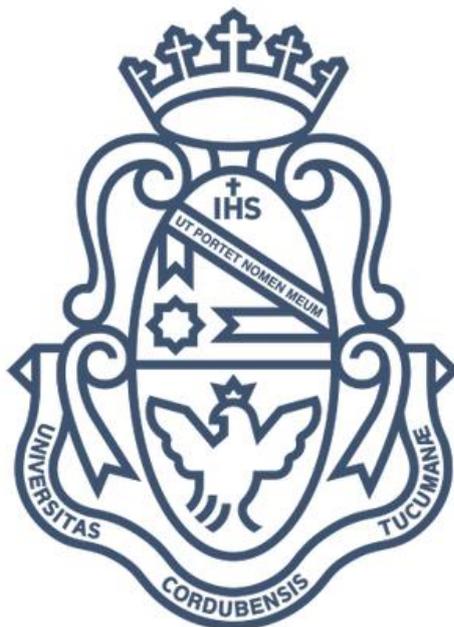


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA



FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y NATURALES

ASIGNATURA: PRÁCTICA SUPERVISADA

" DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE ESTACIÓN DE BOMBEO - AMPLIACIÓN
PLANTA DEPURADORA DE LA CIUDAD DE CÓRDOBA "

ALUMNO: Fenoglio, Mauro

MATRICULA: 37.320.800

PLAN: 20105

TUTOR INTERNO: Ing. Fragueiro, Agustín

TUTOR EXTERNO: Ing. Novillo, Narciso

AÑO: 2017

ÍNDICE GENERAL

1- INTRODUCCIÓN	5
1.1 - OBJETIVOS.....	5
1.2 - METODOLOGÍA DE TRABAJO.....	5
2- RESEÑA DEL PROYECTO	7
2.1- LOCALIZACIÓN DE LA OBRA.....	7
2.2- TIPOLOGÍA Y CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	8
2.3- PROCESO CONSTRUCTIVO.....	11
3- ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN	15
3.1- CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA.....	15
3.2- MATERIALES.....	17
4- MARCO REGLAMENTARIO	19
4.1- GENERALIDADES.....	19
4.2- CONSIDERACIONES PARA EL CONTROL DE LA FISURACIÓN.....	19
5- ANÁLISIS DE CARGA	21
5.1- ESTADOS BÁSICOS DE CARGA.....	21
5.1.1- Empuje del Suelo Exterior (ET).....	21
5.1.2 - Empuje del Agua Exterior (EA_{EXT}).....	22
5.1.3 - Subpresión del Agua (SP).....	22
5.1.4 - Empuje del Fluido Interior (EF_{INT}).....	23
5.1.5 - Consideración sobre el efecto de Acciones Sísmicas sobre el Muro de Contención.....	23
5.2- COMBINACIONES DE CARGAS.....	26
6 - ANÁLISIS ESTRUCTURAL	27
7 - DIMENSIONADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	30
7.1- VERIFICACIÓN A FLOTACIÓN.....	32
7.2- LOSA DE FONDO.....	33
7.2.1 - Caso A-1.....	33
7.2.2 - Caso A-2.....	39
7.2.3 - Pasadores de Unión Losa-Muro.....	44
7.3 - CILINDRO PERIMETRAL.....	45
7.3.1 - Caso B-1 = Empuje de Suelo.....	45
7.3.2 - Caso B-2 = Empuje de agua Interior.....	55
7.3.3 - Caso B-3 = Empuje de Suelo sin elementos estructurales interiores.....	65
7.4 - RECRECIDO INTERNO.....	75
7.4.1 - Zona de Bombas (Espesor=15 cm).....	76

7.4.2 - Zonas Restantes (Espesor=10 cm).....	81
7.5 - TABIQUE CENTRAL.....	85
7.5.1 - Caso T-1.....	85
7.5.2 - Caso T-2.....	93
7.6 - TABIQUES DE CONTENCIÓN.....	96
7.7 - PANTALLA DE AQUIETAMIENTO.....	101
7.7.1 - Pared Lateral.....	101
7.7.2 - Borde Inferior.....	103
7.8 - LOSA SUPERIOR.....	104
7.8.1 - Losa L1, L2, L7 y L8.....	106
7.8.2 - Losa L3, L4, L9 y L10.....	108
7.8.3 - Losa L5 y L6.....	110
7.8.4 - Losa L11 y L12.....	113
7.9 - VIGAS SUPERIORES.....	115
7.9.1 - Viga VEB1-VEB2-VEB3.....	118
7.9.2 - Viga VEB4-VEB5-VEB6.....	119
7.9.3 - Viga VEB21- VEB22- VEB23- VEB24.....	120
7.9.4 - Viga VEB10-VEB11.....	121
8 - FUNDACIÓN.....	122
9 - DOCUMENTOS GRÁFICOS.....	124
10 - CONCLUSIONES.....	125
11 - REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.....	126
12- ANEXOS.....	127

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.1 - Localización EDAR Bajo Grande</i>	<i>7</i>
<i>Figura 2.2 - Ubicación de Estaciones de Bombeo</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2.3 - Esquema de Esfuerzos.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.4 - Momento en Lateral del Contenedor, base empotrada</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2.5 - Momento en Lateral de Contenedor, base articulada.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2.6 - Proceso Constructivo de Muro Pantalla</i>	<i>14</i>
<i>Figura 3.1 - Planta Rectangular</i>	<i>15</i>
<i>Figura 3.2 - Planta Circular</i>	<i>16</i>
<i>Figura 3.3 - Ubicación Sondeo S11</i>	<i>18</i>
<i>Figura 3.4 - Ubicación de Sondeo y Estación de Bombeo</i>	<i>18</i>
<i>Figura 5.1 - Presiones actuantes en Suelo.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 5.2 - Esquema de Cargas.....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 5.3 - Empuje de Suelo por Acciones Sísmicas</i>	<i>24</i>
<i>Figura 5.4 - Presiones Dinámicas por Acciones Sísmicas.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 6.1 - Recinto Vacío; Simetría de Cargas</i>	<i>28</i>
<i>Figura 6.2 - Recinto Lleno; Simetría de Cargas.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 6.3 - Mitad de Recinto Lleno; Asimetría de Cargas</i>	<i>29</i>
<i>Figura 7.1 - Tabla A.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 8.1 - Tabla de Parámetros Geotécnicos del Sondeo S11</i>	<i>122</i>

1- INTRODUCCIÓN

En el presente informe se muestra el proceso llevado a cabo para el diseño y cálculo estructural de la Estación de Bombeo, que forma parte del proyecto de ampliación de la Estación Depuradora de Aguas Residuales Bajo Grande (EDAR Bajo Grande) ,y éste, de un Plan Integral de Cloacas para la ciudad de Córdoba.

Las distintas tareas desarrolladas, se realizaron en la empresa *Fragueiro&Novillo S.A.* ubicada en Barrio Jardín, ciudad de Córdoba, dónde fue posible finalizar el proyecto con éxito, con la ayuda de un equipo de trabajo, y bajo la continua supervisión del Ing. Novillo Narciso, quien junto al Ing. Fragueiro Agustín, me abrieron las puertas de su Estudio, y a quienes les estaré por siempre agradecido.

1.1 - OBJETIVOS

El *objetivo principal* de esta práctica es obtener una estructura de contención para líquidos cloacales segura y factible, cumpliendo con los requisitos estructurales fijados en reglamento y también, con aquellos requisitos fijados en el proyecto.

Además como *objetivos personales* se pretende:

- Lograr una mayor aproximación ente los contenidos de formación académicos propuestos por la Facultad y las necesidades reales del medio, vinculando los conocimientos adquiridos con la práctica de la ingeniería.
- Obtener una primera experiencia laboral dentro del campo profesional.
- Enfrentar responsabilidades reales y cotidianas que el medio empresarial exige.
- Poder forman parte de un equipo de trabajo.
- Adquirir conocimiento y destreza en el uso de programas de cálculo.

1.2 - METODOLOGÍA DE TRABAJO

La metodología llevada a cabo en el presente informe, sigue las siguientes etapas;

- I. Analizar los requerimientos demandados por el Contratista y por el Reglamento que nos condiciona.
- II. Analizar y determinar los distintos estados de carga que intervienen en el proyecto junto con sus correspondientes combinaciones de carga a realizar.

- III. Conocer los distintos esfuerzos que solicitan a los diversos miembros de la Estación de Bombeo, obtenidos mediante la modelización de la misma haciendo uso del programa *RAM Elements*.
- IV. Continuar con el dimensionado de los distintos elementos componentes de la estructura, realizando además diversas verificaciones ligado a estos.
- V. Finalmente confeccionar documentos gráficos tales como planos de encofrado, de armado y planillas de doblado.

2- RESEÑA DEL PROYECTO

2.1- LOCALIZACIÓN DE LA OBRA

La Planta de Bajo Grande se encuentra al Este de la ciudad de Córdoba, sobre camino Chacra de la Merced a la altura 901.

La misma presta el servicio de Depuración de Líquidos Cloacales para dicha ciudad.



Figura 2.1-Localizacion EDAR Bajo Grande

El caudal recibido en planta es de 20.000 m³/h, mientras que la misma está diseñada para tratar 10.000 m³/h, causa por la cual se ha proyectado la ampliación de la planta.

El cuerpo receptor del efluente tratado es el Rio Suquía.

Entre todas las partes que componen la planta, se desarrolla el estudio en la Estación de Bombeo, encontrándose hoy en día, al igual que demás sectores, subdimensionada.

La Estación de Bombeo proyectada se ubicará entre la etapa de cámara de rejjas y el desengrasador/desarenador.

En la siguiente imagen se muestra la posición de la Estación de Bombeo existente y la proyectada, teniendo en cuenta, que luego de la obra de ampliación, ambas estaciones estarán en funcionamiento, cubriendo así la demanda de agua a tratar.



Figura 2.2 - Ubicación de Estaciones de Bombeo

Todas las obras de ampliación de la planta, que comprenderán la construcción de dos líneas de tratamiento de 5000 m³/h de caudal medio cada una, junto con la ampliación de colectores que permitirán captar los efluentes generados en las cuencas ubicadas al Norte y Sur del Río Suquía y conducirlos al predio de la actual EDAR Bajo Grande, se encuentran dentro de un Plan Integral de Cloacas para la ciudad de Córdoba.

2.2- TIPOLOGÍA Y CARACTERÍSTICAS GENERALES

La estructura en estudio podría clasificarse como un contenedor de material líquido, la que se encuentra totalmente enterrada, hecho por el cual nos obliga a realizar su análisis bajo distintas hipótesis de carga.

En estos casos no solo se hace imprescindible analizar la estructura bajo presión interna del líquido (caso en que se encuentre el contenedor lleno), sino también se deberán conocer las solicitaciones a

las que se ve sometida cuando esté vacío (empuje activo del suelo y presión hidrostática por debajo del nivel freático).

Se debe tener en cuenta que la elección de la tipología está sujeta a :

- Condicionantes arquitectónicos, como lo es la función, ubicación, importancia, etc.
- Relación Costo-Litro almacenado.
- Métodos constructivos.
- Materiales disponibles, entre otros.

En ésta instancia se hace mención que a lo largo del proceso de análisis estructural de la Estación de Bombeo, fue cambiando su forma geométrica, hasta llegar a la forma final, cilíndrica, sobre la cual se ha desarrollado éste informe.

Hay que aclarar que ésta configuración puede no ser la definitiva, estando ligada a un proceso de evaluación, revisión y posible ajustes de distintos conceptos, entre ellos, la geometría.

Uno de los beneficios de trabajar con una geometría cilíndrica, es que se trata de una forma globalmente equilibrada, es decir, los esfuerzos se equilibran a lo largo de su desarrollo perimetral, no estando presentes concentraciones de esfuerzos por quiebres en paredes laterales (caso geometría cuadrada o rectangular).

Debido a las dimensiones que posee este contenedor y a su proceso constructivo (que se especificara más adelante) se trata de un tanque de gran altura, sin interacción con la placa de fondo.

Se sabe que en los tanques de gran altura, no solo se debe tener en cuenta los esfuerzos axiales horizontales y verticales, sino también, los efectos que generan los momento actuantes en la placa.

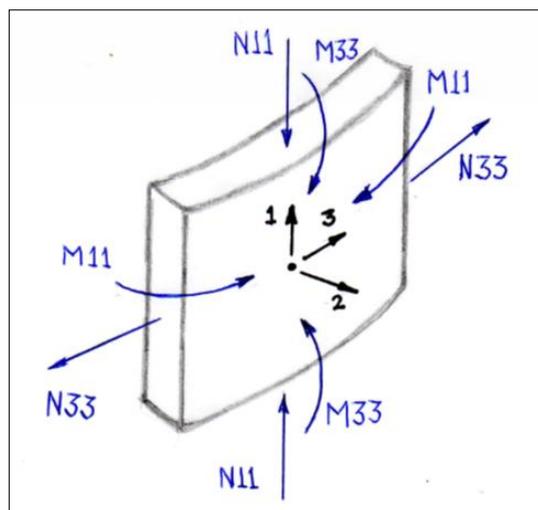


Figura 2.3 - Esquema de Esfuerzos

Cuando las paredes laterales del depósito están construidas continuas a su base o losa de fondo, aparecerán esfuerzos de empotramiento, debido a que en cercanías de la losa de fondo estarán impedidas las deformaciones de los laterales.

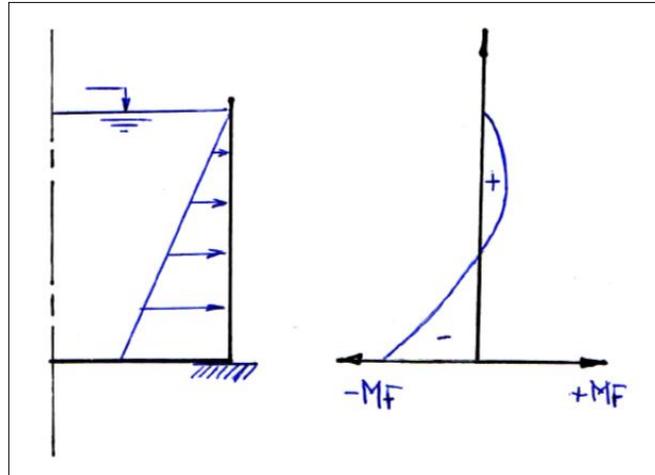


Figura 2.4 - Momento en Lateral del Contenedor, base empotrada

En el caso de estudio , no se considera el efecto de empotramiento del fondo, debido al proceso constructivo, en el cual se materializarán en distintas etapas cada una de las partes, lo que conduce a una restricción que puede asimilarse como articulada.

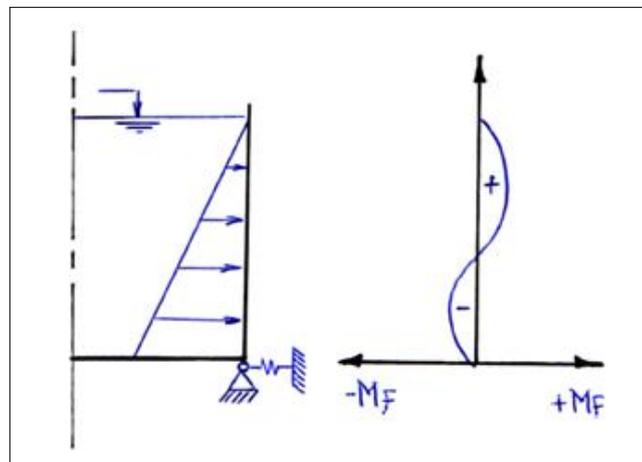


Figura 2.5 - Momento en Lateral de Contenedor, base articulada

Además se destaca la importancia en el control de fisuración de contenedores de líquidos, principalmente si se trata de líquidos contaminantes que puedan afectar al ambiente.

Por ello, y teniendo en cuenta las características del líquido a contener, tratándose éste de líquido cloacal, el fenómeno de fisuración debe ser un aspecto importante a tener en cuenta en el proceso de diseño estructural.

2.3- PROCESO CONSTRUCTIVO

La Estación de Bombeo bajo estudio se materializará mediante un conjunto de muros pantallas desarrollados a lo largo del perímetro de un cilindro de 17 metros de diámetro interno y una profundidad libre de 14 metros.

Un Muro Pantalla se trata de un tipo de estructura de contención flexible, de hormigón armado y empleando el mismo terreno como encofrado.

Entre ellos presentan juntas que deben ser estancas, evitando el paso de agua a través de las mismas.

En general las pantallas suelen construirse por módulos (bataches) de forma continua. La obra puede tener varios módulos de inicio, que serán continuados hasta conseguir cerrar el perímetro.

Se pueden enumerar las siguientes etapas que forman parte del proceso constructivo;

a) Excavación

La excavación puede realizarse mediante una Cuchara Bivalva, impulsada de forma mecánica o hidráulica, empleada en terrenos que lo permitan, pudiendo llegar a excavar terrenos que tengan una resistencia a compresión en torno a los 60 kg/cm².

Durante la excavación, como en cualquier cimentación profunda, debe considerarse la existencia del nivel freático. La presencia de agua subterránea, provoca una disminución de las propiedades y las características resistentes en suelos saturados y también genera una presión adicional sobre el frente de la excavación.

Para que las paredes de la excavación se mantengan estables, se usan lodos bentoníticos o polímeros rellenando la excavación y creando un contra-empuje hidroestático lo que permite mantener estable el frente de excavación hasta el proceso de hormigonado.

b) Colocación de las Juntas o Encofrados Laterales

Para efectuar la materialización de la junta entre paneles, se utilizan encofrados metálicos de junta lateral, los cuales se colocan antes de hormigonar para moldear las juntas.

La misión de estas juntas es

- Crear un machi-hembreado entre las pantallas,
- Crear una superficie limpia,
- Ayudar al guiado de la cuchara bivalva en la pantalla siguiente.

De no colocarse, habría irregularidades entre los paneles, que darían lugar a filtraciones que podrían resultar anti estéticas, o incluso peligrosas.

Según el encofrado usado, las juntas pueden ser circulares o triangulares, siendo las primeras las más usadas debido a que el agua debe recorrer una mayor distancia desde el trasdós al intradós del muro.

Los encofrados para este tipo de junta suelen ser tubos metálico perfectamente lisos para que sea fácil extraerlos unas horas después del hormigonado.

Estos encofrados se disponen verticalmente, bien fijados y empotrados en el fondo, para evitar que se produzcan movimientos.

c) Colocación de la Armadura

Luego se procede a colocar la armadura, ésta debe estar previamente ensamblada. Para su colocación se eleva la armadura con una grúa, y se introduce en la excavación procurando que no toque el fondo sino que quede colgada, además se colocan separadores laterales en la armadura para evitar el contacto con el terreno.

d) Hormigonado

Al hormigonar, la zanja estará contaminada con material suelto o bien con lodo bentonítico en caso de ser necesario su uso.

Para evitar que el hormigón se contamine al mezclarse con estos, es necesario iniciar el proceso de hormigonado desde abajo hasta arriba, mediante un tubo llamado "tubo tremie pipe". Como la densidad del hormigón es superior a la de los lodos bentoníticos, quedará por debajo del lodo, y éstos se pueden ir extrayendo en superficie.

Una vez que concluye el hormigonado, la parte superior del hormigón está contaminada por los lodos. Por lo tanto, habrá que seguir hormigonado hasta que rebose, extrayendo la parte contaminada de hormigón.

e) Construcción de la Viga de Coronación

Una vez realizados todos los paneles se construye la viga de coronación.

Ésta consiste de una viga de hormigón con una altura aproximada de 1 metro, que une la parte superior de todos los paneles, logrando que estos trabajen de manera conjunta.

Antes de ejecutarla se debe sanear el hormigón de la cabeza de pantallas que pudiera estar contaminado.

Para ello, se descabezan las pantallas, es decir ,se rompen los últimos 40 ó 50 cm.

Otra de las razones por la que se realiza esto es para descubrir las armaduras.

f) Excavación y Fresado del recinto interior

Una vez realizadas todas las operaciones previas, puede procederse a la excavación del recinto (generalmente interior) del muro pantalla.

Si se ha previsto ejecutar elementos de soporte como anclajes, se van colocando a medida que se realiza la excavación.

Los muros pantalla son elementos de contención, por lo que necesitan de un tratamiento superficial. Este proceso se denomina "fresado" y consiste en el desbaste del intradós del muro pantalla por medio de fresadoras y que por lo general van acopladas a una excavadora como implemento. Mediante este proceso se le retira una capa contaminada con el propio terreno, lodos bentoníticos y bultos producidos por los desprendimientos. Este proceso le dará un mejor aspecto al muro pantalla y permite que puedan ser aplicados sistemas de impermeabilización.

g) Impermeabilización

Luego de haber realizado el fresado de la cara interna se debe garantizar una correcta impermeabilización de los muros pantalla.

Para ello se procede a efectuar una limpieza con chorro de agua a presión. De esta manera se desprenderán del muro áridos, polvo y suciedad, y abriremos el capilar del hormigón para una mejor adherencia del tratamiento impermeabilizante.

Además se debe llevar a cabo la reparación de las juntas entre pantallas, picando forma de "V" entre las mismas.

Luego, con mortero de fraguado rápido se sellarán las posibles vías de filtración. También es conveniente la aplicación de morteros elásticos a modo de banda para evitar las pequeñas filtraciones.

A continuación se muestra un esquema del proceso constructivo;

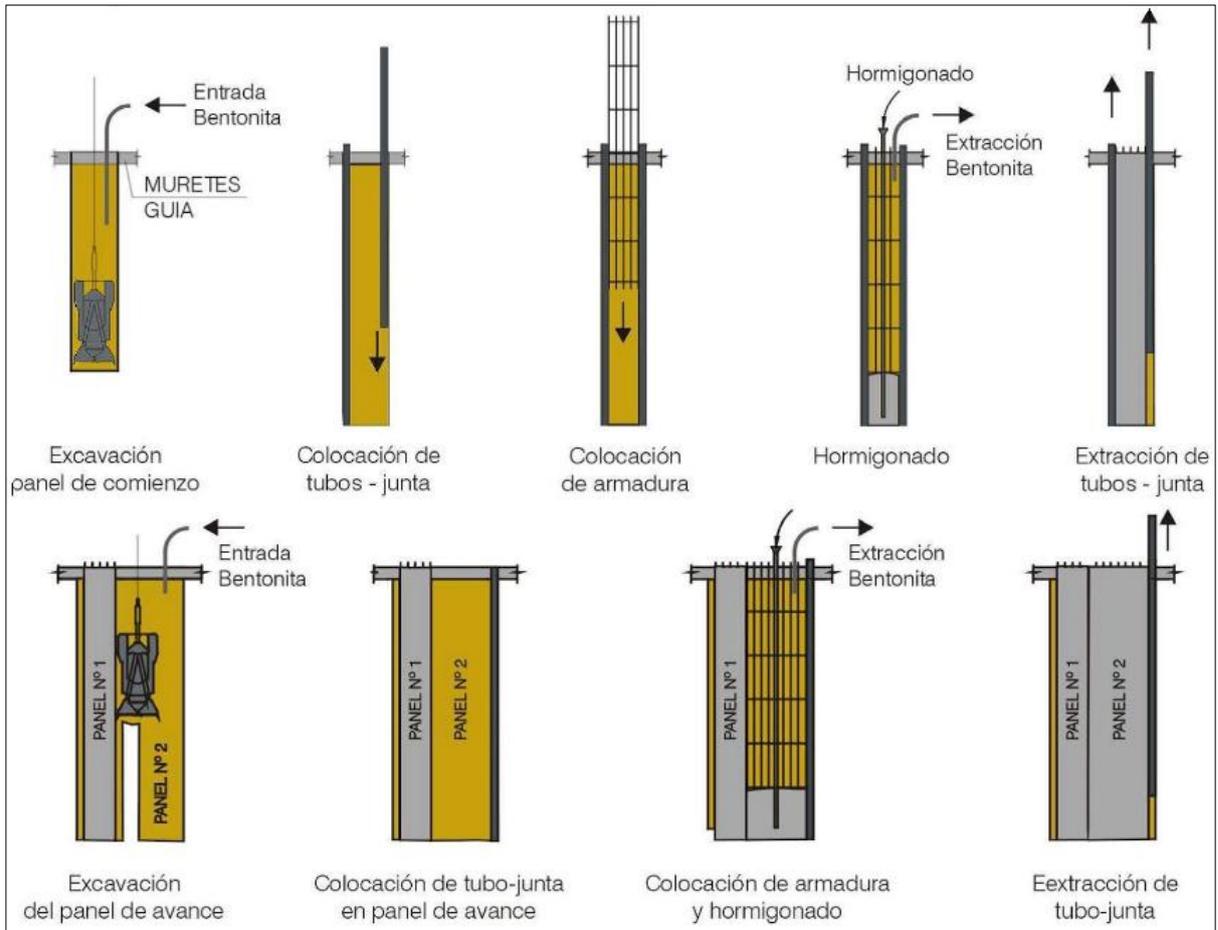


Figura 2.6 - Proceso Constructivo de Muro Pantalla

3- ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

Como en todo proyecto de cálculo y diseño estructural, la solución debe responder por un lado al Marco Reglamentario que lo concierne, y por el otro, a lo planteado por el Contratista de la obra, en lo que hace a aspectos arquitectónicos, sanitarios, constructivos, entre otros. Es por eso que se lleva a cabo un estudio de los documentos e información provista por éste

3.1- CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA

Respecto a la configuración geométrica de la Estación de Bombeo de líquidos cloacales, se destaca su evolución y cambio de configuración a lo largo del proceso de diseño, como se comentó anteriormente, comenzando por una concepción de planta rectangular, como se observa en el siguiente esquema;

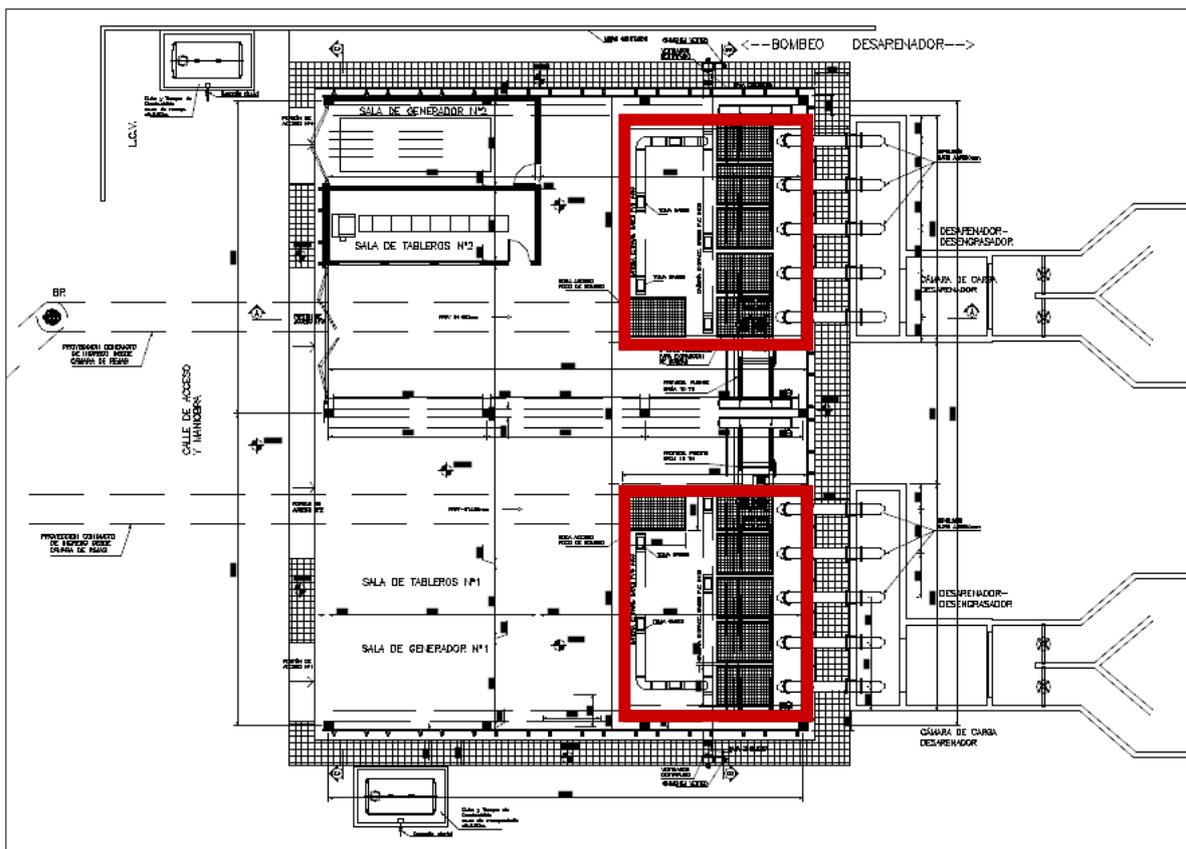


Figura 3.1 - Planta Rectangular

Tal como se muestra resaltado, la Estación de Bombeo de la ampliación de EDAR Bajo Grande comprendía dos contenedores de forma rectangular.

Dicha configuración no resulto viable en lo que respecta al proceso constructivo, principalmente a los grandes volúmenes de suelo a mover para llegar a cota de fundación, y luego permitir la materialización de los distintos componentes de la estructura.

La excavación se veía aun más compleja debido a la presencia de la napa freática.

Luego esta configuración fue remplazada por un solo contenedor, de forma cilíndrica, sectorizado en dos habitáculos, que a través de los cuales, el liquido cloacal sigue su tratamiento hacia los dos desarenadores.

Esta nueva concepción geométrica además de lograr una disminución de volúmenes a excavar debido al proceso constructivo a llevarse a cabo (explicado anteriormente), también logra una disminución de los volúmenes de hormigón a utilizar, debido a la reducción de esfuerzos por su carácter simétrico.

En base a dicha configuración se desarrollo el presente informe, pudiendo observarse en el esquema mostrado a continuación;

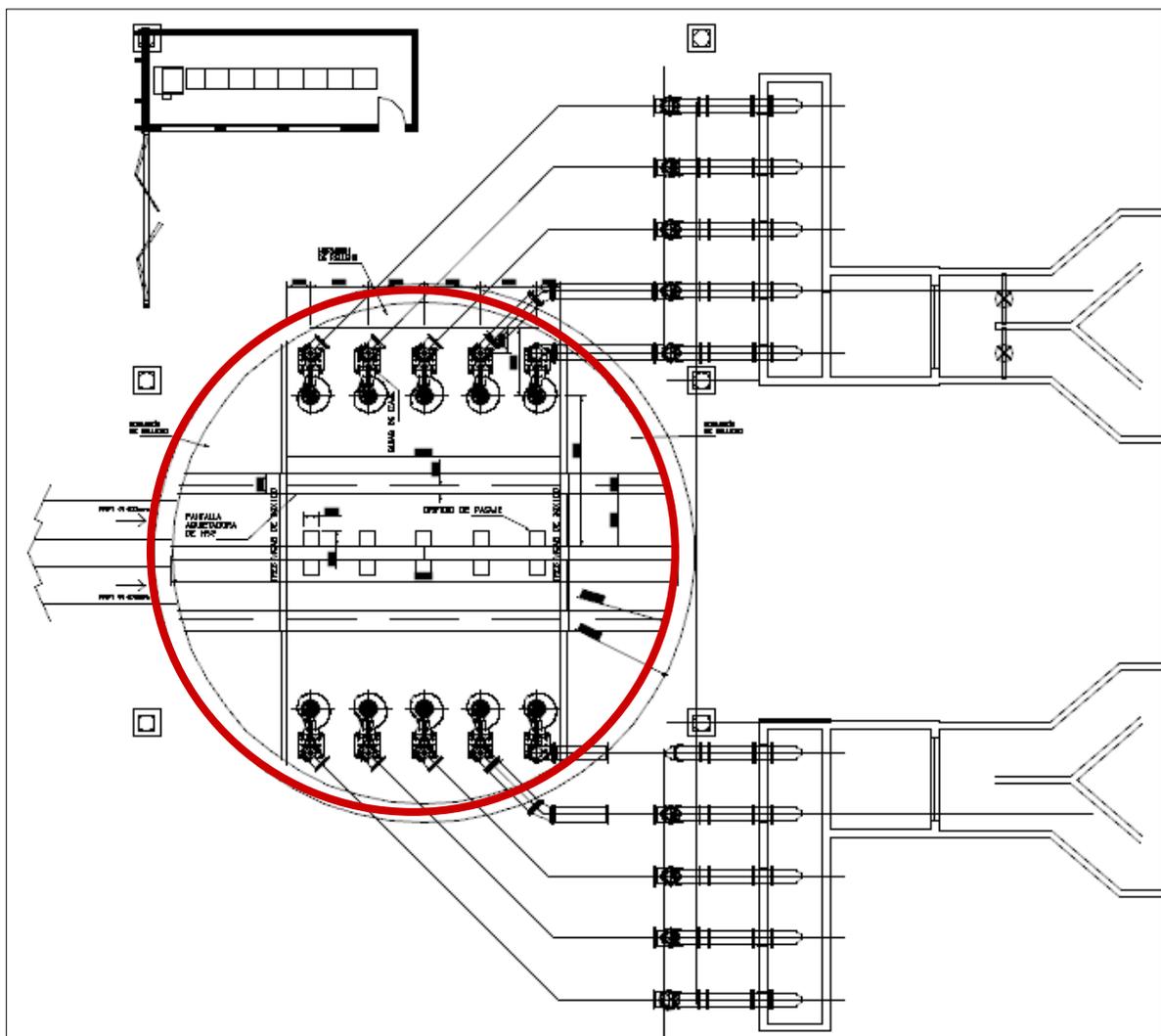


Figura 3.2 - Planta Circular

3.2- MATERIALES

Cada material a emplearse en dicha estructura, debe respetar lo dictado por el pliego de especificaciones técnicas.

