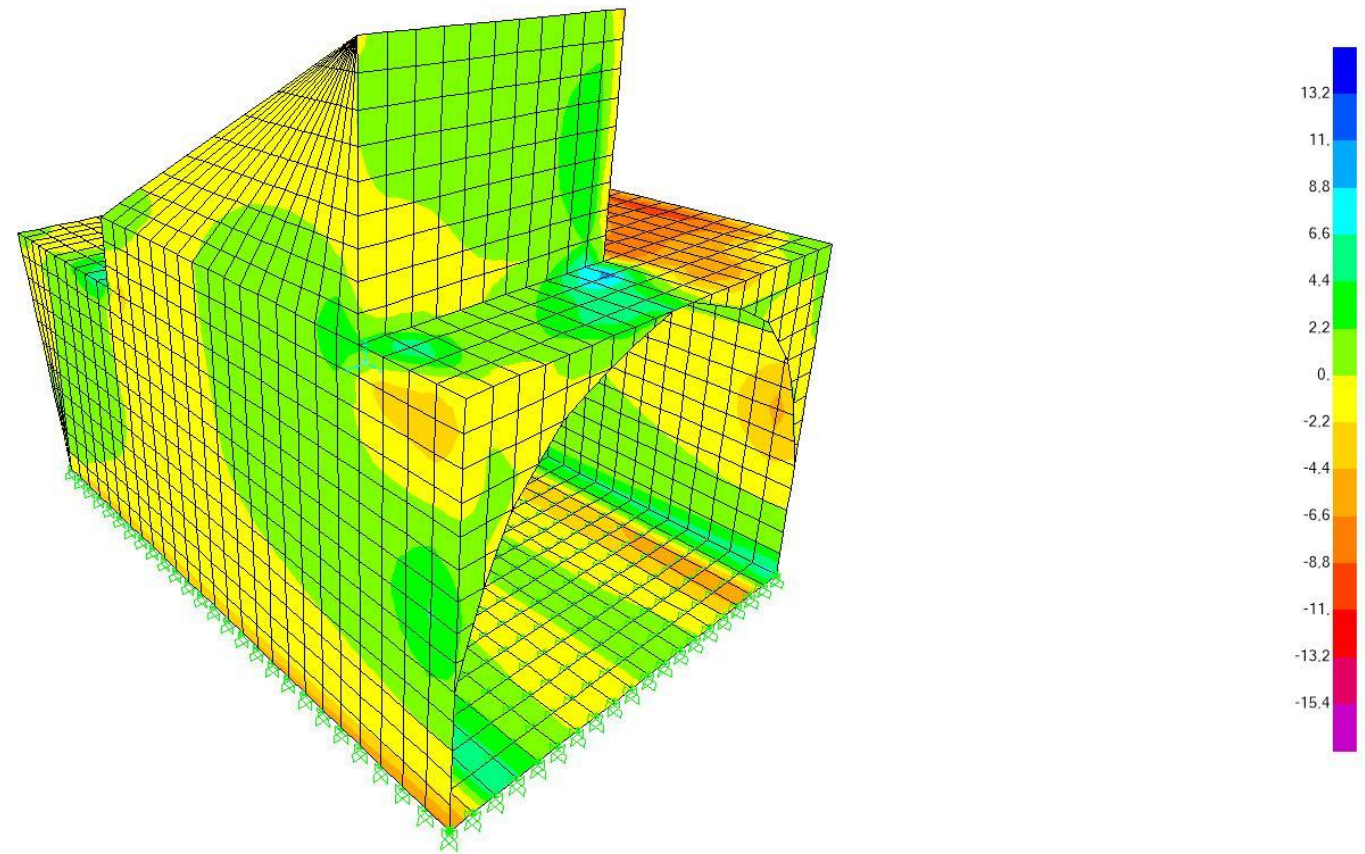




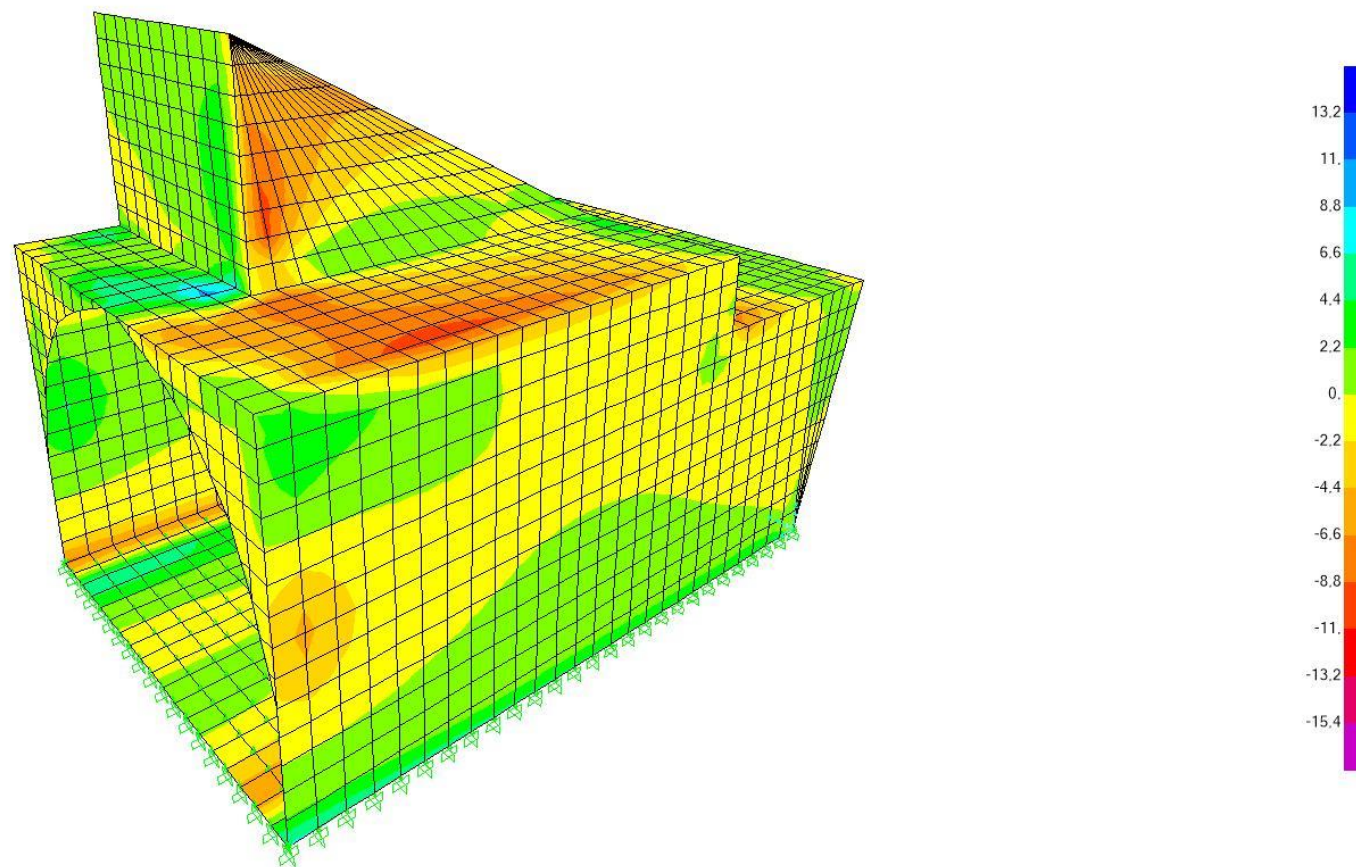
Vista frontal derecha



Vista frontal izquierda



Vista trasera derecha



Vista trasera izquierda

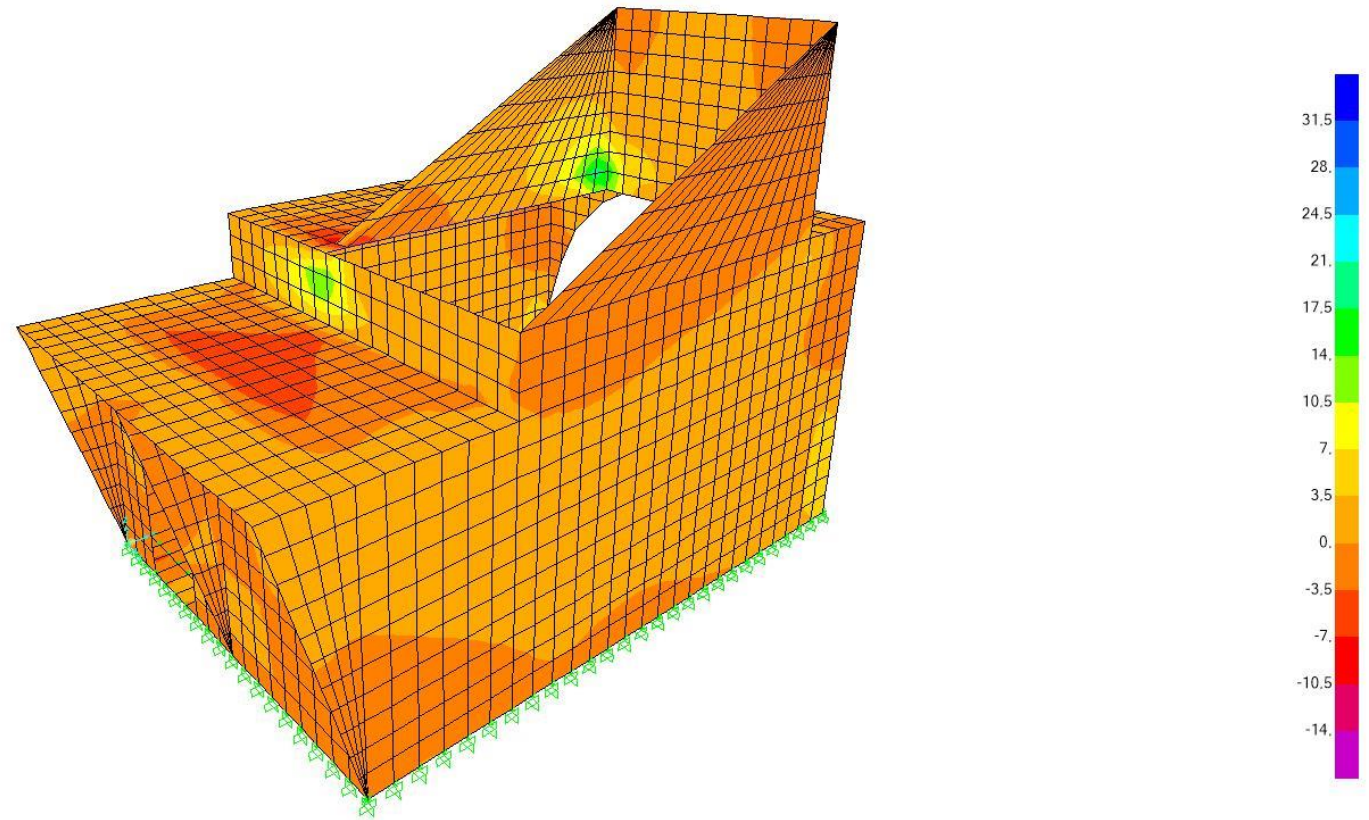
CORTANTE V23

Anejo nº22: Obras
Singulares

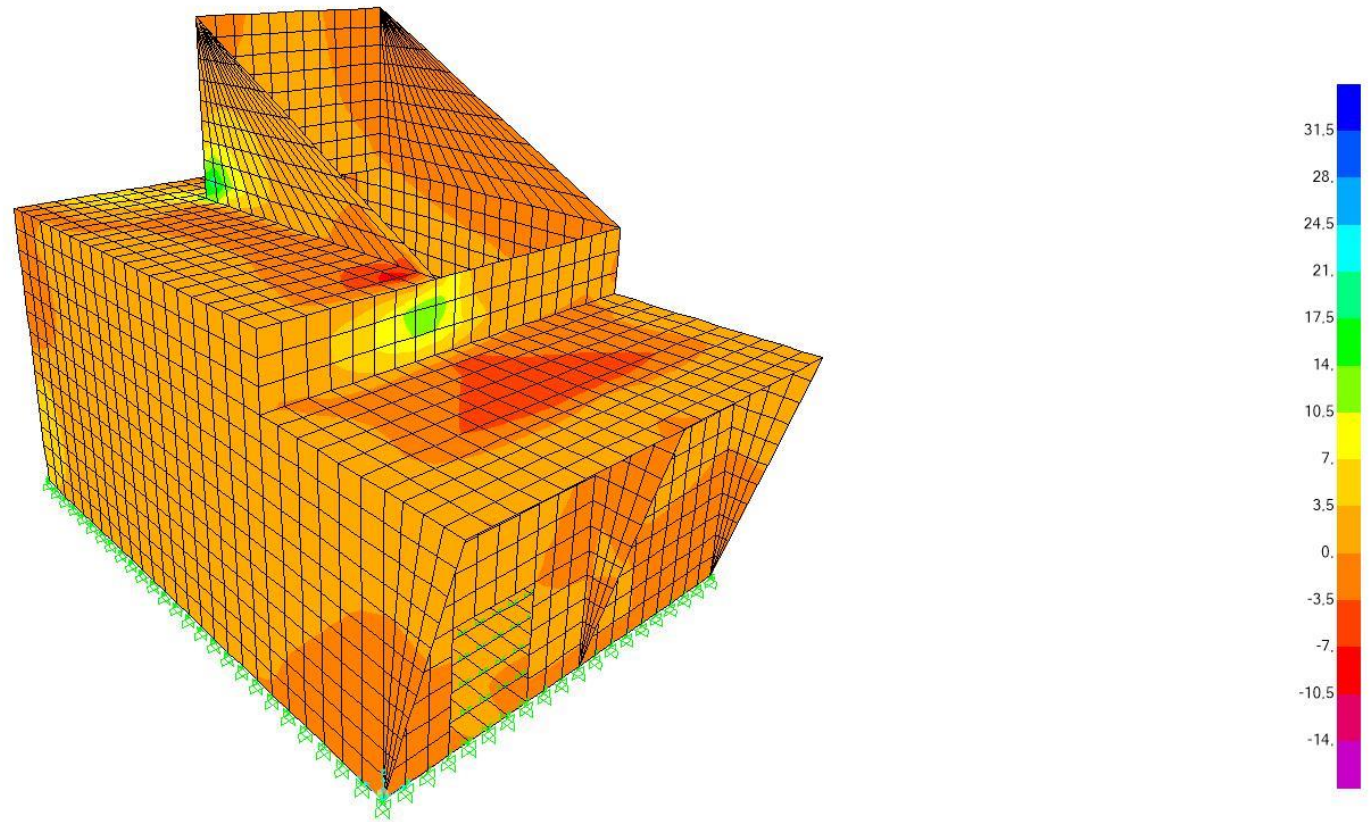
PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul

