



## PRACTICA SUPERVISADA

*Diseño y calculo de estructuras: túnel y tolva de H°A°*

Autor y alumno: Francisco Javier Cassani

Tutor: Mercedes Rizzi

Supervisor externo: Julio Escobar Gamboa

Mayo 2015

# AGRADECIMIENTOS

Este informe significa para mí cerrar una etapa importante de mi vida, cumpliendo con el gran objetivo que me propuse hace 7 años, el gran objetivo de ser un profesional e Ingeniero Civil, con todo lo que eso significa, conocimientos, actitud, valores y principios. Pero además de de los objetivos cumplidos me quedo con los mejores recuerdos del paso por mi querida Universidad Nacional de Córdoba y todas las excelentes personas, que tuve el agrado y la satisfacción de conocer. Por toda esta experiencia, que es el resultado de todo lo vivido hasta hoy, es que quiero agradecer a las aristas que supieron dar forma a mi futuro, conteniéndome y dándome las herramientas para enfrentar lo que sea, y con esto me refiero a mis padres Moro y Albita. También quiero agradecer no por orden de importancia sino por momentos de la vida, a mis hermanos Lisa, Pablo y Adrian por saber ser ejemplos y estar de alguna forma cerca siempre. A Gisela, la mujer que me enamoró, que me acompañó y apoyo incondicionalmente en este capítulo de mi vida y en el que vendrá. Además les agradezco a mis amigos y hermanos de la vida que estuvieron al lado en todas, Tincho F, Danilo, lenny y Mauri. A otros grandes amigos que estuvieron en distintos momentos, en especial Tole y Guille, entre otros. Llego así a mis queridos compañeros, un grupo con quienes supimos trabajar solidaria y desinteresadamente, no tengo más que palabras de agradecimiento por haber descubierto a estas excelentes personas, especialmente quiero nombrar a ese grupo que voy a extrañar, por lo menos en el contexto de la facultad, Ale SS, Fede el alemán, Romerito, y Trapito Yrazabal, con quienes guardo los mejores recuerdos.

Finalmente les doy las gracias al Estudio Larsson que me dio una oportunidad de hacer exactamente lo que buscaba desde lo profesional, en un ambiente y con compañeros de trabajo que valoro mucho, y acá tengo que hacer un reconocimiento especial a una persona con una humildad que solamente los grandes saben llevar, Julio escobar, mi supervisor quien sin ningún tipo de mezquindad colaboró conmigo desde lo técnico, para cerrar esta etapa de formación académica de la mejor manera y de lo cual estoy muy orgulloso. A todos ellos Gracias.

## RESUMEN

En el marco de la práctica supervisada se desarrollara una parte del desglose de proyecto de las estructuras para la planta de Molinos Florencia, el cual constara de los cálculos y planos necesarios para la construcción de la obra.

El trabajo se dividirá según se efectuó el trabajo de práctica supervisada, en 3 capítulos (A, B y C). El primero consistirá en una introducción, en el mismo se realizara una breve descripción de la obra en general, metodología de trabajo, cuestiones reglamentarias y un análisis de de antecedentes generales, con los datos provistos tanto por el comitente como por el estudio de suelo recibido. En el segundo capítulo se expresa el diseño, verificación y planos estructurales completos de un túnel de H°A°. En el tercer capítulo se expresa de manera análoga el trabajo realizado sobre una tolva de H°A°. Por último se ensaya una conclusión, se adjuntan planos anexos, y se informa sobre la bibliografía.

Este trabajo pretende servir de guía básica o primer acercamiento, desde el punto de vista práctico y sobre la base de una experiencia real, para el cálculo y diseño de estructuras de placas de hormigón armado, en el primer caso (túnel) para estructuras lineales, y en el segundo caso (tolva) para estructuras de funcionamiento en dos dimensiones. Además se realizan algunos comentarios acerca de las responsabilidades de los distintos actores, formalidades de presentación de planos y relación entre proyectista, comitente y otros especialistas.

**Contenido**

CAPITULO A - INTRODUCCION..... 6

1. OBJETIVOS .....10

2. ANALISIS DE ANTECEDENTES ..... 11

2.1. Emplazamiento de la obra:..... 11

2.2. Suelo: ..... 11

2.3. Cargas de diseño: ..... 14

2.4. Dimensiones preestablecidas de diseño: ..... 15

CAPITULO B – TUNEL de H°A° ..... 16

1. Diseño geométrico inicial:..... 18

2. Análisis de cargas ..... 19

2.1. Tramo Típico: ..... 19

2.2. Tramo Ensanchado:..... 23

2.3. Tramo A: ..... 23

3. Análisis estructural (Modelado) ..... 26

3.1. Tramo TIPICO: ..... 26

3.2. Tramo ensanchado:..... 33

3.3. Tramo A: ..... 33

4. Diseño y verificación de armaduras ..... 35

4.1. Tramo Típico: ..... 35

4.2. Tramo A: ..... 47

5. Diseño geométrico final. Elaboración de planos ..... 49

CAPITULO C – Tolva de H°A° ..... 52

1. Diseño geométrico inicial:..... 54

2. Análisis de cargas ..... 56

2.1. Placa inferior: ..... 57

2.2. Placa lateral:..... 58

2.3. Placa fondo: ..... 59

2.4. Placa S1:..... 59

2.5. Viga: ..... 59

3. Condicionantes de diseño ..... 60

4. Análisis estructural (Modelado) ..... 61

4.1. Placa inferior:.....61

4.2. Placa lateral:.....69

5. Diseño y verificación de armaduras .....70

5.1. Placa inferior .....70

5.2. Placa Lateral .....82

6. Diseño geométrico final. Elaboración de planos .....84

CONCLUSION .....87

ANEXO.....88

1. ANEXO TUNEL.....89

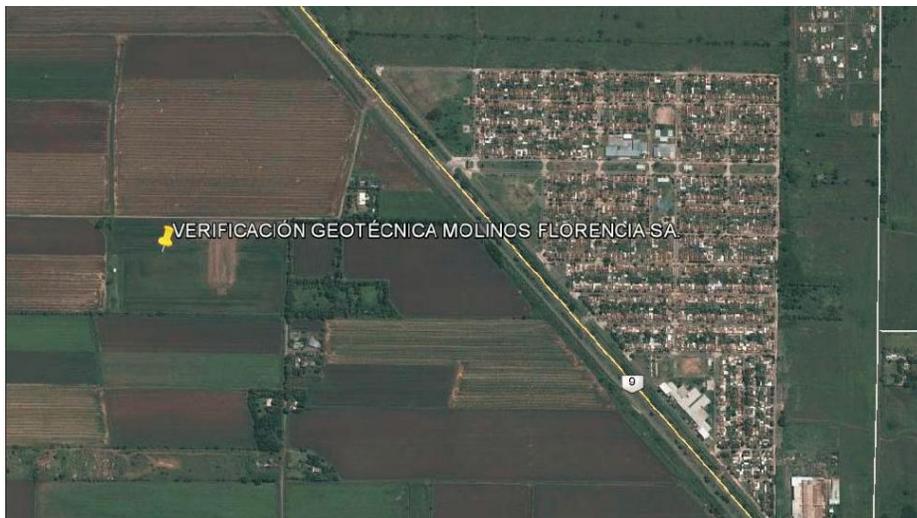
2. ANEXO TOLVA .....91

BIBLIOGRAFIA.....95

# CAPITULO A - INTRODUCCION

## Molinos Florencia – Tolva, pozos y túneles de H°A°

El trabajo realizado consiste en el diseño, cálculo y confección de planos de una tolva, 3 túneles y 2 pozos, utilizados para la recepción y acopio de granos. Emplazados en una planta industrial, sector silos, Ruta Nacional N°9 Km 690 – Barrio Ciudad de mis Sueños, Provincia de Córdoba. El Comitente es Molinos Florencia SA.