Con respecto al suelo de fundación, éste es caracterizado por un estudio realizado en el área a proyectar la Estación de Bombeo.

Así se tiene ;

- Hormigón

Por razones de durabilidad y resistencia, el hormigón a utilizar será H-30.

- Hormigón Estructural: H-30
- Max. Relación a/c ≤ 0.45
- Min. Contenido de cemento= 380 kg/m^3
- Tmax. Agregado: $\frac{3}{4}$ "

Para reducir los efectos de coacción significativos (contracción y temperatura por fragüe) se tendrán en cuenta las siguientes medidas preventivas:

- Uso de agregados con granulometría con reducido contenido de fracción fina.
- Curado del hormigón con abundante cantidad de agua el tiempo suficiente a fin de que el mismo logre la resistencia necesaria antes que se produzcan las variaciones volumétricas por secado.
- Hormigón de limpieza: H-20.

- Acero

Acero para hormigón armado: ADN-420*

(*) En caso de usarse Mallas Electrosoldadas AM-500 se podrá adoptar la sección de acero equivalente a la obtenida en el cálculo previa consulta con la Dirección Técnica.

- Suelo de fundación

Datos obtenidos del informe de estudio de suelos realizado para el sondeo S-11 con fecha 6 de abril de 2017.

Dicho sondeo fue realizado en un área cercana respecto al emplazamiento de la Estación de Bombeo proyectada.

A continuación se muestra una imagen de la ubicación del sondeo;



Figura 3.3 - Ubicación Sondeo S11

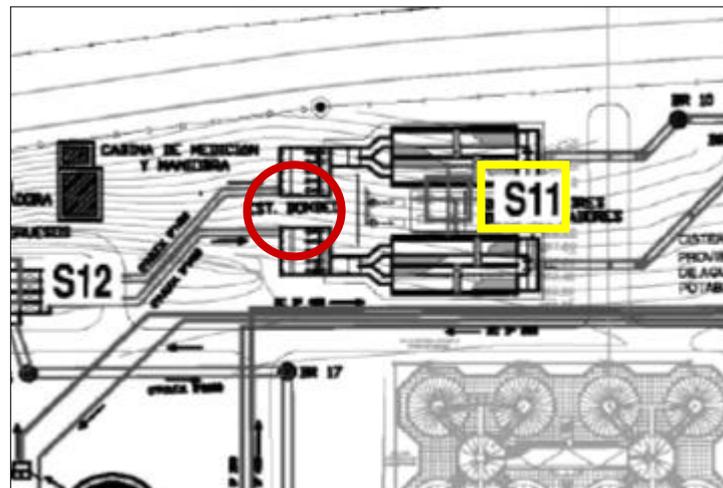


Figura 3.4 - Ubicación de Sondeo y Estación de Bombeo

En el mismo se muestra un perfil de suelo formado por 3 estratos:

- Estrato 1 y 2: constituido por arena con finos, gravas y gravillas.
- Estrato 3: constituido por gravas mal graduadas con arena/gravilla.

La cota de fundación mínima para fundación directa de -8.00 metros con gravas mal graduadas, arenas, gravillas y escaso limo. La tensión admisible de punta es de 50t/m².

Además se especifican los siguientes parámetros;

- Peso específico del suelo saturado $\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$
- Ángulo de fricción interna $\phi = 30^\circ$
- Empuje de suelo $K_a = 0.33$
- Coeficiente de compresibilidad vertical, $K_v = 8000 \text{ t/m}^3$
- Coeficiente de compresibilidad horizontal, $K_h = 4000 \text{ t/m}^3$

También se detecta la presencia de napa freática a partir de los -7.50 m. respecto del terreno natural.

4- MARCO REGLAMENTARIO

4.1- GENERALIDADES

El reglamento CIRSOC es el que rige sobre nuestro proyecto, y dentro de este, sus áreas 100 y 200 son las aplicables al mismo;

- Área 100 - Acciones sobre las estructuras
 - Reglamento CIRSOC 101: Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de Estructuras de Edificios
- Área 200 - Estructuras de hormigón
 - Reglamento CIRSOC 201 : Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado

Debido a que se tratan de documentos relativos a la seguridad estructural de las construcciones civiles, estos son de cumplimiento obligatorio, tanto en obras de sector público (caso en estudio), como privado.

4.2- CONSIDERACIONES PARA EL CONTROL DE LA FISURACIÓN

El Reglamento Cirsoc 201-2005 para estructuras de Hormigón Armado no adopta criterios respecto al control de fisuración y estanqueidad para obras de contenedores de líquidos ya que la especificación base de la cual fue tomado, ACI-318, no los incluye porque tiene especificaciones particulares para tales temas como son el ACI350 y el ACI 224.

Estudiándose tales especificaciones puede advertirse que se manejan diversos criterios como cálculo de ancho de fisura con fórmulas varias de diverso origen. Se manejan también criterios de control de tensión de tracción en el hormigón para elementos sometidos a tracción directa. Hay también criterios de control de diámetros máximos, separaciones máximas, recubrimiento del acero, etc.

Atendiendo a todo lo anterior y teniendo como antecedente el trabajo de los Ing. Juan Donini y Rodolfo Orler: "Criterios para el control de la Fisuración en Estructuras para contención de Líquidos y su adecuación a un futuro Reglamento Argentino", se propone adoptar el criterio del ACI 350-06, art 10.6.4.2 para estructuras en situación de exposición ambiental severa en el cual se controla simultáneamente diámetro de barras, su separación y la tensión de trabajo para solicitaciones de servicio por medio de la expresión (10-5):

$$\text{Severa} \quad \left| \quad 140 \leq f_{s,\text{máx}} = \frac{45500}{\beta \sqrt{s^2 + 4(50 + d_b / 2)^2}} \leq 250 \quad (10-5) \right.$$

A partir de esta expresión se han desarrollado tablas, donde para diferentes espesores de placas, diámetros y separaciones adoptadas de la armadura se definen tensiones límites en servicio para la armadura.

El proceso es iterativo y requiere primero un dimensionado por resistencia con las solicitaciones últimas y calculando el acero con una tensión reducida $0,7x f_y$.

Posteriormente y en función del diámetro y separación estimados se verifica el estado tensional de la armadura para las solicitaciones de servicio.

Se debe tener en cuenta que este control se hace sobre las armaduras que están en las caras en contacto con agua pues es allí donde la estanqueidad y fisuración son críticas.

Complementariamente se asume como armadura mínima de las caras traccionadas en contacto con el agua el valor 0,3% de acuerdo con ACI-350-06, art. 10.5.1, o el dimensionado con un 30% más de resistencia de la requerida según art.10.5.3.

Por otra parte y solamente en los casos que la sollicitación principal es la tracción, como es el caso de los depósitos cilíndricos, se realiza el control de la tensión de tracción del hormigón según el criterio de la PCA (Portland Cement Association) por medio de la expresión:

$$f_{sh} = \frac{CA_s E_s + P}{A_c + nA_s} \leq f'_t$$

De modo que esa tensión no exceda el valor $0.10 f'_c$.

5- ANÁLISIS DE CARGA

En lo que respecta al análisis de cargas, éste se divide en la determinación de los estados básicos de carga que afectan a nuestro proyecto, y por otro lado, las combinaciones de dichos estados básicos, según lo especificado en Reglamento.

5.1- ESTADOS BÁSICOS DE CARGA

Los estados básicos de cargas a considerar son:

- DL = Peso propio, γ hormigón armado = 2.4 t/m^3
- SC = Sobrecarga de uso a nivel de terreno = 0.8 t/m^2
- EF_{INT} = Empuje del fluido interior, γ fluido = 1.1 t/m^3
- EA_{EXT} = Empuje del agua exterior, γ agua = 1 t/m^3
- SP = Supresión del agua, γ agua = 1 t/m^3
- ET = Empuje del suelo exterior, γ suelo = $1,85 \text{ t/m}^3$

Luego se procede a cuantificar los estados antes mencionados;

5.1.1- Empuje del Suelo Exterior (ET)

Se trata de la presión que el suelo ejerce en el plano horizontal. Para describir la presión que el suelo puede ejercer se usa un coeficiente de presión lateral, K.

Dicho coeficiente representa la relación entre la presión lateral u horizontal respecto a la presión vertical, ($K = \sigma'_h / \sigma'_v$).

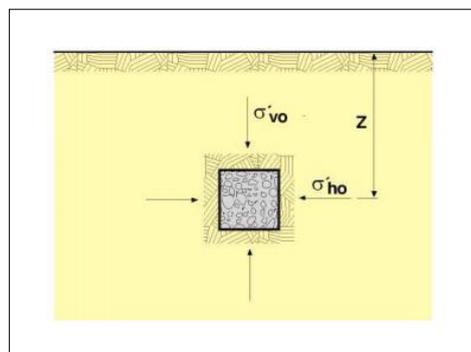


Figura 5.1 - Presiones actuantes en Suelo

Los coeficientes de presión lateral puede variar dentro de tres categorías: presión en reposo, presión activa y presión pasiva.

Siendo de interés en este caso la presión activa, por ser la misma una acción que ejerce el suelo sobre la estructura.

Según la *Teoría de Rankine*, el coeficiente de empuje activo puede calcularse con la siguiente fórmula;

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Siendo φ , ángulo de fricción interna del estrato considerado.

Además, se considera que sobre el nivel de terreno colindante a la estación de bombeo actúa una Sobrecarga de uso de valor,

$$SC = 0.8 \text{ t/m}^2$$

A continuación se procede a determinar el valor del empuje del suelo para el caso en análisis;

$$\text{- Nivel (0,00)} \rightarrow Ph = SC \times Ka1 = 0.36 \text{ t/m}^2$$

$$\text{- Nivel (-4,50)} \rightarrow \Delta Ph = \Delta h \times \gamma_{\text{suelo}} \times Ka1 = 3.65 \text{ t/m}^2$$

$$\text{- Nivel (-4,50+ dh)} \rightarrow Ph = \Delta h1 \times \gamma_{\text{suelo}} \times Ka2 + SC \times Ka2 = 3.28 \text{ t/m}^2$$

$$\text{- Nivel (-8,50)} \rightarrow \Delta Ph = \Delta h1 \times \gamma_{\text{suelo}} \times Ka2 + \Delta h2 \times (\gamma_{\text{suelo}} - \gamma_{\text{agua}}) \times Ka2 = 2.23 \text{ t/m}^2$$

$$\text{- Nivel (-8,50+dh)} \rightarrow$$

$$\rightarrow Ph = (SC + \gamma_{\text{suelo}} \times \Delta h1 + \gamma_{\text{suelo}} \times \Delta h2 + (\gamma_{\text{suelo}} - \gamma_{\text{agua}}) \times \Delta h2') \times Ka3 = 4.53 \text{ t/m}^2$$

$$\text{- Nivel (-13,77)} \rightarrow \Delta Ph = \Delta h3 \times \gamma_{\text{suelo}} \times Ka3 = 1.25 \text{ t/m}^2$$

5.1.2 - Empuje del Agua Exterior (EA_{EXT})

Debido a la presencia del agua subterránea por debajo del Nivel Freático, se ejerce una presión sobre la pared del contenedor, tomando los siguientes valores;

$$\text{- Nivel (-7,50)} \rightarrow Ph = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{- Nivel (-13,40)} \rightarrow Ph = h \times \gamma_{\text{agua}} = 5.9 \text{ t/m}^2$$

5.1.3 - Subpresión del Agua (SP)

Se trata de una presión, que actúa sobre la losa de fondo de la Estación de Bombeo, en sentido ascendente, con una magnitud igual al valor de presión hidrostática a nivel de Fundación. Es decir;

$$SP = (h + esp.Losa) \times \gamma_{\text{agua}} = 6.7 \text{ t/m}^2$$

5.1.4 - Empuje del Fluido Interior (EF_{INT})

El fluido alojado en el recinto, ejercerá sobre las paredes, una presión estática igual al producto de la altura de columna de fluido por el peso específico del mismo, que por tratarse de liquido cloacal, se toma un valor, $\gamma_{fluido} = 1.1 \text{ t/m}^3$.

Debido a las distintas hipótesis de cargas a analizar, las cuales serán explicadas más adelante, no se especificará un valor definitivo del empuje de fluido interior, siendo éste influenciado por los distintos niveles de trabajo de bombas, entre otras cuestiones.

A continuación se muestra el esquema de cargas adoptado;

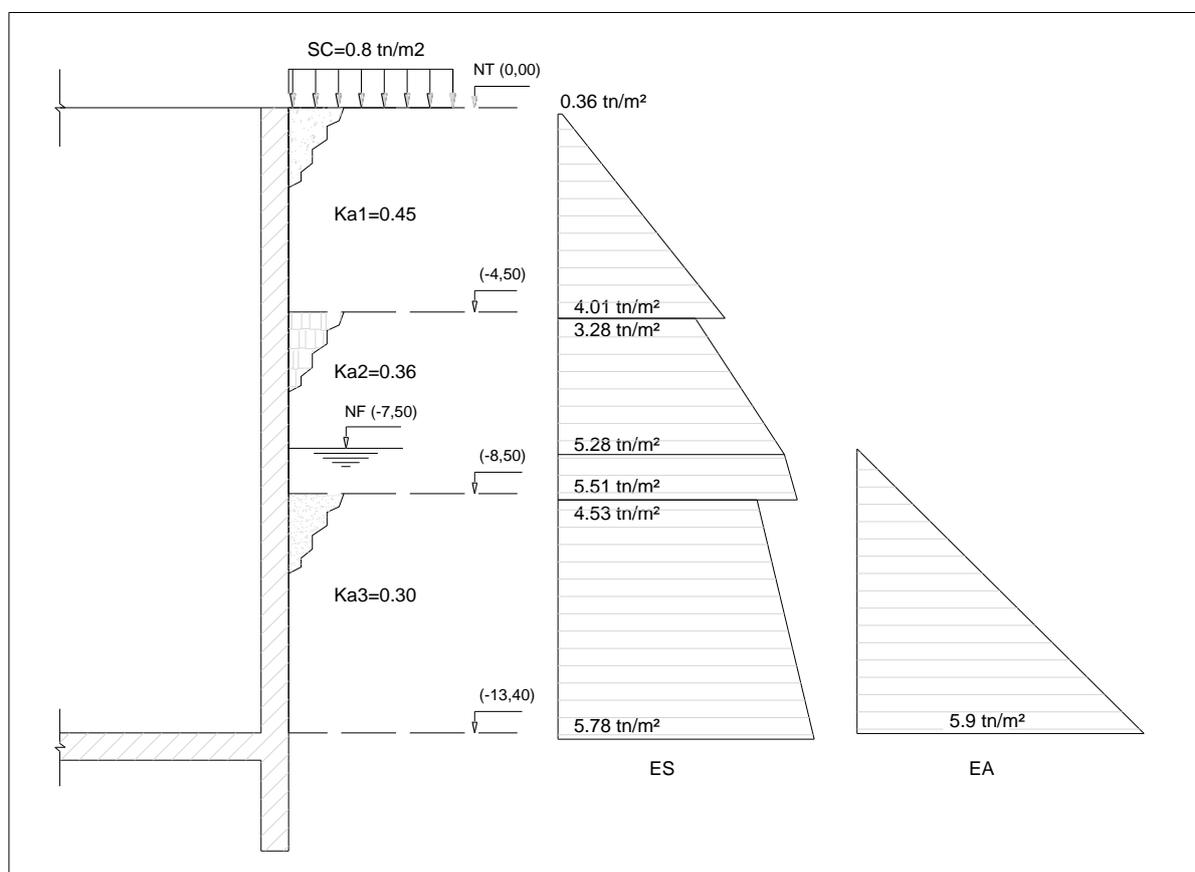


Figura 5.2 - Esquema de Cargas

5.1.5 - Consideración sobre el efecto de Acciones Sísmicas sobre el Muro de Contención

La acción del sismo sobre la estructura ha sido analizada teniendo en cuenta que la misma se encuentra en Zona Sísmica I y emplazada sobre Suelo Tipo II, dando esfuerzos últimos menores a los generados por acciones estáticas mayoradas.

El Sismo genera componentes dinámica de presiones, tanto en el suelo exterior, como en el fluido almacenado en el recinto.

Es por ello que se analizó por un lado, el incremento de empuje activo del suelo por acciones sísmicas, y por otro el incremento de presión debida al movimiento del fluido interior.

- **Acción sobre el Suelo**

A partir de un análisis simplificado del criterio dado por Mononobe (Earthquake –proof construction of masonry dams, 1929) y Okabe (General theory of earth pressure, 1926), el incremento de esfuerzo total de empuje debido a la acción sísmica vendrá dado por la expresión:

$$\Delta EAD = EAD - ET$$

Siendo:

ΔEDS = incremento de empuje total debido a la acción sísmica, con punto de aplicación a "0,6 x H" medido desde el pie del muro.

EAD = empuje total dinámico (el cual depende del tipo de suelo y zona sísmica)

ET = empuje total estático (calculado anteriormente)

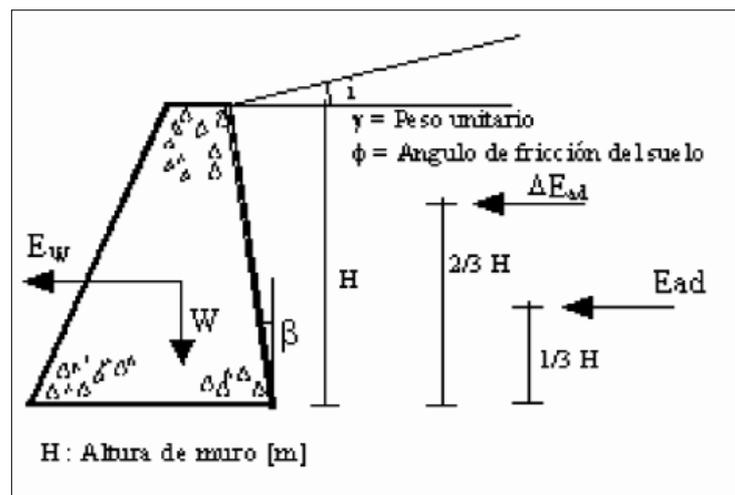


Figura 5.3 - Empuje de Suelo por Acciones Sísmicas

Así se obtuvo que las sollicitaciones obtenidas de combinaciones de carga que incluyen sismo son menores a las obtenidas por combinaciones de cargas estáticas de diseño.

- **Acción sobre el Líquido almacenado**

Por otro lado, se analiza el incremento de presiones ejercidas por el líquido contenido a causa de un movimiento provocado por el sismo.

Para esto, se utilizó el reglamento ACI 350.3-01 y comentarios (350.3R-01) publicado por comité ACI 350.

En el mismo se establece que los muros de estructuras contenedoras de líquidos serán diseñadas para resistir las siguientes fuerzas dinámicas, las cuales se deben sumar a las presiones hidrostáticas:

$$P_w = ZSIC_i \times \frac{\varepsilon W_w}{R} \quad (\text{Fuerzas de inercia})$$

$$P_i = ZSIC_i \times \frac{\varepsilon W_i}{R} \quad (\text{Presión impulsiva hidrodinámica del líquido})$$

$$P_c = ZSIC_c \times \frac{\varepsilon W_c}{R} \quad (\text{Presión convectiva hidrodinámica del líquido})$$

Donde;

Z = factor de zona sísmica

S = coeficiente del perfil del sitio. Representa las características del suelo

I = factor de importancia

C_i = factor de amplificación de espectro de la componente de impulsión.

C_c = factor de amplificación de espectro de la componente de convección

ε = coeficiente de masa efectiva

W_w = masa del muro del estanque

W_i = masa equivalente de la componente impulsiva

c = masa equivalente de la componente convectiva

R = factor de modificación de respuesta

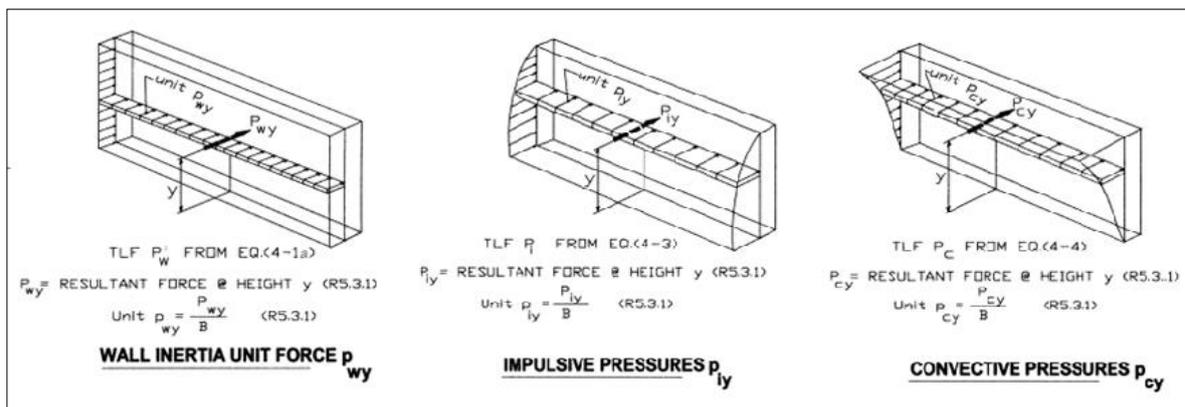


Figura 5.4 - Presiones Dinámicas por Acciones Sísmicas

Luego de calcular los parámetros anteriores, teniendo en cuenta que la obra se encuentra en Zona Sísmica I y emplazada sobre Suelo Tipo II, se determinan los puntos de aplicación de las fuerzas dinámicas, para luego obtener los Momentos debido a Fuerzas Sísmicas.

Se observó que los momentos debido a cargas estáticas de diseño son superiores a los momentos obtenidos para combinación de carga que incluyan sismo.

5.2- COMBINACIONES DE CARGAS

Para el cálculo de las solicitaciones de diseño en el Recinto, se han supuesto las siguientes combinaciones de carga según lo especificado en reglamento CIRSOC 201;

- C1: 1.4 D
- C2: 1.4 D + 1.4 EA
- C3: 1.2 D + 1.4 EA + 1.6 ES
- C4: 0.9 D + 1.4 EA
- C5: 0.9 D + 1.6 ES

6 - ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural consiste en la determinación y estudio de tensiones, deformaciones y reacciones que ocurren en una estructura al ser sometida a acciones exteriores tales como cargas, efectos térmicos, movimientos de apoyo, etc.

En este trabajo, el análisis estructural fue realizado mediante el uso del programa *RAM Elements 13.0*, con la finalidad de obtener las solicitaciones requeridas para el dimensionado de la Estación de Bombeo.

Para ello fue necesario crear un "Modelo", es decir, una representación simplificada de la realidad que refleje lo mejor posible el comportamiento de la estructura real, para lo cual se procedió de la siguiente manera;

- 1- Se materializaron una serie de nodos en función de los planos provistos por el contratista de la obra, entre los cuales se trazaron elementos tipo placa.
- 2- Se colocaron las restricciones correspondientes, junto con resortes en representación a la presencia del suelo alrededor del recinto.
- 3- Se cargaron los materiales y secciones a utilizar de cada elemento.
- 4- Se introducen los distintos estados de cargas considerados y se realizan las combinaciones de cargas establecidas por reglamento.
- 5- Se analiza el modelo, y se obtienen las solicitaciones debidas a estados límites últimos.

Además, se consideran tres hipótesis de cargas:

- Cuando ambos recintos de la Estación de Bombeo se encuentren vacíos, condición con simetría de cargas.
- Cuando ambos recintos estén llenos de líquido, condición con simetría de cargas.
- Cuando solo uno de los dos esté lleno de líquido, condición de asimetría de cargas.

A continuación se muestran imágenes de la estructura modelada, bajo las distintas hipótesis de cargas;

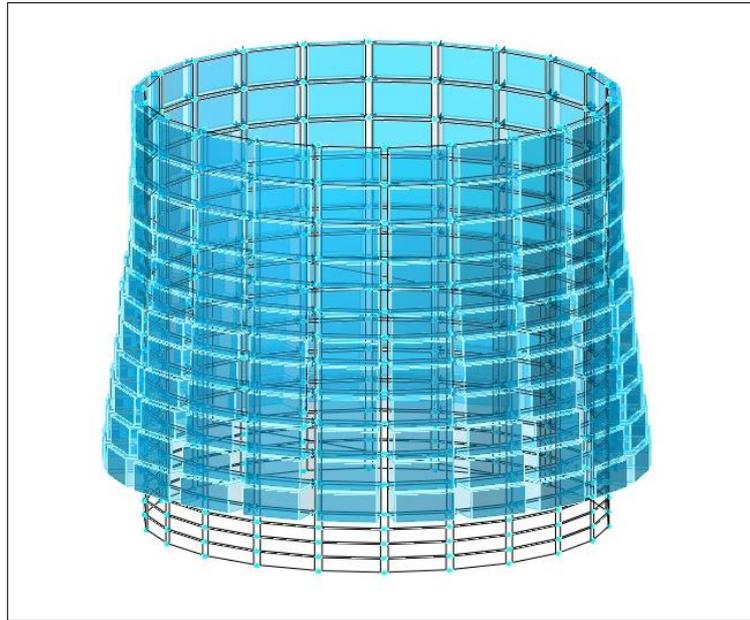


Figura 6.1 - Recinto Vacío; Simetría de Cargas

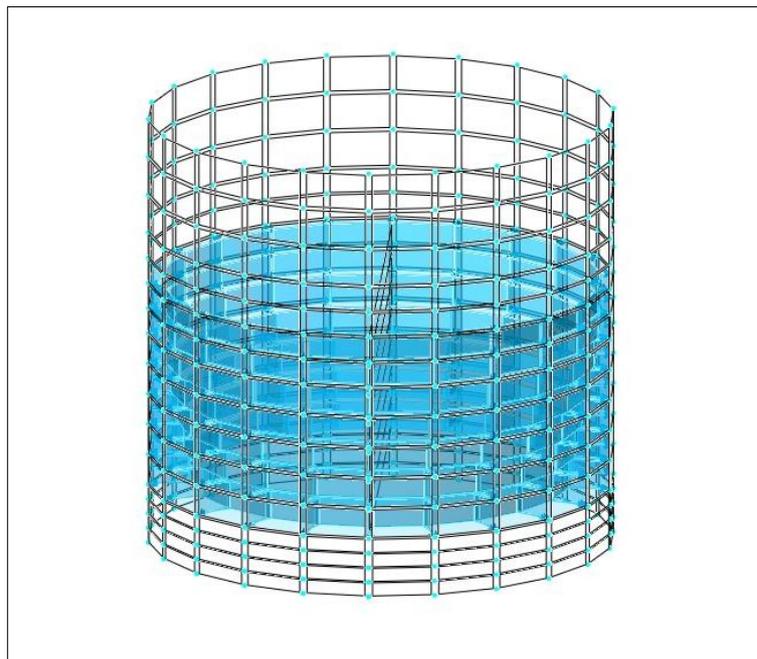


Figura 6.2 - Recinto Lleno; Simetría de Cargas

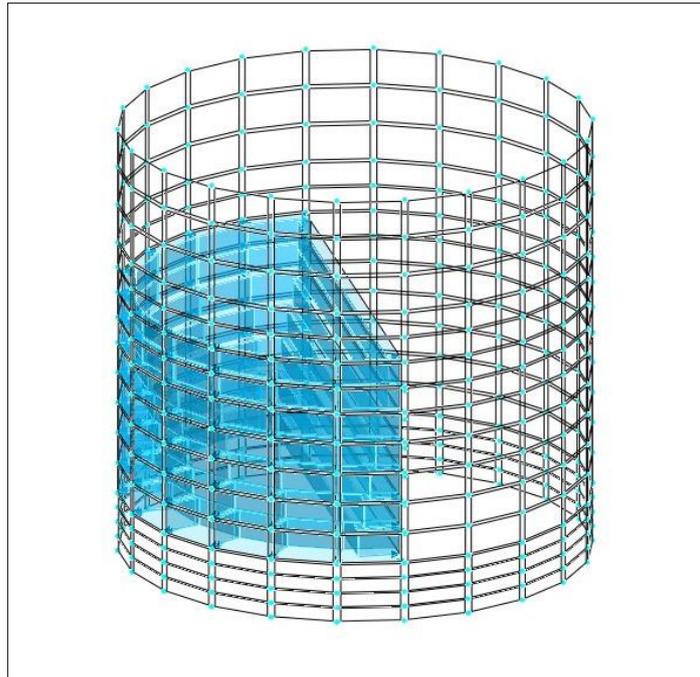


Figura 6.3 - Mitad de Recinto Lleno; Asimetría de Cargas

Debido a la gran cantidad de elementos estructurales que componen la Estación de Bombeo, se divide el análisis en distintos casos;

- Caso A-1: Análisis de Losa de Fondo sometida a efectos de subpresión.
- Caso A-2: Análisis de Losa de fondo sometida a efectos de subpresión, en ausencia de tabique central interno, teniendo así en cuenta, los esfuerzos a los que se verá sometida durante el proceso constructivo.
- Caso B-1: Análisis del Recinto en general, sobre el que actúa el empuje del suelo y agua exterior.
- Caso B-2: Análisis del Recinto en general, actuando la presión del agua interna. Dicho estado de carga, a su vez se divide en dos Hipótesis de Carga;
 - *Hipótesis 1*: Recinto lleno en sus dos habitáculos (simetría de cargas).
 - *Hipótesis 2*: Un habitáculo lleno y otro vacío (asimetría de cargas).
- Caso B-3: Análisis del Recinto en general, sobre el que actúa el empuje del suelo y agua exterior, pero sin considerar elementos estructurales internos, tales como tabiques y pantalla de aquietamiento que le aportan rigidez a la estructura, de manera de tener en cuenta las sollicitaciones a las que se verá sometido el muro colado durante el proceso constructivo.
- Caso C: Análisis del Recinto perimetral, teniendo en cuenta elementos estructurales que no se analizan en casos anteriores, bajo las siguientes hipótesis de cargas;
 - *Hipótesis 1*: Recinto lleno en sus dos habitáculos (simetría de cargas).
 - *Hipótesis 2*: Un habitáculo lleno y otro vacío (asimetría de cargas).

7 - DIMENSIONADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para llevar a cabo el dimensionado de los distintos elementos estructurales, se procede de la siguiente manera;

- Bajo el análisis del Caso A -1 y A-2 , se dimensiona la *Losa de Fondo*.
- Bajo el Análisis del Caso B-1,B-2 y B-3, se dimensionan los *Muros Laterales*.
- Bajo el Análisis del Caso B-2 / Hipótesis 2, se dimensiona el *Tabique Central*, pero también se analizará el caso en el que el tabique actúe como viga, frente a cargas inducidas por la losa de fondo cuando esta se ve sometida a esfuerzos de subpresión.
- Bajo el análisis a realizar del Caso C se dimensiona el *Recrecido Interno* a realizar mediante hormigón proyectado.

Además se determinarán secciones y armaduras necesarias para demás elementos que conforman la estructura tales como:

- *Tabique Central*
- *Tabiques de contención de material de relleno*
- *Pantalla de quietamiento*
- *Losa superior*
- *Vigas interiores*

Como metodología particular para determinar la armadura a disponer en los elementos estructurales de la Estación de Bombeo, se llevan a cabo los siguientes pasos;

1) Se obtienen las solicitaciones últimas del modelo realizado, teniendo en cuenta la combinación de carga más demandante.