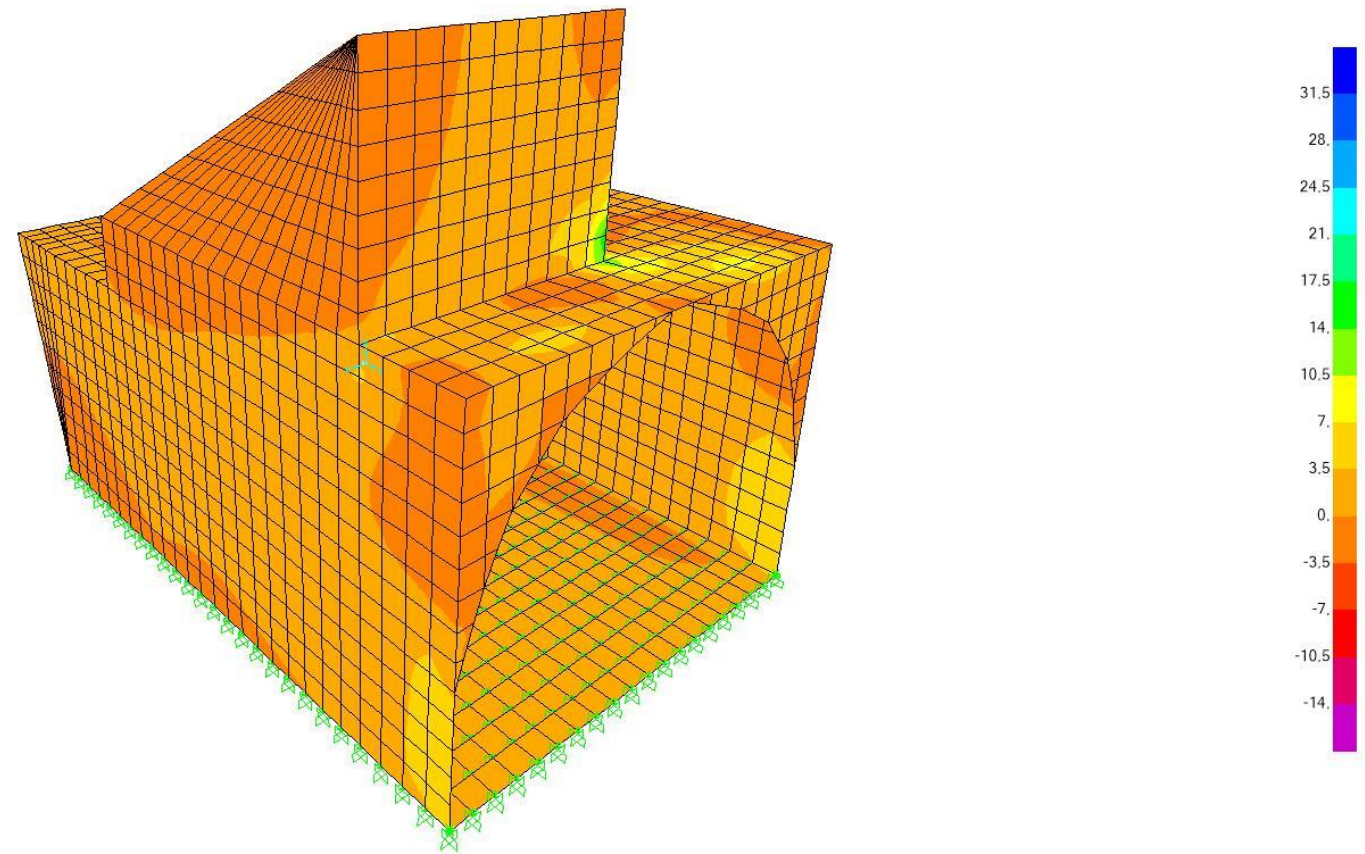




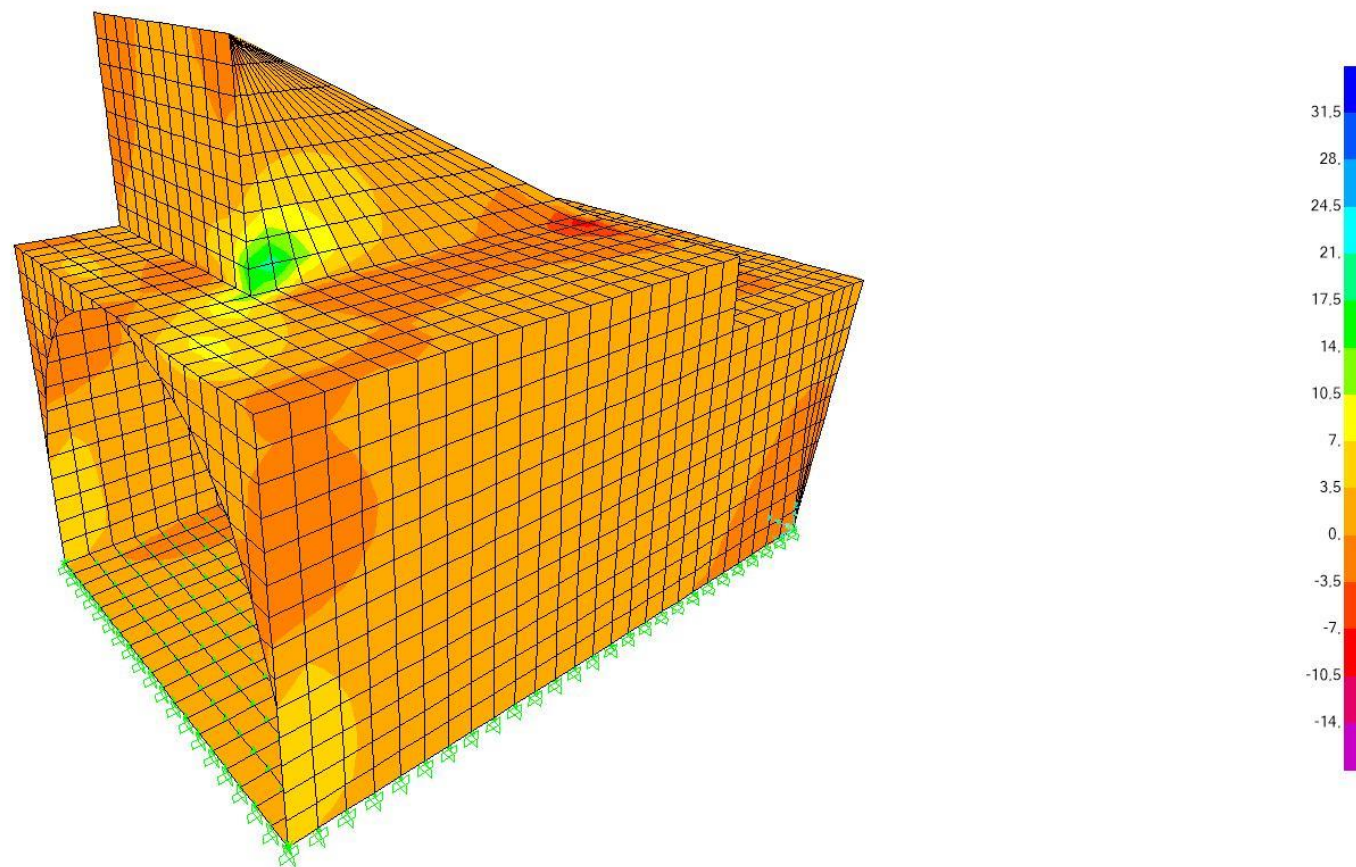
Vista frontal derecha



Vista frontal izquierda



Vista trasera derecha



Vista trasera izquierda

3.1.3 RESUMEN DE ESFUERZOS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



NOMBRE ARCHIVO: EDIF_ABUSU_REV03

ESFUERZOS:

		ESFUERZOS ELS				ESFUERZOS ELU			
	CANTO	Momentos flectores		Esfuerzos cortantes		Momentos flectores		Esfuerzos cortantes	
	(cm)	M11 (T m/m)	M22 (T m/m)	V13 (T/m)	V23 (T/m)	M11 (T m/m)	M22 (T m/m)	V13 (T/m)	V23 (T/m)
PLACA	60	16,764	11,050	10,941	14,450	22,849	15,050	14,932	19,700
		-7,738	-11,474	-11,527	-11,503	-10,567	-15,661	-15,733	-15,707
PLACA	40	0,920	0,566	1,770	3,389	1,256	0,778	2,426	4,649
		-0,625	-2,614	-1,862	-0,829	-0,866	-3,584	-2,551	-1,134
PLACA	25	0,143	0,076	0,463	1,765	0,193	0,103	0,627	2,423
		-0,256	-0,965	-0,463	0,160	-0,388	-1,330	-0,626	-0,228

		ESFUERZOS ELS				ESFUERZOS ELU			
	SECCION	Momentos flectores		Esfuerzos cortantes		Momentos flectores		Esfuerzos cortantes	
	(cm)	M2 (T m/m)	M3 (T m/m)	V2 (T/m)	V3 (T/m)	M2 (T m/m)	M3 (T m/m)	V2 (T/m)	V3 (T/m)
VIGAS	60X60	1,787	9,528	10,767	4,606	2,442	12,993	14,687	6,310
		-0,848	-5,784	-9,038	-0,730	-1,175	-7,892	-12,327	-1,583

3.2. DIMENSIONAMIENTO ACCIONES

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



3.2.1 PLACAS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

L5-AG-AN22_ObrSingul



E25

Anejo nº22: Obras
Singulares

**PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO**

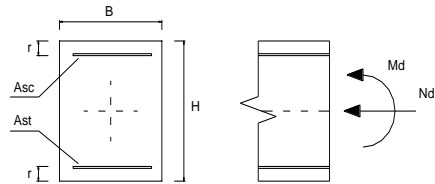
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{cd} = 30 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 1 \text{ m}$
 Canto seccion $H = 0,25 \text{ m}$
 Recubrimiento $r = 0,035 \text{ m}$

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 13,30 \text{ m KN}$
 Axil de diseño $N_d = 0,00 \text{ KN}$

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000 \text{ KN/m}^2$ $d' = 0,035 \text{ m}$
 $U_o = 4300 \text{ KN/m}^2$ $d = 0,215 \text{ m}$
 $U_v = 1400,0 \text{ KN/m}^2$ $x_{lim} = 0,134375 \text{ m}$
 $U_a = 5000,0 \text{ KN/m}^2$ $M_{lim} = 346,6875 \text{ m KN}$
 $F_{ct,m} = 2,9 \text{ Mpa}$ $I_{bruta} = 0,0013 \text{ m}^4$
 $F_{ct,m,fl} = 4,63 \text{ Mpa}$ $W_{bruta} = 0,010416667 \text{ m}^3$

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm^2 $U_{sc} = 0 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $1,433174875 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 62,31195108 \text{ KN}$

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): $1,699444444 \text{ cm}^2$ $U_{sc} = 73,89 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $1,699444444 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 73,89 \text{ KN}$

Cuantías mínimas

Flexión compuesta	$U_{st} > 299,33 \text{ KN}$	$6,88 \text{ cm}^2$
	$U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
Compresión compuesta	$U_{st} \text{ y } U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
	$U_{st} \text{ y } U_{sc} < 2.500,00 \text{ KN}$	$57,50 \text{ cm}^2$

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares	4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾	2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,6
Vigas ⁽⁴⁾	3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0
	Armadura vertical	1,2

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

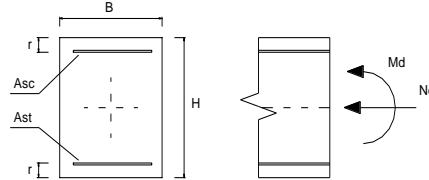
Momento de diseño $M_d = 1,33 \text{ ton}\cdot\text{m}$ 13,3
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$ 0

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 100 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 25 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 3,5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -365,500 $y_1 = 0,426$
 C= 1,330 $y_2 = 0,004$

 $y = 0,0037 \text{ m}$ $x = 0,0046 \text{ m}$

 $M_{lim} = 29,57 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,1351 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 0,22 \cdot 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 1,44 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \cdot 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	6
8	3
10	2
12	2
16	1
20	1
25	1
32	1