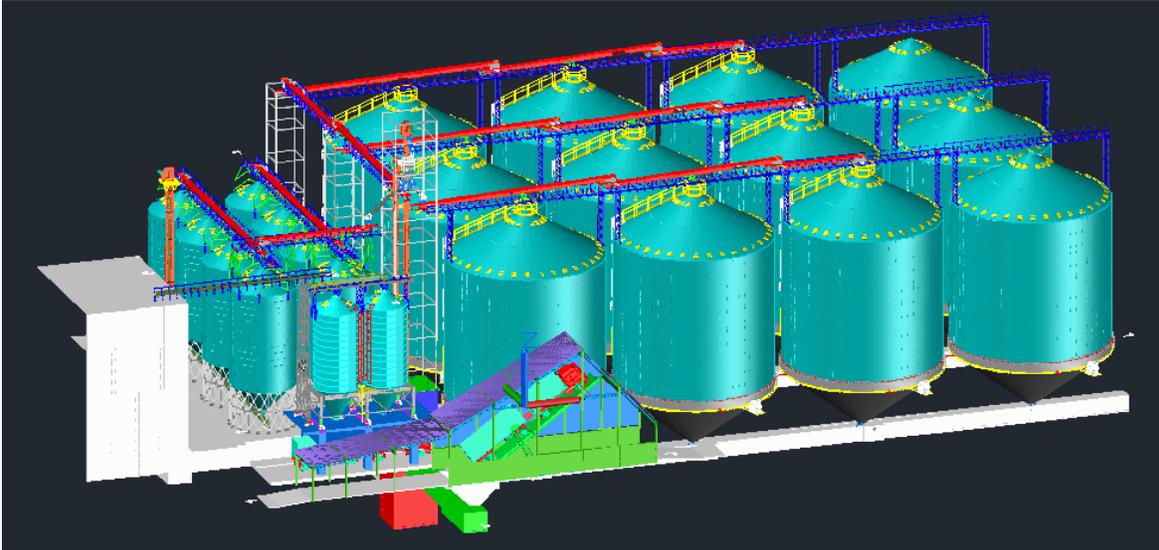


*Ubicación de la obra – Imagen satelital, Google Earth*



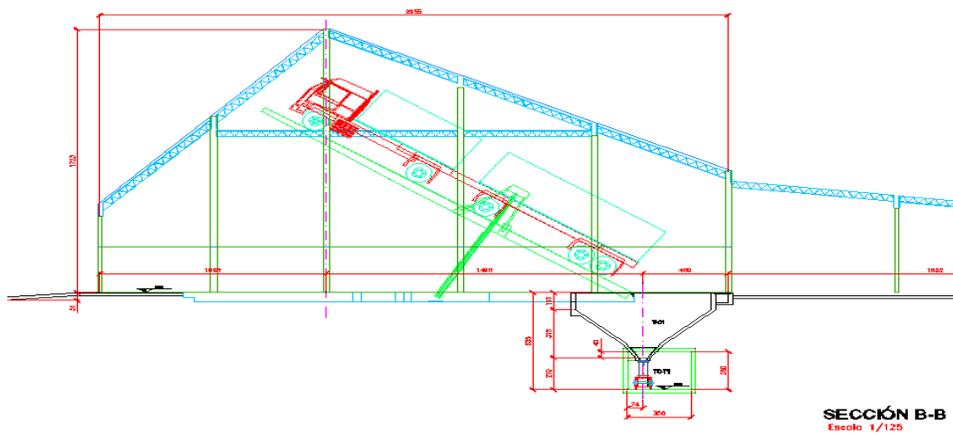
*Ubicación de B° ciudad de mis Sueños – Mapa de Google Maps*

El informe desarrollado consiste en una parte de un proyecto integral, que incluye además silos, tolvas, torres metálicas y otros elementos que componen la planta industrial. El desarrollo consiste en el análisis de los antecedentes enviados por el comitente, para el posterior diseño, cálculo y confección de planos de las secciones de hormigón armado de una tolva para la recepción de granos, pozos de acceso a los túneles y túneles como conductos de transporte de granos.



*Modelo tridimensional de la planta industrial – Archivo de Autocad “7900419628”*

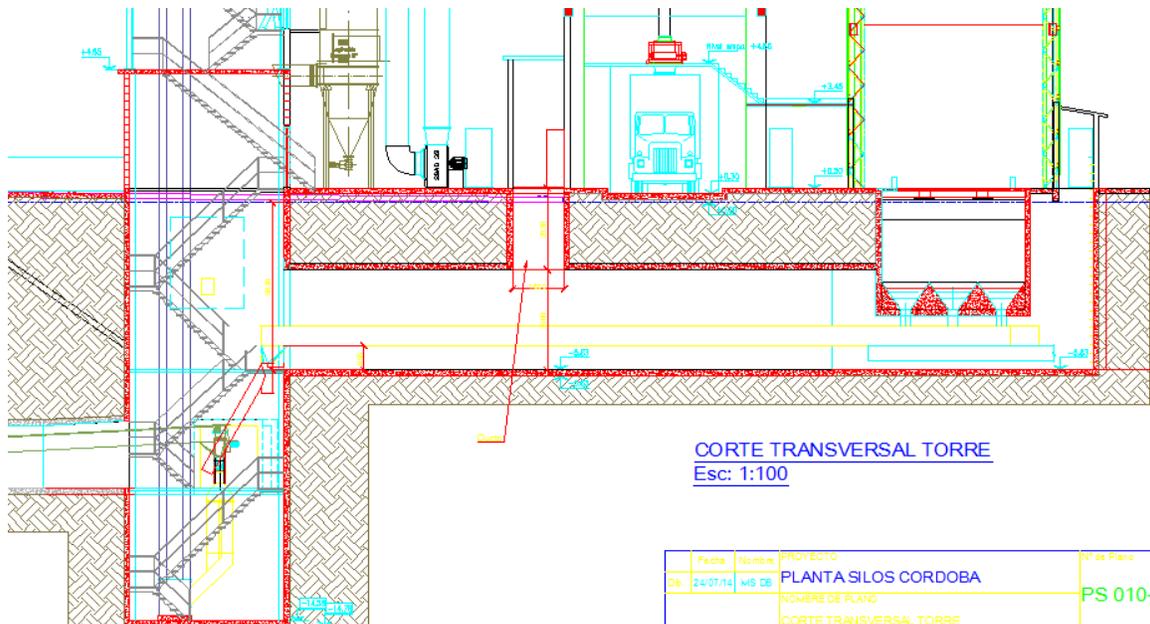
La tolva cuenta con una plataforma anterior que dispone de un sistema para el vuelco y llenado de la misma. En el extremo inferior de la tolva se encuentra un dispositivo de regulación que permite el paso controlado del material volcado. Esta se apoya en parte sobre el terreno y en parte sobre uno de los túneles que conecta la tolva con el pozo principal denominado pozo de Noria. A dicho pozo confluyen además del túnel mencionado, dos túneles más que tienen como destino conectar con las baterías de silos.



**SECCIÓN B-B**  
Escala 1/120

*Plano recibido por el comitente de la tolva y plataforma volcadora, sección ABB – Extracto archivo de Autocad “7900419628”*

En este trabajo solo se analizara uno de los túneles, contando los otros dos con un procedimiento de trabajo similar. El elemento analizado se corresponde con el túnel que une la tolva con el pozo de Noria.



Corte del túnel analizado, tolva y pozo de Noria – Extracto archivo “PSC 010-5”

En general las estructuras desarrolladas constituyen placas y fajas de hormigón, hormigonadas in situ y armadas con barras de acero. Las mismas se encuentran sometidas a las acciones de peso propio, granos, suelo y sobrecarga superior de tránsito.

En el trabajo realizado, la metodología de diseño estructural consistió inicialmente en análisis de los antecedentes a partir de los archivos enviados por el comitente, los cuales fueron: estudio de suelo completo, planos con un diseño geométrico requerido para los distintos elementos, planos generales de ubicación espacial y una descripción cualitativa de los usos. Además de los archivos recibidos se mantuvo una comunicación constante por diferentes medios, telefónica y vía mail, para la definición de detalles y modificaciones a efectuar en el diseño y disposición de la obra, por ambas partes. Una vez analizados los antecedentes se procedió a la cuantificación de las acciones en base a las recomendaciones del reglamento CIRSOC 101, las condiciones particulares de la obra y la bibliografía geotécnica. Determinadas las acciones, las mismas fueron utilizadas para el análisis estructural, el cual fue realizado con el programa de computadora RAM Advance. A partir de los conocimientos adquiridos en el área de estructura se idearon modelos simplificados representativos de la estructura real. Del análisis estructural se obtuvo los esfuerzos solicitados a la estructura por

las acciones de diseño. A partir de estos esfuerzos se dispuso una armadura considerando el conocimiento adquirido en la carrera sobre el comportamiento de las estructuras, recomendaciones del reglamento CIRSOC 201 y la experiencia del supervisor, para una posterior verificación de todas las condiciones reglamentarias del CIRSOC 201. El último paso del proceso de diseño consistió en compatibilizar el armado y las secciones de los diferentes elemento en el cual se discretizo la obra. Este último paso puede considerarse como el típico eslabón de retroalimentación en el circuito de diseño.