2) Luego se calcula la armadura requerida con la fórmula siguiente;

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times fy}$$

3) Se procede a adoptar diámetros y separaciones para la armadura requerida controlando cuantías mínimas;

- *Cara traccionada en contacto con líquido:* $\rho_{\text{mín}} = 0.3\%$ salvo que se dimensione con el 30% más de la armadura requerida pero nunca menor de 0.2%
- *Cara traccionada en contacto con aire o tierra:* $\rho_{\text{mín}} = 0.2\%$ salvo que se dimensione con el 30% más de la armadura requerida.

4) Luego de la Tabla 7.A que se muestra más adelante, se obtiene la tensión límite (fmáx) en servicio para la armadura, en función del espesor de la placa, diámetro y separación tentativamente adoptado en el punto 3.

5) Finalmente se controla la tensión de la armadura en servicio con la siguiente fórmula;

$$f = \frac{Ms}{Kz \times Ar \times d} + \frac{Ts}{2 \times Ar} \leq f_{máx} \text{ [Según Tabla A]}$$

6) Si no se verifica la ecuación del punto 5, se disminuye la separación de la armadura y se controla nuevamente la tensión en servicio teniendo en cuenta que "fmáx" también se modifica. Este procedimiento debe realizarse hasta verificarse la ecuación del punto 5.

Se aclara que los pasos 4, 5 y 6 será necesario realizarlos para armadura de cara traccionada en contacto con liquido, no así para aquella en contacto con aire o tierra.

A continuación se muestra la Tabla A, confeccionada en base a la Fórmula 10-5 en lo referido a control de fisuración (apartado 4.2) para distintos espesores de elementos, diámetros y separación adoptada de armadura.

Tensiones Maximias de Servicio [kg/cm2]												
Clase de exposicion Ambiental=					Severa							
Espesor Elemento Estructural (mm) =					200		Espesor Elemento Estructural (mm) =					250
Recubrimiento (mm) =					50		Recubrimiento (mm) =					50
Coef. β =					2.00		Coef. β =					1.67
s (mm)	Diametro Barra (mm)					s (mm)	Diametro Barra (mm)					
	8	10	12	16	20		8	10	12	16	20	
100	1546	1530	1515	1485	1456	1855	1836	1818	1783	1748		
110	1476	1462	1449	1423	1398	1771	1755	1739	1708	1677		
120	1409	1398	1386	1363	1341	1691	1677	1663	1636	1609		
130	1346	1336	1326	1306	1286	1615	1603	1591	1567	1543		
140	1287	1278	1269	1251	1234	1544	1533	1523	1502	1481		
150	1231	1223	1215	1200	1184	1477	1468	1458	1440	1421		
160	1179	1172	1165	1151	1138	1414	1406	1398	1381	1365		
170	1130	1124	1118	1105	1093	1355	1348	1341	1326	1312		
180	1084	1078	1073	1062	1052	1301	1294	1288	1275	1262		
190	1041	1036	1031	1022	1012	1249	1243	1238	1226	1215		
200	1001	997	992	984	975	1201	1196	1191	1181	1170		
250	835	833	830	825	820	1002	1000	997	991	984		
300	714	712	710	707	704	856	854	853	849	845		

Figura 7.1 - Tabla A

7.1- VERIFICACIÓN A FLOTACIÓN

Antes de proceder con el dimensionado y armado propiamente dicho, se verifica a flotación la estructura, debido a que la misma estará bajo acciones de subpresión que tienden a desestabilizarla. Se procede a determinar dicha fuerza desestabilizadora, y por otra parte se calcula la fuerza estabilizadora, exigiendo alcanzar un factor de seguridad $\geq 1,4$.

- Fuerza Desestabilizadora (Subpresión)

- $EA = 8.76 \text{ t/m}^2 \rightarrow$ Se considera un ascenso del Nivel Freático de 1 metro por sobre la cota especificada en Estudio de Suelo.

$$FD = EA \times \left(\frac{\pi \times \phi_{int}^2}{4} \right) = 2011.81 \text{ tn}$$

- Fuerza Estabilizadora (Peso de la estructura)

- Elementos de Hormigón ($\gamma=2.4 \text{ tn/m}^3$)
 - Paredes Laterales, $Vol = 656.10 \text{ m}^3$
 - Losa Fondo, $Vol = 183.70 \text{ m}^3$
 - Losa Superior, $Vol = 34.40 \text{ m}^3$
 - Vigas interiores, $Vol = 22.70 \text{ m}^3$
 - Tabique central, $Vol = 61.90 \text{ m}^3$
 - Tabique de contención, $Vol = 27.70 \text{ m}^3$
 - Pantalla de aquietamiento, $Vol = 11.40 \text{ m}^3$
 - Hormigón de Apoyo para Bombas, $Vol = 26.80 \text{ m}^3$
 - Hormigón de Pendiente, ($\gamma=2.2 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 24.15 \text{ m}^3$

$$Vol.Total = 1043.85 \text{ m}^3$$

$$FE_{HORMIGON} = 2500.41 \text{ tn.}$$

- Material de Relleno ($\gamma=1.85 \text{ tn/m}^3$)
 - Relleno Suelo cemento, $Vol = 207.3 \text{ m}^3$

$$FE_{RELLENO} = 383.51 \text{ tn.}$$

Luego,

$$FE_{total} = 2883.92 \text{ tn}$$

$$Factor \ de \ Seguridad = \frac{FE_{total}}{FD} = 1.43 > 1.4 \rightarrow \text{Verifica a Flotación}$$

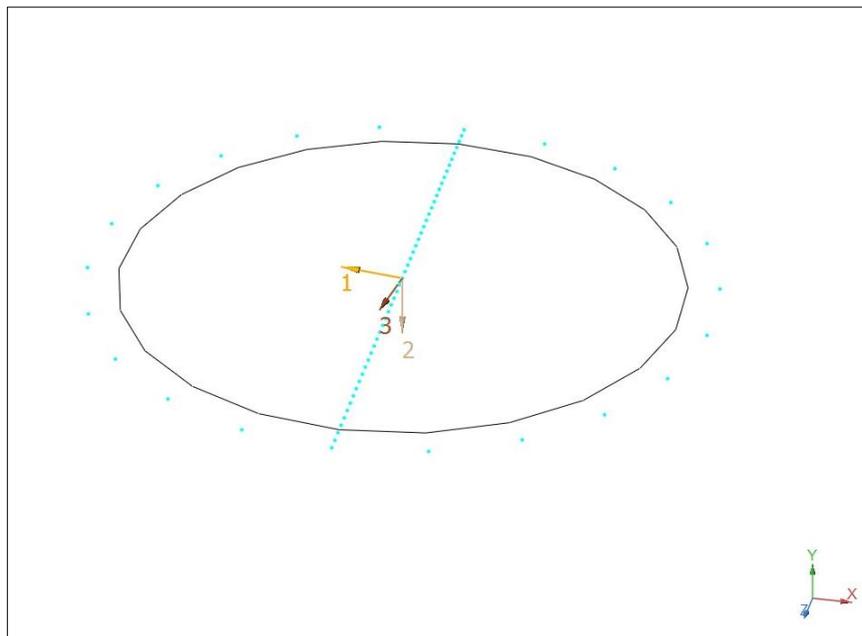
7.2- LOSA DE FONDO

Como se dijo anteriormente, para el dimensionado de la losa de fondo se procede a realizar dos análisis;

7.2.1 - Caso A-1

Se modela la misma, con espesores y material correspondiente, teniendo en cuenta la presencia del muro central que genera una distribución de esfuerzos y momentos determinada.

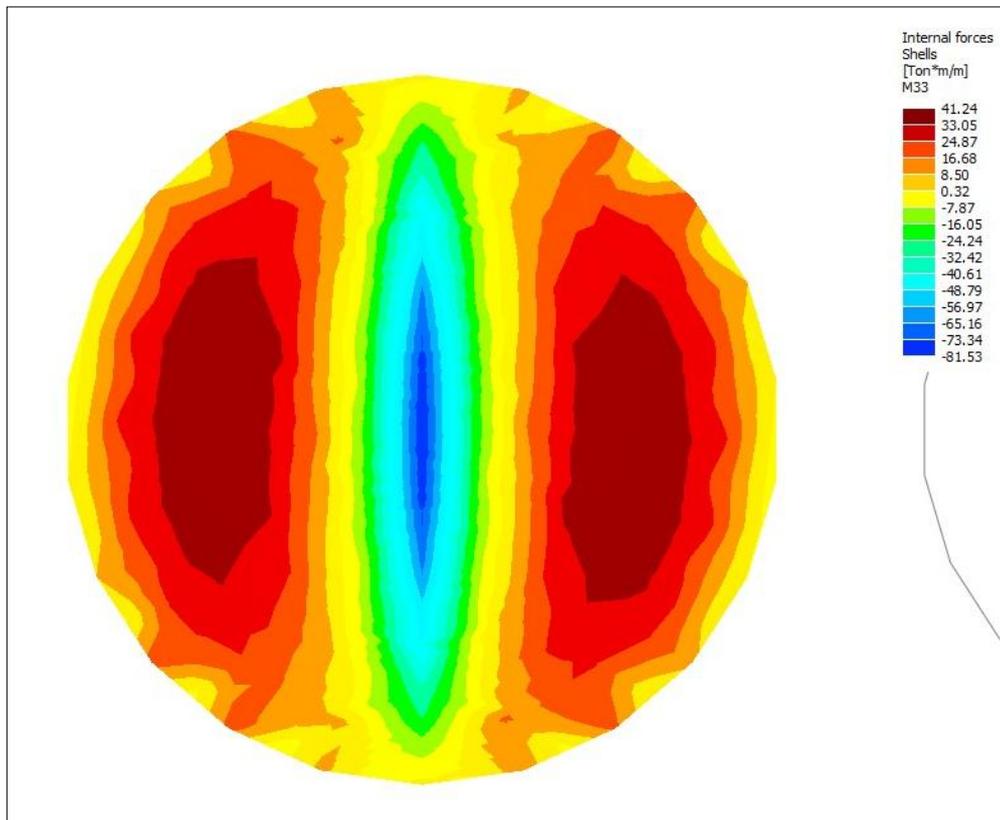
En la siguiente imagen se pueden observar los ejes locales del elemento modelado, respecto a los cuales se nombrarán los esfuerzos.



Se adjuntan a continuación las sollicitaciones obtenidas con el modelo;

Momentos;

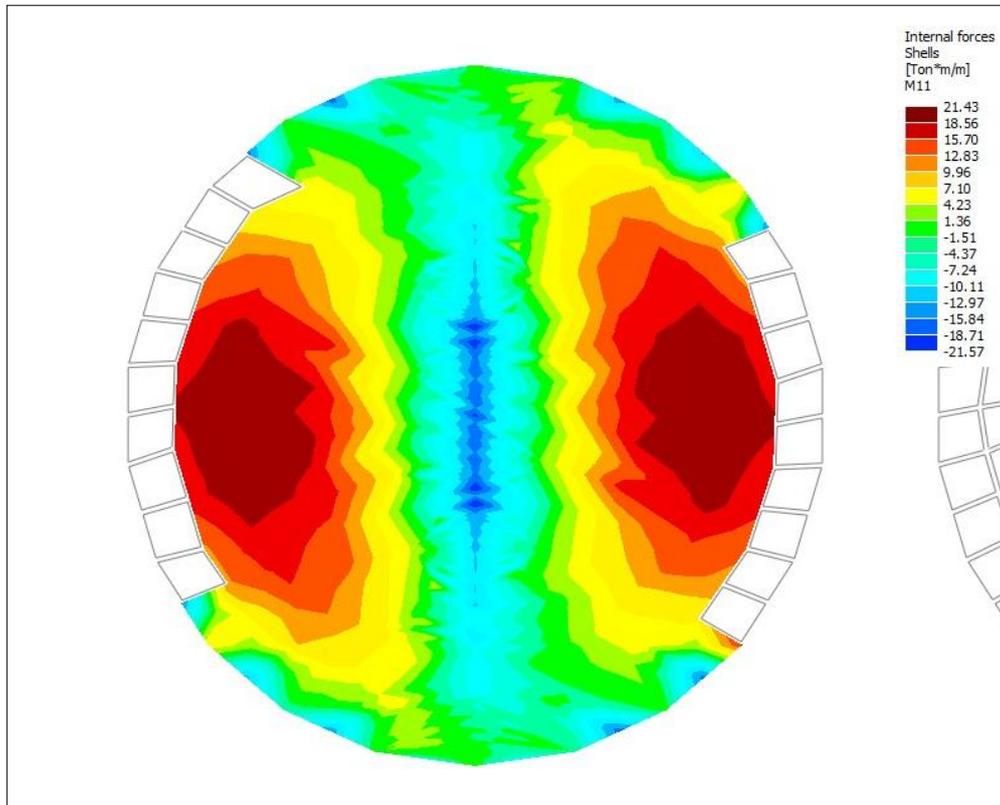
M33 (Dirección X)



De la imagen anterior se obtiene;

- M33 máx. Exterior= 65.16 tn.m/m
- M33 máx. Interior= 41.24 tn.m/m

M11 (Dirección Y)

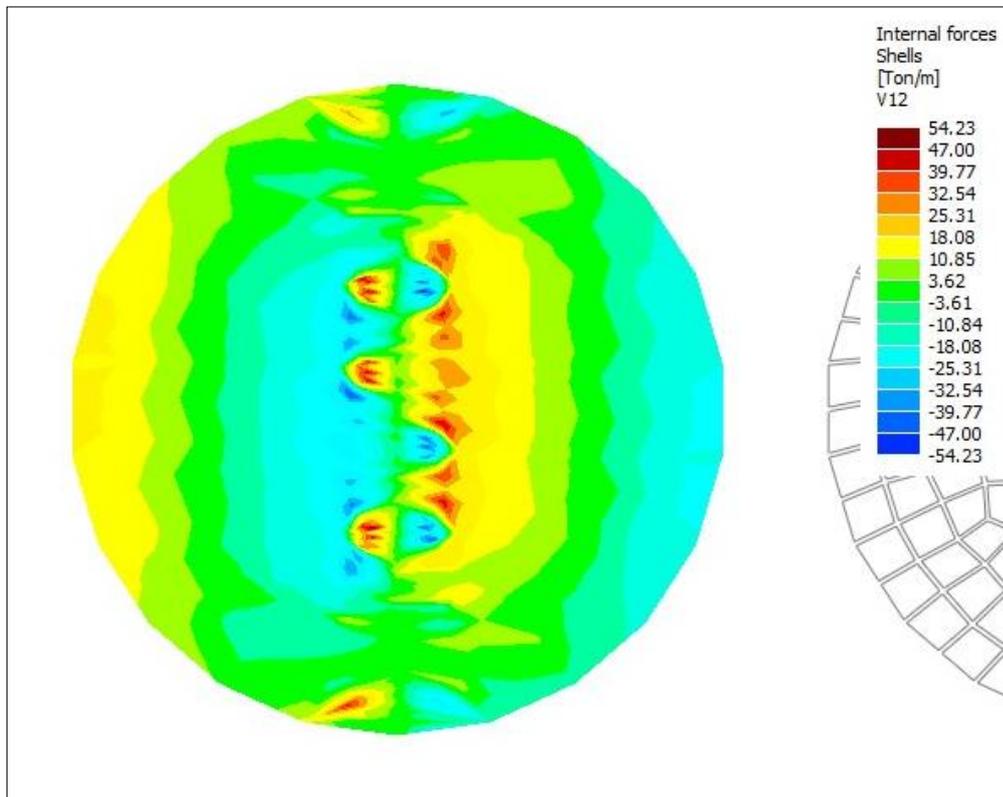


De la imagen anterior se obtiene;

- M11 máx. Exterior= 15.84 tn.m/m
- M11 máx. Interior= 21.43 tn.m/m

Esfuerzo De Corte;

V12



De la imagen anterior se obtiene;

- V12 máx.= 54.23 tn/m

A continuación se procede a calcular la armadura;

- Armadura requerida en **Dirección X** en **cara Interior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{41.24 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.76\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.024 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{41.24 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.76\text{m}} = 21.59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 80\text{cm}}{100} = 24.00\text{cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 20 cada 12cm (26.17 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{\text{máx}} = 2234 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{41.24 \text{ tm/m}}{1.4 \times 0.95 \times 26.17 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.76\text{m}} \right] \times 1000 = 1559.01 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Dirección X** en **cara Exterior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{65.16 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.76\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.038 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{65.16 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.76\text{m}} = 23.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 80\text{cm}}{100} = 16.00\text{cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 20 cada 12cm (26.17 cm²/m).

- Armadura requerida en **Dirección Y** en **cara Interior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{21.43 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.76\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.012 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{21.43 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.76\text{m}} = 11.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 80\text{cm}}{100} = 24.00\text{cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 20 cada 12cm (26.17 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{\text{máx}} = 2346 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{21.43 \text{ tm/m}}{1.4 \times 0.95 \times 26.17 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.76\text{m}} \right] \times 1000 = 810.45 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida en **Dirección Y** en cara **Exterior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{15.84 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.76\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.009 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{15.84 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.76\text{m}} = 5.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 80\text{cm}}{100} = 16.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 12cm (16.67 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$V_n = \frac{54.23\text{t}}{0.75} = 72.31 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30\text{MPa}} \times 1.00\text{m} \times 0.80\text{m} \times 100 = 73.03 \text{ t}$$

→ VERIFICA

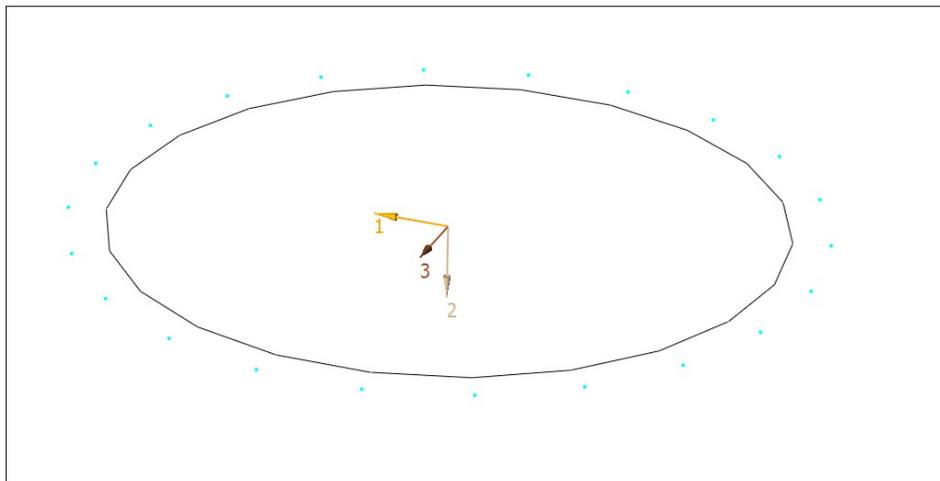
7.2.2 - Caso A-2

Para este caso se modela la losa de fondo sin apoyos intermedios.

Durante el proceso constructivo la losa de fondo puede estar sometida a subpresiones sin la presencia del muro central. Si bien se tomarán las medidas necesarias para que ello no ocurra, se la considera probable.

Para ello se modela la losa de fondo sin apoyo central, bajo cargas mayoradas por un coeficiente de 1,2.

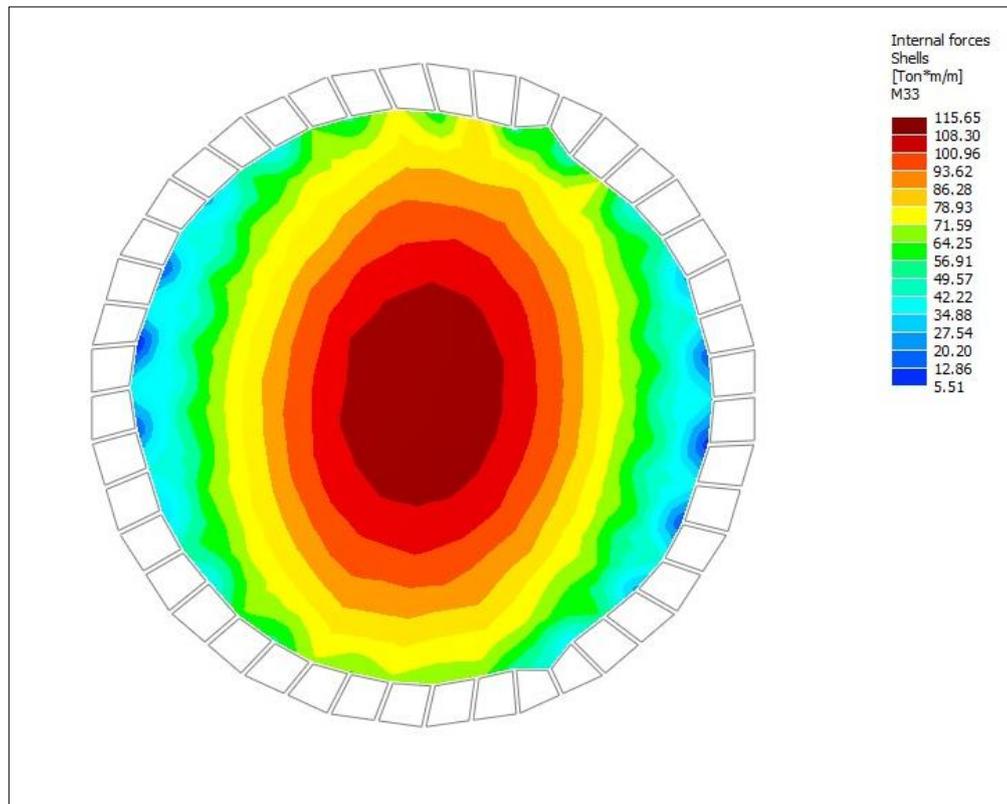
En la siguiente imagen se muestra el modelo realizado, con los ejes locales adoptados.



A continuación se muestran los resultados obtenidos del modelo;

Momentos;

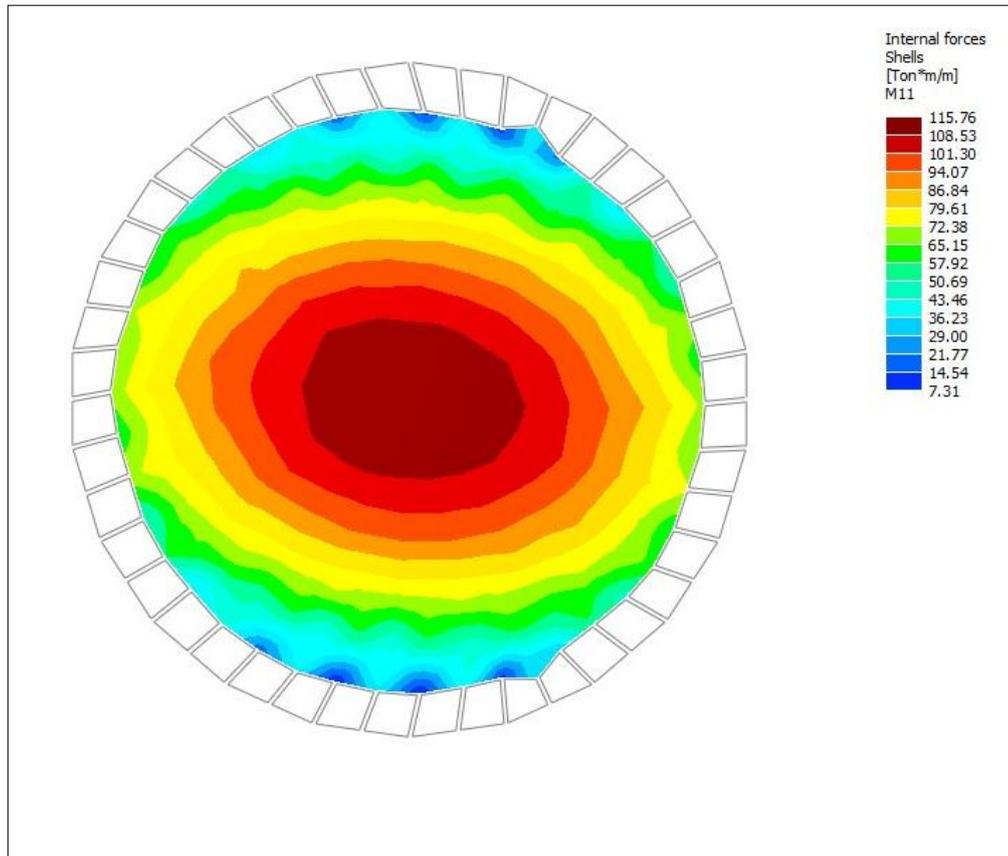
M33 (Dirección X)



De la imagen anterior se obtiene;

- M33 máx. Exterior= 0 tn.m/m
- M33 máx. Interior= 115.65 tn.m/m

M11 (Dirección Y)

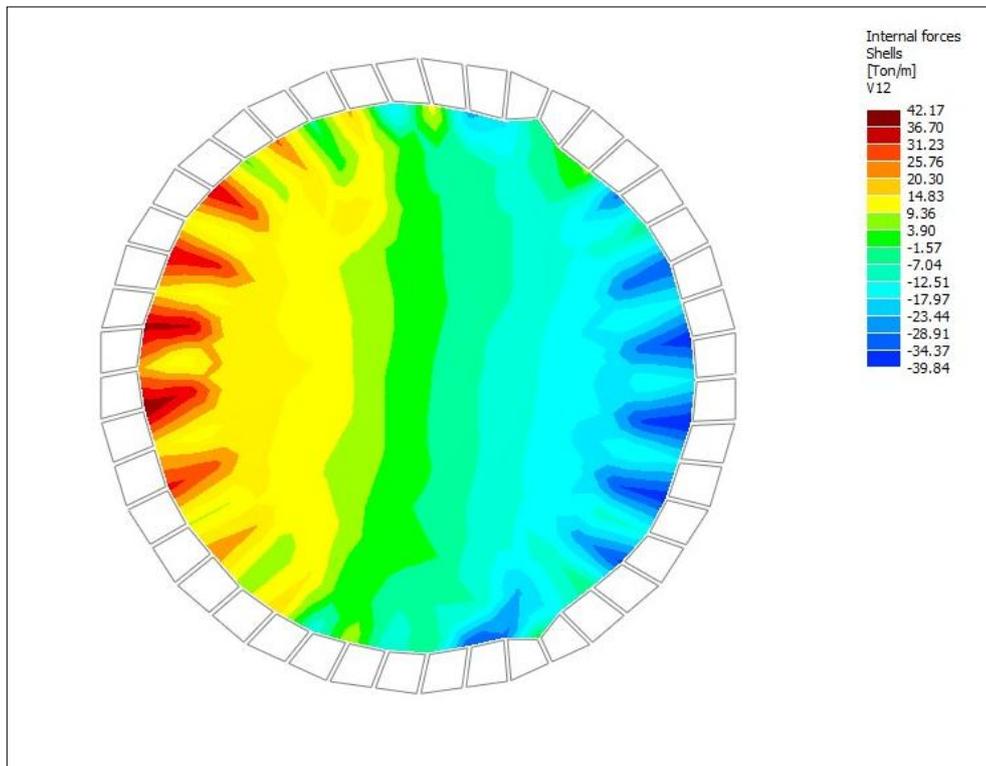


De la imagen anterior se obtiene;

- M11 máx. Exterior= 0 tn.m/m
- M11 máx. Interior= 115.76 tn.m/m

Esfuerzo De Corte;

V12



De la imagen anterior se obtiene;

- V12 máx.= 42.17 tn/m

Se procede a determinar la armadura necesaria a partir de los esfuerzos determinados anteriormente,

- Armadura requerida en **Dirección X en cara Interior:**

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{115.65 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.76\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.066 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{115.65 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.76\text{m}} = 60.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 80\text{cm}}{100} = 24.00\text{cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 25 cada 8 cm (61.38cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio,

$$f_{\text{máx}} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{110.81 \text{ tm/m}}{1.2 \times 0.95 \times 61.38 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.76\text{m}} \right] \times 1000 = 2083.69 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Dirección X** en **cara Exterior**:

$$A_{\text{mín}} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 80\text{cm}}{100} = 16.00\text{cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 12cm (16.67cm²/m).

- Armadura requerida en **Dirección Y** en **cara Interior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{115.76 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.76\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.066 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{115.76 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.76\text{m}} = 60.59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 80\text{cm}}{100} = 24.00\text{cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 25 cada 8 cm (61.38cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{\text{máx}} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{105.97 \text{ tm/m}}{1.2 \times 0.95 \times 61.38 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.76\text{m}} \right] \times 1000 = 1992.68 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida en **Dirección Y** en **cara Exterior**:

$$A_{mín} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 80\text{cm}}{100} = 16.00\text{cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 12cm (16.67 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$V_n = \frac{42.17\text{t}}{0.75} = 56.22 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30\text{MPa}} \times 1.00\text{m} \times 0.80\text{m} \times 100 = 73.03 \text{ t}$$

→ VERIFICA

7.2.3 - Pasadores de Unión Losa-Muro

Como se comentó anteriormente, debido al proceso constructivo a llevar a cabo, se materializarán en distintas etapas la Losa de Fondo y el Muro Perimetral, pudiendo considerarse dicha unión como una articulación, donde no se transmite momento de un elemento a otro, pero sí corte.

Para ello se proponen 3 Pasadores Ø 20 cada 30 cm, lo que representa 31.4 cm²/m.

El corte tomado por dichos pasadores será;

$$V_p = \frac{A_s \times f_y \times 0.75}{\sqrt{3}} = \frac{31.4 \text{ cm}^2/\text{m} \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.75}{\sqrt{3}} = 57.11 \text{ t}$$

Con dicha disposición propuesta de Pasadores, se toma mediante estos el 100 % del Corte Ultimo en el borde de Unión.

7.3 - CILINDRO PERIMETRAL

Antes de proceder con la metodología adoptada para el dimensionado y armado del cilindro perimetral, cabe destacar que debido al proceso constructivo, cada módulo excavado de Muro Pantalla no tiene capacidad de transmitir momento flector al colindante hasta tanto no se hormigone el Recrecido proyectado.

El modelado de las placas se realiza con un ancho aproximado de 2,6 metros que es la dimensión máxima que puede excavar el equipo que dispone el Contratista de obra.

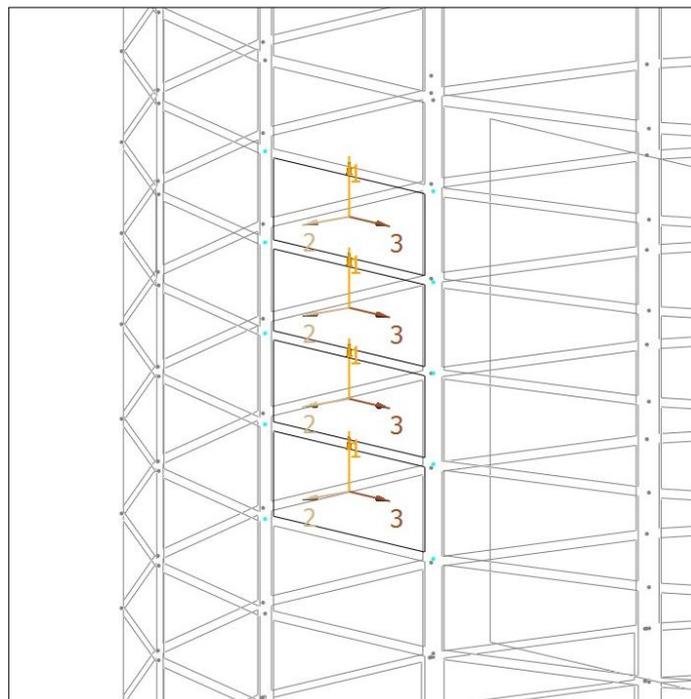
7.3.1 - Caso B-1 = Empuje de Suelo

Se asumen distintas hipótesis de carga y forma de modelar en función de que la unión entre placa puede materializarse para esfuerzos de compresión pero no para tracción.

En este caso se supone que actúan sobre el muro colado el empuje del suelo, generando una compresión del conjunto, pero también generan momentos y esfuerzos de tracción debido a la geometría y restricciones de la estructura. Dichos esfuerzos de compresión (por Esfuerzos Normales o Momentos) no serán tenidos en cuenta a la hora de determinar la armadura necesaria.

Además se tiene en cuenta en este caso la presencia del Muro Central interior, el cual rigidiza a la estructura.