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \cdot 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \cdot 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

Uo= 365,5 ton Mlim= 29,5 ton*m
 Uv= 119,0 ton
 Ua= 425,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 6,2 ton **Ast= 1,44 cm2**

φ	Nº RED
6	6
8	3
10	2
12	2
16	1
20	1
25	1
32	1

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton **Ast= FALSO cm2**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton **Asc= FALSO cm2**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,0 ton

Armadura de compresion

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Si Ust-Usc<Uv **Mu= 3,36 ton*m**

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv **Mu= FALSO ton*m**

Si Ust-Usc>0,5*Uo **Mu= FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

SI $N_d < 0$

$U_{s1}=U_{s2}= 7,4$ ton

Ast= 1,70 cm2

ϕ	Nº RED
6	7
8	4
10	3
12	2
16	1
20	1
25	1
32	1

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

$U_{s1}=U_{s2}= \text{FALSO}$ ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

$U_{s1}=U_{s2}= \text{FALSO}$ ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

$\alpha= \text{FALSO}$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

$e_o=Mu/N_u= 33$ cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

$N_u= \text{FALSO}$ ton

$M_u=N_u \cdot e_o= \text{FALSO}$ ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

$N_u= \text{FALSO}$ ton

$M_u=N_u \cdot e_o= \text{FALSO}$ ton*m

$K_1= 8,6$ cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

$\alpha= \text{FALSO}$

SI $e_o > K_1$

$N_u= 12,72$ ton

$M_u=N_u \cdot e_o= 4,20$ ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 2500 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	10	10	-	-
LOSAS				
Aslongit	5	4,5	-	-
Astransv	5	4,5	-	-
VIGAS	8,25	7	2,5	2,1
MUROS				
Ashoriz	10	8	-	-
Asvert	3	2,25	0,9	0,7

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 4,6 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima** de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima** correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical** es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,035
$U_o =$	4300	KN/m ²	$d =$	0,215
$U_v =$	1400,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	346,6875 m KN
$U_a =$	5000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,134375
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
	346,6875			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	62,3	KN	Ast=	1,43	cm ²
------	------	----	------	------	-----------------

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	297,8472222	ton	Ast=	6,85	cm ²
------	-------------	-----	------	------	-----------------

Armadura de compresion

Usc=	-1852,2	ton	Asc=	-42,60	cm ²
------	---------	-----	------	--------	-----------------

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	62,31195108	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	62,312		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	2150		

SI Ust-Usc < Uv

Mu= 13,30 KN m

SI 0,5*Uo > Ust-Usc > Uv

Mu= -320,18 KN m

SI Ust-Usc > 0,5*Uo

Mu= 110,32 KN m

alpha

0,014491

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Ast= 1.70 cm2

Ast= 1.70 cm2

 $\alpha = 0,49$

Ast= -55.80 cm2

$$e_o = M_u / N_u = 33 \text{ cm}$$

Armadura de compresion

Ust= #jDIV/0! ton

$$U_{sc} = \frac{E}{1 + \frac{R_1}{R_2}} \approx \frac{E}{1 + \frac{R_1}{R_2}}$$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= **FALSO** **ton*m**

Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

m1= #jDIV/0! ton*m

m2= #jDIV/0! ton*m

$$\alpha = \#j \text{DIV}/0!$$

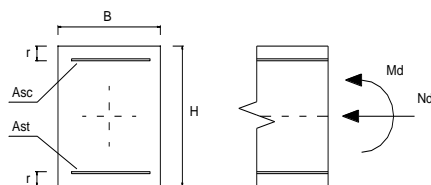
Nu= #DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	1,00 m
Canto seccion	H=	0,25 m
Recubrimiento	r=	0,04 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	9,65 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	7,85 cm²
Armadura de tracción (Ast):	7,85 cm²
Diametro	10,00 mm
Separación	10,00 cm
d' =	0,04 m
d =	0,21 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	1302083514 mm4	
W Homogeneizada=	10416668,11 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	0,93 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-0,93 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-3,91 N/mm2	