Una vez finalizado el proceso de diseño, el mismo se grafico digitalmente, conformando así los planos de la obra para una futura materialización de la misma. Dichos planos fueron enviados vía mail al comitente, los cuales expresaron en cada caso su conformidad.

### **1. OBJETIVOS**

El desarrollo de este práctica profesional tiene como objetivo fundamental introducir al alumno universitario a la vida profesional contenido y asistido por la guía de un tutor externo y un tutor interno, para de esta forma lograr una transición paulatina hacia la vida profesional.

La vida profesional consiste en la concientización acerca de las responsabilidades profesionales y afianzar metodologías de trabajo que permitan desarrollar una actividad en forma ética y adecuada a los requerimientos exigidos y preestablecidos para el título profesional.

El objetivo secundario es ejercitar la capacidad de investigación y afianzar los conocimientos adquiridos en las distintas materias de la carrera para ser aplicados en la resolución de problemas reales.

## 2. ANALISIS DE ANTECEDENTES

### 2.1. Emplazamiento de la obra:

La obra se encuentra ubicada a 5 Km de la circunvalación de la ciudad de Córdoba, en el barrio Ciudad De Mis Sueños, Provincia de Córdoba, Argentina.

El sitio está limitado por caminos rurales. La distancia a la ruta 9 es de 700 mts.



*Ubicación de la obra – Imagen satelital, Google Earth -Estudio de suelo.*

### 2.2. Suelo:

Según el estudio de suelo enviado por el comitente, el mismo fue realizado por la empresa GEOS en mayo de 2013, el título es “Estudio de suelo para planta de silos y molino harinero”, en donde se encuentra detallado los alcances de los trabajos realizados, procedimientos, condiciones de campo, conclusiones y recomendaciones. De dicho informe se obtuvo la siguiente información:

### 6.1 PERFIL DE SUELOS ALUMBRADO

La descripción del perfil de suelos que se detalla a continuación se realizó sobre la base de los estudios de suelos antecedentes los cuáles fueron debidamente correlacionados con los datos de los sondeos realizados en ocasión del presente ESTUDIO, del conocimiento de la geología del lugar y de la experiencia propia de GEOS. Se destaca que el perfil de suelos es principalmente limoso siendo su diferenciación por estratos, según el grado de compacidad que está dado por la cementación del limo:

#### Estrato I (NTN<sup>6</sup> hasta ~0,4m de profundidad):

Limo con materia orgánica y escasa arena fina; color castaño oscuro; baja a nula plasticidad; áspero y poco pegajoso al tacto; compacidad muy suelta; horizonte a descartar como apoyo.

#### Estrato II (~0,4m hasta ~18,0m de profundidad):

Limo loessoides colapsable, escasa arena fina y gránulos de limo medianamente cementados dispersos aleatoriamente por capas; ~>95% pasante tamiz #200; color castaño claro; el peso unitario húmedo y seco (muestra de 0,5m de profundidad) es " $\gamma_{sh} = 1,52 \text{ Ton/m}^3$ " y " $\gamma_{ss} = 1,38 \text{ Ton/m}^3$ ", respectivamente; la presión de fluencia saturada es " $P_{fsat} \sim 0,50 \text{ kg/cm}^2$ ", correspondiente a una deformación del 6%, con un gran salto de deformación por hidrocólapsos de " $\epsilon_w \sim 4,55\%$ "; estrato colapsable; el

número "N", equivalente del SPT<sup>7</sup>, oscila en valores menores que 10 golpes, hasta ~6,0m a ~8,0m de profundidad; por debajo, "N" oscila aleatoriamente, por capas, entre 5 golpes y picos que superan los 10 golpes y hasta 25 golpes, compacidad general suelta, con excepción de un manto de limo cementado, apto para fundar, entre ~12,0m y ~14,0m de profundidad, alumbrado en todos los sondeos dinámicos profundos, donde "N" oscila en 15 golpes; compacidad media; el estrato en general no apto para fundar en su estado actual, sin mediar un mejoramiento, debido a su baja resistencia y elevada deformabilidad.

#### Estrato III (~18,0m de profundidad):

Limo con nódulos a limo medianamente cementado a medida que se profundiza en el estrato; ~>90% pasante tamiz #200 por vía húmeda; color castaño claro con trazas blanquecinas, debido a la cementación; saturado sumergido por debajo del NF; "N" aumenta con respecto al estrato suprayacente, oscilando en general entre 15 y 25 golpes, alcanzando 30 golpes hacia los ~23,0m de profundidad; compacidad media sostenida a alta, en profundidad; apto como apoyo de fundación indirecta.

### 6.2 AGUA SUBTERRÁNEA

Al momento de las tareas de campo, los días 21, 22 y 23/05/2013, se detectó la presencia del NF<sup>8</sup> entre hacia los ~23,0m de profundidad, escapando al alcance del presente trabajo investigar las posibles oscilaciones estacionales del NF, respecto de lo cuál valen las observaciones del siguiente párrafo.

*Extracto del estudio de suelo – Perfil geotécnico del sitio*

Estrato	Profundidad [m]	Peso Unitario $\gamma_{Total}$ [Ton/m <sup>3</sup> ]	Angulo de Fricción $\Phi$ [°]	Modulo Elástico [Ton/m <sup>2</sup> ]
I <sup>(A)</sup>	NTN a ~0,4	1,50	16	***
II	~0,4 a ~8,0	1,65	18	300
	~>8,0 a ~12,0	1,70	20	600
	~>12,0 a ~14,0	1,75	24	800
	~>14,0 a ~18,0	1,70	22	600
III <sup>(B)</sup>	~18,0 a ~23,0	1,80	26	1.500
	~>23,0	1,85	35	2.500

Extracto del estudio de suelo – Perfil geotécnico del sitio

De este estudio se obtuvieron recomendaciones validas para estructuras con fundaciones profundas. Siendo el estrato superficial una alternativa para fundar, frente a la posibilidad de saturación del mismo, solo si se asegura la impermeabilización superficial. Debido a esto el comitente se comprometió a realizar las obras necesarias para impermeabilizar la zona y de esta forma transformar al estrato superficial en un suelo apto para fundar, tomando la responsabilidad al respecto, con lo cual se solicito un estudio de suelo complementario, del cual se recibió la siguiente conclusión:

<p><b>SITUACIÓN 1: SUELO DEL ESTRATO II – CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL ACTUAL – ESTADO NO SATURADO</b></p> <p><u>Tensión admisible:</u> <math>\sigma_{adm} = 30,0 \text{ Ton/m}^2</math></p> <p><u>Deformación específica vertical:</u> <math>\epsilon = 3,0\%</math></p> <p><u>Deformación específica por hidrocólapsos:</u> <math>\epsilon_w = 0,0\%</math></p> <p><u>Módulo elástico inicial:</u> <math>E_0 = 1.200 \text{ Ton/m}^2</math></p> <p><u>Módulo de recarga:</u> <math>E_r = 3.200 \text{ Ton/m}^2</math></p> <p><u>Módulo de balasto vertical:</u> <math>K_v = 3.000 \text{ Ton/m}^3</math></p> <p><u>Módulo de balasto horizontal:</u> <math>K_h = 1.500 \text{ Ton/m}^3</math></p>
---

Extracto estudio de suelo complementario

### 2.3. Cargas de diseño:

La determinación de cargas a utilizar se baso en el reglamento CIRSOC 101, los cuales fueron considerados coherentes con los materiales y elementos utilizados en la obra según el criterio adquirido en la carrera. De dicho reglamento se extrajeron los siguientes valores:

- Peso propio de estructuras de hormigón armado - 2,5 Tn/m3
- Materiales agrícolas a granel, Trigo – 0,8 Tn/m3
- Sobrecarga para depósitos de carga liviana – 0.6 Tn/m2