Se muestra a continuación una imagen del modelo, en la que se puede observar los ejes locales de cada placa, respecto a los cuales se nombrarán los esfuerzos.



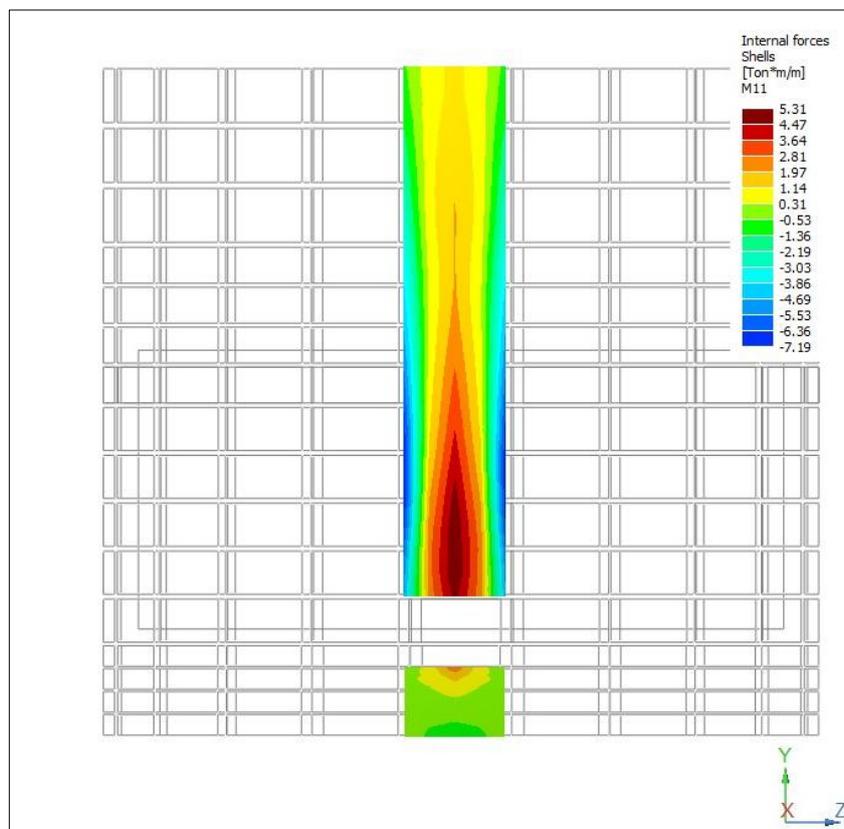
Se muestran a continuación las solicitaciones obtenidas del modelo, identificando dos tramos de muro;

- 1^{er} Tramo = Desde Cota 354.04 a 361.00
- 2^{do} Tramo = Desde Cota 361.00 a 368.00

De esta manera, se determina la armadura necesaria en dos tramos de muros, con el fin de optimizar el uso de la misma, evitando zonas sobredimensionadas.

Momentos;

M11 (Horizontal)



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

- M11 máx. Exterior= 0 tn.m/m
- M11 máx. Interior= 12.50 tn.m/m

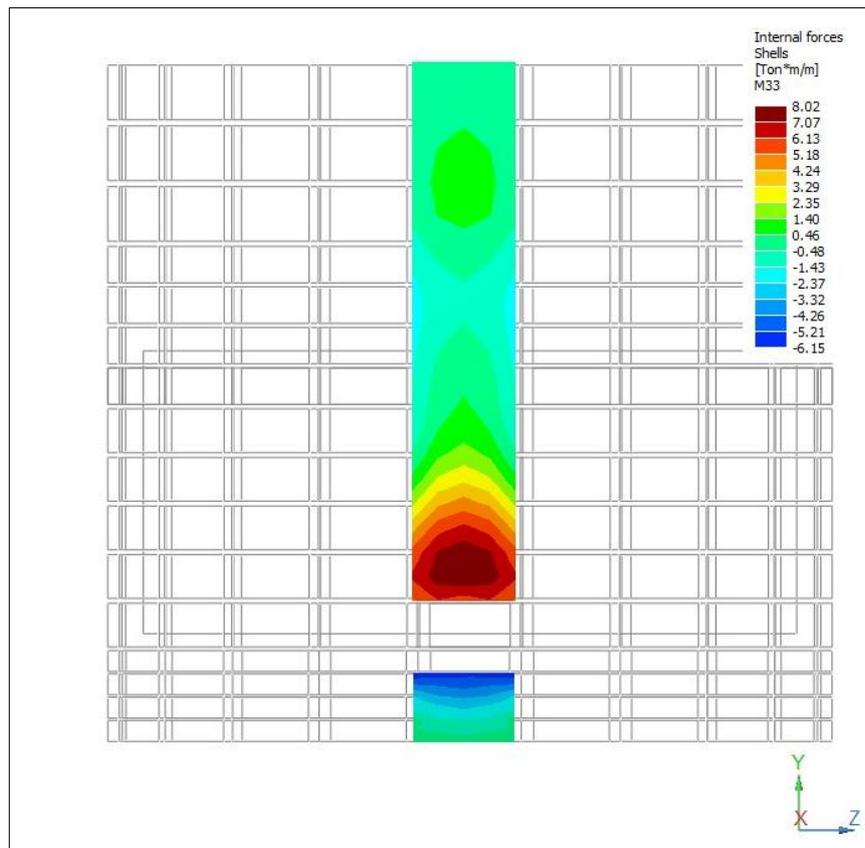
2^{do} Tramo

- M11 máx. Exterior= 0 tn.m/m
- M11 máx. Interior= 7.50 tn.m/m

Con dichos valores de Momento se determina la armadura horizontal.

Dado que el modelo muestra la presencia de momento flector en la unión de los elementos, se procede a incrementar el momento en el tramo y considerarlo nulo en la unión entre las placas. Como se muestra en la imagen del modelo, no se han considerado para el análisis aquellos valores en coincidencia con la losa de fondo.

M33 (Vertical)



De la imagen anterior se obtiene:

1^{er} Tramo

- M33 máx. Exterior= 3.13 tn.m/m
- M33 máx. Interior= 8.02 tn.m/m

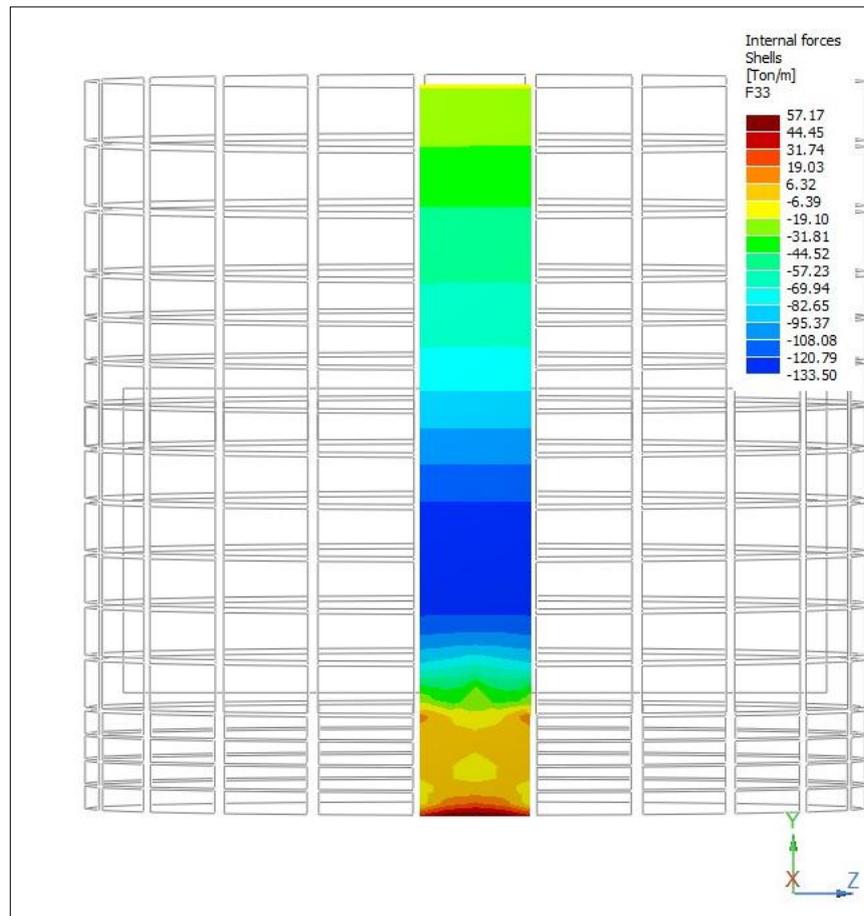
2^{do} Tramo

- M33 máx. Exterior= 1.43 tn.m/m
- M33 máx. Interior= 2.35 tn.m/m

Con estos valores de Momento se determina la armadura vertical.

Esfuerzo Normal;

F33 (Horizontal)



De la imagen anterior se obtiene;

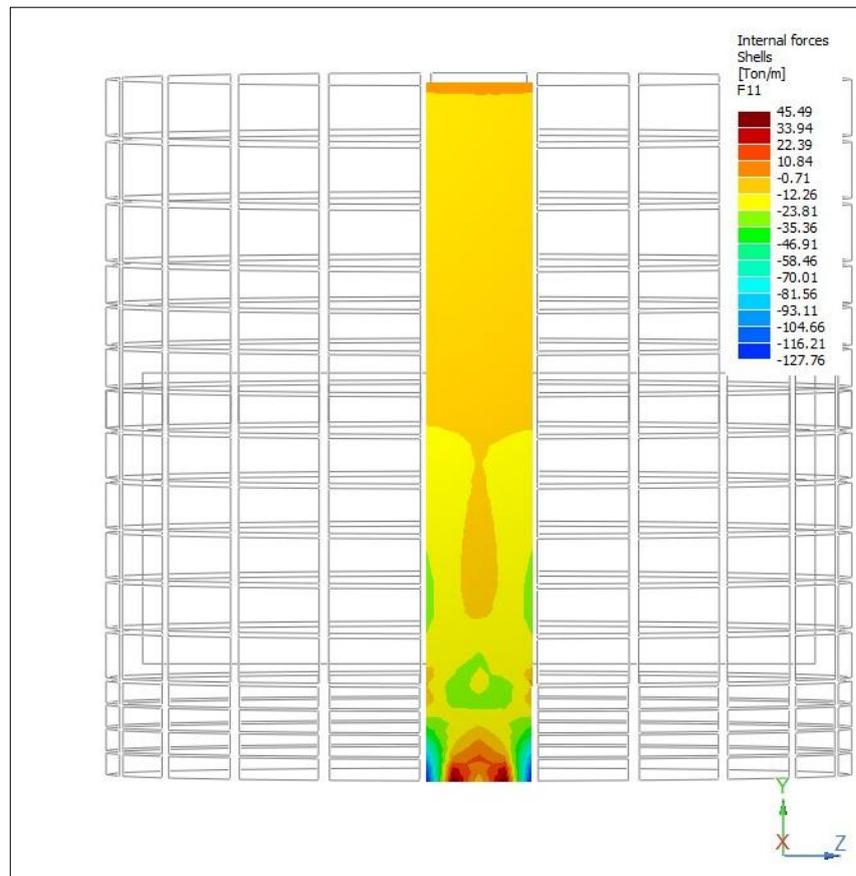
1^{er} Tramo

- F33 máx. = 6.32 tn/m

2^{do} Tramo

- F33 máx. = 0 tn/m

F11 (Vertical)



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

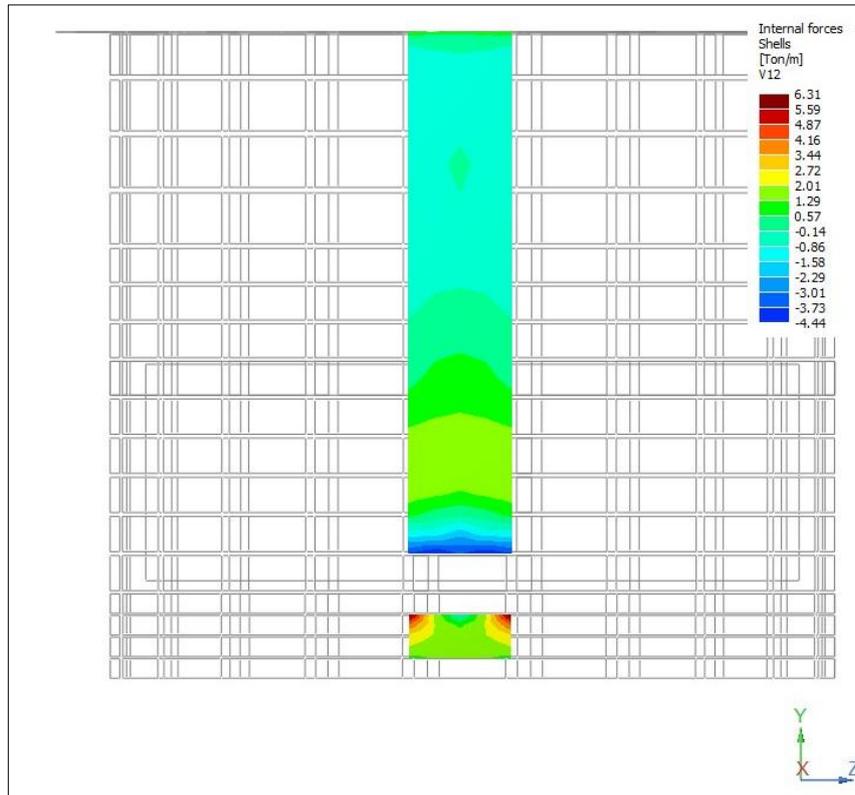
- F11 máx. = 10.87 tn/m

2^{do} Tramo

- F11 máx. = 0 tn/m

Esfuerzo De Corte;

V12



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

- V12 máx.= 3.64 tn/m

2^{do} Tramo

- V12 máx.= 1.51 tn/m

A continuación se procede a calcular la armadura;

1^{er} Tramo

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Interior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{12.5 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.56\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.013 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d} + \frac{T_u}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times f_y}$$

$$A_r = \frac{12.5 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.56\text{m}} + \frac{6.32 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2} = 10.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100cm \times 60cm}{100} = 18.00cm^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$fmáx = 2476 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{12.5tm/m}{1.6 \times 0.95 \times 20.00 \text{ cm}^2/m \times 0.56m} + \frac{6.32 \text{ t/m}}{1.6 \times 2 \times 20.00 \text{ cm}^2/m} \right] \times 1000 = 832.5 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Exterior**:

$$Ar = \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times fy}$$

$$Ar = \frac{6.32 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 4.2t/cm^2} = 0.83 \text{ cm}^2/m$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100cm \times 60cm}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{8.02 \text{ tm/m}}{1.00m \times (0.56m)^2 \times 3000t/m^2} = 0.009 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times fy}$$

$$Ar = \frac{8.02 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2t/cm^2 \times 0.56m} + \frac{10.87 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times 4.2t/cm^2} = 7.75 \text{ cm}^2/m$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100cm \times 60cm}{100} = 18.00cm^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio

$$f_{\text{máx}} = 2476 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio:

$$f = \left[\frac{8.02 \text{ tm/m}}{1.6 \times 0.95 \times 20.00 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.56\text{m}} + \frac{10.87 \text{ t/m}}{1.6 \times 2 \times 20.00 \text{ cm}^2/\text{m}} \right] \times 1000 = 640.9 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Exterior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{3.13 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.56\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.003 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times fy}$$

$$Ar = \frac{3.13 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.56\text{m}} + \frac{10.87 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 4.2\text{t/cm}^2} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 60\text{cm}}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$Vn = \frac{3.64\text{t}}{0.75} = 4.85 \text{ t}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{30\text{MPa}} \times 1.00\text{m} \times 0.56\text{m} \times 100 = 51.12 \text{ t}$$

→ VERIFICA

2^{do} Tramo

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{7.5 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.56\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.008 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d}$$

$$A_r = \frac{7.5 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.56 \text{ m}} = 5.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 18.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio

$$f_{\text{máx}} = 2476 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio:

$$f = \left[\frac{7.5 \text{ tm/m}}{1.6 \times 0.95 \times 20.00 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.56 \text{ m}} \right] \times 1000 = 440.55 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Exterior**:

$$A_r = 0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Interior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{2.35 \text{ tm/m}}{1.00 \text{ m} \times (0.56 \text{ m})^2 \times 3000 \text{ t/m}^2} = 0.001 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{2.35 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.56 \text{ m}} = 1.67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 18.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{\text{máx}} = 2476 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{2.35 \text{ tm/m}}{1.6 \times 0.95 \times 20.00 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.56\text{m}} \right] \times 1000 = 138.04 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Exterior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{2.35 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.56\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.002 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{2.35 \text{ m/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.56\text{m}} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 60\text{cm}}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$V_n = \frac{1.51\text{t}}{0.75} = 2.01 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30\text{MPa}} \times 1.00\text{m} \times 0.56\text{m} \times 100 = 51.12 \text{ t}$$

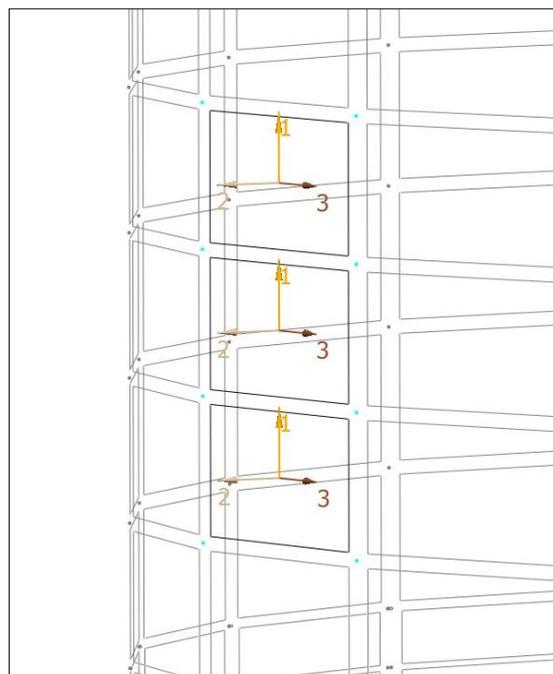
→ VERIFICA

7.3.2 - Caso B-2 = Empuje de agua Interior

En este caso, se considera actuando sobre el muro el empuje de agua del interior de la estructura, considerando nula la colaboración del suelo.

Se puede interpretar, a diferencia del caso anterior, que en este caso el empuje del agua interior tiende a traccionar la estructura en su conjunto, además de presentarse momentos que generan esfuerzos de tracción (los que se adicionarán a los esfuerzos normales) y de compresión (los cuales no serán tenidos en cuenta como criterio conservador).

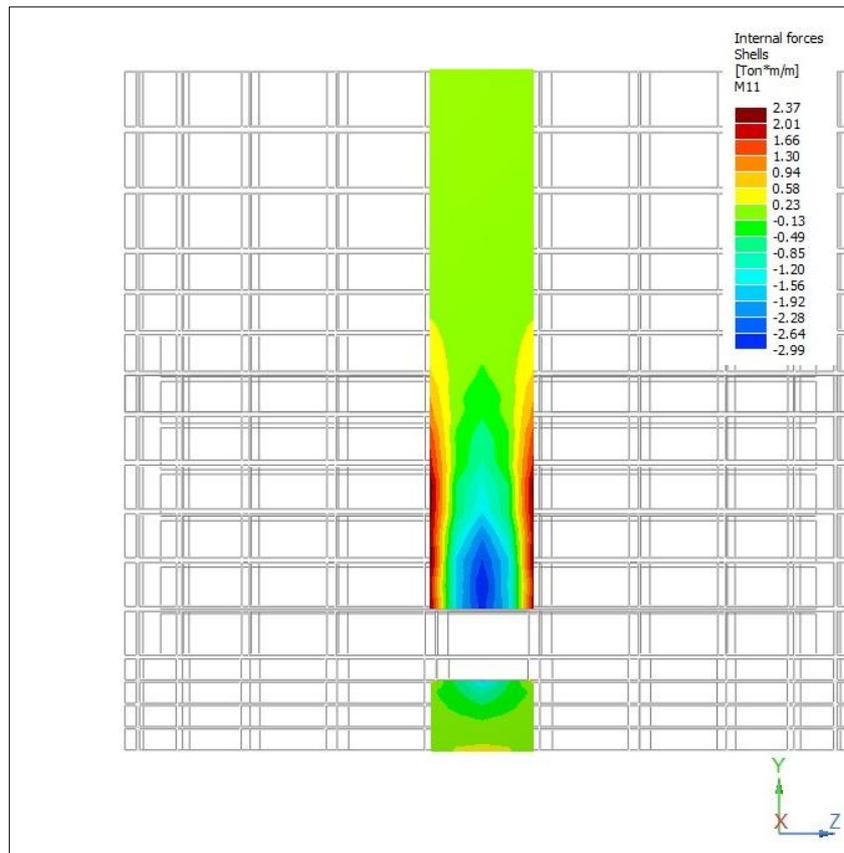
Se muestra en la siguiente imagen los ejes locales adoptados de cada elemento modelado, respecto de los cuales serán nombrados los esfuerzos obtenidos luego de correr el modelo.



Se adjuntan a continuación las sollicitaciones obtenidas con el modelo, y al igual que el caso anterior, se divide el análisis en dos tramos.

Momentos;

M11 (Horizontal)



De la imagen anterior se obtiene;

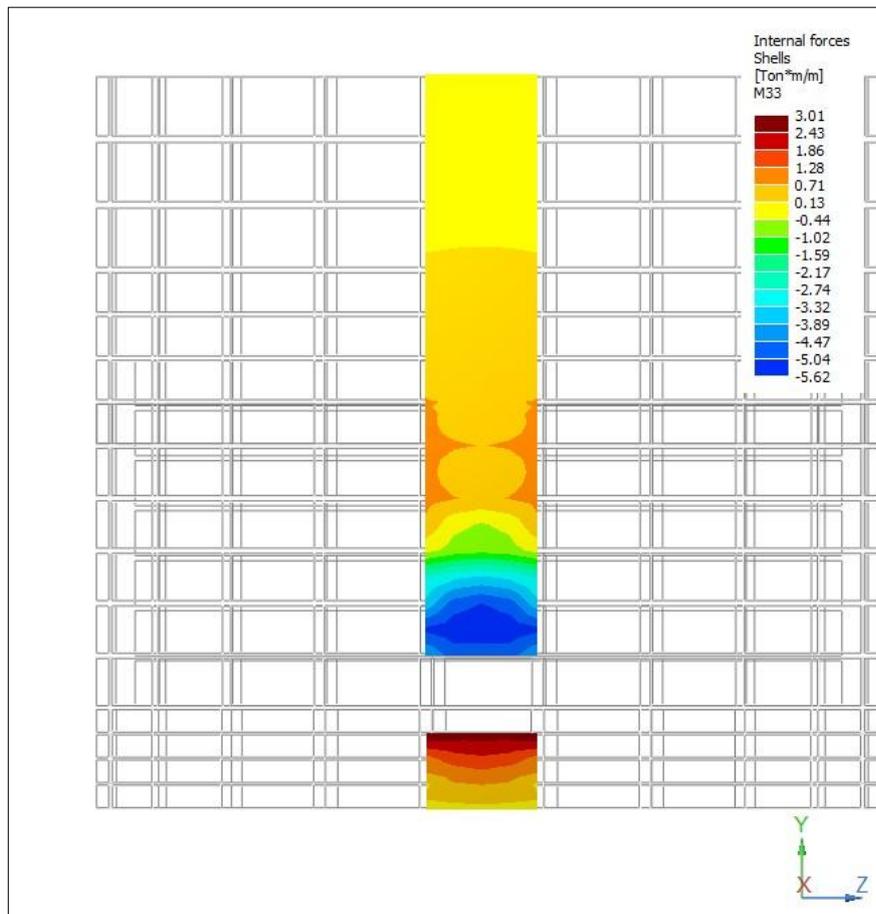
1^{er} Tramo

- M11 máx. Exterior= 5.36 tn.m/m
- M11 máx. Interior= 0 tn.m/m

2^{do} Tramo

- M11 máx. Exterior= 1.07 tn.m/m
- M11 máx. Interior= 0 tn.m/m

M33 (Vertical)



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

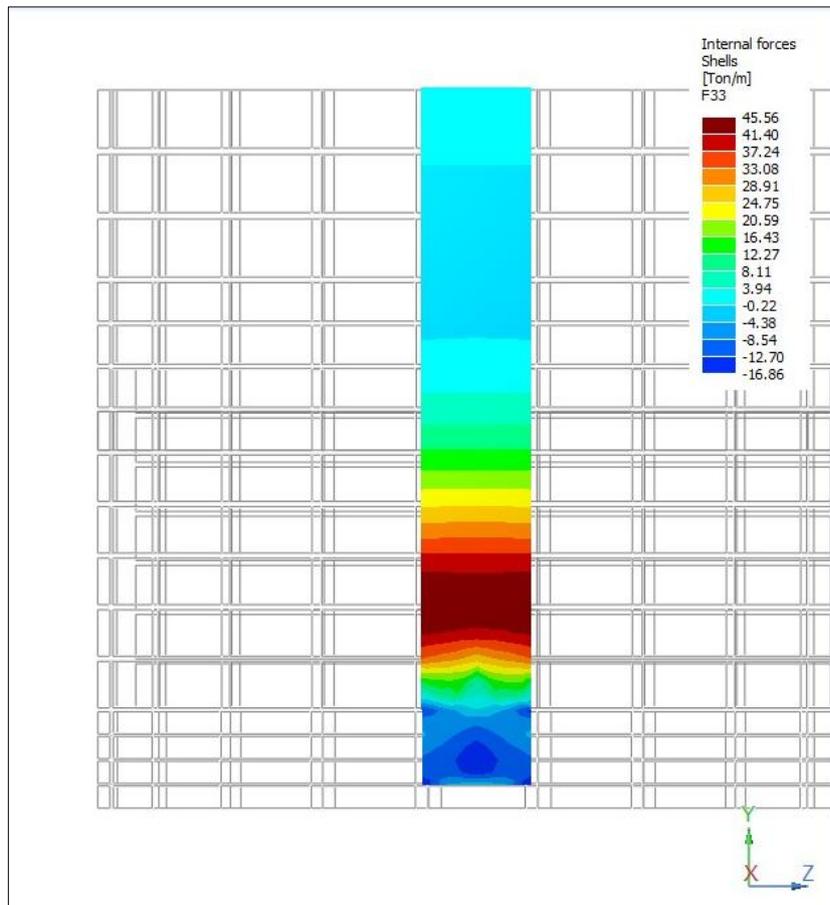
- M33 máx. Exterior= 5.62 tn.m/m
- M33 máx. Interior= 1.46 tn.m/m

2^{do} Tramo

- M33 máx. Exterior= 0 tn.m/m
- M33 máx. Interior= 1.28 tn.m/m

Esfuerzo Normal;

F33 (Horizontal)



De la imagen anterior se obtiene;

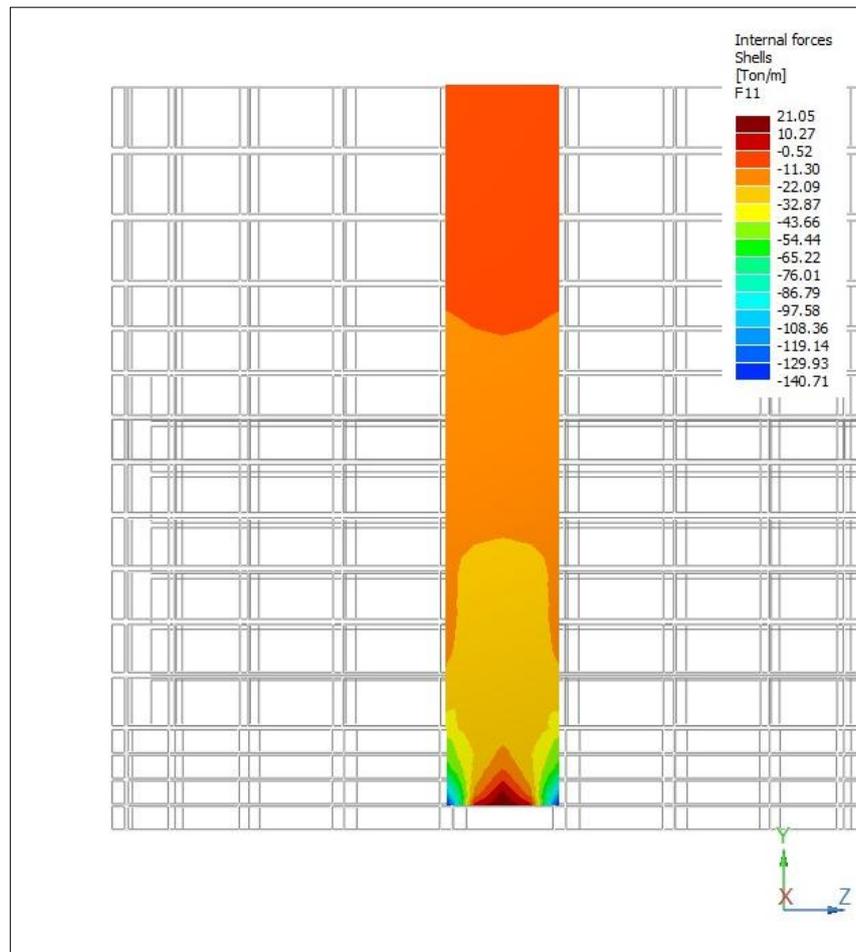
1^{er} Tramo

- F33 máx. = 45.56 tn/m

2^{do} Tramo

- F33 máx. = 12.27 tn/m

F11 (Vertical)



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

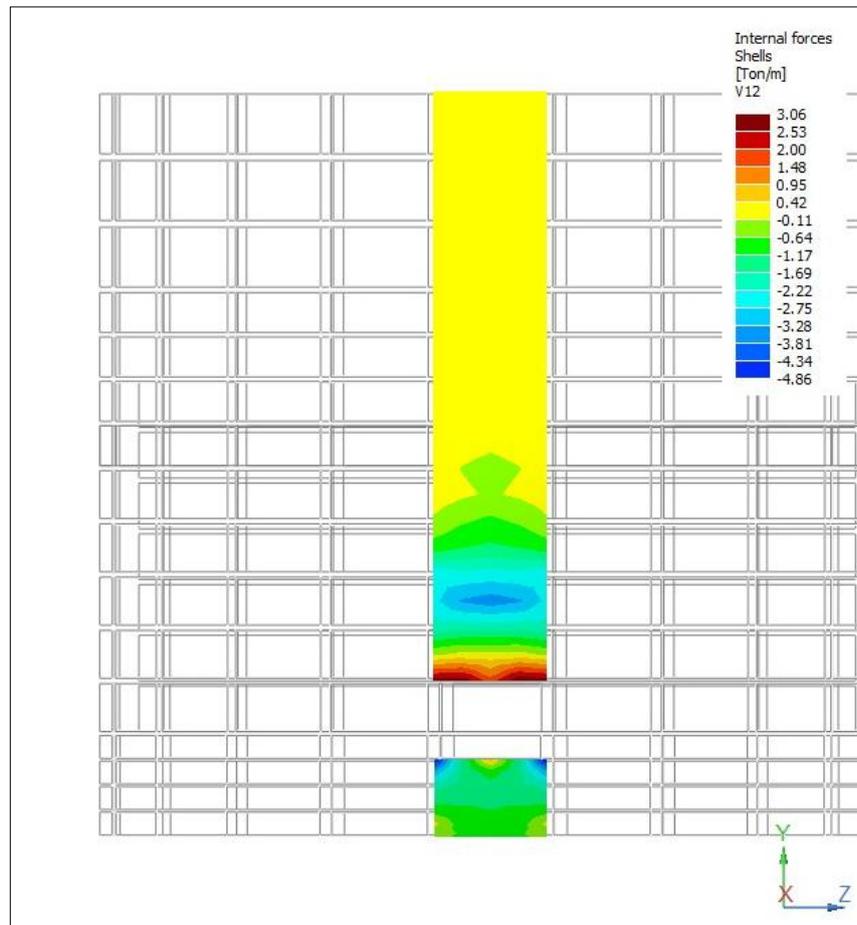
- F11 máx. = 7.83 tn/m

2^{do} Tramo

- F11 máx. = 0 tn/m

Esfuerzo De Corte;

V12



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

- V12 máx.= 3.81 tn/m

2^{do} Tramo

- V12 máx.= 0.42 tn/m

A continuación se determinan las armaduras;