NO ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-58.861,85 KN/m²	(-58,86185101 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 73172,58113
Mf	40,73 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-253.067,73 KN/m²	(-253,0677329 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,11 m²		
S=	0,1601 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00011		
Wk=	0,031 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

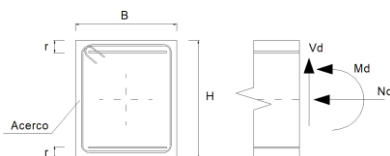
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 1$ m
 $H = 0,25$ m
 $r = 0,035$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 4300$ KN/m²
 $U_v = 1400,0$ KN/m²
 $U_a = 5000,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,035$ m
 $d = 0,215$ m
 $x_{lim} = 0,134375$ m
 $M_{lim} = 346,6875$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0013$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,010416667$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 24,23$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 24,23$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45,00^\circ$
 $\theta_e = 45,00$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 0,00$ KN
COT $\theta = 1,00000069$
COT $\theta_e = 1,00$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 1290,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 225,28$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 7,85$ cm²
 $A_{sc} = 7,85$ cm²
 $\rho = 0,00365$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{silin} = 1,964485644$

$V_{u2} > 162,12$ KN
 $V_{u2} = 130,88$ KN
CORRECTO

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 93,80$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = -69,57$ KN
 $A_{s \min} = 0,00$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,02$
 $S_l = 0,16125$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,215$ m Separación transversal entre ramas

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

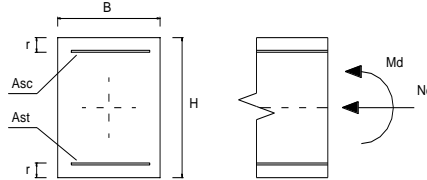
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690$ m $x = 0,7112$ m
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783$ kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 ΔA_s = FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast = 3,7 cm²

$U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc = 0,0 cm²

$U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $e_o > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,035
$U_o =$	4300	KN/m ²	$d =$	0,215
$U_v =$	1400,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	346,6875 m KN
$U_a =$	5000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,134375
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²

346,6875

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	#iNUM!	KN	Ast=	#iNUM!	cm2
------	--------	----	------	--------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	53001,73611	ton	Ast=	1219,04	cm2
------	-------------	-----	------	---------	-----

Armadura de compresion

Usc=	50851,7	ton	Asc=	1169,59	cm2
------	---------	-----	------	---------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	53001,73611	Usc=	50851,7
(Ust-Usc)=	2150,000		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	2150		

SI Ust-Usc < Uv

Mu= 9539,88 KN m

SI 0,5*Uo > Ust-Usc > Uv

Mu= 9384,44 KN m

SI Ust-Usc > 0,5*Uo

Mu= 9500,00 KN m

alpha

19,42158

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
 Componente de Fuerza Pret.
 Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

$V_d = 1,5$ ton
 $V_{pd} = 0$ ton
 $V_{cd} = 0$ ton
 $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 1,5$ ton

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon
 Coef. de minoracion del Hgon.
 Resistencia Acero
 Coef. de minoracion del Acero

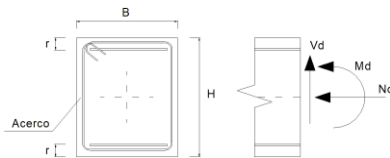
$f_{ck} = 300$ kp/cm²
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 5100$ kp/cm²
 $\gamma_s = 1,15$

$f_{cdv} = 4200,0$ kp/cm²

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion
 Canto seccion
 Recubrimiento

$B = 100$ cm
 $H = 60$ cm
 $r = 0,05$ cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza ($26,6^\circ; 63,4^\circ$)
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
 N_d : Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45^\circ = 0,79$ rad
 $\alpha = 90^\circ = 1,57$
 $N_d = 0$ ton

$K = 1,00$

Vu1 = 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

$A_s = 54$ cm²

$\rho = 0,00901$

0,577591

Vu2 = 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$

Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):

$V_{cu} = 28,38$ ton

$V_{cu}(EH-91) = 42,39$ ton

$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$

$A_s = -11,86$ cm²/ml

s: Separacion entre cercos
 n: Numero de ramas por cerco

$s = 20$ cm
 $n = 2$

ϕ	A (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,00$

$s < 47,96$ cm < 30 cm
 $s < \text{No es aplicable}$ cm < 30 cm
 $s < \text{No es aplicable}$ cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco) = -1,19 cm²

E40

Anejo nº22: Obras
Singulares

**PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO**

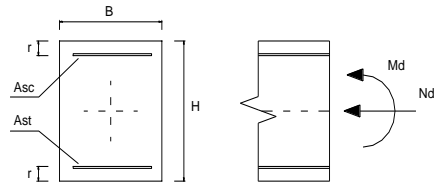
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{cd} = 30$ Mpa
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500$ Mpa
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 1$ m
 Canto seccion $H = 0,4$ m
 Recubrimiento $r = 0,035$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 35,84$ m KN
 Axil de diseño $N_d = 0,00$ KN

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000$ KN/m² $d' = 0,035$ m
 $U_o = 7300$ KN/m² $d = 0,365$ m
 $U_v = 1400,0$ KN/m² $x_{lim} = 0,228125$ m
 $U_a = 8000,0$ KN/m² $M_{lim} = 999,1875$ m KN
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa $I_{bruta} = 0,0053$ m⁴
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa $W_{bruta} = 0,026666667$ m³

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm² $U_{sc} = 0$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 2.273807627 cm² $U_{st} = 98,86120117$ KN

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): 2.497939394 cm² $U_{sc} = 108,61$ KN
 Armadura de tracción (Ast): 2.497939394 cm² $U_{st} = 108,61$ KN

Cuantías mínimas Flexión compuesta $U_{st} > 451,33$ KN 10,38 cm²
 $U_{sc} > 0,00$ KN 0,00 cm²
 Compresión compuesta $U_{st} \text{ y } U_{sc} > 0,00$ KN 0,00 cm²
 $U_{st} \text{ y } U_{sc} < 4.000,00$ KN 92,00 cm²

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400$ N/mm ²	Aceros con $f_y = 500$ N/mm ²
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

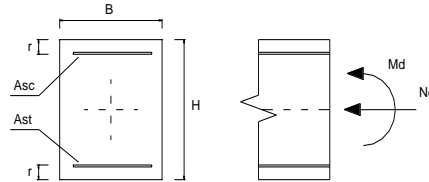
Momento de diseño $M_d = 3,584 \text{ ton}\cdot\text{m}$ 35,84
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$ 0

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 100 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 40 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 3,5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 850,000 Soluciones
 B = -620,500 $y_1 = 0,724$
 C = 3,584 $y_2 = 0,006$

 $y = 0,0058 \text{ m}$ $x = 0,0073 \text{ m}$

 $M_{lim} = 85,23 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,2293 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 0,20 \cdot 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 2,28 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \cdot 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	9
8	5
10	3
12	3
16	2
20	1
25	1
32	1

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

Uo= 620,5 ton Mlim= 84,9 ton*m
 Uv= 119,0 ton
 Ua= 680,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 9,9 ton Ast= 2,28 cm2

φ	Nº RED
6	9
8	5
10	3
12	3
16	2
20	1
25	1
32	1

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,0 ton

Armadura de compresion

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Si Ust-Usc<Uv → Mu= 5,75 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo → Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 10,9 ton

Ast= 2,50 cm2

ϕ	Nº RED
6	9
8	5
10	4
12	3
16	2
20	1
25	1
32	1

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 12,4 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI $e_o > K_1$

Nu= 34,72 ton

Mu=Nu*eo= 11,46 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 4000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	16	16	-	-
LOSAS				
Aslongit	8	7,2	-	-
Astransv	8	7,2	-	-
VIGAS	13,2	11,2	4,0	3,4
MUROS				
Ashoriz	16	12,8	-	-
Asvert	4,8	3,6	1,4	1,1

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 7,4 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.**
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m²	$d' =$	0,035
$U_o =$	7300	KN/m²	$d =$	0,365
$U_v =$	1400,0	KN/m²	$M_{lim} =$	999,1875 m KN
$U_a =$	8000,0	KN/m²	$x_{lim} =$	0,228125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m²

999,1875

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	98,9	KN	Ast=	2,27	cm²
------	------	----	------	------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	730,7651515	ton	Ast=	16,81	cm²
------	-------------	-----	------	-------	-----

Armadura de compresion

Usc=	-2919,2	ton	Asc=	-67,14	cm²
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	98,86120117	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	98,861		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	3650		

SI Ust-Usc < Uv

Mu= 35,84 KN m

SI 0,5*Uo > Ust-Usc > Uv

Mu= -927,75 KN m

SI Ust-Usc > 0,5*Uo

Mu= 308,89 KN m

alpha

0,013543

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

3650

SI $N_d < 0$ $U_{s1}=U_{s2}=$ 108,6 KN **Ast= 2,50 cm²**

108,6061
0
108,6061

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$ $U_{s1}=U_{s2}=$ 108,6 KN **Ast= 2,50 cm²**

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$ $U_{s1}=U_{s2}=$ -3891,39 KN **Ast= -89,50 cm²**

m1= -1204,5
m2= -684,1
 $\alpha=$ 0,50

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion **Armadura de compresion**

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,4 cm²
Ust= #iDIV/0! ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 3,4 cm²
Usc= #iDIV/0! ton

SI $eo < 0$ **Nu= FALSO ton**
Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K1$ **Nu= #iDIV/0! ton**
Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m

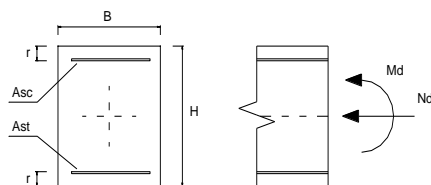
SI $eo > K1$ **Nu= #iDIV/0! ton**
Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m

K1= #iDIV/0! cm
m1= #iDIV/0! ton*m
m2= #iDIV/0! ton*m
 $\alpha=$ #iDIV/0!