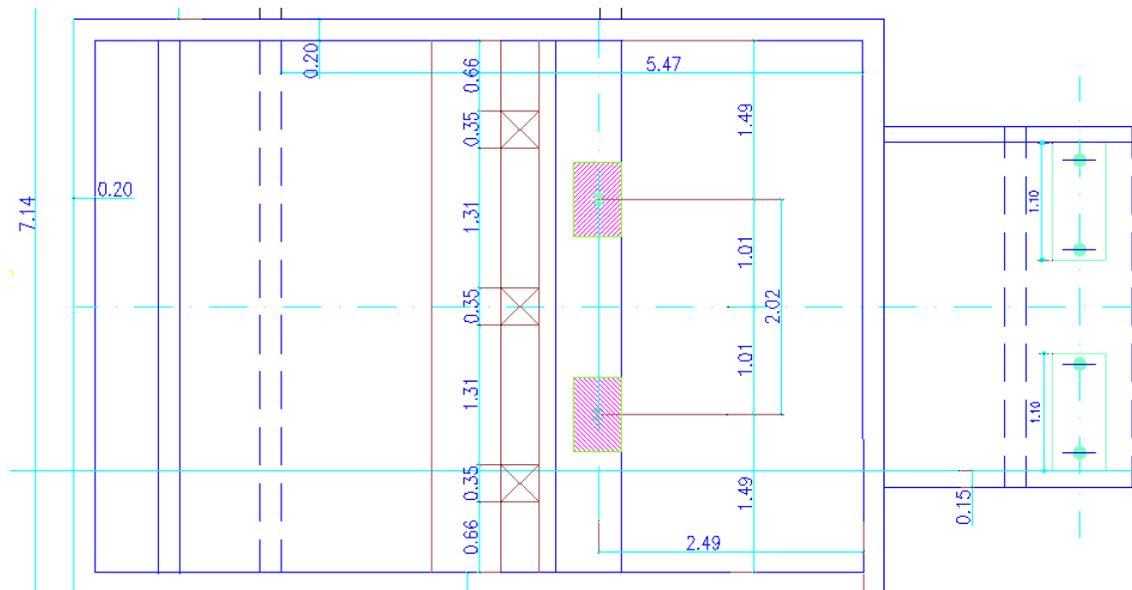
Del estudio de suelo:

- 1) Peso especifico del suelo natural, variable según profundidad, promedio 1,70 Tn/m3

Del plano enviado por el comitente:

- 2) Cargas puntuales sobre viga, de acuerdo a las condiciones de uso definidas por el fabricante de la plataforma volcadora. Se corresponden con dos apoyos del camión de descarga.

	COMPRESION	CORTE
	18.000 Kg.	9.000 Kg.
	30.000 Kg	8.000 Kg
	10.000 Kg	-



Cargas sobre viga apoyada en la tolva de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> - Plano enviado por el comitente.

## 2.4. Dimensiones preestablecidas de diseño:

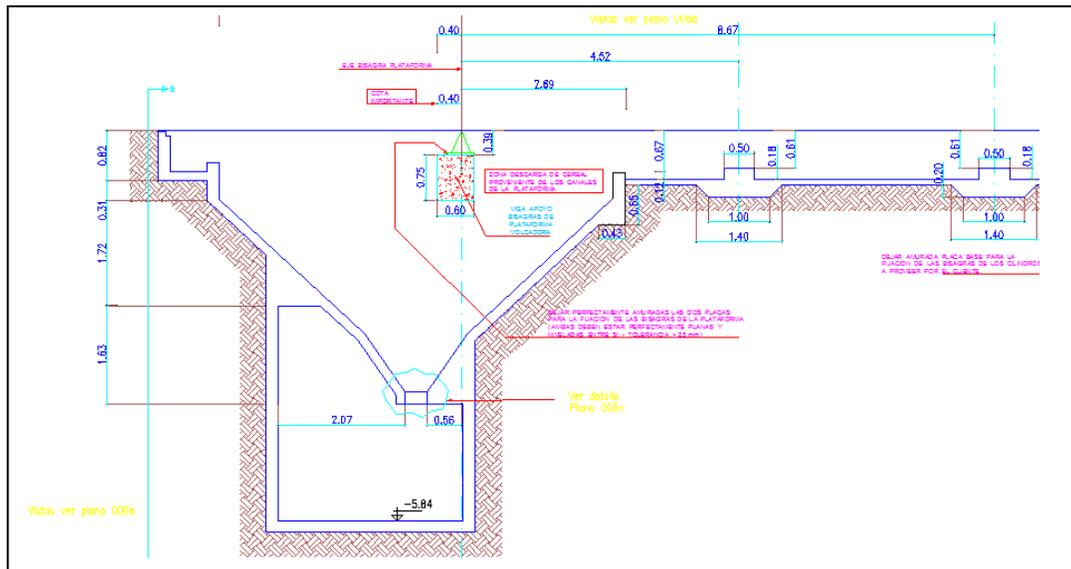
Se recibieron del comitente el diseño geométrico de las estructuras en forma de planos digitales. Los mismos fueron utilizados para el diseño, verificación y confección de los planos estructurales con el armado respectivo.

Este diseño constituyó un importante condicionante para el cálculo y verificación de las estructuras.

En algunos casos se debieron introducir modificaciones geométricas las cuales fueron consultadas al comitente, para asegurar la funcionalidad de las mismas.

En cada caso particular se ilustrara el diseño geométrico recibido y del cual se partió para el diseño estructural completo de los mismos.

Ejemplo:

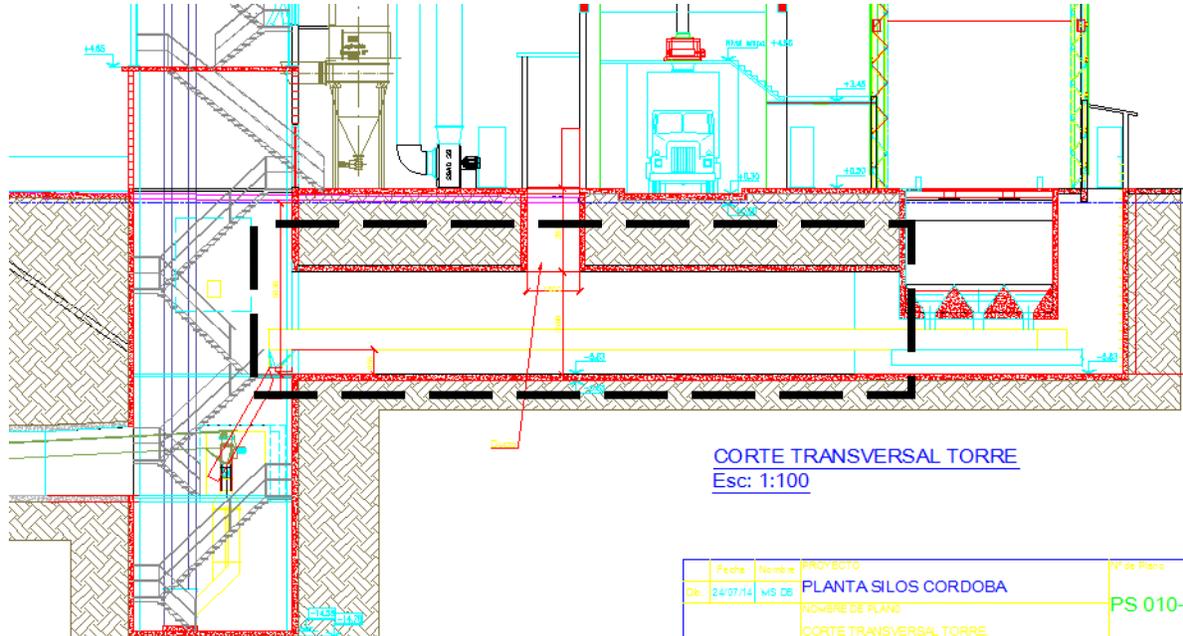


Diseño geométrico de la tolva y vinculación con el túnel a calcular.

## CAPITULO B – TUNEL de H°A°

## TUNEL de H°A°

El Túnel une la tolva de la plataforma volcadora con el pozo principal denominado pozo de Noria.