1^{er} Tramo

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Interior**:

$$Ar = \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times fy}$$

$$Ar = \frac{45.56 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2} = 8.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 18.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio

$$f_{máx} = 2476 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio:

$$f = \left[\frac{45.56 \text{ t/m}}{1.4 \times 2 \times 20.00 \text{ cm}^2/\text{m}} \right] \times 1000 = 813.58 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

-Armadura requerida **Horizontal** en **cara Exterior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{5.36 \text{ tm/m}}{1.00 \text{ m} \times (0.56 \text{ m})^2 \times 3000 \text{ t/m}^2} = 0.006 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times fy}$$

$$Ar = \frac{5.36 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.56 \text{ m}} + \frac{45.56 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 4.2 \text{ t/cm}^2} = 8.69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{1.46 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.56\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.002 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times fy}$$

$$Ar = \frac{1.46 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.56\text{m}} + \frac{7.83 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 60\text{cm}}{100} = 18.00\text{cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$fmáx = 2476 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{1.46 \text{ tm/m}}{1.4 \times 0.95 \times 20.00 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.56\text{m}} + \frac{7.83 \text{ t/m}}{1.4 \times 2 \times 20.00 \text{ cm}^2/\text{m}} \right] \times 1000 = 237.83 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Exterior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{5.62 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.56\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.006 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times fy}$$

$$Ar = \frac{5.62 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.56\text{m}} + \frac{7.83 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 4.2\text{t/cm}^2} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 60\text{cm}}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$V_n = \frac{3.81t}{0.75} = 5.21 t$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30MPa} \times 1.00m \times 0.56m \times 100 = 51.12 t$$

→ VERIFICA

2^{do} Tramo

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Interior**:

$$A_r = \frac{T_u}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times f_y}$$

$$A_r = \frac{12.27 t/m}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times 4.2t/cm^2} = 2.32 cm^2/m$$

$$A_{mín} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100cm \times 60cm}{100} = 18.00cm^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{máx} = 2476 kg/cm^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{12.27 t/m}{1.4 \times 2 \times 20.00 cm^2/m} \right] \times 1000 = 219.11 kg/cm^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Exterior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{1.07 tm/m}{1.00m \times (0.56m)^2 \times 3000t/m^2} = 0.001 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d} + \frac{T_u}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times f_y}$$

$$Ar = \frac{1.07 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.56 \text{ m}} + \frac{12.27 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 4.2 \text{ t/cm}^2} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{mín (0.2\%)} = \frac{0.20 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{1.28 \text{ tm/m}}{1.00 \text{ m} \times (0.56 \text{ m})^2 \times 3000 \text{ t/m}^2} = 0.001 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{1.28 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.56 \text{ m}} = 0.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 18.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{\text{máx}} = 2476 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{1.28 \text{ tm/m}}{1.4 \times 0.95 \times 20.00 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.56 \text{ m}} \right] \times 1000 = 85.93 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Exterior**:

$$Ar = 0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte:**

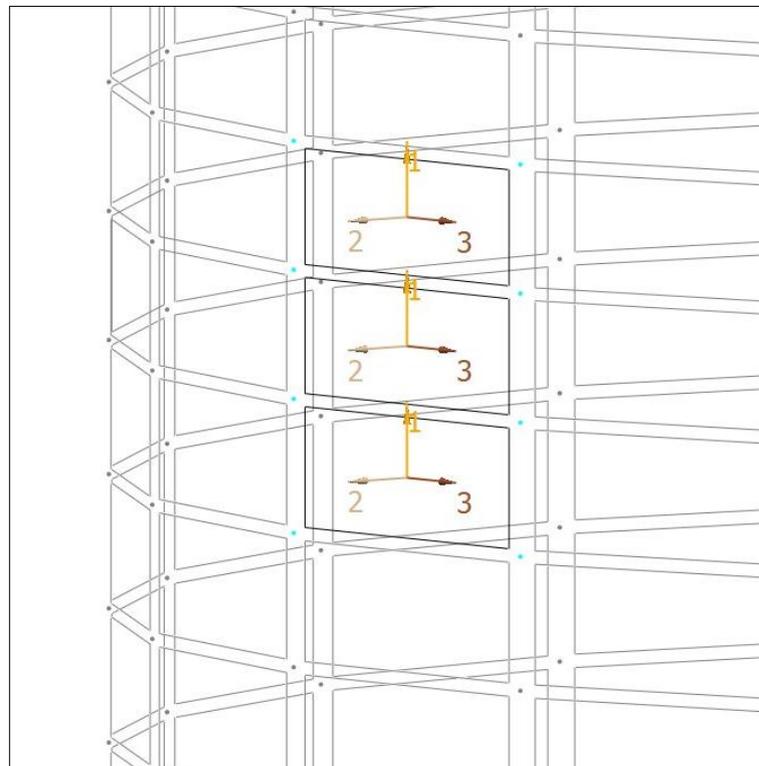
$$V_n = \frac{0.42t}{0.75} = 0.56 t$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30MPa} \times 1.00m \times 0.56m \times 100 = 51.12 t$$

→ VERIFICA

7.3.3 - Caso B-3 = Empuje de Suelo sin elementos estructurales interiores

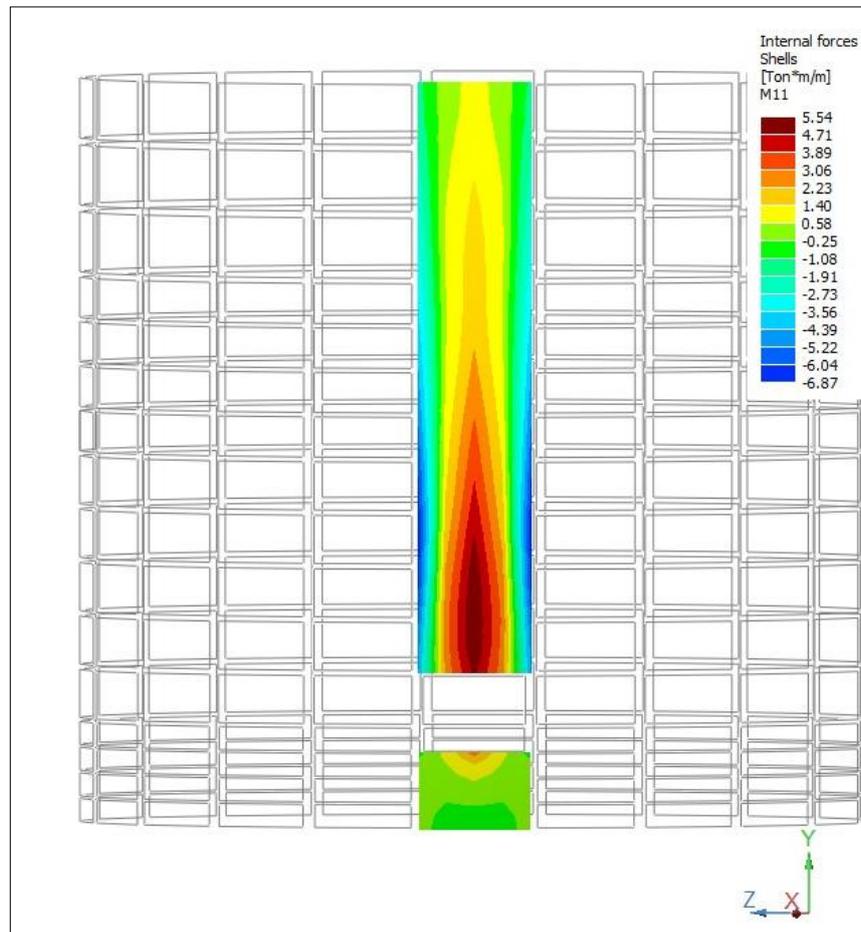
Dado que durante el proceso constructivo se dará el estado de carga cilindro vacío, sin los elementos internos, se considera dicha situación.



Se adjuntan a continuación las sollicitaciones de cada tramo de muro obtenidas con el modelo;

Momentos;

M11 (Horizontal)



De la imagen anterior se obtiene;

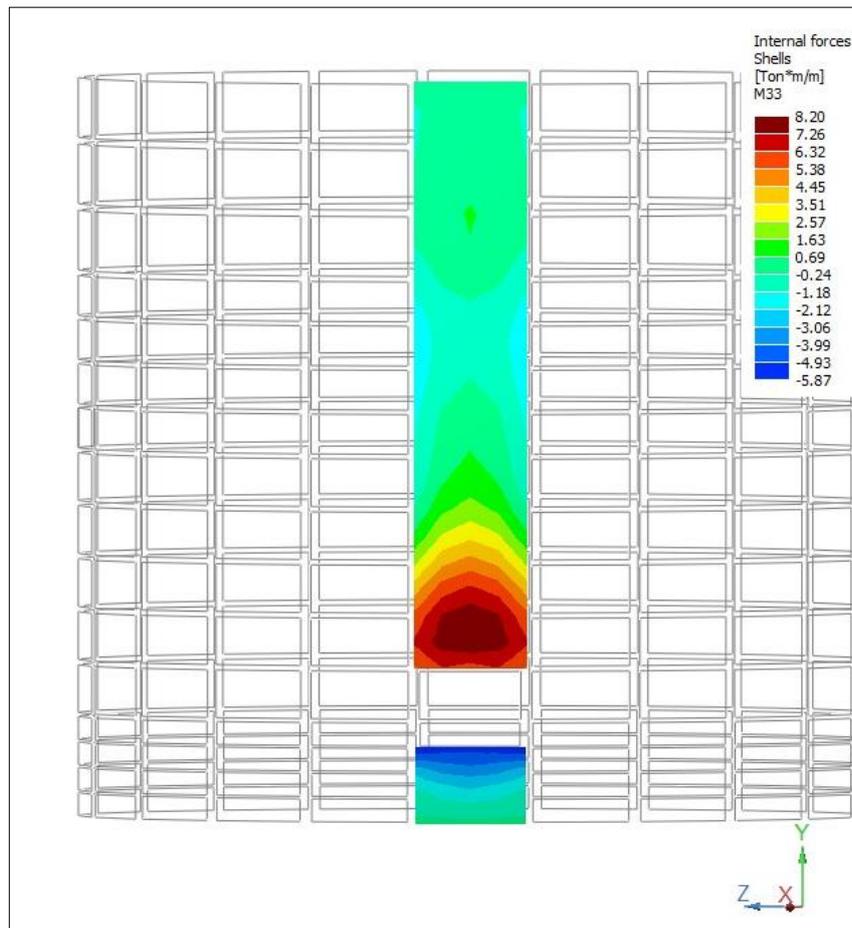
1^{er} Tramo

- M11 máx. Exterior= 0 tn.m/m
- M11 máx. Interior= 12.41 tn.m/m

2^{do} Tramo

- M11 máx. Exterior= 0 tn.m/m
- M11 máx. Interior= 8.28 tn.m/m

M33 (Vertical)



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

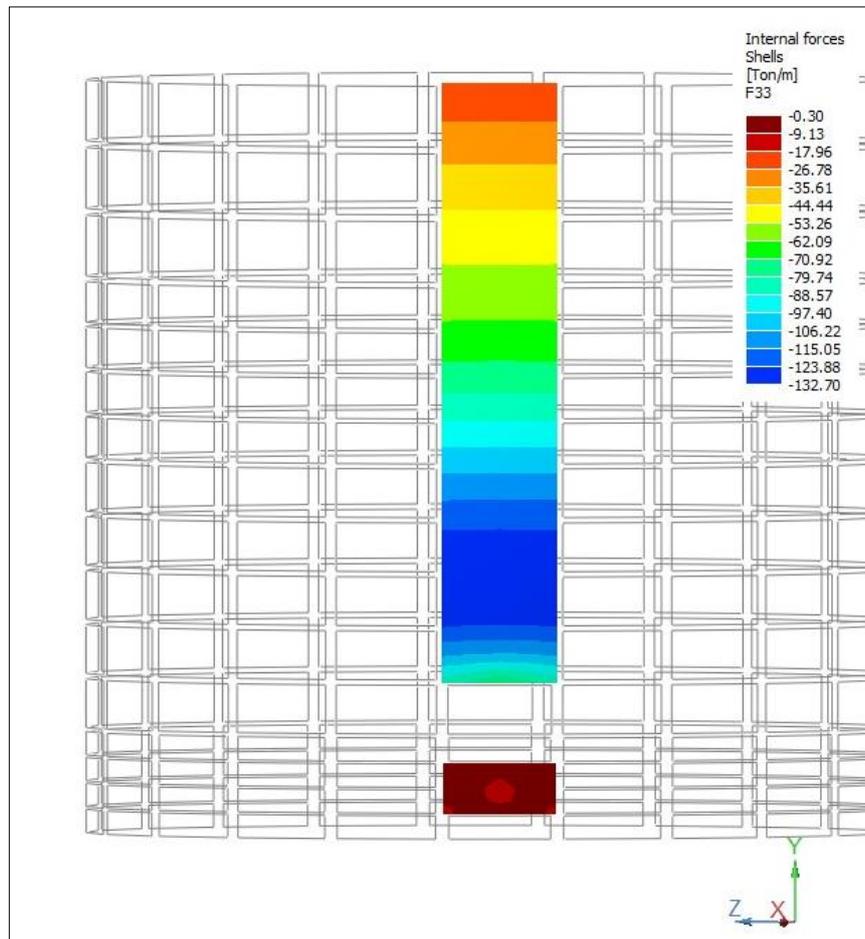
- M33 máx. Exterior= 2.77 tn.m/m
- M33 máx. Interior= 8.20 tn.m/m

2^{do} Tramo

- M33 máx. Exterior= 2.12 tn.m/m
- M33 máx. Interior= 2.57 tn.m/m

Esfuerzo Normal;

F33 (Horizontal)



De la imagen anterior se obtiene;

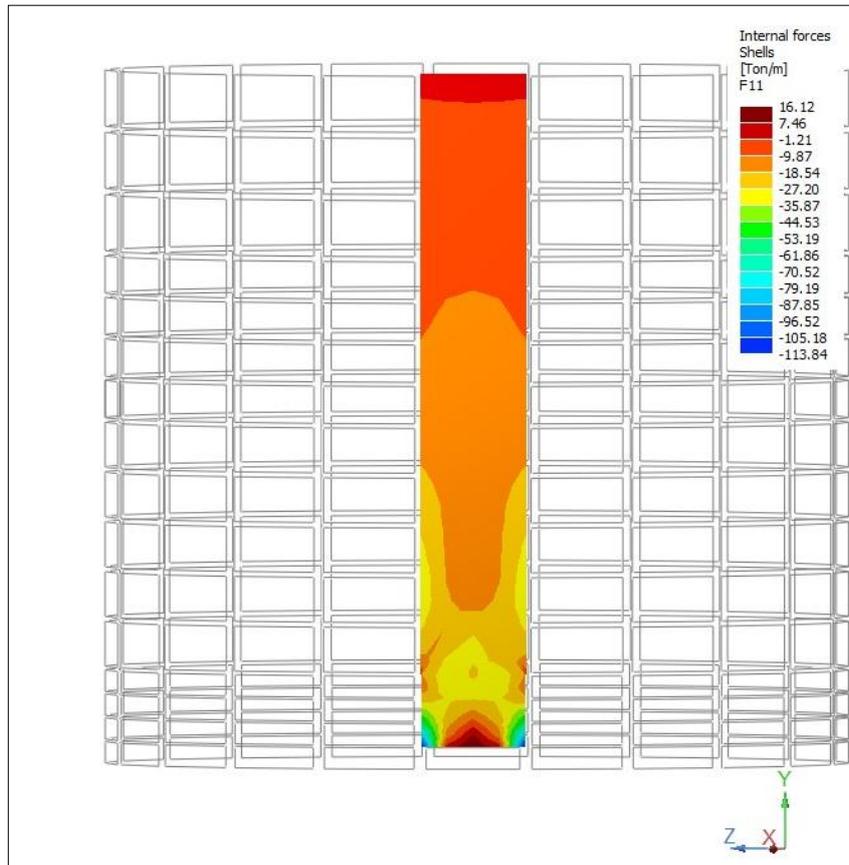
1^{er} Tramo

- F33 máx. = 2.21 tn/m

2^{do} Tramo

- F33 máx. = 0 tn/m

F11 (Vertical)



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

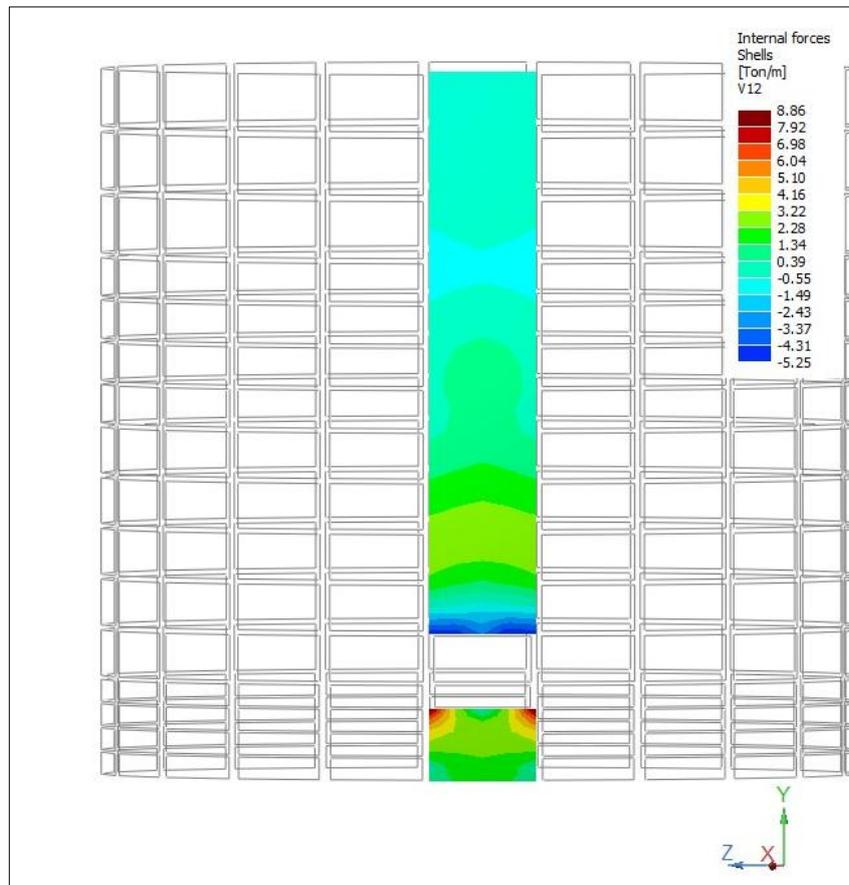
- F11 máx. = 7.10 tn/m

2^{do} Tramo

- F11 máx. = 0 tn/m

Esfuerzo De Corte;

V12



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

- V12 máx.= 3.22 tn/m

2^{do} Tramo

- V12 máx.= 1.34 tn/m

Luego se procede a calcular la armadura;

1^{er} Tramo

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times 'c} = \frac{12.41 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.56\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.013 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times fy}$$

$$Ar = \frac{12.41 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.56 \text{ m}} + \frac{2.21 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2} = 9.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 18.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{máx} = 2476 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{12.4 \text{ tm/m}}{1.6 \times 0.95 \times 20.00 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.56 \text{ m}} + \frac{2.21 \text{ t/m}}{1.6 \times 2 \times 20.00 \text{ cm}^2/\text{m}} \right] \times 1000 = 762.91 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Exterior**:

$$Ar = \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times fy}$$

$$Ar = \frac{2.21 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 4.2 \text{ t/cm}^2} = 0.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{8.20 \text{ tm/m}}{1.00 \text{ m} \times (0.56 \text{ m})^2 \times 3000 \text{ t/m}^2} = 0.009 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times fy}$$

$$Ar = \frac{8.20 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.56 \text{ m}} + \frac{7.10 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2} = 7.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{mín} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100cm \times 60cm}{100} = 18.00cm^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{máx} = 2476 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{8.20 \text{ tm/m}}{1.6 \times 0.95 \times 20.00 \text{ cm}^2/m \times 0.56m} + \frac{7.10 \text{ t/m}}{1.6 \times 2 \times 20.00 \text{ cm}^2/m} \right] \times 1000 = 592.61 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Exterior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{2.77 \text{ tm/m}}{1.00m \times (0.56m)^2 \times 3000t/m^2} = 0.003 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times f_y \times d} + \frac{T_u}{0.9 \times 2 \times f_y}$$

$$A_r = \frac{2.77 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2t/cm^2 \times 0.56m} + \frac{7.10 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 4.2t/cm^2} = 2.32 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{mín} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100cm \times 60cm}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$V_n = \frac{3.22t}{0.75} = 4.30 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30MPa} \times 1.00m \times 0.56m \times 100 = 51.12 \text{ t}$$

→ VERIFICA

2^{do} Tramo

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{8.28 \text{ tm/m}}{1.00m \times (0.56m)^2 \times 3000t/m^2} = 0.009 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{8.28 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2t/cm^2 \times 0.56m} = 5.88 \text{ cm}^2/m$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100cm \times 60cm}{100} = 18.00cm^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$fmáx = 2476 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{8.28 \text{ tm/m}}{1.6 \times 0.95 \times 20.00 \text{ cm}^2/m \times 0.56m} \right] \times 1000 = 486.37 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Exterior**:

$$Ar = 0 \text{ cm}^2/m$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100cm \times 60cm}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{2.57 \text{ tm/m}}{1.00m \times (0.56m)^2 \times 3000t/m^2} = 0.003 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{2.57 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.56 \text{ m}} = 1.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 18.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$fmáx = 2476 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{2.57 \text{ tm/m}}{1.6 \times 0.95 \times 20.00 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.56 \text{ m}} \right] \times 1000 = 150.96 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Exterior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{2.12 \text{ tm/m}}{1.00 \text{ m} \times (0.56 \text{ m})^2 \times 3000 \text{ t/m}^2} = 0.002 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{2.12 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.56 \text{ m}} = 1.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}}{100} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$Vn = \frac{1.34 \text{ t}}{0.75} = 1.79 \text{ t}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 1.00 \text{ m} \times 0.56 \text{ m} \times 100 = 51.12 \text{ t}$$

→ VERIFICA

7.4 - RECRECIDO INTERNO

Como se mencionó anteriormente, el dimensionado del recrecido interno se realiza bajo el análisis del **Caso C**, teniendo en cuenta en el modelo, la influencia de elementos estructurales que no se analizan en casos anteriores, tales como tabique central interno, pantalla de aquietamiento y tabiques de contención.

Para mejorar la impermeabilidad y lograr una superficie adecuada se realiza por dentro del cilindro perimetral una terminación mediante hormigón proyectado.

Se modela éste recrecido como un cilindro apoyado en resortes. Los resortes representan la rigidez del muro colado. Las constantes de estos resortes (rigidez del muro) se determinan colocando una carga unitaria a distintas alturas y registrando los desplazamientos generados por dichas cargas.

Además, como se mencionó anteriormente, se suponen 2 hipótesis de carga:

- *Hipótesis 1:* Recinto lleno en sus dos habitáculos (simetría de cargas).
- *Hipótesis 2:* Un habitáculo lleno y otro vacío (asimetría de cargas).

A continuación se muestran imágenes del modelo, correspondiente a cada hipótesis de carga;

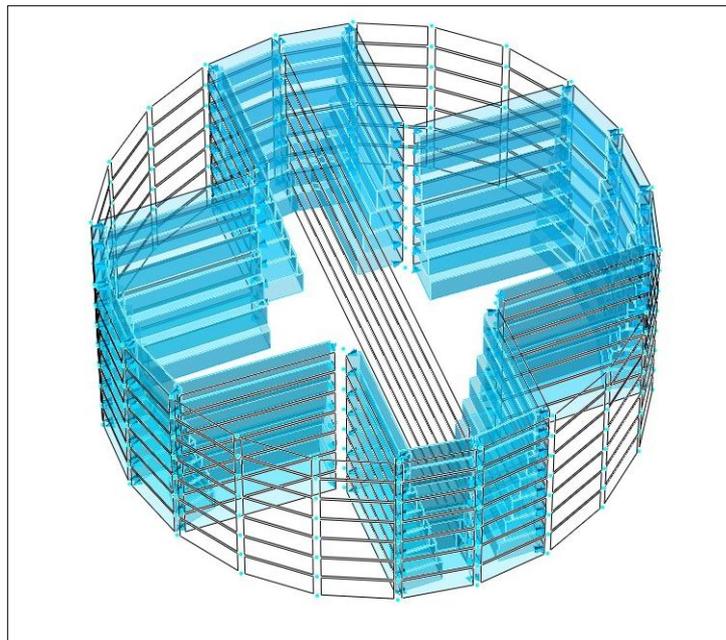


Figura 7.2- Hipótesis de Carga 1

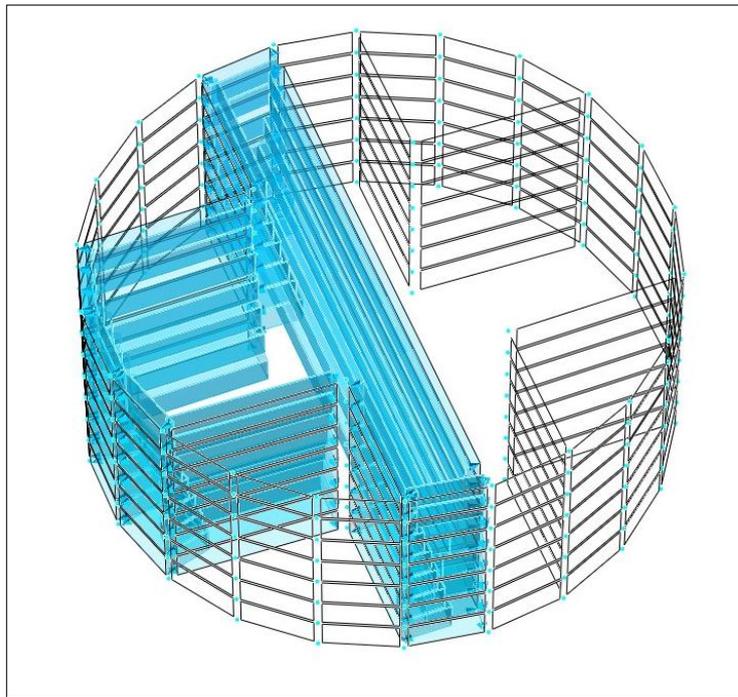


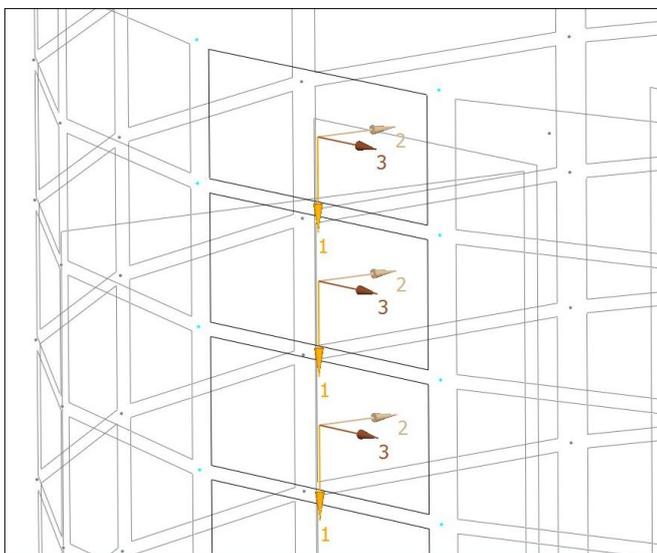
Figure 7.3- Hipótesis de carga 2

Debido al distinto grado de sollicitación que tienen las distintas zonas internas del cilindro, se predimensionan dos espesores de hormigón proyectado.

Así, se diferencia el análisis en zonas donde el espesor necesario de recocado es de 15 cm y las otras restantes con espesor de 10 cm.

7.4.1 - Zona de Bombas (Espesor=15 cm)

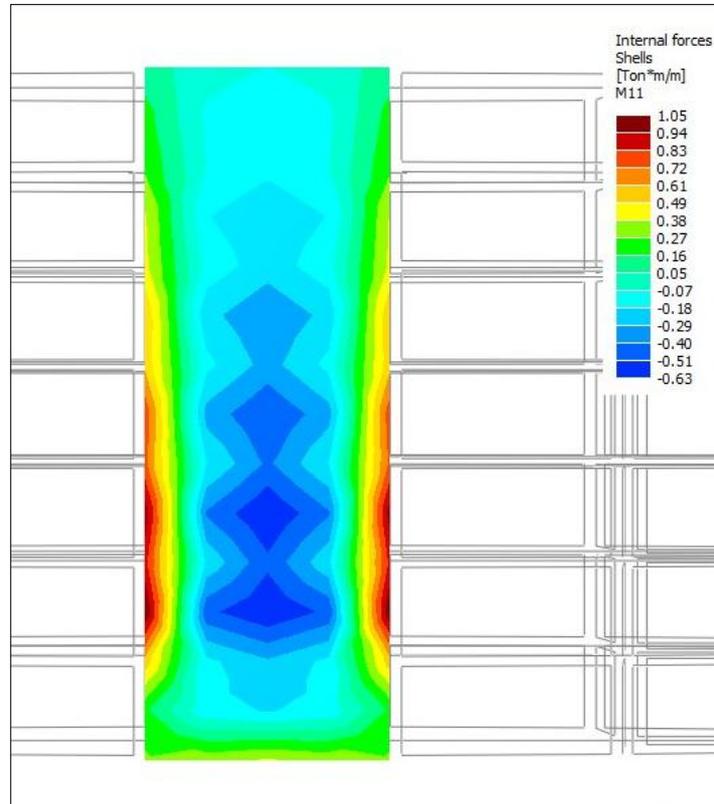
En la siguiente imagen se muestra la modelación del recocado, observando la disposición de los ejes locales adoptados para cada elemento, respecto a los cuales se hará referencia en la denominación de esfuerzos obtenidos.



Se adjuntan a continuación las solicitaciones obtenidas con el modelo;

Momentos;

M11 (Horizontal)

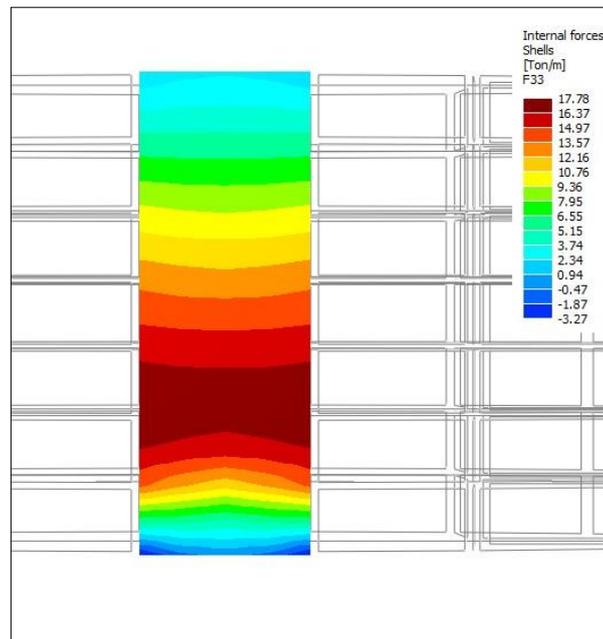


De la imagen anterior se obtiene;

- M11 máx. Exterior= 0.63 tn.m/m
- M11 máx. Interior= 1.05 tn.m/m

Esfuerzo Normal;

F33 (Horizontal)

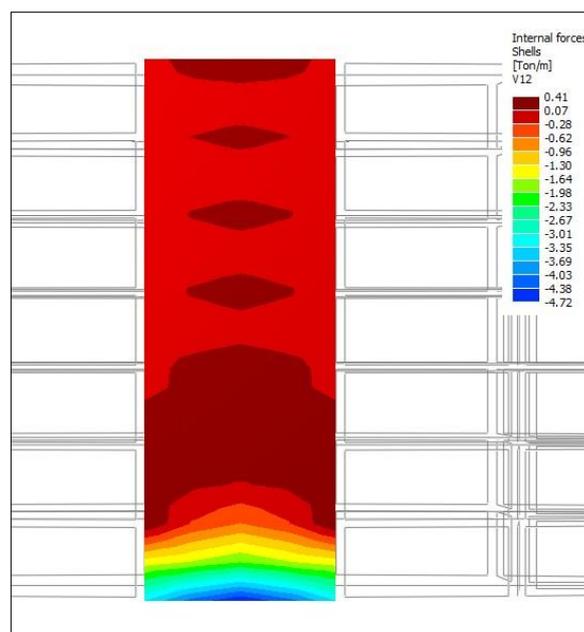


De la imagen anterior se obtiene;

F33 máx. = 17.78 tn

Esfuerzo De Corte;

V12



De la imagen anterior se obtiene;

- V12 máx.= 4.03 tn

A continuación se determina la armadura necesaria, y además se realiza la verificación a de tensiones en servicio del acero por estar en contacto directo con agua, teniendo en cuenta que la tensión máxima sobre la que haremos la comparación de tensiones será la correspondiente a un elemento estructural de espesor 450 mm (es decir, el espesor del recocado más la mitad del espesor del muro pantalla).