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	1,00 m
Canto seccion	H=	0,40 m
Recubrimiento	r=	0,04 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	26,14 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	7,85 cm ²
Armadura de tracción (Ast):	7,85 cm ²
Diametro	10,00 mm
Separación	10,00 cm
d' =	0,04 m
d =	0,36 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	5333333795 mm ⁴	
W Homogeneizada=	26666668,97 mm ³	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	0,98 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-0,98 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm ²	
Fct,m,fl	-3,48 N/mm ²	

NO ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-92.969,41 KN/m ²	(-92,96941123 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 115622,7884
Mf	92,69 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-334.063,09 KN/m ²	(-334,0630861 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,11 m ²		
S=	0,1601 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00018		
Wk=	0,048 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8°	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

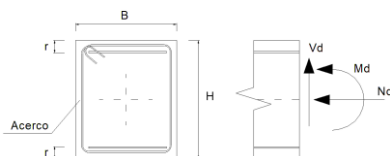
⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 30$ Mpa
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500$ Mpa
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 1$ m
 Canto seccion $H = 0,4$ m
 Recubrimiento $r = 0,035$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 0,00$ m KN
 Axil de diseño $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m² $d' = 0,035$ m
 $U_o = 7300$ KN/m² $d = 0,365$ m
 $U_v = 1400,0$ KN/m² $x_{lim} = 0,228125$ m
 $U_a = 8000,0$ KN/m² $M_{lim} = 999,1875$ m KN
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa $I_{bruta} = 0,0053$ m⁴
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa $W_{bruta} = 0,026666667$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 46,49$ KN
 Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
 Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 46,49$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza $\theta = 45,00^\circ$ $COT \theta = 1,000000432$
 θ_e : Angulo de referencia $\theta_e = 45,00$ $COT \theta_e = 1,00$
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza $\alpha = 90,00^\circ$ $COT \alpha = 0,00$
 N_d : Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +) $N_d = 0,00$ KN $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 2190,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 360,45$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 7,85$ cm²
 $A_{sc} = 7,85$ cm²
 $\rho = 0,00215$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{silin} = 1,74023321$

$V_{u2} > 229,47$ KN
 $V_{u2} = 155,51$ KN
CORRECTO

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 118,25$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = -71,76$ KN
 $A_{s \min} = 0,00$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,02$
 $S_l = 0,27375$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,365$ m Separación transversal entre ramas

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

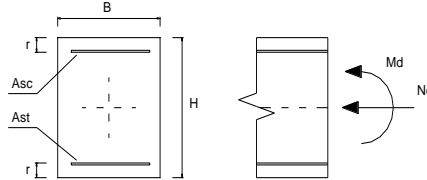
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690$ m $x = 0,7112$ m
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783$ kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 ΔA_s = FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

ϵ_s = FALSO $\times 10^{-3}$ σ_s = FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast = 3,7 cm²

$U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc = 0,0 cm²

$U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $eo < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $eo > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Astrongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (*)		3,3	2,8
Muros (*)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7.5 m. con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO Nº 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,035
$U_o =$	7300	KN/m ²	$d =$	0,365
$U_v =$	1400,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	999,1875 m KN
$U_a =$	8000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,228125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
	999,1875			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < M_{lim}: SIN ARMADURA DE COMPRESION

U _{st} =	#iNUM!	KN	A _{st} =	#iNUM!	cm ²
-------------------	--------	----	-------------------	--------	-----------------

Md > M_{lim}: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

U _{st} =	29410,03788	ton	A _{st} =	676,43	cm ²
-------------------	-------------	-----	-------------------	--------	-----------------

Armadura de compresion

U _{sc} =	25760,0	ton	A _{sc} =	592,48	cm ²
-------------------	---------	-----	-------------------	--------	-----------------

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

U _{st} =	29410,03788	U _{sc} =	25760,0
(U _{st} -U _{sc}) =	3650,000		
U _v =	1400,0		
0,5*U _o =	3650		

SI U _{st} -U _{sc} < U _v	→	M _u =	9702,70	KN m
--	---	------------------	---------	------

SI 0,5*U _o > U _{st} -U _{sc} > U _v	→	M _u =	9166,94	KN m
---	---	------------------	---------	------

SI U _{st} -U _{sc} > 0,5*U _o	→	M _u =	9500,00	KN m
--	---	------------------	---------	------

alpha	6,146036
-------	----------

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Ast= 581.62 cm2

Ast= 649.92 cm2

 $\alpha = 0.39$

Ast= 670.85 cm2

$$e_o = M_u / N_u = 33 \text{ cm}$$

Armadura de compresion

Ast= 3.4 cm2

Ust= #iDIV/0! ton

Asc= 3.4 cm2

Usc= #iDIV/0! ton

Nu= FALSE ton

Mu=Nu*eo= **FALSO** **ton*m**

Nu= #;DIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

K1= #;DIV/0! cm

```
m1=  #iDIV/0!  ton*m
```

m2= #jDIV/0! ton*m

$$\alpha = \# \text{DIV}/0!$$

Nu= #jDIV/0! ton

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

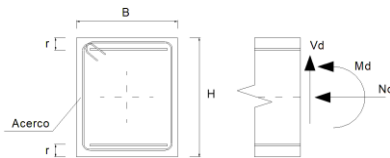
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

E60

Anejo nº22: Obras
Singulares

**PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO**

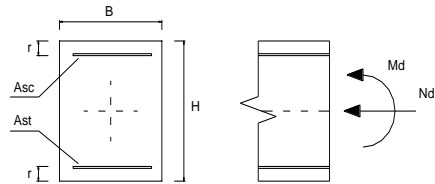
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 1 \text{ m}$
 Canto seccion $H = 0,6 \text{ m}$
 Recubrimiento $r = 0,035 \text{ m}$

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 156,61 \text{ m KN}$
 Axil de diseño $N_d = 0,00 \text{ KN}$

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000 \text{ KN/m}^2$ $d' = 0,035 \text{ m}$
 $U_o = 11300 \text{ KN/m}^2$ $d = 0,565 \text{ m}$
 $U_v = 1400,0 \text{ KN/m}^2$ $x_{lim} = 0,353125 \text{ m}$
 $U_a = 12000,0 \text{ KN/m}^2$ $M_{lim} = 2394,1875 \text{ m KN}$
 $F_{ct,m} = 2,9 \text{ Mpa}$ $I_{bruta} = 0,0180 \text{ m}^4$
 $F_{ct,m,fl} = 4,63 \text{ Mpa}$ $W_{bruta} = 0,06 \text{ m}^3$

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm^2 $U_{sc} = 0 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $6,455445117 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 280,6715268 \text{ KN}$

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): $6,796283019 \text{ cm}^2$ $U_{sc} = 295,49 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $6,796283019 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 295,49 \text{ KN}$

Cuantías mínimas

Flexión compuesta	$U_{st} > 655,94 \text{ KN}$	$15,09 \text{ cm}^2$
	$U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
Compresión compuesta	$U_{st} \text{ y } U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
	$U_{st} \text{ y } U_{sc} < 6.000,00 \text{ KN}$	$138,00 \text{ cm}^2$

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares	4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾	2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,6
Vigas ⁽⁴⁾	3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0
	Armadura vertical	1,2

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneizada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada. A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

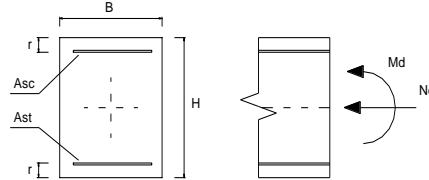
Momento de diseño $M_d = 15,661 \text{ ton}\cdot\text{m}$
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 100 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 60 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 3,5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 850,000 Soluciones
 B = -960,500 $y_1 = 1,113$
 C = 15,661 $y_2 = 0,017$

 $y = 0,0165 \text{ m}$ $x = 0,0207 \text{ m}$

 $M_{lim} = 204,23 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,3550 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 0,38 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 6,47 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	23
8	13
10	9
12	6
16	4
20	3
25	2
32	1

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \times 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO} \times 10^{-3}$ $\sigma_s = \text{FALSO} \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

Uo= 960,5 ton Mlim= 203,5 ton*m
 Uv= 119,0 ton
 Ua= 1020,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 28,1 ton Ast= 6,47 cm2

φ	Nº RED
6	23
8	13
10	9
12	6
16	4
20	3
25	2
32	1

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,0 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

Si Ust-Usc<Uv → Mu= 8,94 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo → Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= 29,5 ton

Ast= 6,80 cm2

ϕ	Nº RED
6	25
8	14
10	9
12	7
16	4
20	3
25	2
32	1

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 14,8 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

K1= 17,5 cm

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

SI $e_o > K_1$

Nu= 119,83 ton

Mu=Nu*eo= 39,54 ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 6000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	24	24	-	-
LOSAS				
Aslongit	12	10,8	-	-
Astransv	12	10,8	-	-
VIGAS	19,8	16,8	5,9	5,0
MUROS				
Ashoriz	24	19,2	-	-
Asvert	7,2	5,4	2,2	1,6

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 11,0 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

(*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**

(**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

(***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,035
$U_o =$	11300	KN/m ²	$d =$	0,565
$U_v =$	1400,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	2394,1875 m KN
$U_a =$	12000,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,353125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²

2394,1875

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	280,7	KN	Ast=	6,46	cm ²
------	-------	----	------	------	-----------------

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	1428,15566	ton	Ast=	32,85	cm ²
------	------------	-----	------	-------	-----------------

Armadura de compresion

Usc=	-4221,8	ton	Asc=	-97,10	cm ²
------	---------	-----	------	--------	-----------------

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	280,6715268	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	280,672		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	5650		

SI Ust-Usc < Uv	→	Mu=	156,61	KN m
-----------------	---	-----	--------	------

SI 0,5*Uo > Ust-Usc > Uv	→	Mu=	-2082,94	KN m
--------------------------	---	-----	----------	------

SI Ust-Usc > 0,5*Uo	→	Mu=	952,96	KN m
---------------------	---	-----	--------	------

alpha 0,024838

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

5650

SI $N_d < 0$ $U_{s1}=U_{s2}=$ 295,5 KN **Ast= 6,80 cm²**

295,4906
0
295,4906

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$ $U_{s1}=U_{s2}=$ 295,5 KN **Ast= 6,80 cm²**

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$ $U_{s1}=U_{s2}=$ -5704,51 KN **Ast= -131,20 cm²**

m1= -2994,5
m2= -1883,3
 $\alpha=$ 0,50

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

ϕ
6
8
10
12
16
20
25
32

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion **Armadura de compresion**

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,4 cm²
Ust= #iDIV/0! ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 3,4 cm²
Usc= #iDIV/0! ton

SI $eo < 0$ **Nu= FALSO ton**
Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K1$ **Nu= #iDIV/0! ton**
Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m

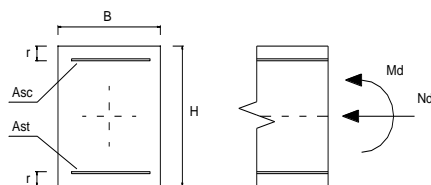
SI $eo > K1$ **Nu= #iDIV/0! ton**
Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m

K1= #iDIV/0! cm
m1= #iDIV/0! ton*m
m2= #iDIV/0! ton*m
 $\alpha=$ #iDIV/0!