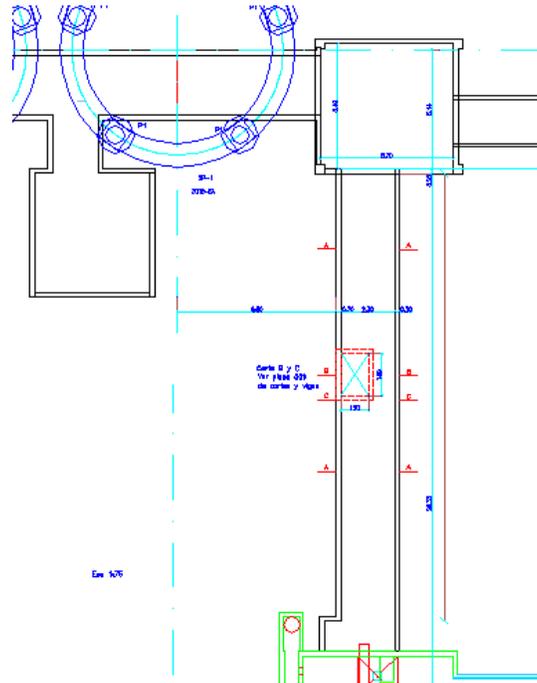
*Corte general de estructuras – Enviado por el comitente*

La descripción del cálculo constara de secciones:

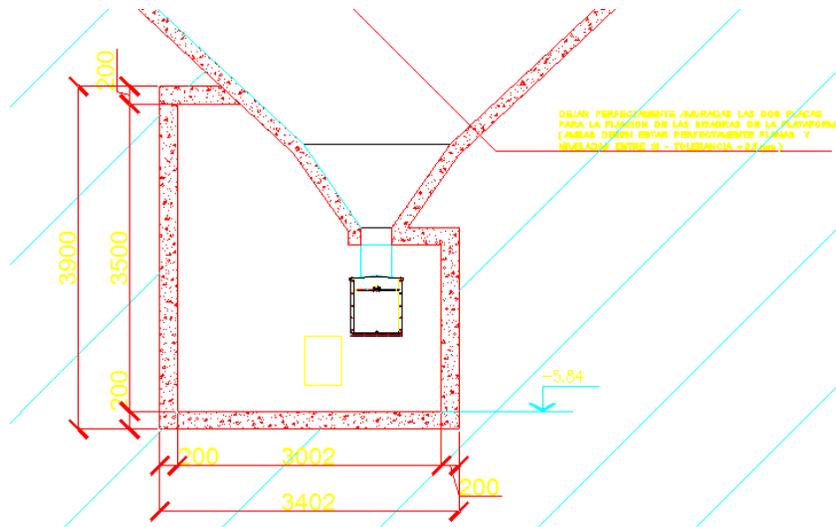
1. Diseño geométrico inicial
2. Análisis de carga
  - 2.1. Tramo típico
  - 2.2. Tramo ensanchado
  - 2.3. Tramo A
3. Análisis estructural
  - 3.1. Tramo típico
  - 3.2. Tramo ensanchado
  - 3.3. Tramo A
4. Diseño y verificación de armaduras
  - 4.1. Tramo típico
  - 4.2. Tramo ensanchado
  - 4.3. Tramo A
5. Diseño geométrico final. Elaboración de planos

Luego del cálculo de armadura en el paso 4 si la misma es excesivamente grande se puede modificar el espesor de la placa o si es muy chica, debido a la necesidad de colocar cuantía mínima se puede disminuir el espesor para su aprovechamiento, entonces se deberá volver al paso 3.

**1. Diseño geométrico inicial:**



*Planta del sector de túnel – Medidas enviadas por el comitente*

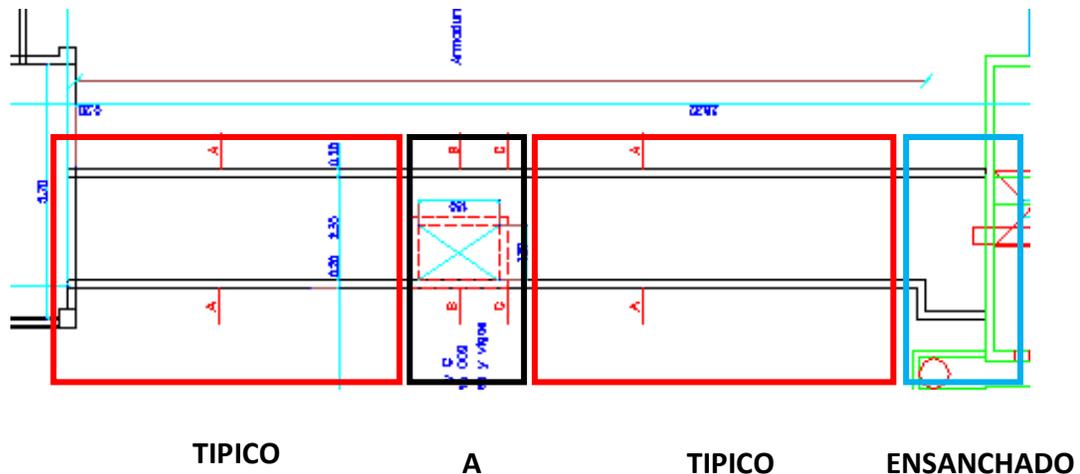


*Corte del Túnel bajo Tolva – Enviado por el comitente*

El túnel estará compuesto por una losa superior, losa inferior y dos tabiques laterales de 20cm de espesor. Tendrá como cota inferior, 5.84m con una tapada máxima de 2.14m. El ancho tendrá dos tramos, uno será de 2.7m y el otro de 3.4m próximo a la tolva. La altura será la típica de 3.9m. Estos datos fueron los provistos por el comitente y verificados por el estudio.

## 2. Análisis de cargas

El análisis se dividió en principio en tres tramos: el tramo típico, tramo A y el tramo ensanchado, como se indica a continuación:



### 2.1. Tramo Típico:

El análisis de carga se realiza sobre una sección típica, en donde se analizan diferentes naturalezas de cargas:

- Cargas de suelo
- Cargas de peso propio
- Sobrecargas

Los cálculos se llevaron adelante en una planilla de Excel, en donde se hizo un dibujo esquemático de las cargas actuantes en la estructura, una breve reseña de los datos más relevantes a considerar en el cálculo y tablas resúmenes

de las acciones finales calculadas y su suma en cada uno de los elemento estructurales que conforman el túnel.

A continuación se exhibe la planilla utilizada:

h1	2.14	Esesor de tabiques	0.2
h2	5.84	Peso especifico H°	2.5
γ	1.65	Ka	0.53
φ	18		

CARGAS SOBRE LOSA SUPERIOR		CARGAS SOBRE LOSA INFERIOR	
qsv1	3.53	qsv1	3.53
qpp	0.50	qpp2	1.44
qsobv	0.60	qsobv	0.6
Σ	4.63	Σ	5.58

CARGAS SOBRE TABIQUES LATERALES			
qsobh	0.32	qsobh	0.32
qsh1	1.86	qsh2	5.08
Σ	2.18	Σ	5.40

Referencias	
qsv	suelo vertical
qsh	suelo horizontal
qpp1	peso propio losa superior
qsobv	sobrecarga vertical
qsobh	sobrecarga horizontal
qpp1	Peso propio de tabiques laterales

Extracto de la planilla de cálculo efectuada – Análisis de carga, túnel, sección típica.

a) Cargas de suelo:

El volumen de suelo ejerce una acción que actúa en forma perpendicular a la superficie del túnel. La misma se puede dividir según la dirección en la que actúa en relación con la gravedad, empuje vertical y lateral.

Empuje vertical:

Es la presión resultado del peso del suelo, con dirección gravitatoria, por lo tanto es variable linealmente con la profundidad, debido a que el volumen de suelo

involucrado varia linealmente con la profundidad, siendo el peso específico casi constante según el estudio de suelo considerado, en el estrato involucrado.

La presión del empuje vertical actuara sobre la superficie de la losa superior del túnel, y tendrá un valor igual a:

$$q_{sv1} = \gamma \times h$$

Según la bibliografía geotécnica utilizada, siendo h la distancia entre la superficie y la superficie de la losa superior, y el peso específico del suelo según el estudio de suelo.

Empuje horizontal:

La presión ejercida por el empuje lateral del suelo sobre los tabiques laterales del túnel son el producto del acuñamiento del suelo, ya que se forman, según la teoría de Rankine, planos de falla debido a la falta de resistencia al corte, cargando la cuña de suelo sobre los tabiques.