A diferencia de elementos anteriores, éste recocado se armará en una única capa de armadura.

Además se destaca, bajo el mismo criterio adoptado anteriormente, que la altura útil será la correspondiente a la mitad del recocado, más la mitad del muro pantalla, es decir;

$$d = 7.5 \text{ cm} + 30 \text{ cm} = 37.5 \text{ cm}.$$

- Armadura requerida **Horizontal**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{1.05 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.375\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.002 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d} + \frac{T_u}{0.9 \times 0.7 \times f_y}$$

$$A_r = \frac{1.05 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.375\text{m}} + \frac{17.78 \text{ t/m}}{0.9 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2} = 7.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.6\%) = \frac{0.60 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 9.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 12 cada 12 cm (9.42 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{\text{máx}} = 2156 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{1.05\text{tm/m}}{1.4 \times 0.95 \times 9.42 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.375\text{m}} + \frac{17.78 \text{ t/m}}{1.4 \times 9.42 \text{ cm}^2/\text{m}} \right] \times 1000 = 1572.2 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Vertical**:

$$A_{mín} (0.6\%) = \frac{0.60 \times 100cm \times 15cm}{100} = 9.00cm^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 12 cada 12cm (9.42 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$V_n = \frac{4.03t}{0.75} = 4.85 t$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30MPa} \times 1.00m \times 0.375m \times 100 = 34.23 t$$

→ VERIFICA

Verificación de tensiones en Hormigón por efectos combinados de contracción por fraguado y tracción

Además del control de las tensiones y la separación de las armaduras, es necesario tener en cuenta los esfuerzos que estas le transfieren al hormigón.

Adoptando el criterio de la Portland Cement Association (PCA) se debe verificar que;

$$f_{sh} = \frac{C \cdot A_s \cdot E_s + P}{A_c + n \cdot A_s} \leq f'_t$$

Siendo;

f_{sh} = Tension generada por efectos combinados de contraccion por fraguado y traccion

C = Coeficiente de contraccion por fraguado del hormigon = 0,0003

A_s = Area de la armaduura longitudinal taccionada = 942 mm²

E_s = Modulo de elasticidad del acero = 210.000 N/mm²

P = Esfuerzo de traccion sobre la seccion nde hormigon bajo cargas de servicio = 127.000 N

A_c = Area de la seccion de Hormigonn que resiste la traccion directa = 750.000 mm²

n = Relacion entre modulo elastico del acero y del hormigon = 8,1

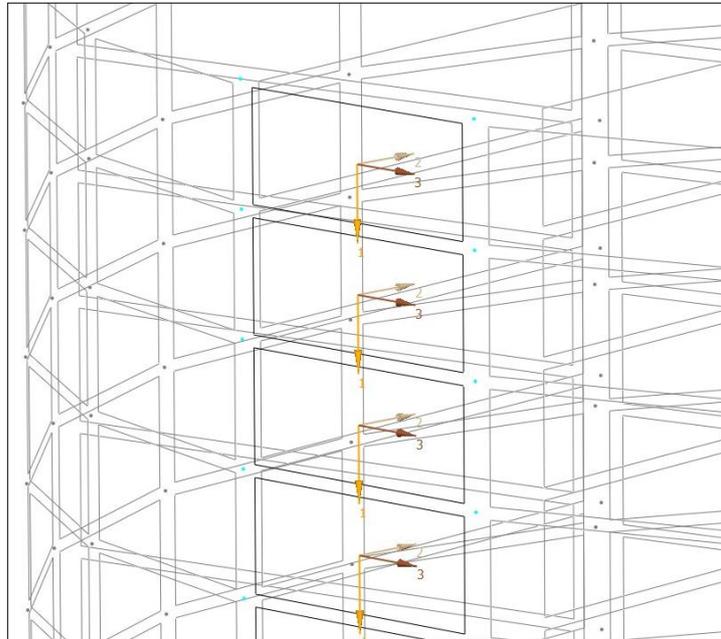
f'_t = Resistencia a traccion directa del hormigon = 3 MPa

$$f_{sh} = \frac{0,0003 \times 942 mm^2 \times 210.000 N/mm^2 + 127.000 N}{750.000 mm^2 + 8,1 \times 942 mm^2} = 0,25 MPa \leq f'_t = 3 MPa \rightarrow \text{Verifica}$$

7.4.2 - Zonas Restantes (Espesor=10 cm)

Como se explicó anteriormente, en las zonas restantes, el recrido tendrá un espesor de 10 cm, también armado en una sola capa.

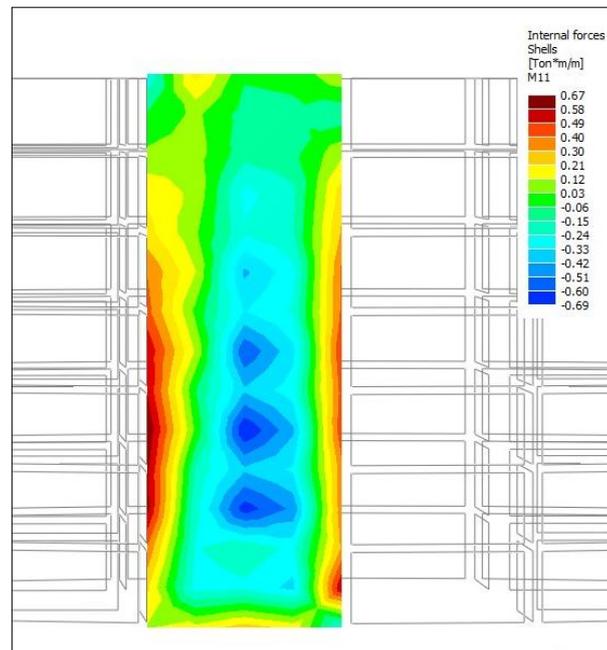
Los ejes locales dispuestos en dicho elementos se muestran a continuación,



Con la misma metodología que el caso anterior, se muestran a continuación las imágenes de los esfuerzos obtenidos del modelo, para luego determinar la armadura necesaria, que tomará principalmente los esfuerzos de tracción generados por el agua en el interior del recinto.

Momentos;

M11 (Horizontal)

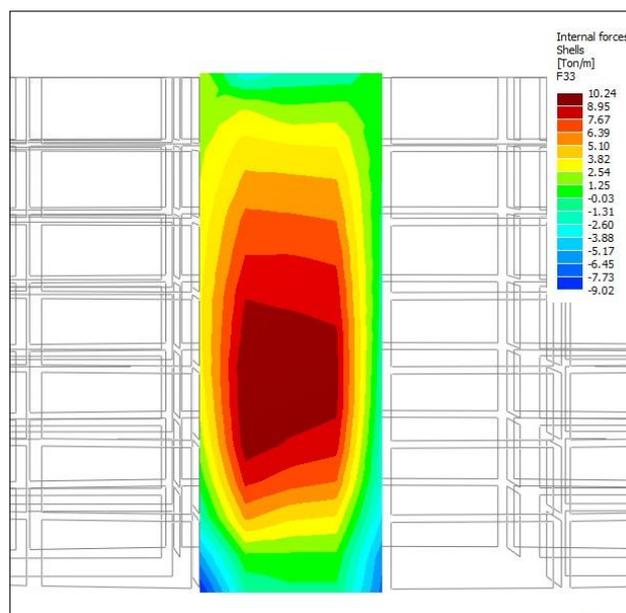


De la imagen anterior se obtiene;

- M11 máx. Exterior=0.69 tn.m/m
- M11 máx. Interior=0.67 tn.m/m

Esfuerzo Normal;

F33 (Horizontal)

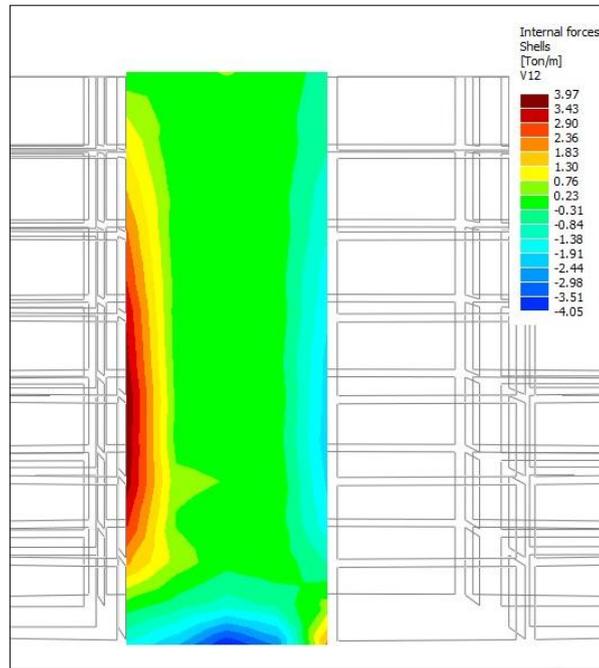


De la imagen anterior se obtiene:

- F33 máx. = 10.24 tn

Esfuerzo De Corte;

V12



De la imagen anterior se obtiene:

- V12 máx.= 3.51 tn

En este caso se tiene que,

$$d = 5 \text{ cm} + 30 \text{ cm} = 35 \text{ cm}.$$

- Armadura requerida **Horizontal**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{0.67 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.35\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.002 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d} + \frac{T_u}{0.9 \times 0.7 \times f_y}$$

$$A_r = \frac{0.67 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.35\text{m}} + \frac{10.24 \text{ t/m}}{0.9 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2} = 4.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.6\%) = \frac{0.60 \times 100\text{cm} \times 10\text{cm}}{100} = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 10 cada 12 cm (6.58 cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{\text{máx}} = 2096 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{0.67 \text{ tm/m}}{1.4 \times 0.95 \times 6.58 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.35 \text{ m}} + \frac{10.24 \text{ t/m}}{1.4 \times 6.58 \text{ cm}^2/\text{m}} \right] \times 1000 = 1330.3 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Vertical**:

$$A_{\text{mín}} (0.6\%) = \frac{0.60 \times 100 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}}{100} = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 10 cada 12cm (6.58 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$V_n = \frac{3.51 \text{ t}}{0.75} = 4.68 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 1.00 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} \times 100 = 31.95 \text{ t}$$

→ VERIFICA

Verificación de tensiones en Hormigón por efectos combinados de contracción por fraguado y tracción

$$f_{sh} = \frac{C \cdot A_s \cdot E_s + P}{A_c + n \cdot A_s} \leq f'_t$$

Siendo;

f_{sh} = Tension generada por efectos combinados de contraccion por fraguado y traccion

C = Coeficiente de contraccion por fraguado del hormigon = 0,0003

A_s = Area de la armaduura longitudinal taccionada = 658 mm²

E_s = Modulo de elasticidad del acero = 210.000 N/mm²

P = Esfuerzo de traccion sobre la seccion nde hormigon bajo cargas de servicio = 73.143 N

A_c = Area de la seccion de Hormigonn que resiste la traccion directa = 700.000 mm²

n = Relacion entre modulo elastico del acero y del hormigon = 8,1

f'_t = Resistencia a traccion directa del hormigon = 3 MPa

$$f_{sh} = \frac{0,0003 \times 658 \text{ mm}^2 \times 210.000 \text{ N/mm}^2 + 73.143 \text{ N}}{700.000 \text{ mm}^2 + 8,1 \times 658 \text{ mm}^2} = 0,16 \text{ MPa} \leq f'_t = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{Verifica}$$

7.5 - TABIQUE CENTRAL

Para el dimensionado del Tabique Central se supone al mismo sometido al empuje del agua interior, caso dado cuando se tiene uno de los habitáculos llenos y otro vacío (cargas perpendiculares a su plano). Se denominara a esta situación **Caso T-1**.

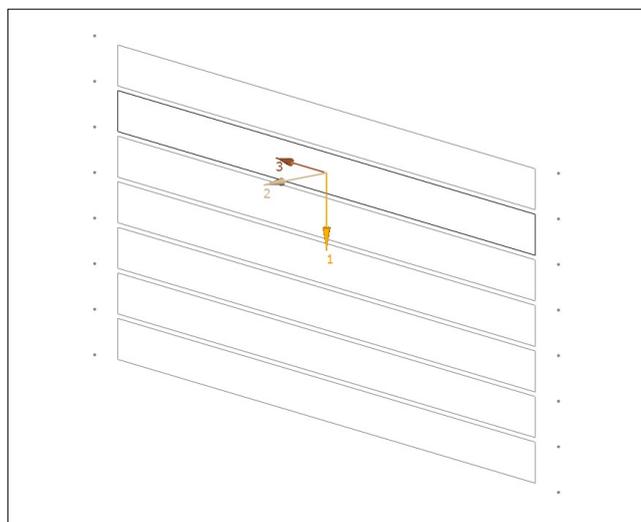
Por otro lado, se realizar un análisis del Tabique actuando como viga bajo cargas paralelas a su plano. De esta manera se tendrá en cuenta los esfuerzos que le induce la losa de fondo cuando esta se ve sometida a esfuerzos de subpresion (independientemente que la losa de fondo este diseñada para resistir el empuje por subpresion, sin la presencia del tabique central). Se denominara a esta situación **Caso T-2**.

De ambos análisis se determinará la armadura necesaria y finalmente se armará el tabique con la más demandante.

7.5.1 - Caso T-1

En una primera instancia se realiza el análisis del tabique con cargas perpendiculares a su plano.

En la siguiente imagen se muestra la modelización del Tabique junto con los ejes locales correspondiente a cada elemento de placa generado;

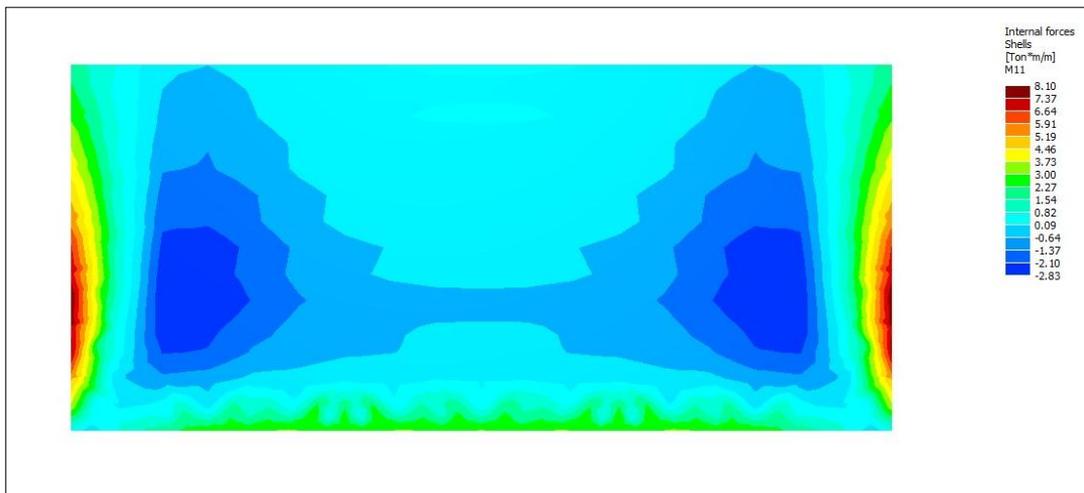


Se adjuntan a continuación las solicitaciones obtenidas con el modelo, discretizando en este caso en 3 Tramos,

- 1^{er} Tramo (Borde Inferior) = Desde Cota 354.04 a 356.40
- 2^{do} Tramo = Desde Cota 356.40 a 360.90
- 3^{er} Tramo (Borde Superior)= Desde Cota 360.90 a 361.28

Momentos;

M11 (Horizontal)



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

- M11 máx. Exterior=2.63 tn.m/m
- M11 máx. Interior=5.93 tn.m/m

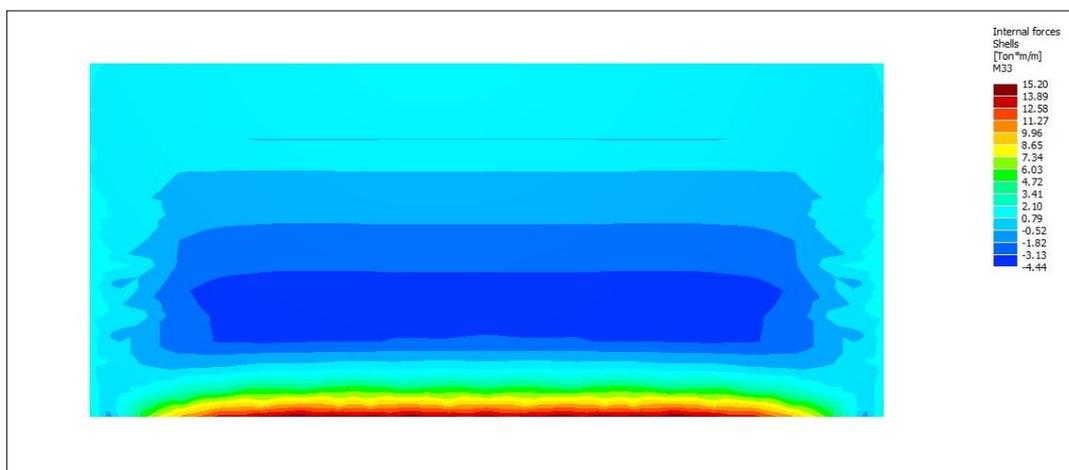
2^{do} Tramo

- M11 máx. Exterior=2.83 tn.m/m
- M11 máx. Interior=6.40 tn.m/m

3^{er} Tramo

- M11 máx. Exterior=1.44 tn.m/m
- M11 máx. Interior=3.30 tn.m/m

M33 (Vertical)



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

- M33 máx. Exterior=3.55 tn.m/m
- M33 máx. Interior=6.35 tn.m/m

2^{do} Tramo

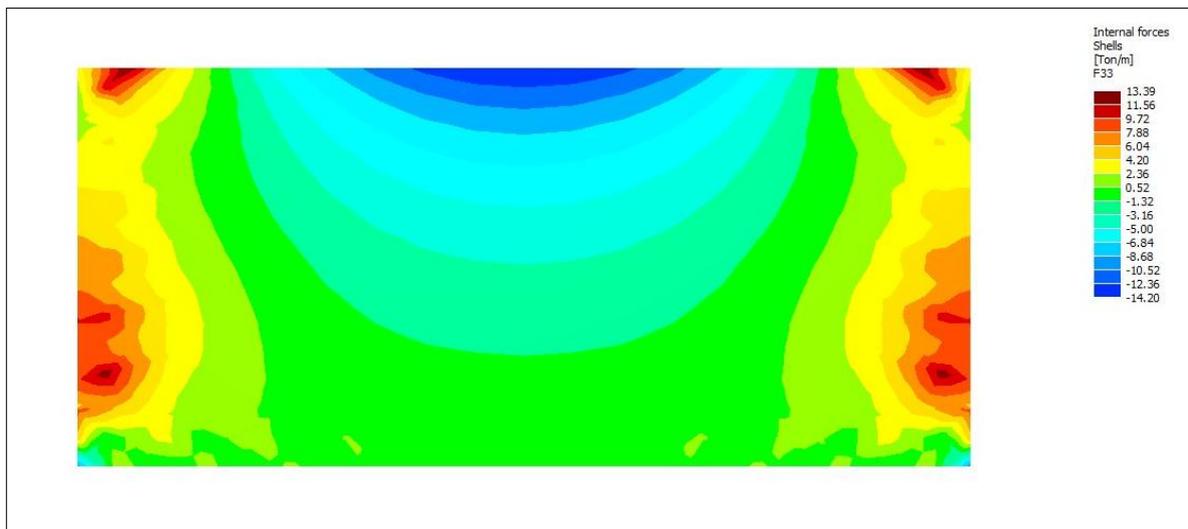
- M33 máx. Exterior=4.44 tn.m/m
- M33 máx. Interior=1.45 tn.m/m

3^{er} Tramo

- M33 máx. Exterior=0.54 tn.m/m
- M33 máx. Interior=1.44 tn.m/m

Esfuerzo Normal;

F33 (Horizontal)



De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

- F33 máx. =9.76 tn/m

2^{do} Tramo

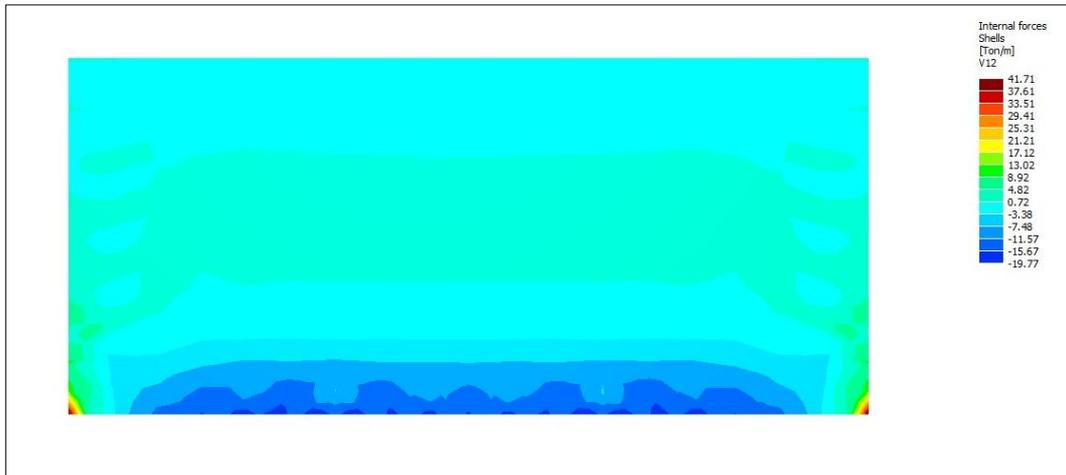
- F33 máx. =8.21 tn/m

3^{er} Tramo

- F33 máx. =9.72 tn/m

Esfuerzo De Corte;

V12



De la imagen anterior se obtiene:

1^{er} Tramo

- V12 máx.=11.57 tn/m

2^{do} Tramo

- V12 máx.=1.45 tn/m

3^{er} Tramo

- V12 máx.=1.21 tn/m

A continuación se procede a determinar la armadura, teniendo en cuenta que en este caso, ambas caras están en contacto con agua, adoptando el mayor valor entre momentos interiores y exteriores.

1^{er} Tramo

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{5.93 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.46\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.009 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times fy}$$

$$Ar = \frac{5.93 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.46\text{m}} + \frac{9.76 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2} = 6.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 50\text{cm}}{100} = 15.00\text{cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 12cm (16.67cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{\text{máx}} = 2181 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{5.93 \text{ tm/m}}{1.4 \times 0.95 \times 16.67 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.46 \text{ m}} + \frac{9.76 \text{ t/m}}{1.4 \times 2 \times 16.67 \text{ cm}^2/\text{m}} \right] \times 1000 = 790.55 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{6.35 \text{ tm/m}}{1.00 \text{ m} \times (0.46 \text{ m})^2 \times 3000 \text{ t/m}^2} = 0.01 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{6.35 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.46 \text{ m}} = 5.49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Amín (0.3\%)} = \frac{0.30 \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}}{100} = 15.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 12cm (16.67cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{\text{máx}} = 2181 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{6.35 \text{ tm/m}}{1.4 \times 0.95 \times 16.67 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.46 \text{ m}} \right] \times 1000 = 622.63 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$Vn = \frac{11.57t}{0.75} = 15.43 t$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{30MPa} \times 1.00m \times 0.46m \times 100 = 50.00 t$$

→ VERIFICA

2^{do} Tramo

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{6.4 \text{ tm/m}}{1.00m \times (0.46m)^2 \times 3000t/m^2} = 0.01 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times fy}$$

$$Ar = \frac{6.40 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2t/cm^2 \times 0.46m} + \frac{8.21 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times 4.2t/cm^2} = 7.09 \text{ cm}^2/m$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100cm \times 50cm}{100} = 15.00cm^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 12cm (16.67cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$fmáx = 2181 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{6.40tm/m}{1.4 \times 0.95 \times 16.67cm^2/m \times 0.46m} + \frac{8.21 \text{ t/m}}{1.4 \times 2 \times 16.67 \text{ cm}^2/m} \right] \times 1000 = 803.42 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{4.44 \text{ tm/m}}{1.00m \times (0.46m)^2 \times 3000t/m^2} = 0.007 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{4.44 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.46 \text{ m}} = 3.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}}{100} = 15.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 12cm (16.67cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{\text{máx}} = 2181 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{4.44 \text{ tm/m}}{1.4 \times 0.95 \times 16.67 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.46 \text{ m}} \right] \times 1000 = 435.35 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$Vn = \frac{1.45 \text{ t}}{0.75} = 1.93 \text{ t}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 1.00 \text{ m} \times 0.46 \text{ m} \times 100 = 50.00 \text{ t}$$

→ VERIFICA

3^{er} Tramo

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{3.30 \text{ tm/m}}{1.00 \text{ m} \times (0.46 \text{ m})^2 \times 3000 \text{ t/m}^2} = 0.005 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times fy}$$

$$Ar = \frac{3.30 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.46 \text{ m}} + \frac{9.72 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 0.7 \times 4.2 \text{ t/cm}^2} = 4.69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{mín} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100cm \times 50cm}{100} = 15.00cm^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 12cm (16.67cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{máx} = 2181 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{3.30tm/m}{1.4 \times 0.95 \times 16.67cm^2/m \times 0.46m} + \frac{9.72 \text{ t/m}}{1.4 \times 2 \times 16.67 \text{ cm}^2/m} \right] \times 1000 = 531.82 \text{ kg/cm}^2$$

→ VERIFICA

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Interior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{1.44 \text{ tm/m}}{1.00m \times (0.46m)^2 \times 3000t/m^2} = 0.002 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{1.44 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2t/cm^2 \times 0.46m} = 1.25 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{mín} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100cm \times 50cm}{100} = 15.00cm^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 12cm (16.67cm²/m).

De tabla se obtiene una tensión máxima en servicio;

$$f_{máx} = 2181 \text{ kg/cm}^2$$

Se controla la tensión de la armadura en servicio;

$$f = \left[\frac{1.44tm/m}{1.4 \times 0.95 \times 16.67cm^2/m \times 0.46m} \right] \times 1000 = 141.19kg/cm^2$$

→ VERIFICA

- A continuación se **Verifica al Corte:**

$$Vn = \frac{1.21t}{0.75} = 1.61 t$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{30MPa} \times 1.00m \times 0.46m \times 100 = 50.00 t$$

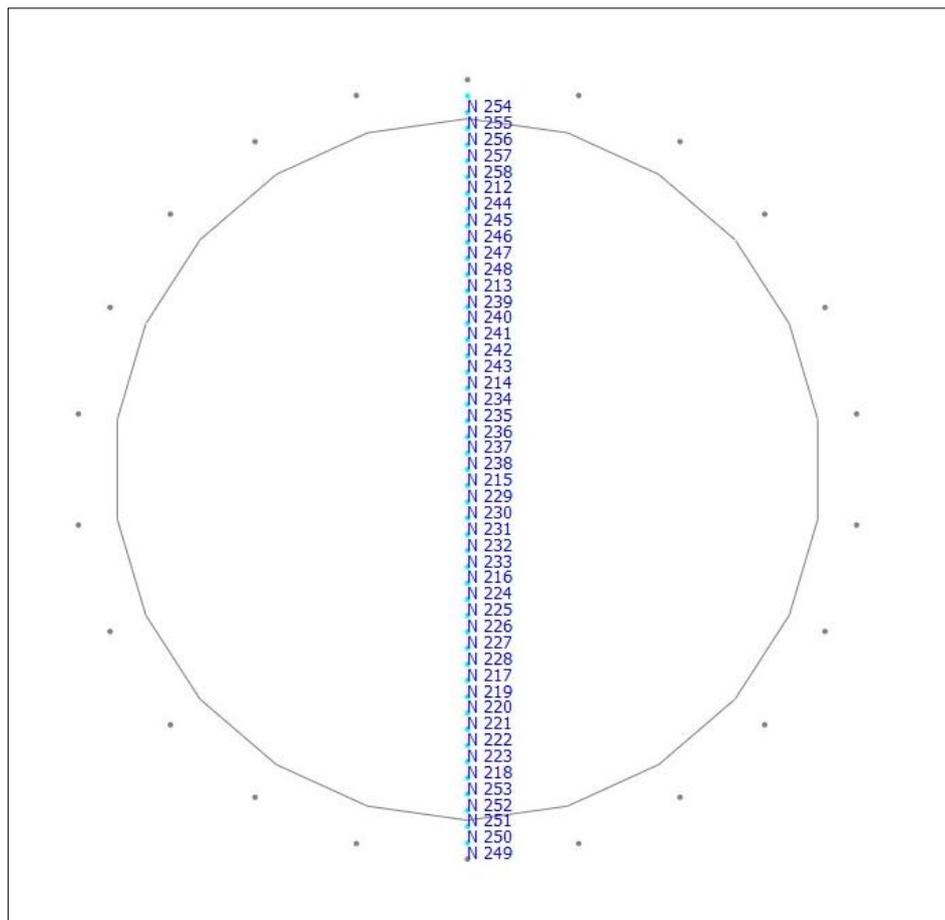
➔ VERIFICA

7.5.2 - Caso T-2

En este caso se realiza un análisis del tabique actuando como viga, siendo sometida a esfuerzos inducidos por la losa de fondo cuando esta se ve sometida a esfuerzos de subpresion.

Se determina la carga que actúa sobre el Tabique como el cociente entre la suma de las reacciones verticales debidas a subpresion a lo largo de la base del muro, y la longitud del mismo.