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	1,00 m
Canto seccion	H=	0,60 m
Recubrimiento	r=	0,04 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	114,74 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	11,31 cm²
Armadura de tracción (Ast):	11,31 cm²
Diametro	12,00 mm
Separación	10,00 cm
d' =	0,04 m
d =	0,56 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	18000001496 mm4	
W Homogeneizada=	60000004,99 mm3	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	1,91 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-1,91 N/mm2	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm2	
Fct,m,fl	-2,90 N/mm2	

NO ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-183.182,17 KN/m²	(-183,1821678 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 226856,0917
Mf	173,79 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-278.813,62 KN/m²	(-278,8136234 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,13 m²		
S=	0,1563 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00035		
Wk=	0,093 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

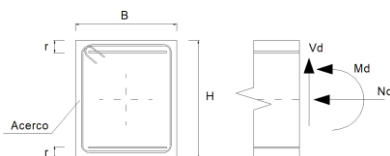
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 1$ m
 $H = 0,6$ m
 $r = 0,035$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 11300$ KN/m²
 $U_v = 1400,0$ KN/m²
 $U_a = 12000,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,035$ m
 $d = 0,565$ m
 $x_{lim} = 0,353125$ m
 $M_{lim} = 2394,1875$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0180$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,06$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 197,00$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 197$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45,00^\circ$
 $\theta_e = 45,00$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 0,00$ KN
COT $\theta = 1,000000288$
COT $\theta_e = 1,00$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 3390,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 540,67$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 11,31$ cm²
 $A_{sc} = 11,31$ cm²
 $\rho = 0,00200$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
epsilon = 1,594964117

$V_{u2} > 311,68$ KN
 $V_{u2} = 208,74$ KN
CORRECTO

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 163,80$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = 33,20$ KN
 $A_s = 0,00$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,06$
 $S_l = 0,42375$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,5$ m Separación transversal entre ramas

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

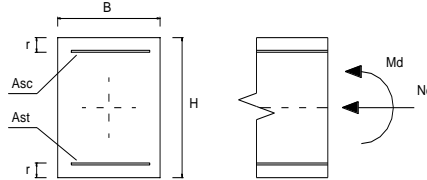
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690$ m $x = 0,7112$ m
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783$ kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 $\Delta A_s =$ FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

Uo= 3340,5 ton Mlim= 2461,5 ton*m
 Uv= 119,0 ton
 Ua= 3400,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 524,7 ton Ast= 118,31 cm2

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,3 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

Si Ust-Usc<Uv → Mu= 31,90 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo → Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $eo < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < eo < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $eo > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima** de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima** correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical** es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m²	$d' =$	0,035
$U_o =$	11300	KN/m²	$d =$	0,565
$U_v =$	1400,0	KN/m²	$M_{lim} =$	2394,1875 m KN
$U_a =$	12000,0	KN/m²	$x_{lim} =$	0,353125
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m²
	2394,1875			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	#¡NUM!	KN	Ast=	#¡NUM!	cm²
------	--------	----	------	--------	-----

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	19057,1934	ton	Ast=	438,32	cm²
------	------------	-----	------	--------	-----

Armadura de compresion

Usc=	13407,2	ton	Asc=	308,37	cm²
------	---------	-----	------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	19057,1934	Usc=	13407,2
(Ust-Usc)=	5650,000		
Uv=	1400,0		
0,5*Uo=	5650		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

Mu= 10089,97 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

Mu= 8701,94 KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 9500,00 KN m

alpha

2,398364

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

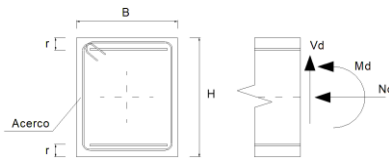
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2

3.3. VIGAS

Anejo nº22: Obras
Singulares

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA LÍNEA 5 DEL FERROCARRIL METROPOLITANO DE BILBAO
TRAMO APERRIBAI-GALDAKAO

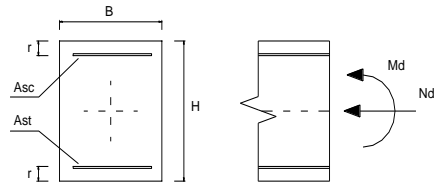
L5-AG-AN22_ObrSingul



COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 500 \text{ Mpa}$
 Coef. de minoración del Acero $\gamma_s = 1,15$
 Coef. de cansancio $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion $B = 0,6 \text{ m}$
 Canto seccion $H = 0,6 \text{ m}$
 Recubrimiento $r = 0,05 \text{ m}$

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño $M_d = 129,93 \text{ m KN}$
 Axil de diseño $N_d = 0,00 \text{ KN}$

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$f_{cd} = 20000 \text{ KN/m}^2$ $d' = 0,05 \text{ m}$
 $U_o = 6600 \text{ KN/m}^2$ $d = 0,55 \text{ m}$
 $U_v = 1200,0 \text{ KN/m}^2$ $x_{lim} = 0,34375 \text{ m}$
 $U_a = 7200,0 \text{ KN/m}^2$ $M_{lim} = 1361,2500 \text{ m KN}$
 $F_{ct,m} = 2,9 \text{ Mpa}$ $I_{bruta} = 0,0108 \text{ m}^4$
 $F_{ct,m,fl} = 4,63 \text{ Mpa}$ $W_{bruta} = 0,036 \text{ m}^3$

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): No necesaria cm^2 $U_{sc} = 0 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $5,534321456 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 240,622672 \text{ KN}$

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N° 7)

Armadura de compresión (Asc): $5,97678 \text{ cm}^2$ $U_{sc} = 259,86 \text{ KN}$
 Armadura de tracción (Ast): $5,97678 \text{ cm}^2$ $U_{st} = 259,86 \text{ KN}$

Cuantías mínimas

Flexión compuesta	$U_{st} > 404,30 \text{ KN}$	$9,30 \text{ cm}^2$
	$U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
Compresión compuesta	$U_{st} \text{ y } U_{sc} > 0,00 \text{ KN}$	$0,00 \text{ cm}^2$
	$U_{st} \text{ y } U_{sc} < 3.600,00 \text{ KN}$	$82,80 \text{ cm}^2$

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽¹⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto al del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la calada inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión homogeneada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 50% de la consignada.
A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

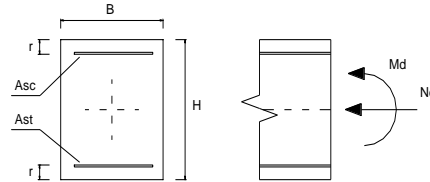
Momento de diseño $M_d = 12,993 \text{ ton}\cdot\text{m}$
 Axil de diseño $N_d = 0 \text{ ton}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon $f_{ck} = 300 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Hgon. $\gamma_c = 1,5$
 Resistencia Acero $f_{ys} = 5000 \text{ kp/cm}^2$
 Coef. de minoracion del Acero $\gamma_s = 1,15$

SECCION

Ancho seccion $B = 60 \text{ cm}$
 Canto seccion $H = 60 \text{ cm}$
 Recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A = 510,000 Soluciones
 B = -561,000 $y_1 = 1,076$
 C = 12,993 $y_2 = 0,024$

 $y = 0,0237 \text{ m}$ $x = 0,0296 \text{ m}$

 $M_{lim} = 116,12 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $x_{lim} = 0,3456 \text{ m}$

 $\epsilon_c = 0,57 \cdot 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast = 5,55 cm2

$\epsilon_s = 10,00 \cdot 10^{-3}$ $\sigma_s = 4347,826 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	20
8	12
10	8
12	5
16	3
20	2
25	2
32	1

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite = FALSO cm2 $\Delta A_s = \text{FALSO}$

Armadura de traccion

Ast = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc = FALSO cm2

$\epsilon_s = \text{FALSO}$ $\sigma_s = \text{FALSO kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

Uo= 561 ton Mlim= 115,7 ton*m
 Uv= 102,0 ton
 Ua= 612,0 ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md<Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust= 24,1 ton Ast= 5,55 cm2

φ	Nº RED
6	20
8	12
10	8
12	5
16	3
20	2
25	2
32	1

Md>Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust= FALSO ton Ast= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Usc= FALSO ton Asc= FALSO cm2

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

Ast= 3,7 cm2

Ust= 16,0 ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Asc= 0,0 cm2

Usc= 0,0 ton

Si Ust-Usc<Uv → Mu= 8,65 ton*m

Si 0,5*Uo>Ust-Usc>Uv → Mu= FALSO ton*m

Si Ust-Usc>0,5*Uo → Mu= FALSO ton*m

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA ($U_{s1}=U_{s2}$): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO N°8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

SI $N_d < 0$

$U_{s1}=U_{s2}= 26,0$ ton

$A_{st}= 5,98$ cm²

ϕ	Nº RED
6	22
8	12
10	8
12	6
16	3
20	2
25	2
32	1

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

$U_{s1}=U_{s2}= FALSO$ ton

$A_{st}= FALSO$ cm²

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

$U_{s1}=U_{s2}= FALSO$ ton

$A_{st}= FALSO$ cm²

$m_1= FALSO$ ton*m

$m_2= FALSO$ ton*m

$\alpha= FALSO$

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

$e_o=Mu/N_u= 33$ cm

Armadura de traccion

$A_{st}= 3,4$ cm²

$U_{st}= 14,8$ ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$A_{sc}= 3,4$ cm²