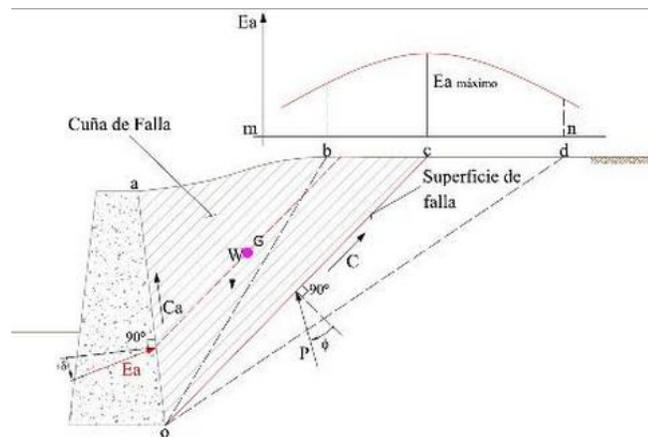


Imagen explicativa de la teoría de plano de falla

Se considerara que el empuje es activo, debido a que el desplazamiento que sufre la estructura es suficiente como para plastificar el suelo. Este criterio se encuentra tabulado y se indica a continuación:

Tabla 9.1 Valores típicos de  $\Delta L_a / H$  y  $\Delta L_p / H$  para el estado de Rankine.

Tipo de suelo	$\Delta L_a / H$	$\Delta L_p / H$
Arena suelta	0.001 – 0.002	0.01
Arena densa	0.0005 – 0.001	0.005
Arcilla blanda	0.02	0.04
Arcilla dura	0.01	0.02

Extracto Libro Braja Das – Fundamentos de ingeniería geotécnica

El empuje activo debido al peso del suelo se calcula como:

$$qsh = Ka \times \gamma \times h$$

Siendo según Rankine:

$$Ka = \tan(45 - \varphi/2)^2$$

No se considero la fricción entre el hormigón y el suelo, según la teoría de Coulomb, para estar del lado de la seguridad y debido a que el cambio es inferior al 10%.

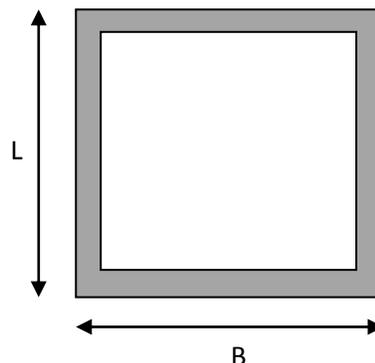
b) Carga de Peso Propio:

El peso de la losa superior de hormigón contribuye a la deformación tanto de la losa inferior como de la misma, en forma compatible con la deformación de producida por las otras acciones verticales. El cálculo se realiza como una carga por unidad de superficie y es igual a:

$$qpp1 = \gamma_{horm.} \times espesor$$

En la losa inferior, es decir de mayor profundidad, el peso propio de la misma no se considera debido a que la misma tiende a equilibrar las acciones verticales actuantes sobre la misma. Pero se considera el peso propio de los tabiques laterales actuando en la losa inferior. Esto se explicara en forma mas detallada en la sección de modelado.

$$qpp2 = \frac{\gamma_{horm.} \times espesor \times L \times 2}{B}$$



c) Sobrecarga:

La sobrecarga se considera actuando en toda la superficie por sobre el túnel. La misma se encuentra expresada como una carga superficial que llega directamente sobre la superficie de la losa superior con la misma magnitud.

La magnitud es la indicada en el capítulo de Antecedentes.

Además la sobrecarga en la superficie (cota cero) ejerce una presión adicional sobre el suelo que se transforma en una presión lateral. Al ser constante en toda la superficie se calcula como:

$$q_{sobh} = K_a \times q_{sobv}$$

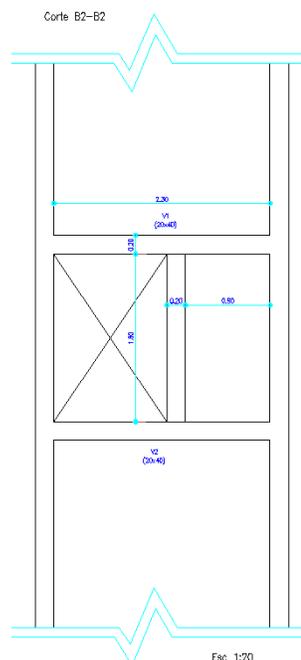
Siendo  $K_a$  el coeficiente de empuje activo de Rankine calculado en la sección a de empujes de suelo.

**2.2. Tramo Ensanchado:**

Corresponden las mismas cargas que el tramo típico.

**2.3. Tramo A:**

En este tramo existe una discontinuidad debido a un pozo de acceso al túnel. El pozo estará conformado por placas verticales de hormigón armado, las cuales proporcionan una carga adicional sobre la placa horizontal del túnel, para ello se adicionaran vigas de apoyo para las placas del pozo de acceso, además de darle apoyo a la placa horizontal que se corta.

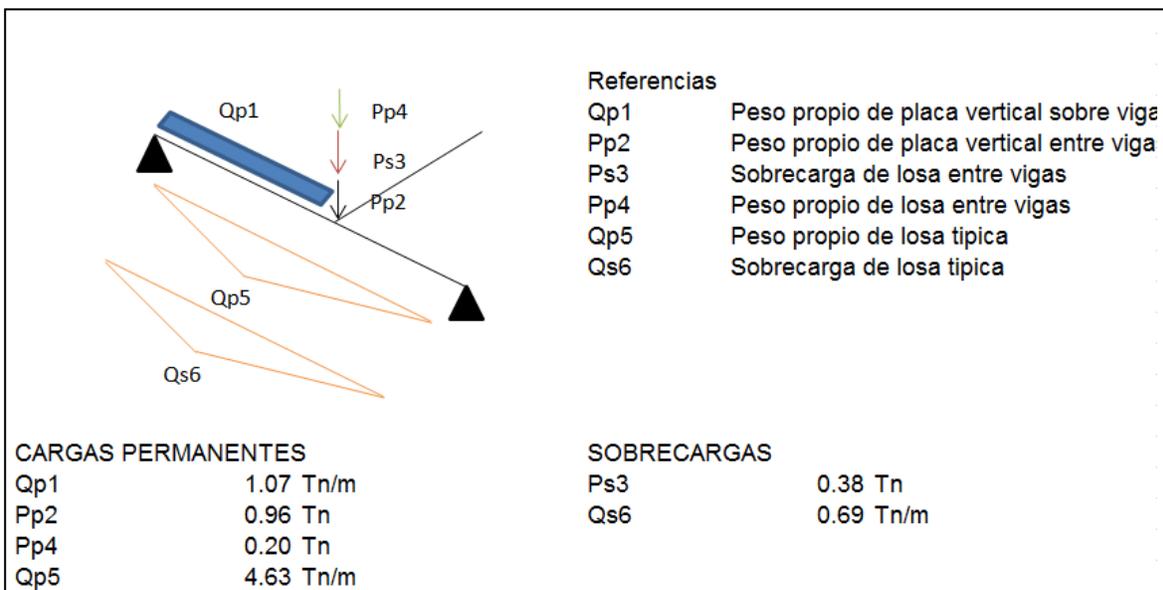


Vista en planta del Tramo A – Planos de obra

Se considero que las vigas estarán apoyadas sobre las placas laterales del túnel y recibirán las cargas de peso propio de tres placas que conforman el cerramiento del pozo, además recibirá la carga del suelo transmitida a través de la placa horizontal entre las vigas y un cierto aporte de la placa correspondiente al tramo típico. Tenemos entonces:

- 1) Peso propio de placas verticales
- 2) Peso propio y sobrecarga de losa entre vigas
- 3) Peso propio y sobrecarga de losa típica

A continuación se exhibe la planilla utilizada:



Extracto de la planilla de cálculo efectuada – Análisis de carga, viga sobre túnel

Procedemos a analizar cada caso:

- 1) Peso propio de placas verticales:

El peso propio de la placa apoyada longitudinalmente sobre la viga se calcula por metro lineal, en función de la altura y el espesor,

$$Qp1 = \gamma \times b \times e$$

La placa transversal vertical se la considera como una carga puntual aplicada casi a la mitad de la viga, repartiéndose el peso total 50% en cada viga,

$$Pp2 = \gamma \times e \times b \times \frac{l}{2}$$

2) Peso propio y sobrecarga de losa entre vigas:

Se considera por simplificación, a la carga del suelo parte del peso propio, por ser de la misma naturaleza permanente. La sobrecarga puntual corresponde a la tensión de sobrecarga sobre la superficie de influencia de la placa horizontal, en este caso se considero que la superficie de influencia es un cuarto de la placa entre vigas,

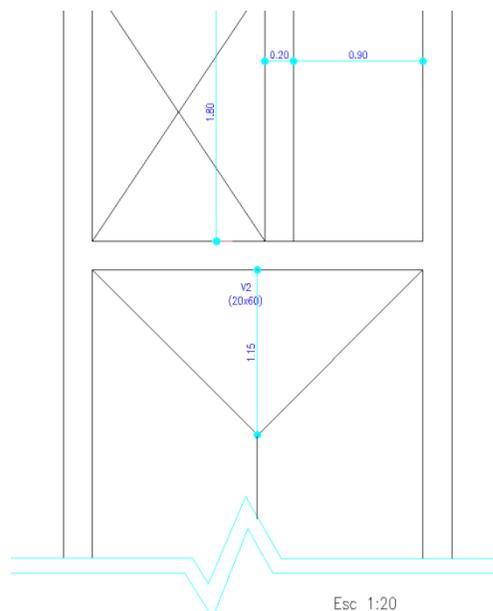
$$Ps3 = \frac{b \times l}{4} \times q_{sobv}$$

$$Pp4 = \frac{b \times l}{4} \times (\gamma \times e + q_{sv1})$$

La carga de suelo  $q_{sv1}$  y sobrecarga  $q_{sobv}$  se determina según se indico anteriormente, e espesor de la losa.

3) Peso propio y sobrecarga de losa típica:

Estas cargas se determinaron, por simplicidad, con el criterio de líneas de roturas, por lo tanto la carga será de distribución triangular, con líneas de pendiente a 45°, que se cortan a 1.15m de la viga.



*Líneas de rotura sobre losa típica- Planos de obra*

La carga pico será,

$$Qp5 = 1.15 \times (qsv1 + e * \gamma)$$

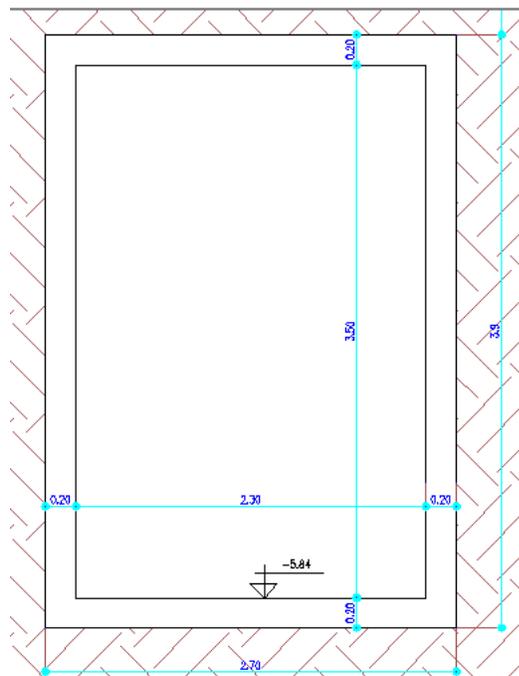
$$Qs6 = 1.15 \times qsobv$$

### 3. Análisis estructural (Modelado)

El análisis estructural consiste en la definición de un modelo representativo de la estructura real y la determinación de los esfuerzos internos a los que estará sometida la misma.

#### 3.1. Tramo TIPICO:

La sección rectangular típica de hormigón tiene las siguientes dimensiones y está conformada por 4 placas perimetrales:

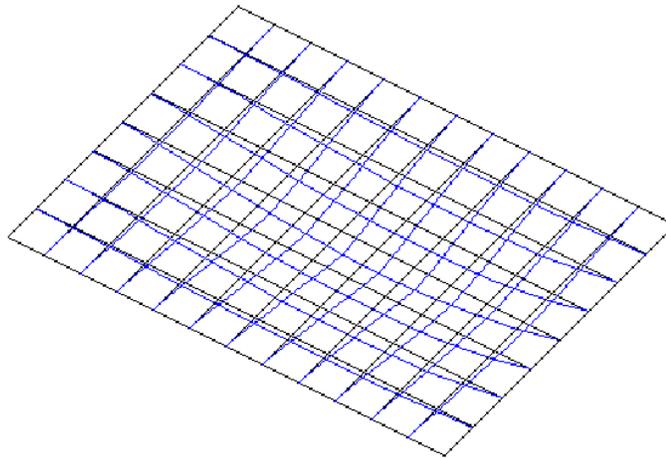


*Sección típica del Túnel*

De acuerdo a la geometría alargada del tramo, es adecuado hacer un análisis por fajas de 1m de ancho, ya que los extremos en una dirección, al estar suficientemente alejados entre sí, no tienen incidencia significativa sobre los esfuerzos internos de la estructura en la mayor parte del tramo central en la dirección de menor longitud. Se considera una relación mínima de lados igual a 2

como criterio de distribución de carga en una dirección, según el libro “Nilson Arthur - Diseño De Estructuras De Concreto”, para losas apoyadas en sus cuatro bordes. Esto se debe a que la rigidez que puede aportar una faja idealizada longitudinalmente a una faja transversal, solo es importante cuando la relación de lados se encuentra cerca de la unidad, donde por compatibilidad de desplazamientos, la faja longitudinal al tener una deformación similar, tomara una parte importante de las cargas y alivianara la transversal reduciendo de esta forma los esfuerzos generados en la dirección más corta, o lo que es lo mismo, la carga se distribuirá de manera más uniforme en ambas direcciones.

Esta conclusión se deduce en el libro, a partir de la teoría de la elasticidad aplicada a elementos de barra perpendiculares entre sí, conformadas por fajas idealizadas en la placa de hormigón armado:



Tenemos que la deformación “ $y$ ”, perpendicular al plano de la losa, de una viga es igual a:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{M}{EI}$$

En esta ecuación se puede ver que la deformación es proporcional al esfuerzo (momento flector) en el elemento e inversamente proporcional a la sección y el material. Por otro lado el momento flector es proporcional a la longitud del elemento y a la carga. Entonces al ser elementos de distinta longitud, para igual deformación (por formar parte de la misma placa), sección y material, la carga tomada deberá ser distinta. Esto se puede ver más claramente a continuación.

A partir de la integración doble y la introducción de las condiciones de borde, llegamos a la expresión de desplazamiento vertical para una viga simplemente apoyada:

$$\frac{5 \times qx \times lx^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times qy \times ly^4}{384 \times E \times I}$$

Despejando, para igual sección y material, tenemos que,

$$qx \times lx^4 = qy \times ly^4$$

Donde se puede observar que la distribución de carga se en una dirección respecto a la otra depende de la relación de longitudes elevada a la cuarta potencia, por lo que para una relación de longitudes de 2 la carga en la dirección más larga es aproximadamente un 6% respecto a la más corta, y como el momento es proporcional al cuadrado de la longitud, en la dirección más larga el momento será un 25% aproximadamente respecto a la más corta, coherente con lo que adoptan la mayoría de los reglamentos.

En este caso el tramo más corto posee una relación igual a:

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{7.5}{2.7} = 2.77$$

Como esta relación de longitudes es mucho mayor a 2, se considera que la estructura resistente será predominantemente en una dirección de las placas y por lo tanto su armado.

El análisis será en una dirección, considerando las 4 placas de ancho unitario en forma conjunta debido a la continuidad de las mismas, es decir debido a la capacidad de los nudos de transmitir momento o en otras palabras, la similitud de rigidez flexional entre placas, en donde la rigidez está dada por el momento de inercia  $I$  y el modulo de elasticidad (característica del material).

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad E = 200000 \text{ MPa}$$

Donde  $h$  es el espesor de la placa y  $b$  el ancho de faja.