Para determinar la suma de reacciones verticales a lo largo de la base del muro se sumarán las correspondientes a los nudos modelados, los cuales se muestran continuación;

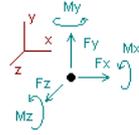




Current Date: 13/06/2017 10:40 a.m.
 Units system: Metric
 File name: Z:\tecnic-a-1117- 1192 CLOACA CORDOBA\00-DOCUMENTOS F&N2 Estación de Bombeo sin edificio\Modelos Ram\Losa de fondo R1.etz\

Analysis result

Reactions



Direction of positive forces and moments

Node	Forces [Ton]		
	FX	FY	FZ
Condition C4=0.9DL+1.4SP			
212	0.00000	-30.46104	0.00000
213	0.00000	-39.88617	0.00000
214	0.00000	-45.64207	0.00000
215	0.00000	-49.43441	0.00000
216	0.00000	-46.13040	0.00000
217	0.00000	-40.64585	0.00000
218	0.00000	-30.84566	0.00000
219	0.00000	-36.36539	0.00000
220	0.00000	-36.10099	0.00000
221	0.00000	-29.04284	0.00000
222	0.00000	-40.95112	0.00000
223	0.00000	-31.73862	0.00000
224	0.00000	-43.72005	0.00000
225	0.00000	-42.97513	0.00000
226	0.00000	-47.52801	0.00000
227	0.00000	-52.08238	0.00000
228	0.00000	-40.17049	0.00000
229	0.00000	-48.75947	0.00000
230	0.00000	-47.33438	0.00000
231	0.00000	-44.95128	0.00000
232	0.00000	-62.04716	0.00000
233	0.00000	-42.15832	0.00000
234	0.00000	-42.92048	0.00000
235	0.00000	-61.97606	0.00000
236	0.00000	-44.68880	0.00000
237	0.00000	-46.78443	0.00000
238	0.00000	-49.43300	0.00000
239	0.00000	-41.71986	0.00000
240	0.00000	-50.27710	0.00000
241	0.00000	-49.16610	0.00000
242	0.00000	-41.84081	0.00000
243	0.00000	-44.21859	0.00000
244	0.00000	-31.20409	0.00000
245	0.00000	-40.57003	0.00000
246	0.00000	-29.30542	0.00000
247	0.00000	-36.49537	0.00000
248	0.00000	-36.38900	0.00000
249	0.00000	-10.46021	0.00000
250	0.00000	-7.50877	0.00000
251	0.00000	-17.14705	0.00000
252	0.00000	-20.56535	0.00000
253	0.00000	-24.16282	0.00000
254	0.00000	-10.87975	0.00000
255	0.00000	-7.44205	0.00000
256	0.00000	-16.90093	0.00000
257	0.00000	-20.18621	0.00000
258	0.00000	-25.36579	0.00000
SUM	0.00000	-1736.57930	0.00000

Como puede observarse del análisis entregado por el programa, se tiene;

- Suma de Reacciones Verticales;

$$\Sigma T_y = 1736.57 \text{ tn}$$

A dicho valor le restaremos el peso propio del Tabique interior,

$$P \text{ tabique} = 148.56 \text{ tn}$$

- Carga Actuante sobre el Tabique;

$$q = \frac{\Sigma Ty - P \text{ tabique}}{L \text{ tabique}} = \frac{1588.01 \text{ tn}}{17.10 \text{ m}} = 92.87 \text{ tn/m}$$

Momento

$$Mu = \frac{q \times l^2}{8} = 3394.51 \text{ tn.m}$$

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{3384.51 \frac{\text{tm}}{\text{m}}}{0.50\text{m} \times (7.20\text{m})^2 \times \frac{3000\text{t}}{\text{m}^2}} = 0.04 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Kr = 0.04 < 0.33 \rightarrow \text{Verifica el Hormigón}$$

- Armadura requerida en cara traccionada (Superior):

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{3384.51 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 7.20\text{m}} = 187.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 50\text{cm}}{100} = 15.00\text{cm}^2/\text{m}$$

Corte

$$Vu = \frac{1588.01 \text{ tn}}{2 \times 0.75} = 1058.67 \text{ tn.}$$

- Armadura requerida de estribo (Vertical):

$$A_{\text{est.}} = \frac{Vu}{d \times 0.7 \times fy} = \frac{1058.67 \text{ tn}}{7.20 \text{ m} \times 0.7 \times 4.2\text{t/cm}^2} = 50.01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

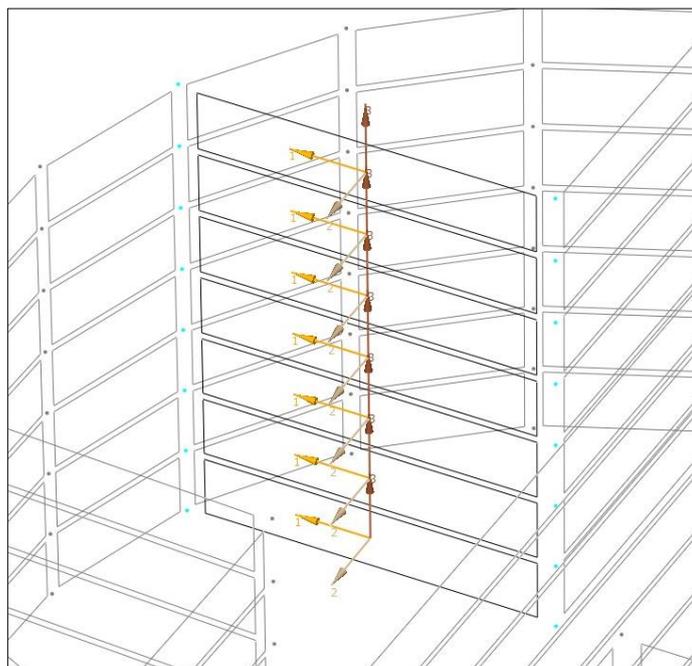
7.6 - TABIQUES DE CONTENCIÓN

Estos tabiques tienen como objetivo contener el relleno de material granular dispuesto dentro de ellos.

Dicho relleno se materializará con Suelo cemento al 8%, el cual ayudará, junto a los demás elementos estructurales, a contrarrestar la acción desestabilizadora generada por la supresión.

Se realiza un análisis considerando la carga del agua interior actuando sobre ellos, sin considerar la carga proveniente del material de Relleno, ya que se supone que el mismo tendrá una distribución de presiones principalmente vertical (debido a la formación de una estructura resistente asociada al porcentaje de cemento usado), pero si se presenta un empuje pasivo, el cual no se ha tenido en cuenta a la hora de determinar los esfuerzos.

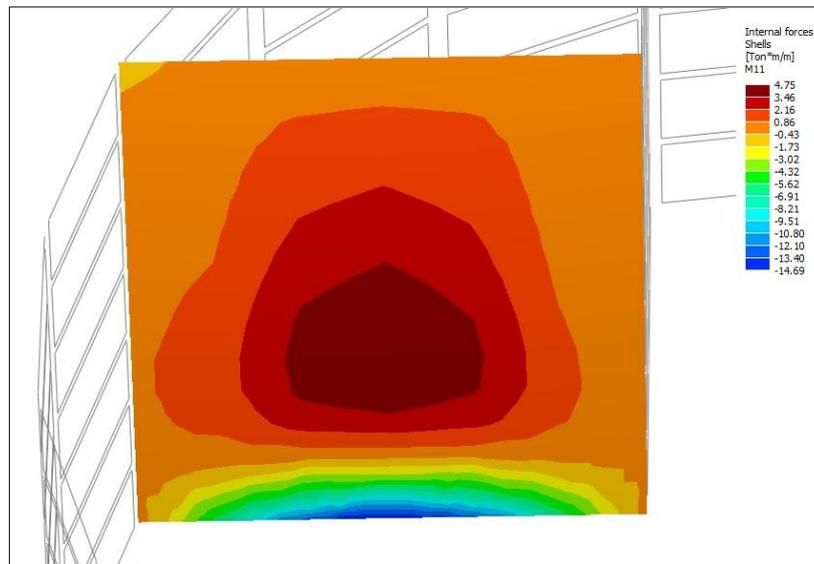
Se muestra en la siguiente imagen los ejes locales adoptados de los elementos modelados, respecto de los cuales serán nombrados los esfuerzos obtenidos luego de correr el modelo.



Se adjuntan a continuación las solicitaciones obtenidas con el modelo, dividiendo el análisis en dos tramos;

Momentos;

M11 (Vertical)

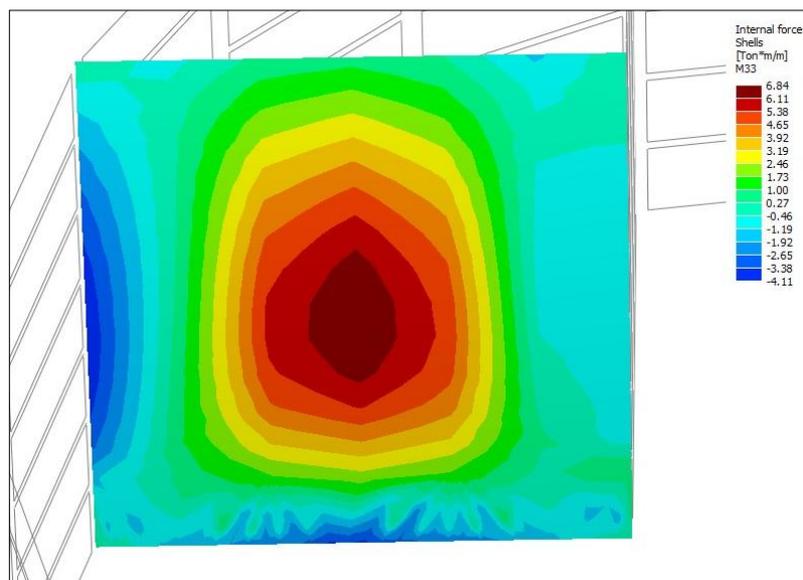


De la imagen anterior se obtiene;

- M11 máx. Exterior= 4.75 tn.m/m
- M11 máx. Interior= 6.91 tn.m/m

Con estos valores de momentos se determina la armadura vertical.

M33 (Horizontal)



De la imagen anterior se obtiene:

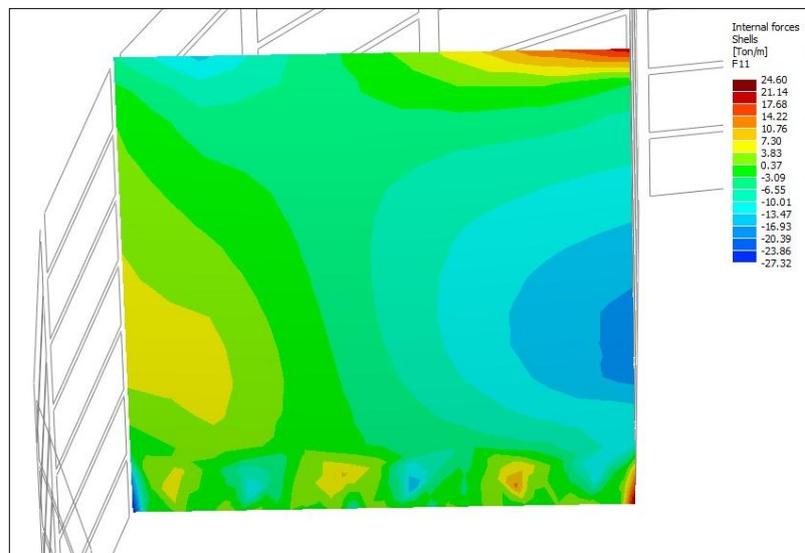
1^{er} Tramo

- M33 máx. Exterior= 6.84 tn.m/m
- M33 máx. Interior= 3.37 tn.m/m

Momento para determinar armadura Horizontal.

Esfuerzo Normal;

F11 (Horizontal)



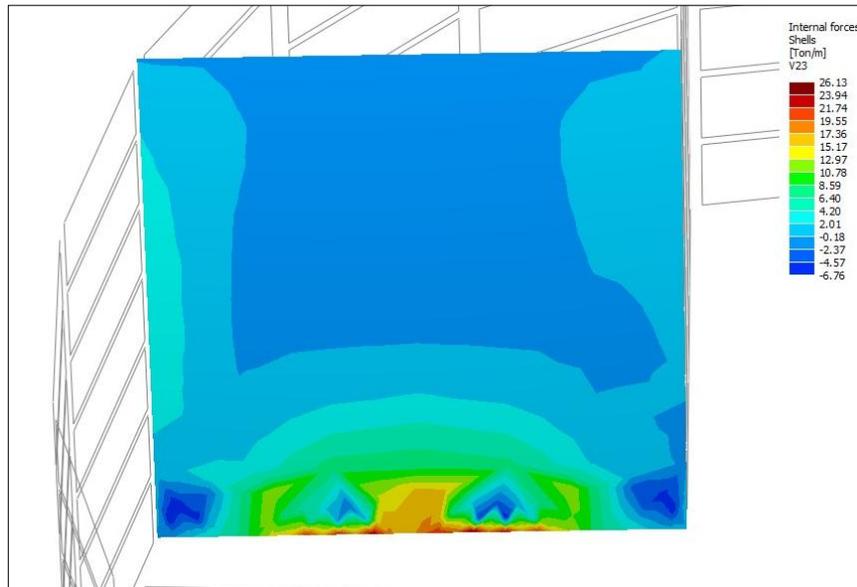
De la imagen anterior se obtiene;

1^{er} Tramo

- F11 máx. =7.30 tn/m

Esfuerzo De Corte;

V23



De la imagen anterior se obtiene:

1^{er} Tramo

- V23 máx.= 19.55 tn/m

Se procede a calcular la armadura, teniendo en cuenta que esta se determinará bajo criterios de resistencia, sin controlar las tensiones en servicio del acero.

Armadura requerida **Horizontal en cara Interior:**

$$r = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{3.37 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.05 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times fy}$$

$$Ar = \frac{3.37 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} + \frac{7.30 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 4.2\text{t/cm}^2} = 9.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 12 cada 10cm (11.3 cm²/m).

- Armadura requerida **Horizontal** en **cara Exterior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{6.84 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.18 \rightarrow Kz = 0.862$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d} + \frac{Tu}{0.9 \times 2 \times fy}$$

$$Ar = \frac{6.84 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.862 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} + \frac{7.30 \text{ t/m}}{0.9 \times 2 \times 4.2\text{t/cm}^2} = 20.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00cm²/m).

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Interior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{6.91 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.19 \rightarrow z = 0.854$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{6.91 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.854 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} = 19.46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 10cm (20.00cm²/m).

- Armadura requerida **Vertical** en **cara Exterior**:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{4.75 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.13 \rightarrow Kz = 0.902$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{4.75 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.902 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} = 12.66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 16 cada 15cm (13.33cm²/m).

7.7 - PANTALLA DE AQUIETAMIENTO

La pantalla de aquietamiento se diseña como una viga de 9.06 metros, apoyada en los lados de lastre, es decir que tiene 9.06 metros de luz libre.

7.7.1 - Pared Lateral

Se procede a determinar la armadura horizontal (por flexión) y vertical (por flexión y corte) necesaria a disponer en la pared lateral de la pantalla.

- Armadura horizontal por flexión

En primera instancia se determinan los esfuerzos,

$$q_{pp} = 5.08 \text{ tn/m}$$

$$q_u = 1.4 \times q_{pp} = 7.11 \text{ tn/m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 72.95 \text{ tn.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 23.01 \text{ tn.}$$

A partir de los esfuerzos obtenidos se determina la armadura necesaria,

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{72.95 \text{ tm}}{1.00\text{m} \times (7\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.001 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{72.95 \text{ tm}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times \frac{4.2\text{t}}{\text{cm}^2} \times 7\text{m}} = 4.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mín}} (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 30\text{cm}}{100} = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 3 Ø 20

- Armadura vertical por flexión

Se considera una presión sobre una de las caras de la pantalla de 250 kg/m². Situación de muy baja probabilidad.

Se comienza calculando los esfuerzos;

$$q_{hor} = 0.25 \text{ tn/m}$$

$$q_u = 1.2 \times q_{hor} = 0.3 \text{ tn/m}$$

$$l = 7.05 \text{ tn/m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 1.86 \text{ tn.m}$$

A partir de los esfuerzos obtenidos se determina la armadura necesaria;

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{1.86 \text{ tm}}{1.00 \text{ m} \times (0.26 \text{ m})^2 \times 3000 \text{ t/m}^2} = 0.001 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times 0.7 \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{1.86 \text{ tm}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times \frac{4.2 \text{ t}}{\text{cm}^2} \times 0.26 \text{ m}} = 2.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura vertical por corte

$$V_n = \frac{V_u}{0.75} = 30.68 \text{ tn.}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 0.3 \times 1 \times 100 = 27.39 \text{ tn.}$$

$$V_s = V_n - V_c = 3.29 \text{ tn}$$

$$A_{est} = \frac{V_s}{0.7 \times f_y \times d} = \frac{3.29 \text{ tn}}{0.7 \times \frac{4.2 \text{ t}}{\text{cm}^2} \times 0.26 \text{ m.}} = 4.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura vertical total por cara

$$A_{vert. p/cara} = \frac{4.30}{2} + 2.85 = 5.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{mín p/cara (0.3\%)} = \frac{0.30 \times 100 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}}{100} = 9.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➔ Se adopta 1 Ø 12 cada 12cm (9.41 cm²/m)

7.7.2 - Borde Inferior

Para determinar la armadura necesaria en el borde inferior de la pantalla de aquietamiento, se supone a esta como una losa armada en una dirección, sobre la que actúa una carga de baja probabilidad (caso si se obstruyen los orificios) de 1 tn/m.

Por lo tanto se tiene;

$$q = 1 \text{ tn/m}$$

$$qu = 1.2 \times q_{hor} = 1.2 \text{ tn/m}$$

$$l = 2.2 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{qu \times l^2}{8} = 0.73 \text{ tn. m}$$

- Armadura necesaria Inferior:

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{0.73 \text{ tm}}{1.00\text{m} \times (0.26\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.004 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times 0.7 \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{0.73 \text{ tm}}{0.9 \times 0.95 \times 0.7 \times \frac{4.2\text{t}}{\text{cm}^2} \times 0.26\text{m}} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 30\text{cm}}{100} = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 12 cada 12cm (9.41 cm²/m) en ambos sentidos.

- Armadura necesaria Superior:

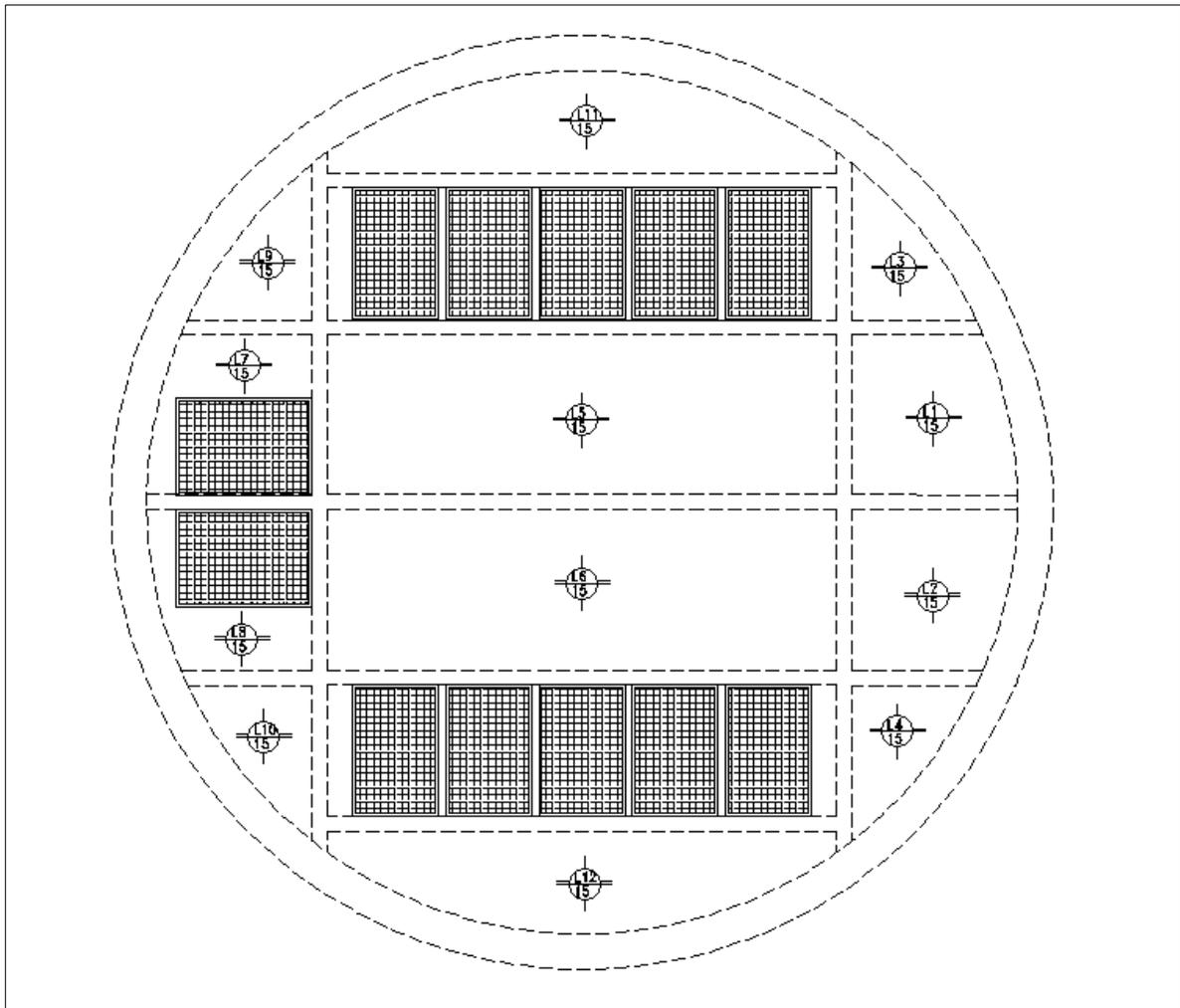
$$Amín (0.3\%) = \frac{0.30 \times 100\text{cm} \times 30\text{cm}}{100} = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 12 cada 12cm (9.41 cm²/m) en sentido ambos sentidos.

7.8 - LOSA SUPERIOR

Se detalla a continuación el procedimiento seguido para, en una primera instancia determinar las solicitaciones a las que se ven expuestas las distintas losas que componen el cerramiento superior del cilindro, y luego proceder con el dimensionado de las mismas.

A continuación se muestra una imagen que muestra la designación adoptada para cada losa y su espesor.



Se procede a determinar las solicitaciones de Losas L1, L2, L3, L4, L7, L8, L9 y L10.

Además se considera a

- L2, L7, L8 = L1
- L4, L9 y L10 = L3

Se aclara que la carga q aplicada sobre las losas, es resultado de la siguiente combinación:

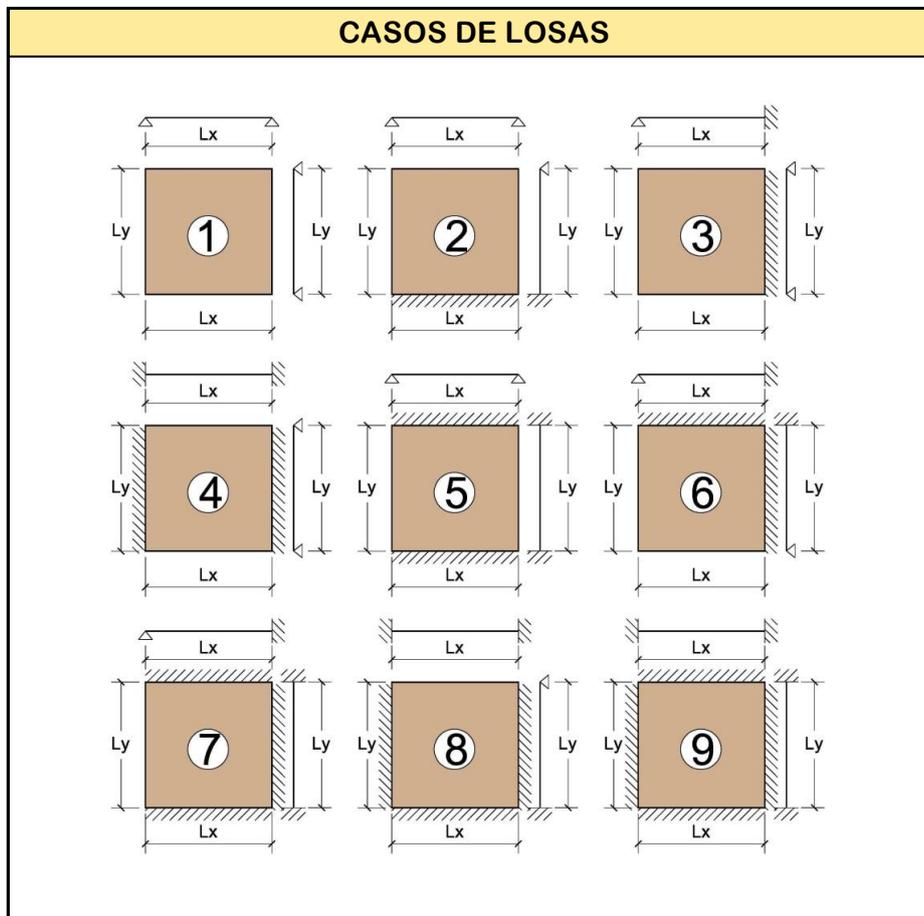
$$q_u = 1.2 q_d + 1.6 q_L$$

Siendo;

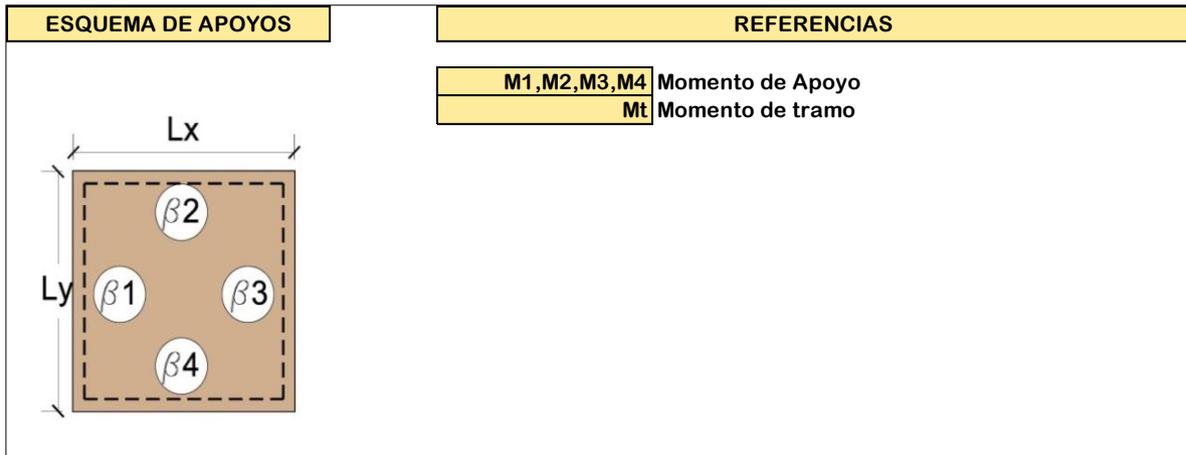
- $q_d = 2.4 \text{ t/m}^3 \times 0.15 \text{ m} = 0.36 \text{ t/m}^2$
- $q_l = 0.8 \text{ t/m}^2$

A continuación se muestran las tablas de cálculo usadas para determinar las solicitaciones en las losas analizadas;

DATOS					
LOSA N°	CASO	l_x [m]	l_y [m]	λ	q [tn/m ²]
1	7	3.40	3.45	1.01	1.71
3	6	2.60	3.25	1.25	1.71



RESULTADOS PRIMERA ITERACIÓN										
LOSA N°	q_x [tn/m ²]	q_y [tn/m ²]	β_1	β_2	β_3	β_4	M1 [tnm]	M2 [tnm]	M3 [tnm]	M4 [tnm]
1	0.5700	1.1400	1.000	1.000	0.000	1.000	0.82	1.13	0.00	1.13
3	1.2017	0.5083	1.000	0.000	0.000	1.000	1.02	0.00	0.00	0.67



EQUILIBRIO DE MOMENTOS

LOSA N°	β1	β2	β3	β4	MOMENTOS DE APOYO RELAJADOS UN 85%				Mtx [tnm]	Mty [tnm]	Q1 [tn]	Q2 [tn]	Q3 [tn]	Q4 [tn]
					M1 [tnm]	M2 [tnm]	M3 [tnm]	M4 [tnm]						
1	1.000	0.750	0.000	1.000	0.70	0.72	0.00	0.96	0.51	0.86	1.17	1.90	0.76	2.04
3	1.000	0.000	0.000	1.250	0.86	0.00	0.00	0.71	0.63	0.36	1.89	0.61	1.23	1.05

Nota Momentos en apoyos compatibilizados

A partir de los momentos en tramo y apoyo obtenidos se determina la armadura necesaria,

7.8.1 - Losa L1, L2, L7 y L8

- Armadura requerida en **Dirección X en cara Inferior:**

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{0.51 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.014 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{0.51 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} = 1.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{mín}} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➔ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Dirección X en cara Superior:**

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{0.96 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.026 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{0.96 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} = 2.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- Armadura requerida en **Dirección Y en cara Inferior:**

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{0.80 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.022 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{0.80 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} = 2.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Dirección Y en cara Superior:**

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{0.70 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.02 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{0.70 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} = 1.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$V_n = \frac{2.04t}{0.75} = 2.72 t$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30MPa} \times 1.00m \times 0.11m \times 100 = 10.04 t$$

→ VERIFICA

7.8.2 - Losa L3, L4, L9 y L10

- Armadura requerida en **Dirección X en cara Inferior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{0.63 tm/m}{1.00m \times (0.11m)^2 \times 3000t/m^2} = 0.017 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{0.63 tm/m}{0.9 \times 0.95 \times 4.2t/cm^2 \times 0.11m} = 1. cm^2/m$$

$$A_{mín} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100cm \times 15cm}{100} = 3.00 cm^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Dirección X en cara Superior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{0.71 tm/m}{1.00m \times (0.11m)^2 \times 3000t/m^2} = 0.020 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{0.71 tm/m}{0.9 \times 0.95 \times 4.2t/cm^2 \times 0.11m} = 1.80 cm^2/m$$

$$A_{mín} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100cm \times 15cm}{100} = 3.00 cm^2/m$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- Armadura requerida en **Dirección Y en cara Inferior:**

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{0.36 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.010 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{0.36 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} = 0.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Dirección Y en cara Superior:**

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{0.86 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.024 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{0.86 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} = 2.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte:**

$$Vn = \frac{1.89\text{t}}{0.75} = 2.52 \text{ t}$$

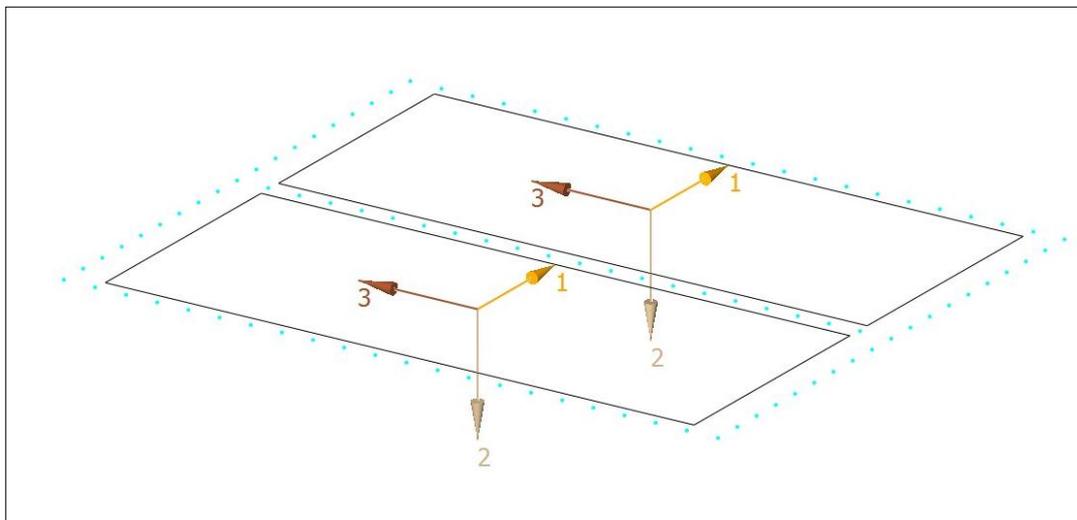
$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{30\text{MPa}} \times 1.00\text{m} \times 0.11\text{m} \times 100 = 10.04 \text{ t}$$

→ VERIFICA

7.8.3 - Losa L5 y L6

Las losas L5 y L6 se modelan para determinar los esfuerzos a las que se ven solicitadas.

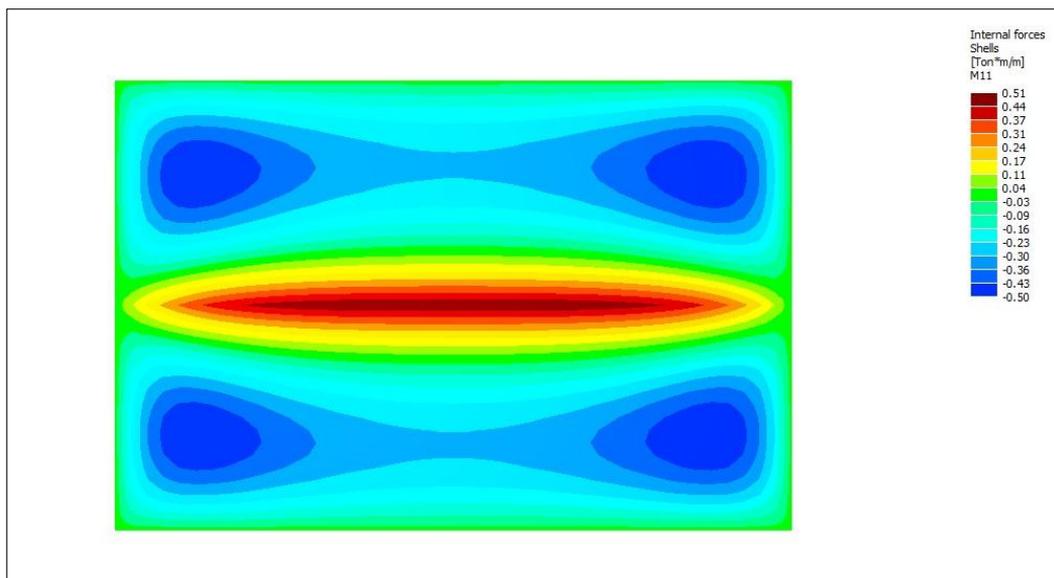
A continuación se muestra una imagen del modelo, mostrando los ejes locales de cada elemento de placa.