$U_{sc}= 14,8$ ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

$N_u= FALSO$ ton

$M_u=N_u \cdot e_o= FALSO$ ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

$N_u= FALSO$ ton

$M_u=N_u \cdot e_o= FALSO$ ton*m

$K_1= 18,9$ cm

$m_1= FALSO$ ton*m

$m_2= FALSO$ ton*m

$\alpha= FALSO$

SI $e_o > K_1$

$N_u= 95,82$ ton

$M_u=N_u \cdot e_o= 31,62$ ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 3600 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	14,4	14,4	-	-
LOSAS				
Aslongit	7,2	6,48	-	-
Astransv	7,2	6,48	-	-
VIGAS	11,88	10,08	3,6	3,0
MUROS				
Ashoriz	14,4	11,52	-	-
Asvert	4,32	3,24	1,3	1,0

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 6,6 0,0

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.**
- (**) **Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**
- (***) **La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada**

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m ²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6600	KN/m ²	$d =$	0,55
$U_v =$	1200,0	KN/m ²	$M_{lim} =$	1361,2500 m KN
$U_a =$	7200,0	KN/m ²	$x_{lim} =$	0,34375
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m ²
	1361,25			

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Ust=	240,6	KN	Ast=	5,53	cm ²
------	-------	----	------	------	-----------------

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ust=	837,36	ton	Ast=	19,26	cm ²
------	--------	-----	------	-------	-----------------

Armadura de compresion

Usc=	-2462,6	ton	Asc=	-56,64	cm ²
------	---------	-----	------	--------	-----------------

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR (Nd=0)

Ust=	240,622672	Usc=	0,0
(Ust-Usc)=	240,623		
Uv=	1200,0		
0,5*Uo=	3300		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

Mu= 129,93 KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

Mu= -1103,80 KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

Mu= 630,58 KN m

alpha

0,036458

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

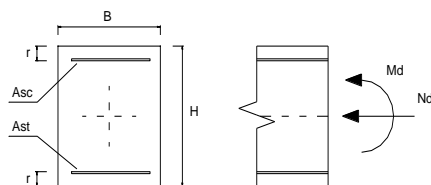
COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR ($U_{s1}=U_{s2}$)

Mu=Nu*eo= #jDIV/0! ton*m

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES A FISURACION SEGÚN EHE-08 PARA $F_{ck} < 50 \text{ Mpa}$

MATERIALES

Resistencia Hormigon	$f_{ck} =$	30,00 Mpa
Coef. de minoracion del Hgon.	$\gamma_c =$	1,50
Resistencia Acero	$f_{yk} =$	500,00 Mpa
Coef. de minoracion del Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coef. de cansancio	$\alpha_{cc} =$	1,00
Modulo de elasticidad del hormigón	$E_c =$	28.576,79 Mpa
Modulo de elasticidad del acero	$E_s =$	210.000,00 Mpa



SECCION

Ancho seccion	B=	0,60 m
Canto seccion	H=	0,60 m
Recubrimiento	r=	0,05 m

ϕ	AREA (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

ESFUERZOS DE SERVICIO

Momento	M=	95,28 m KN
Axil	N=	0,00 KN

ARMADURA

Armadura de compresión (Asc):	6,03 cm ²
Armadura de tracción (Ast):	6,03 cm ²
Diametro	16,00 mm
Separación	20,00 cm
d' =	0,05 m
d =	0,55 m

CALCULOS CON LA SECCION INTEGRAL

I Homogeneizada=	10800000798 mm ⁴	
W Homogeneizada=	36000002,66 mm ³	
Tensión en la fibra comprimida (del hormigón)	2,65 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Tensión en la fibra traccionada (del hormigón)	-2,65 N/mm ²	(+ compresión - tracción)
Fct,m	-2,90 N/mm ²	
Fct,m,fl	-2,90 N/mm ²	

NO ES NECESARIA LA COMPROBACIÓN A FISURACION

CALCULOS SEGÚN EL METODO GENERAL DE LA EHE-08 (ARTICULO 49.2.4)

K1	0,125	Influencia del diagrama de tracciones	
K2	0,5	Carga no instantanea	
Beta	1,7	Relación entre la abertura media y el valor característico	
$\sigma_s =$	-292.804,44 KN/m ²	(-292,8044388 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada (en servicio) 361083,0673
Mf	104,27 m KN		Momento para el que la tensión en la fibra traccionada de hormigón es Fct,m,fl
$\sigma_{sr} =$	-320.859,46 KN/m ²	(-320,8594575 Mpa)	Tensión en la armadura traccionada cuando la tensión en la fibra inferior de hormigón
Acef=	0,10 m ²		
S=	0,2613 m	Separación media entre fisuras	
$\epsilon_{sm} =$	0,00056		
Wk=	0,248 mm		

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, Ilib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, IIlb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIlc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

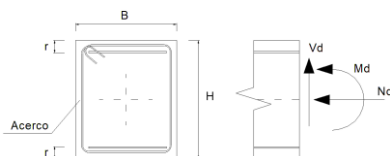
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

COMPROBACION DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES SEGÚN EHE-08 PARA $f_{ck} < 50$ Mpa

MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero
Coef. de cansancio

$f_{ck} = 30$ Mpa
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ys} = 500$ Mpa
 $\gamma_s = 1,15$
 $\alpha_{cc} = 1$



SECCION

Ancho seccion
Canto seccion
Recubrimiento

$B = 0,6$ m
 $H = 0,6$ m
 $r = 0,05$ m

ESFUERZOS DE DISEÑO

Momento de diseño
Axil de diseño

$M_d = 0,00$ m KN
 $N_d = 0,00$ KN

$f_{cd} = 20000$ KN/m²
 $U_o = 6600$ KN/m²
 $U_v = 1200,0$ KN/m²
 $U_a = 7200,0$ KN/m²
 $F_{ct,m} = 2,9$ Mpa
 $F_{ct,m,fl} = 4,63$ Mpa

$d' = 0,05$ m
 $d = 0,55$ m
 $x_{lim} = 0,34375$ m
 $M_{lim} = 1361,2500$ m KN
 $I_{bruta} = 0,0108$ m⁴
 $W_{bruta} = 0,036$ m³

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño $V_d = 146,87$ KN
Componente de Fuerza Pret. $V_{pd} = 0$ KN
Componente Canto Variable $V_{cd} = 0$ KN
Esfuerzo cortante efectivo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 146,87$ KN

$V_{rd} < V_{u1}$
 $V_{rd} < V_{u2}$

Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

θ : Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza
 θ_e : Angulo de referencia
 α : Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

$\theta = 45,00^\circ$
 $\theta_e = 45,00$
 $\alpha = 90,00^\circ$
 $N_d = 0,00$ KN
COT $\theta = 1,00000048$
COT $\theta_e = 1,00$
COT $\alpha = 0,00$
 $\sigma'_{cd} = 0,00$ KN/m²

$K = 1,000$
 $F_{1cd} = 12000,00$ KN/m²

$V_{u1} = 1980,00$ KN
CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES NO FISURADAS

$F_{ct,m} = 2,90$ Mpa
 $F_{ct,k} = 2,03$ Mpa
 $F_{ct,d} = 1,35$ Mpa

$V_{u2} = 324,40$ ton
CORRECTO

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE EN REGIONES FISURADAS

Ast: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente Acs: Armadura Longitudinal Comprimida Adherente

$A_{st} = 6,03$ cm²
 $A_{sc} = 6,03$ cm²
 $\rho = 0,00183$
 $F_{cv} = 30$ Mpa
 $\epsilon_{silon} = 1,603022689$

$V_{u2} > 183,42$ KN
 $V_{u2} = 122,10$ KN
FALLO DE BIELAS HGON.

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

ϕ	AREA (cm ²)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ Supuesto $\beta = 1$ (H.A.):
 $V_{cu} = 93,27$ KN
 $V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = V_{rd} - V_{cu}$
 $V_{su} = 53,60$ KN
 $A_s = 0,00$ cm²/ml

1,00

Limitaciones a los valores de s:

$V_{rd}/V_{u1} = 0,07$
 $S_l = 0,4125$ m Separación longitudinal entre cercos
 $S_t = 0,5$ m Separación transversal entre ramas

FLEXION COMPUESTA RECTA/FLEXIÓN SIMPLE DE S.RECTANGULARES

ESFUERZOS DE DISEÑO

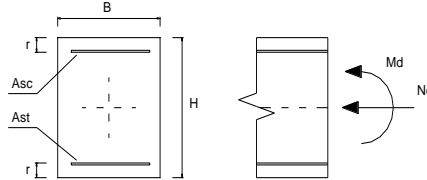
Momento de diseño Md= 950 ton*m 9500
 Axil de diseño Nd= 700 ton 7000

MATERIALES

Resistencia Hormigon fck= 300 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Hgon. γ_c = 1,5
 Resistencia Acero fys= 5100 kp/cm2
 Coef. de minoracion del Acero γ_s = 1,15

SECCION

Ancho seccion B= 100 cm
 Canto seccion H= 200 cm
 Recubrimiento r= 3,5 cm



Resolución de la ecuación de segundo grado : $A \cdot Y^2 + B \cdot Y + C = 0$

A= 850,000 Soluciones
 B= -3340,500 $y_1 = 3,361$
 C= 1625,500 $y_2 = 0,569$

 $y = 0,5690 \text{ m}$ $x = 0,7112 \text{ m}$
 Mlim= 1782,58 ton*m xlim= 1,2255 m

 $\epsilon_c = 3,50 \times 10^{-3}$

ϕ	AREA (cm2)	PESO (Kg/m)
6	0,283	0,22
8	0,503	0,39
10	0,785	0,62
12	1,131	0,89
16	2,011	1,58
20	3,142	2,47
25	4,909	3,85
32	8,042	6,31

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN COMPUESTA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EH-91

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

Ast= 60,27 cm2

$\epsilon_s = 6,17 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = 4434,783 \text{ kp/cm}^2$

ϕ	Nº RED
6	214
8	120
10	77
12	54
16	30
20	20
25	13
32	8

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Ast limite= FALSO cm2 $\Delta A_s =$ FALSO

Armadura de traccion

Ast= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= FALSO cm2

$\epsilon_s =$ FALSO $\times 10^{-3}$ $\sigma_s =$ FALSO kp/cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

$U_o = 3340,5$ ton $M_{lim} = 2461,5$ ton*m
 $U_v = 119,0$ ton
 $U_a = 3400,0$ ton

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Md < Mlim: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} = 524,7$ ton **Ast = 118,31 cm²**

φ	Nº RED
6	419
8	236
10	151
12	105
16	59
20	38
25	25
32	15

Md > Mlim: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} = \text{FALSO}$ ton **Ast = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

$U_{sc} = \text{FALSO}$ ton **Asc = FALSO cm²**

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

Armadura de traccion

φ	Nº RED
6	0
8	33,33
10	0
12	20
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{st} = 3,7$ cm²
 $U_{st} = 16,3$ ton

Armadura de compresion

φ	Nº RED
6	0
8	0
10	33,33
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

$A_{sc} = 0,0$ cm²
 $U_{sc} = 0,0$ ton

Si $U_{st} - U_{sc} < U_v$ → **Mu = 31,90 ton*m**

Si $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$ → **Mu = FALSO ton*m**

Si $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$ → **Mu = FALSO ton*m**

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE (ANEJO Nº8)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

SI $N_d < 0$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= 204,2 ton

Ast= 46,05 cm2

ϕ	Nº RED
6	163
8	92
10	59
12	41
16	23
20	15
25	10
32	6

SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$

Us1=Us2= FALSO ton

Ast= FALSO cm2

m1= FALSO ton*m

m2= FALSO ton*m

α = FALSO

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	0
16	0
20	0
25	0
32	0

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M_u/N_u= 33 cm

Armadura de traccion

Ast= 3,4 cm2

Ust= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

Armadura de compresion

Asc= 3,4 cm2

Usc= 15,0 ton

ϕ	Nº RED
6	0
8	0
10	0
12	3
16	0
20	0
25	0
32	0

SI $e_o < 0$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

SI $0 < e_o < K_1$

Nu= 2200,84 ton

Mu=Nu*eo= 726,28 ton*m

K1= 52,6 cm

m1= 327,6 ton*m

m2= -300,4 ton*m

α = 0,43

SI $e_o > K_1$

Nu= FALSO ton

Mu=Nu*eo= FALSO ton*m

E.H.E.

CUANTIAS MINIMAS GEOMETRICAS (CM2)

Ahgon= 20000 cm2

	Astracc		Ascompr	
	B400S	B500S	B400S	B500S
PILARES	80	80	-	-
LOSAS				
Aslongit	40	36	-	-
Astransv	40	36	-	-
VIGAS	66	56	19,8	16,8
MUROS				
Ashoriz	80	64	-	-
Asvert	24	18	7,2	5,4

(repartida entre ambas caras)

Art.42.3.2. 36,1 7,9

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,8

- (*) **Cuantía mínima** de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (**) **Cuantía mínima** correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (***) **La cuantía mínima vertical** es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN SIMPLE: CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

$f_{cd} =$	20000	KN/m²	$d' =$	0,05
$U_o =$	6600	KN/m²	$d =$	0,55
$U_v =$	1200,0	KN/m²	$M_{lim} =$	1361,2500 m KN
$U_a =$	7200,0	KN/m²	$x_{lim} =$	0,34375
			$F_{yd} =$	434782,609 KN/m²

1361,25

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

$M_d < M_{lim}$: SIN ARMADURA DE COMPRESION

$U_{st} =$	#iNUM!	KN	$A_{st} =$	#iNUM!	cm²
------------	--------	----	------------	--------	-----

$M_d > M_{lim}$: CON ARMADURA DE COMPRESION

Armadura de traccion

$U_{st} =$	19577,5	ton	$A_{st} =$	450,28	cm²
------------	---------	-----	------------	--------	-----

Armadura de compresion

$U_{sc} =$	16277,5	ton	$A_{sc} =$	374,38	cm²
------------	---------	-----	------------	--------	-----

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR ($N_d=0$)

$U_{st} =$	19577,5	$U_{sc} =$	16277,5
$(U_{st} - U_{sc}) =$	3300,000		
$U_v =$	1200,0		
$0,5 \cdot U_o =$	3300		

SI $U_{st} - U_{sc} < U_v$

$M_u = 9783,97$ KN m

SI $0,5 \cdot U_o > U_{st} - U_{sc} > U_v$

$M_u = 9046,25$ KN m

SI $U_{st} - U_{sc} > 0,5 \cdot U_o$

$M_u = 9500,00$ KN m

alpha

4,446061

ESTADO LÍMITE DE FLEX. COMPUESTA (Us1=Us2): CÁLCULO SIMPLIFICADO DE SEC. RECTANGULARES SEGÚN LA EHE-08 (ANEJO N° 7)

DIMENSIONAMIENTO DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

3300					<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ														
6														
8														
10														
12														
16														
20														
25														
32														
SI $N_d < 0$	Us1=Us2= 15500,0 KN	Ast= 356,50 cm2												
	22500 3616,667 18883,33													
SI $0 < N_d < 0,5 \cdot U_o$	Us1=Us2= 18883,3 KN	Ast= 434,32 cm2			<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ														
6														
8														
10														
12														
16														
20														
25														
32														
SI $N_d > 0,5 \cdot U_o$	Us1=Us2= 19643,16 KN	Ast= 451,79 cm2			<table border="1"> <tr><td>φ</td></tr> <tr><td>6</td></tr> <tr><td>8</td></tr> <tr><td>10</td></tr> <tr><td>12</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>20</td></tr> <tr><td>25</td></tr> <tr><td>32</td></tr> </table>	φ	6	8	10	12	16	20	25	32
φ														
6														
8														
10														
12														
16														
20														
25														
32														
	m1= 1850,0 m2= -8647,6 α= 0,39													

COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR (Us1=Us2)

eo=M _u /N _u = 33 cm																																									
<u>Armadura de traccion</u>			<u>Armadura de compresion</u>																																						
<table border="1"> <tr><th>φ</th><th>Nº RED</th></tr> <tr><td>6</td><td>0</td></tr> <tr><td>8</td><td>0</td></tr> <tr><td>10</td><td>0</td></tr> <tr><td>12</td><td>3</td></tr> <tr><td>16</td><td>0</td></tr> <tr><td>20</td><td>0</td></tr> <tr><td>25</td><td>0</td></tr> <tr><td>32</td><td>0</td></tr> </table>	φ	Nº RED	6	0	8	0	10	0	12	3	16	0	20	0	25	0	32	0	Ast= 3,4 cm2 Ust= #iDIV/0! ton	<table border="1"> <tr><th>φ</th><th>Nº RED</th></tr> <tr><td>6</td><td>0</td></tr> <tr><td>8</td><td>0</td></tr> <tr><td>10</td><td>0</td></tr> <tr><td>12</td><td>3</td></tr> <tr><td>16</td><td>0</td></tr> <tr><td>20</td><td>0</td></tr> <tr><td>25</td><td>0</td></tr> <tr><td>32</td><td>0</td></tr> </table>	φ	Nº RED	6	0	8	0	10	0	12	3	16	0	20	0	25	0	32	0	Asc= 3,4 cm2 Usc= #iDIV/0! ton		
φ	Nº RED																																								
6	0																																								
8	0																																								
10	0																																								
12	3																																								
16	0																																								
20	0																																								
25	0																																								
32	0																																								
φ	Nº RED																																								
6	0																																								
8	0																																								
10	0																																								
12	3																																								
16	0																																								
20	0																																								
25	0																																								
32	0																																								
SI eo < 0	Nu= FALSO ton Mu=Nu*eo= FALSO ton*m																																								
SI 0 < eo < K1	Nu= #iDIV/0! ton Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m			K1= #iDIV/0! cm m1= #iDIV/0! ton*m m2= #iDIV/0! ton*m α= #iDIV/0!																																					
SI eo > K1	Nu= #iDIV/0! ton Mu=Nu*eo= #iDIV/0! ton*m																																								

ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

ESFUERZOS DE DISEÑO

Cortante de diseño
Componente de Fuerza Pret.
Componente Canto Variable
Esfuerzo cortante efectivo

Vd= 1,5 ton
Vpd= 0 ton
Vcd= 0 ton
Vrd=Vd+Vpd+Vcd= 1,5 ton

Vrd<Vu1
Vrd<Vu2

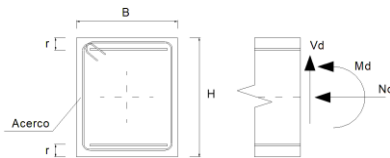
MATERIALES

Resistencia Hormigon
Coef. de minoracion del Hgon.
Resistencia Acero
Coef. de minoracion del Acero

fck= 300 kp/cm2
γc= 1,5
fys= 5100 kp/cm2
γs= 1,15
fcdv= 4200,0 kp/cm2

SECCION RECTANGULAR

Ancho seccion B= 100 cm
Canto seccion H= 60 cm
Recubrimiento r= 0,05 cm



Vu1: AGOTAMIENTO POR COMPRESION DEL ALMA

Datos adicionales:

θ: Angulo entre las bielas de hgon y eje pieza (26,6°;63,4°)
α: Angulo de las armaduras con el eje de la pieza
Nd: Esfuerzo Axil de cálculo (traccion +)

θ= 45 ° = 0,79 rad
α= 90 ° = 1,57
Nd= 0 ton

K= 1,00

Vu1= 359,70 ton

CORRECTO

Vu2: AGOTAMIENTO POR TRACCION EN EL ALMA

PIEZAS SIN ARMADURA A CORTANTE

Datos adicionales:

As: Armadura Longitudinal Traccionada Adherente

As= 54 cm2

ρ= 0,00901

0,577591

Vu2= 34,0570 ton

PIEZAS CON ARMADURA A CORTANTE

Vu2=Vcu+Vsu

Supuesto β=1 (H.A.):

Vcu= 28,38 ton

Vcu(EH-91)= 42,39 ton

Vsu=Vu2-Vcu=Vrd-Vcu

As= -11,86 cm2/ml

φ	A (cm2)
6	0,283
8	0,503
10	0,785
12	1,131
16	2,011
20	3,142
25	4,909
32	8,042

s: Separacion entre cercos

s= 20 cm

n: Numero de ramas por cerco

n= 2

Limitaciones a los valores de s:

Vrd/Vu1= 0,00

s< 47,96 cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 30 cm
s< No es aplicable cm < 20 cm

Area por rama del cerco (Acerco)= -1,19 cm2