Se adjuntan a continuación las solicitaciones obtenidas con el modelo;

Momentos;

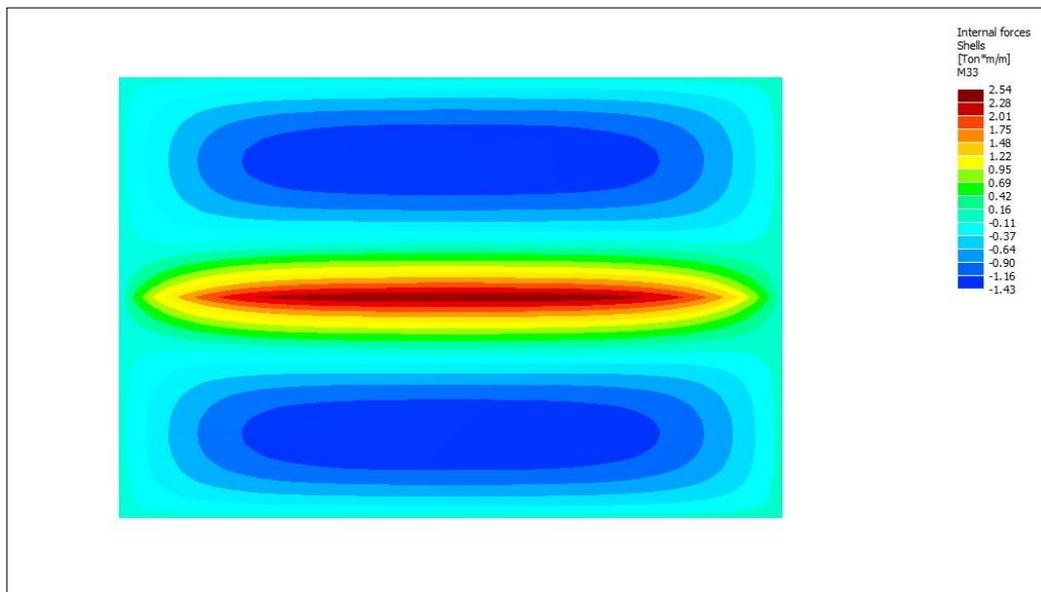
M11 (Dirección X)



De la imagen anterior se obtiene;

- M11 máx. Superior= 0.51 tn.m/m
- M11 máx. Inferior= 0.50 tn.m/m

M33 (Dirección Y)

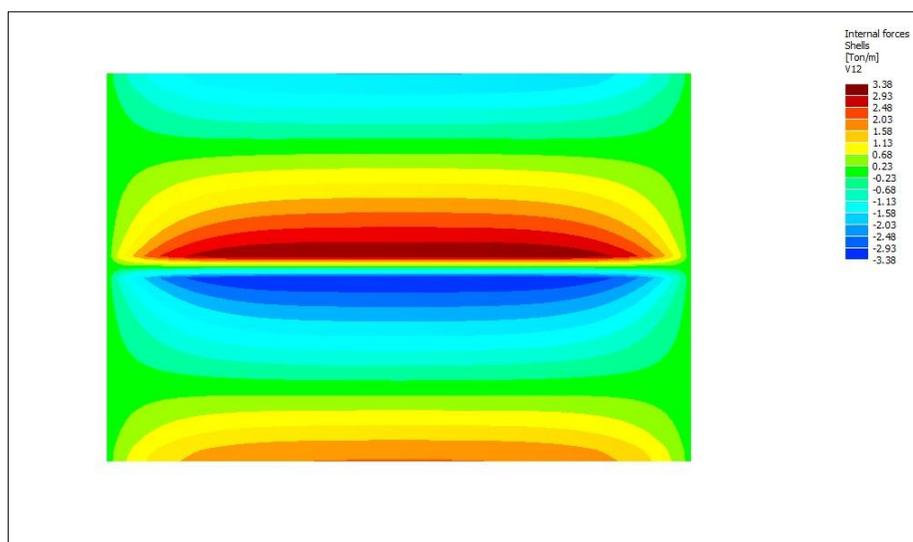


De la imagen anterior se obtiene;

- M33 máx. Superior= 2.54 tn.m/m
- M33 máx. Inferior= 1.43 tn.m/m

Esfuerzo De Corte;

V12



De la imagen anterior se obtiene:

- V12 máx.= 3.38 tn/m

A continuación se procede a determinar la armadura necesaria;

- Armadura requerida en **Dirección X en cara Inferior:**

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{0.50 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.014 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{0.50 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} = 1.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Dirección X en cara Superior:**

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{0.51 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.014 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{M}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{0.51 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} = 1.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- Armadura requerida en **Dirección Y en cara Inferior:**

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{1.43 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.04 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{1.43 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.11 \text{ m}} = 3.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 12 cm (4.17 cm²/m).

- Armadura requerida **Dirección Y en cara Superior:**

$$Kr = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{2.54 \text{ tm/m}}{1.00 \text{ m} \times (0.11 \text{ m})^2 \times 3000 \text{ t/m}^2} = 0.07 \rightarrow Kz = 0.95$$

$$Ar = \frac{Mu}{0.9 \times Kz \times fy \times d}$$

$$Ar = \frac{2.54 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2 \text{ t/cm}^2 \times 0.11 \text{ m}} = 6.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Amín (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 10 cada 12 cm (6.58 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte:**

$$Vn = \frac{3.38 \text{ t}}{0.75} = 4.51 \text{ t}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 1.00 \text{ m} \times 0.11 \text{ m} \times 100 = 10.04 \text{ t}$$

→ VERIFICA

7.8.4 - Losa L11 y L12

Ambas losas se consideran armadas en una dirección, por lo que el momento solicitante se obtiene como;

$$Mu = \frac{qu \times l^2}{8}$$

Siendo;

- $qu = 1.71 \text{ tn/m}$
- $l = 2.2 \text{ m}$

$$M_{ux} = \frac{qu \times l^2}{8} = 1.03 \text{ t.m}$$

- Armadura requerida en **Dirección X** en **cara Inferior**:

$$A_{mín} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Dirección X** en **cara Superior**:

$$A_{mín} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- Armadura requerida en **Dirección Y** en **cara Inferior**:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{1.03 \text{ tm/m}}{1.00\text{m} \times (0.11\text{m})^2 \times 3000\text{t/m}^2} = 0.028 \rightarrow K_z = 0.95$$

$$A_r = \frac{M_u}{0.9 \times K_z \times f_y \times d}$$

$$A_r = \frac{1.03 \text{ tm/m}}{0.9 \times 0.95 \times 4.2\text{t/cm}^2 \times 0.11\text{m}} = 2.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{mín} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- Armadura requerida **Dirección Y** en **cara Superior**:

$$A_{mín} (0.2\%) = \frac{0.20 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm}}{100} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ Se adopta 1 Ø 8 cada 15 cm (3.33 cm²/m).

- A continuación se **Verifica al Corte**:

$$Vu = \frac{qu \times l}{2} = 1.88 \text{ tn}$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{1.88 \text{ tn}}{0.75} = 2.51 \text{ tn}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{MPa}} \times 1.00 \text{m} \times 0.11 \text{m} \times 100 = 10.04 \text{ t}$$

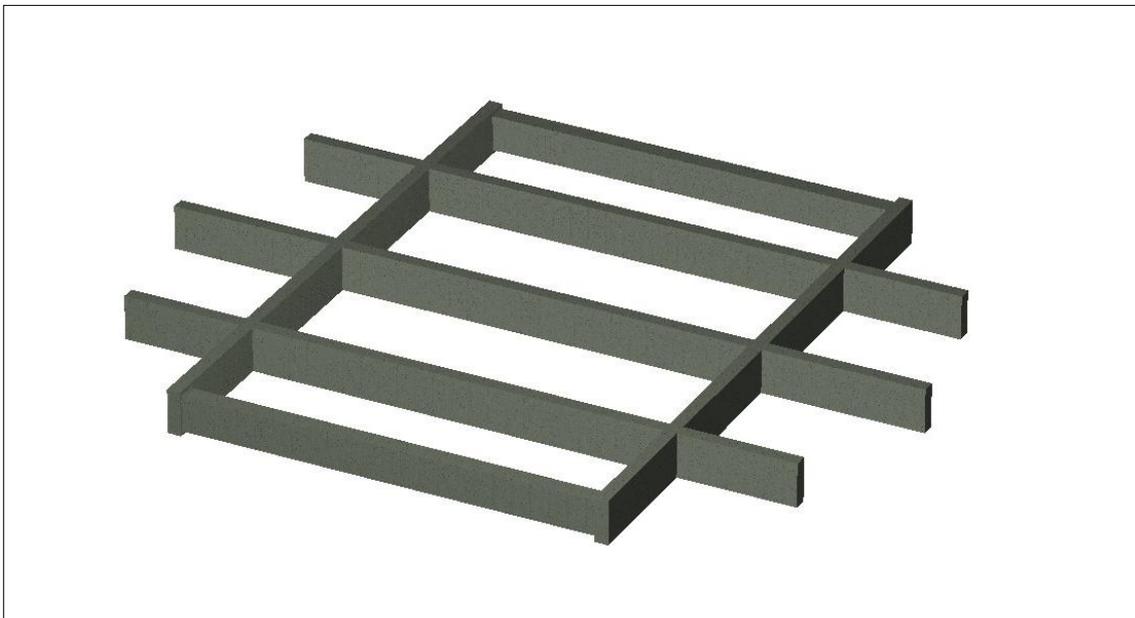
→ VERIFICA

7.9 - VIGAS SUPERIORES

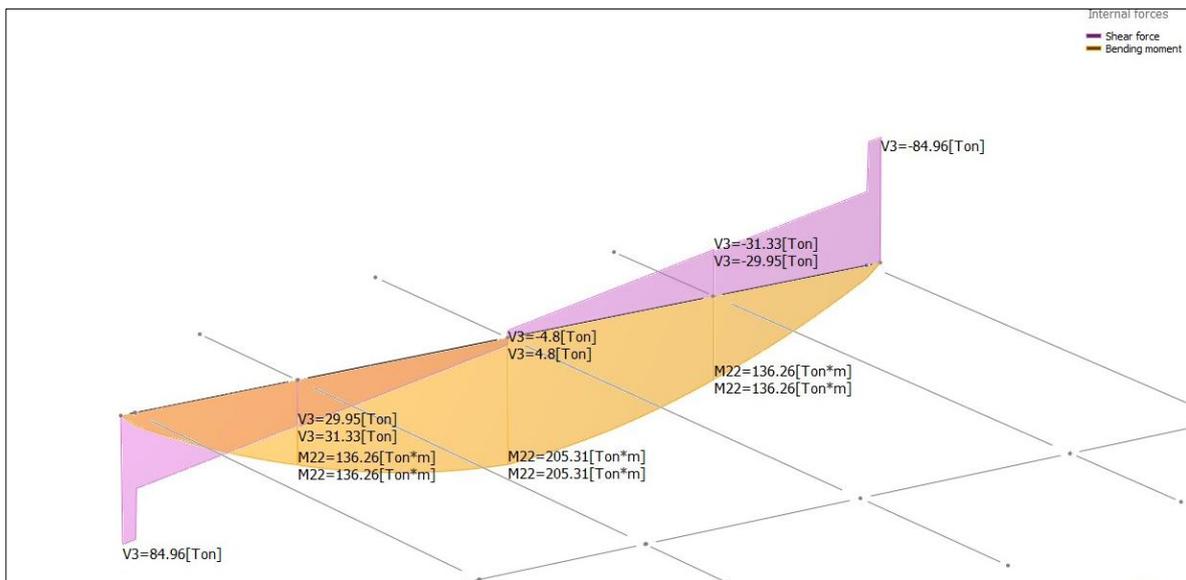
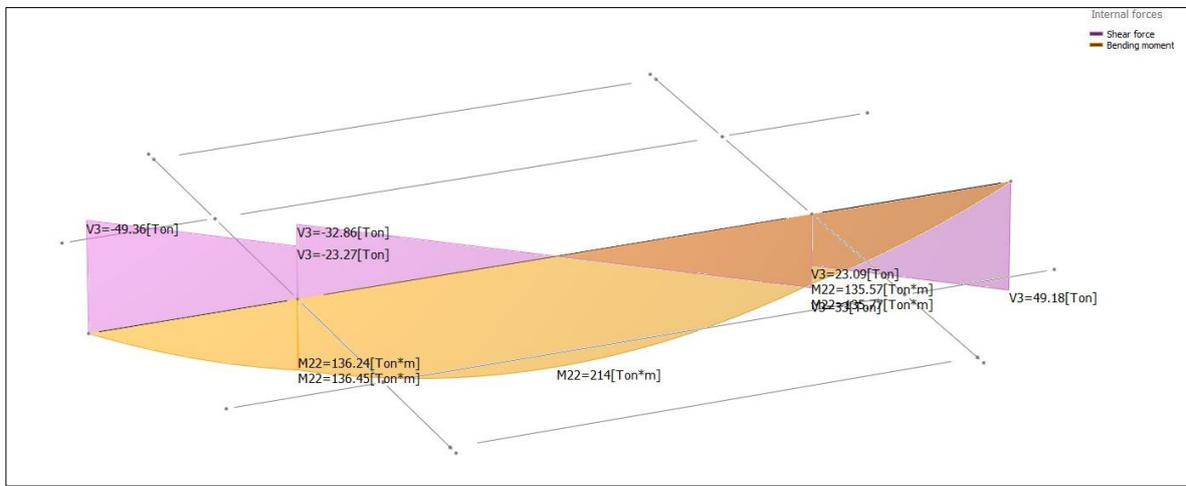
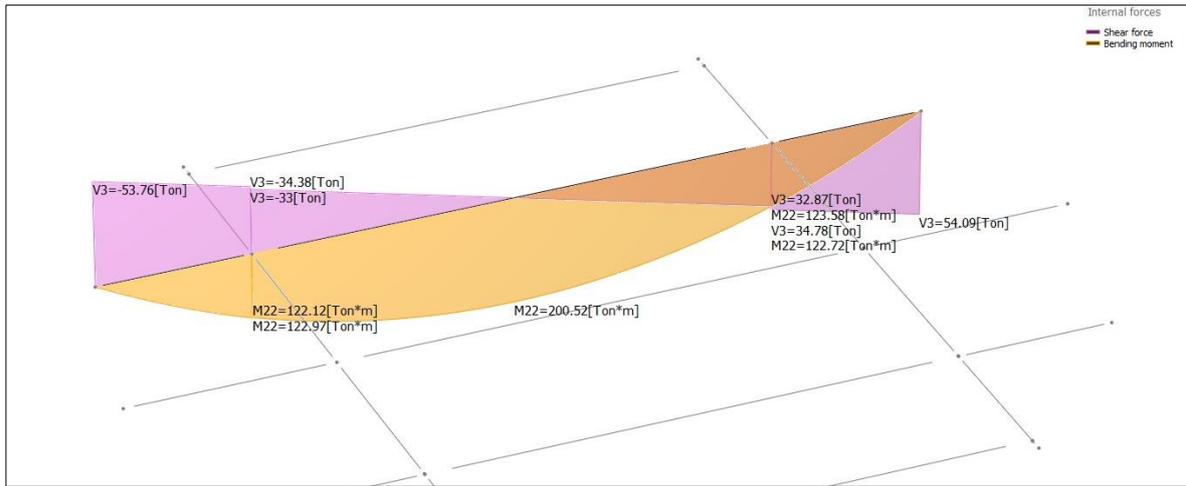
Estas se proyectan con el fin de resistir las cargas provenientes de la losa superior y descargarla hacia los muros laterales del Recinto.

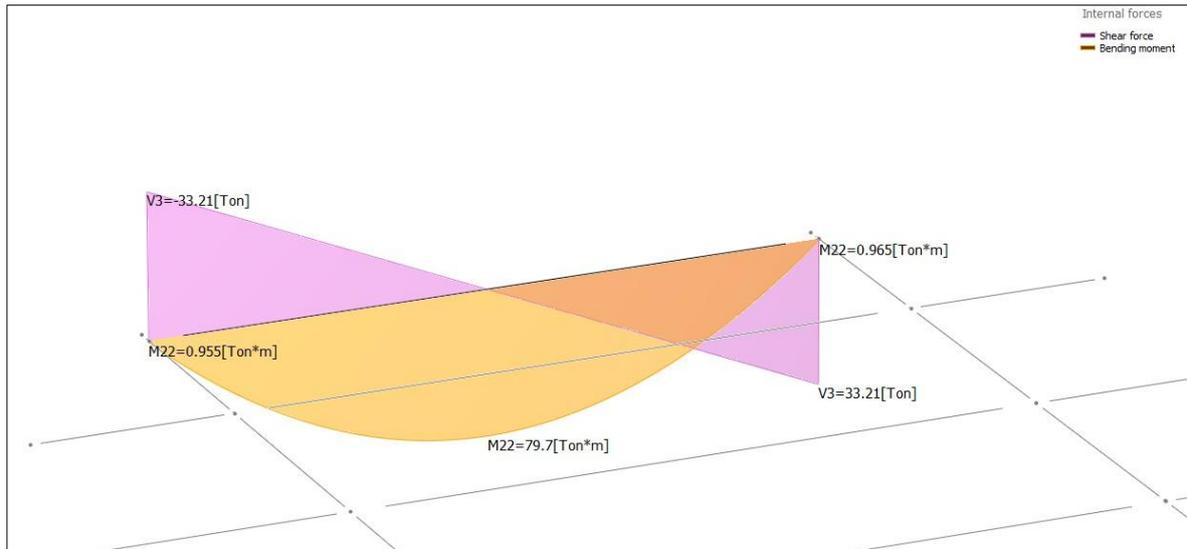
Al igual que elementos anteriores, se las modela mediante programa *RAM Elements*, para luego obtener los esfuerzos a las que se ven solicitadas.

En la siguiente imagen se muestra un renderizado del modelo, donde se puede observar la disposición de dichas vigas.



Se adjuntan a continuación las solicitaciones de Momento y esfuerzo de Corte obtenidas con el modelo;





A partir de las solicitaciones obtenidas se determina la armadura necesaria haciendo uso de planillas de cálculo;

7.9.1 - Viga VEB1-VEB2-VEB3

Se muestra a continuación la tabla de cálculo utilizada para obtener la armadura necesaria en las vigas;

Datos: $b_w = 0.40$ [m] $f'_c = 30000$ KN/m²
 $d = 1.270$ [m] $f_y = 420$ MPa
 $h = 1.300$ [m]

VIGA	b_w	d	Long tramo viga	M_{aizq} [tnm]	M_t [tnm]	M_{ader} [tnm]
01	0.40	1.270	3.08	0	123.85	123.85
02	0.40	1.270	10.4	123.85	201.64	123.85
03	0.40	1.270	3.08	123.85	123.85	0

ARMADURA MINIMA

$$A_{min} = b_w \times h \times 0,0033 = 17.16 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$K_{min} = 0.0549$$

ARMADURA A FLEXION EN TRAMO

Tramo	M_{max_t} [tnm]	M_n	mn	$(1-2mn)$	ka	As [cm ²]
02	201.64	2240.44	0.14	0.73	0.15	45.33

ARMADURA A FLEXION EN APOYO

Apoyo	M_{max_a} [tnm]	M_n	mn	$(1-2mn)$	ka	As [cm ²]
01	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	17.16
01-02	123.85	1376.11	0.08	0.83	0.09	26.98
02-03	123.85	1376.11	0.08	0.83	0.09	26.98
3	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	17.16

ARMADURA DEBIDA AL ESFUERZO DE CORTE

$$\phi = 0.75$$

VIGA	V_u [tn]	V_c [tn]	$\phi V_c / 2$ [tn]	Requiere armadura de corte?	V_n [tn] = V_u / ϕ	V_s [tn] = $V_n - V_c$	Armadura al corte [cm ² /m]
01	53.70	46.37	17.39	SI	71.60	25.23	4.73
02	34.39	46.37	17.39	SI	45.85	Estribo mínimo	3.25
03	53.70	46.37	17.39	SI	71.60	25.23	4.73

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\frac{A_{min}}{s} \left[\frac{mm^2}{m} \right] = 0.33 \frac{b \times s}{f_y} = \frac{b [mm]}{k} \quad \text{con } k [m/mm] = 1.23$$

7.9.2 - Viga VEB4-VEB5-VEB6

Se muestra a continuación la tabla de cálculo utilizada para obtener la armadura necesaria en las vigas;

Datos:

$b_w = 0.40$ [m]
 $d = 1.270$ [m]
 $h = 1.300$ [m]

$f'_c = 30000$ KN/m²
 $f_y = 420$ MPa

VIGA	b_w	d	Long tramo viga	M_{aizq} [tnm]	M_t [tnm]	M_{ader} [tnm]
04	0.40	1.270	3.08	0	136.97	136.97
05	0.40	1.270	10.4	136.97	214.73	136.97
06	0.40	1.270	3.08	136.97	136.97	0

ARMADURA MINIMA

$A_{min} = b_w \times h \times 0,0033 = 17.16$ [cm²]
 $K_{min} = 0.0549$

ARMADURA A FLEXION EN TRAMO

Tramo	M_{max_t} [tnm]	M_n	mn	$(1-2mn)$	ka	As [cm ²]
05	214.73	2385.89	0.15	0.71	0.16	48.55

ARMADURA A FLEXION EN APOYO

Apoyo	M_{max_a} [tnm]	M_n	mn	$(1-2mn)$	ka	As [cm ²]
04	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	17.16
04-05	136.97	1521.89	0.09	0.81	0.10	29.99
05-06	136.97	1521.89	0.09	0.81	0.10	29.99
06	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	17.16

ARMADURA DEBIDA AL ESFUERZO DE CORTE

$\phi = 0.75$

VIGA	V_u [tn]	V_c [tn]	$\phi V_c / 2$ [tn]	Requiere armadura de corte?	V_n [tn] = V_u / ϕ	V_s [tn] = $V_n - V_c$	Armadura al corte [cm ² /m]
04	49.55	46.37	17.39	SI	66.07	19.69	3.69
05	33.00	46.37	17.39	SI	44.00	Estribo mínimo	3.25
06	49.55	46.37	17.39	SI	66.07	19.69	3.69

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\frac{A_{min}}{s} \left[\frac{mm^2}{m} \right] = 0.33 \frac{b \times s}{f_y} = \frac{b [mm]}{k} \quad \text{con } k [m/mm] = 1.23$$

7.9.3 - Viga VEB21- VEB22- VEB23- VEB24

Se muestra a continuación la tabla de cálculo utilizada para obtener la armadura necesaria en las vigas;

Datos: $b_w = 0.40$ [m] $f'_c = 30000$ KN/m²
 $d = 1.270$ [m] $f_y = 420$ MPa
 $h = 1.300$ [m]

VIGA	b_w	d	Long tramo	M_{aizq} [tnm]	M_t [tnm]	M_{ader} [tnm]
21	0.40	1.270	3.08	0	137.17	137.17
22	0.40	1.270	10.4	137.17	205.84	205.84
23	0.40	1.270	3.08	205.84	205.84	137.17
24	0.40	1.270	3.08	137.17	137.17	0

ARMADURA MINIMA

$$A_{min} = b_w x h x 0,0033 = 17.16 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$K_{min} = 0.0549$$

ARMADURA A FLEXION EN TRAMO

Tramo	M_{max_t} [tnm]	M_n	mn	$(1-2mn)$	k_a	A_s [cm ²]
23-24	205.84	2287.11	0.14	0.72	0.15	46.36

ARMADURA A FLEXION EN APOYO

Apoyo	M_{max_a} [tnm]	M_n	mn	$(1-2mn)$	k_a	A_s [cm ²]
21	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	17.16
21-22	137.17	1524.11	0.09	0.81	0.10	30.04
22-23	205.84	2287.11	0.14	0.72	0.15	46.36
23-24	137.17	1524.11	0.09	0.81	0.10	30.04
24	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	17.16

ARMADURA DEBIDA AL ESFUERZO DE CORTE

$$\phi = 0.75$$

VIGA	V_u [tn]	V_c [tn]	$\phi V_c / 2$ [tn]	Requiere armadura de corte?	V_n [tn] = V_u / ϕ	V_s [tn] = $V_n - V_c$	Armadura al corte [cm ² /m]
21	85.25	46.37	17.39	SI	113.67	67.29	12.62
22	31.24	46.37	17.39	SI	41.65	Estribo mínimo	3.25
23	31.24	46.37	17.39	SI	41.65	Estribo mínimo	3.25
24	85.25	46.37	17.39	SI	113.67	67.29	12.62

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\frac{A_{min}}{s} \left[\frac{mm^2}{m} \right] = 0.33 \frac{b \times s}{f_y} = \frac{b [mm]}{k} \quad \text{con } k [m/mm] = 1.23$$

7.9.4 - Viga VEB10-VEB11

Se muestra a continuación la tabla de cálculo utilizada para obtener la armadura necesaria en las vigas;

Datos: $b_w = 0.40$ [m] $f'_c = 30000$ KN/m²
 $d = 0.770$ [m] $f_y = 420$ MPa
 $h = 0.800$ [m]

VIGA	b_w	d	Long tramo	M_{aizq} [tnm]	M_t [tnm]	M_{ader} [tnm]
10	0.40	0.770	3.08	0	77.5	0

ARMADURA MINIMA

$$A_{min} = b_w \times h \times 0.0033 = 10.56 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$k_{min} = 0.0549$$

ARMADURA A FLEXION EN TRAMO

Tramo	M_{max_t} [tnm]	M_n	m_n	$(1-2m_n)$	k_a	A_s [cm ²]
10	77.50	861.11	0.14	0.72	0.15	28.85

ARMADURA A FLEXION EN APOYO

Apoyo	M_{max_a} [tnm]	M_n	m_n	$(1-2m_n)$	k_a	A_s [cm ²]
10	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	10.56

ARMADURA DEBIDA AL ESFUERZO DE CORTE

$$\phi = 0.75$$

VIGA	V_u [tn]	V_c [tn]	$\phi V_c / 2$ [tn]	Requiere armadura de corte?	V_n [tn] = V_u / ϕ	V_s [tn] = $V_n - V_c$	Armadura al corte [cm ² /m]
10	33.21	28.12	10.54	SI	44.28	16.16	5.00

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Si V_s es negativo se coloca armadura mínima, de lo contrario se calcula con V_s

$$\frac{A_{min}}{s} \left[\frac{mm^2}{m} \right] = 0.33 \frac{b \times s}{f_y} = \frac{b [mm]}{k} \quad \text{con } k [m/mm] = 1.23$$

8 - FUNDACIÓN

Del informe de estudio de suelos realizado para el Sondeo S-11 con fecha 6 de Abril de 2017, se detallan los siguientes parámetros geotécnicos;

Estrato	Profundidad [m]	Densidad aparente o total [Ton/m ³]	Tensión Admisible [Ton/m ²]	
			Punta ^(D)	Lateral ^(B)
I ^(A)	NTA hasta ~1,0	1,75	***	***
II	~>1,0 hasta ~8,0	1,80	***	0,5
III ^(C)	~>8,0 hasta ~12,0	1,85	50,0	3,5

Figura 8.1 - Tabla de Parámetros Geotécnicos del Sondeo S11

Tratándose nuestro caso de una fundación directa, fundada a una cota de -14,86 metros respecto al nivel de terreno, se adopta como tensión admisible del suelo en contacto con la estructura, $\sigma_{adm} = 50 \text{ t/m}^2$.

Se procede a verificar que las tensiones de trabajo del suelo, bajo un estado de cargas de servicio, no superen las admisibles.

Además no se considera la componente friccional desarrollada en el superficie exterior del cilindro, ni tampoco la acción de la subpresión del agua, ambas tendientes a disminuir la tensión de trabajo del suelo, como criterio conservador.

A continuación se determina la resultante de fuerzas verticales a nivel de fundación, recordando que el área sobre la que actúa dicha resultante es la correspondiente a un diámetro interno de 17.10 metros.

- Fuerza por Peso de la Estructura de Hormigón;
 - Paredes Laterales ($\gamma = 2.4 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 656.10 \text{ m}^3$
 - Losa Fondo ($\gamma = 2.4 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 183.70 \text{ m}^3$
 - Losa Superior ($\gamma = 2.4 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 34.40 \text{ m}^3$
 - Vigas Interiores ($\gamma = 2.4 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 22.70 \text{ m}^3$
 - Tabique Central ($\gamma = 2.4 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 61.90 \text{ m}^3$
 - Tabique de Contención ($\gamma = 2.4 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 27.70 \text{ m}^3$

- Pantalla de Aquietamiento ($\gamma = 2.4 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 11.40 \text{ m}^3$
- Hormigón de Apoyo para Bombas ($\gamma = 2.4 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 26.80 \text{ m}^3$
- Hormigón de Pendiente, ($\gamma = 2.2 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 24.15 \text{ m}^3$

$$P_{H^\circ} = 2500.41 \text{ t}$$

- Fuerza por Peso del Material de Relleno;
- Material de Relleno (Suelo cemento, $\gamma = 2.4 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 207.3 \text{ m}^3$

$$P_{Relleno} = 383.51 \text{ t}$$

- Fuerza por Peso del Líquido Interior;
- Líquido alojado en el recinto (considerando cota máxima y $\gamma = 2.4 \text{ tn/m}^3$), $Vol = 1248.37 \text{ m}^3$

$$P_L = 1373.21 \text{ t/m}^2$$

- Resultante de Fuerzas Verticales;

$$R_V = 4257.13 \text{ t/m}^2$$

Luego se determina la Tensión de trabajo del suelo en contacto con la estructura,

$$\sigma_s = \frac{4257.13 \text{ t}}{229.66 \text{ m}^2} = 18.54 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{VERIFICA}$$

9 - DOCUMENTOS GRÁFICOS

Luego de transitar la etapa de dimensionado, se procedió a confeccionar documentos gráficos tales como Planos de Encofrado, Planos de Armado y Planillas de Doblado.

Debido a que cada elemento estructural es analizado bajo distintas hipótesis de cargas, el valor de armadura a disponer será aquella obtenida para el caso más demandante, así por ejemplo, la armadura dispuesta en cara interior del cilindro es la obtenida del caso donde éste se ve expuesto a la presión del líquido interior, donde precisamente se ve traccionada la cara interna.

Con el mismo criterio se estableció la armadura en los demás elementos.

Otro punto a destacar es que el dimensionado de las secciones de hormigón estuvo fuertemente sujeto a los planos provisto por el Contratista, dándonos poco margen en la modificación de dichas secciones.

Finalmente se ensamblaron las Planillas de Doblado correspondiente a la armadura dispuesta en los distintos elementos componentes de la Estación de Bombeo, donde se detalla el diámetro adoptado, cantidad de barras, longitud de las mismas y su forma de doblado.

Dichos documentos gráficos serán presentados en el apartado de Anexos.

10 - CONCLUSIONES

Con el desarrollo de este trabajo, se buscó cumplir con los objetivos propuestos, afianzando los conceptos en el área de estructura a nivel personal, y logrando una solución viable y factible a lo planteado por el Contratista a nivel proyecto.

Durante el proceso de realización de la Práctica Supervisada se logró interpretar y aplicar los conceptos del reglamento CIRSOC, y además complementarlos con otras Normas para cubrir aspectos no contemplados por los anteriores. De esta manera se logra un respaldo ante cualquier tipo de inconveniente, a la vez que de seguir con las reglas del buen construir.

También destaco el constante trabajo en conjunto con el ingeniero a cargo, logrando afrontar las dudas o inquietudes que surgían, al mismo tiempo en que se interaccionaba con el resto del equipo de trabajo.

En cuanto a lo personal, me resultó gratificante poder aplicar los conocimientos adquiridos durante la etapa de formación académica a un caso real y poder contar con el apoyo constante de profesionales capacitados en el tema.

11 - REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- Reglamento CIRSOC 101: Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de Estructuras de Edificios.
- Reglamento CIRSOC 201 : Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.
- Norma ACI 350-01/06: Recomendaciones para el dimensionado de tanques y depósitos de hormigón.
- Criterio de la Portland Cement Association (PCA); Referido a las tensiones transmitidas al hormigón.
- Criterio de Mononobe (Earthquake –proof construction of masonry dams, 1929) y Okabe (General theory of earth pressure, 1926).
- Carlos Larsson, Hormigón Armado y Pretensado. Segunda edición (2008) Jorge Sarmiento Editor.
- Ing. Juan Donini y Rodolfo Orler; "Criterios para el control de la Fisuración en Estructuras para contención de Líquidos y su adecuación a un futuro Reglamento Argentino"
- CIVIL ADVENTURE. www.civiladventure.blogspot.com.ar/2015/10/muros-pantalla

12- ANEXOS

A continuación se muestran los planos de encofrado, planos de armado y planillas de doblado confeccionadas;