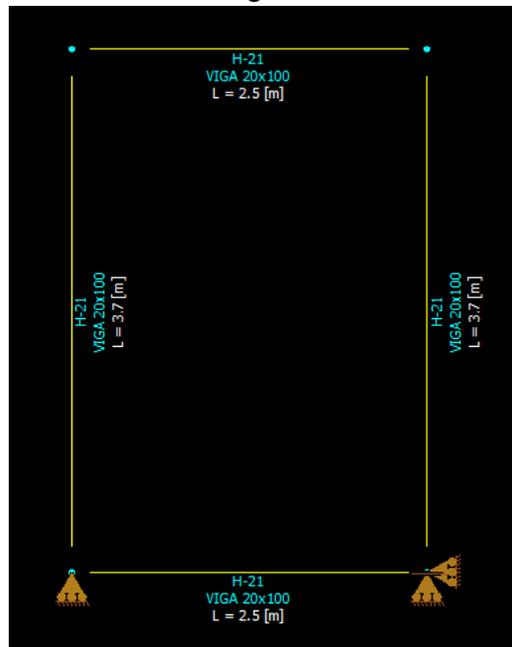
Entonces se define el modelo simplificado a resolver. Debido a la hiperestaticidad interna se procede su resolución a través del programa de análisis estructural RAM Advanse.

El modelo consiste en elementos de barra, que conforman un anillo de hormigón armado, de un metro de ancho. Los vínculos externos de dicho anillo definirán una estructura externamente isostática, debido a que la losa inferior se encarga de equilibrar todas las acciones externas. Por lo tanto no hay una interacción restrictiva remanente con el entorno, es decir que la real interacción del anillo con el suelo se manifiesta simplificada en forma de una carga

distribuida en la barra inferior, siendo las condiciones de vínculos isostáticos una formalidad matemática (sistema de ecuaciones determinado), para el correcto funcionamiento del programa, que no altera los esfuerzos internos buscados (momento flector, corte).

En el modelo computacional realizado se procedió a introducir todos los valores y requeridos, que caracterizan el comportamiento del modelo frente a las acciones. El procedimiento consistió en:

1. Introducción de los nudos que conformaran los extremos de las barras, esto se realizo a través de las coordenadas según ejes X, Y.
2. Unión de los nudos con elementos de barras, se unen conformando una estructura cerrada en forma de anillo.
3. Introducción de restricciones en los nudos, estableciendo una estructura isostática, a partir de un apoyo móvil en la dirección Y y un apoyo fijo en XYZ.
4. Se define la sección típica a utilizar en las barras, cuya sección será elemento de viga, de 0.2m de espesor, 1m de ancho y recubrimiento mecánico de 0.05m.
5. Se define el material correspondiente a Hormigón armado, con valores típicos de modulo de elasticidad, tensión rotura del hormigón, tensión de fluencia del acero longitudinal y transversal y coeficiente de Poisson.
6. Luego se debe asignar la sección y el material a las barras.
7. Hasta aquí se define el modelo de la estructura en análisis y se realiza una inspección visual integral:



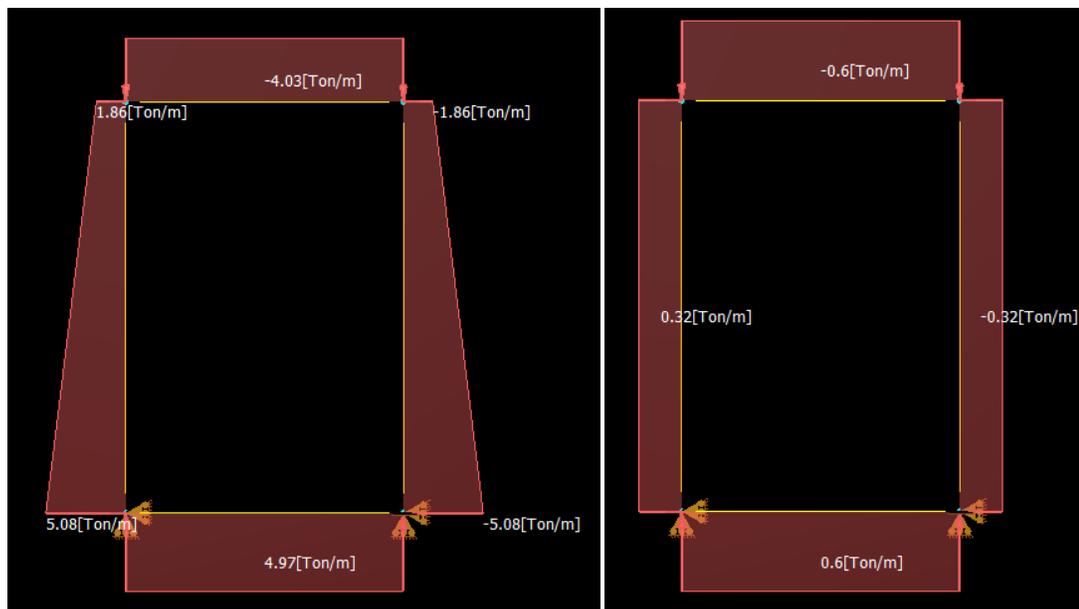
8. Se definen las hipótesis o estados de cargas, como ser, cargas permanentes y sobrecarga útil. Lugo se definen las combinaciones de carga. Tanto los estados como las combinaciones de carga se definen según el reglamento CIRSOC 101(capitulo 2) y 201-05 (9.2), respectivamente.

Se consideró dos combinaciones:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L

9. Introducción de las cargas analizadas en el punto anterior de análisis de carga, según el estado de carga que corresponda, en cada una de las barras. Se corresponden con cargas distribuidas variables para las placas laterales y uniforme para la placa horizontal superior.

10. Inspección cuantitativa y cualitativa de los diagramas de estados de carga:

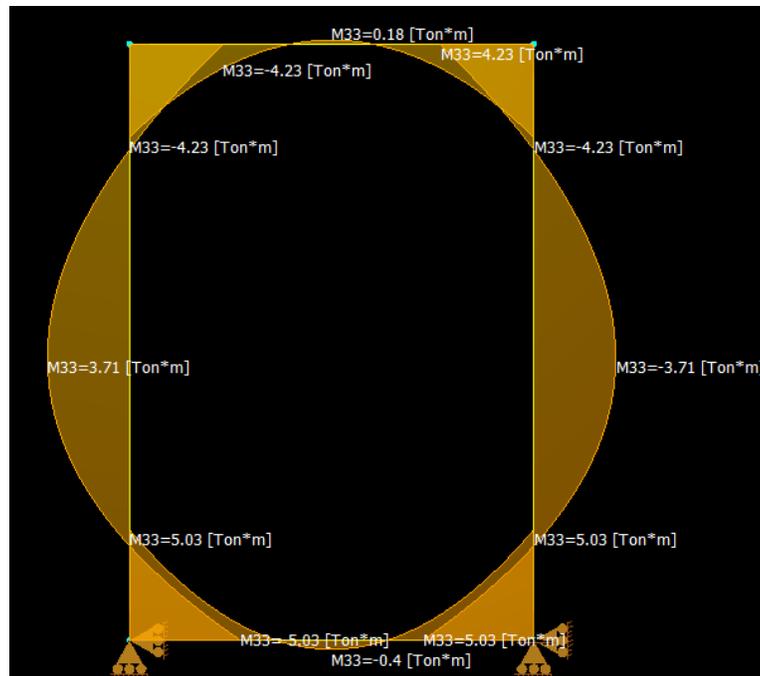


*Cargas permanentes - D*

*Sobrecargas - L*

11. Una vez ingresada todas las variables y condiciones de contorno, se corrió el programa para la obtención y análisis de los resultados. Los resultados requeridos del modelo, son los diagramas y valores de Momento flector y Corte para la combinación de cargas más desfavorable en cada caso.

12. Inspección visual cualitativa de los diagrama de esfuerzos.



*Diagrama de momento flector resultante, combinación 1*

En la imagen se puede observar que los diagramas son consistentes con la estructura y tipo de carga. La continuidad entre las barras provoca cierto grado de empotramiento en los extremos de las barras, y la disposición distribuida de las cargas provoca un diagrama curvo de momento. Además los valores de momento en las esquinas son iguales en ambas barras concurrentes, evidencia de la interacción única entre ambas barras.

Por último se hace puede hacer en este caso un control cuantitativo de la carga superior con carga distribuida constante, la suma del momento flector en el borde de una barra con el momento flector central, debe ser igual al momento flector de una barra simplemente apoyada isostática de carga distribuida de valor fácilmente calculable:

$$Mf = \frac{q \times l^2}{8}$$

Este último control resultó satisfactorio.

13. Por último se extraen todos los resultados según las distintas combinaciones a través de una tabla resumen.

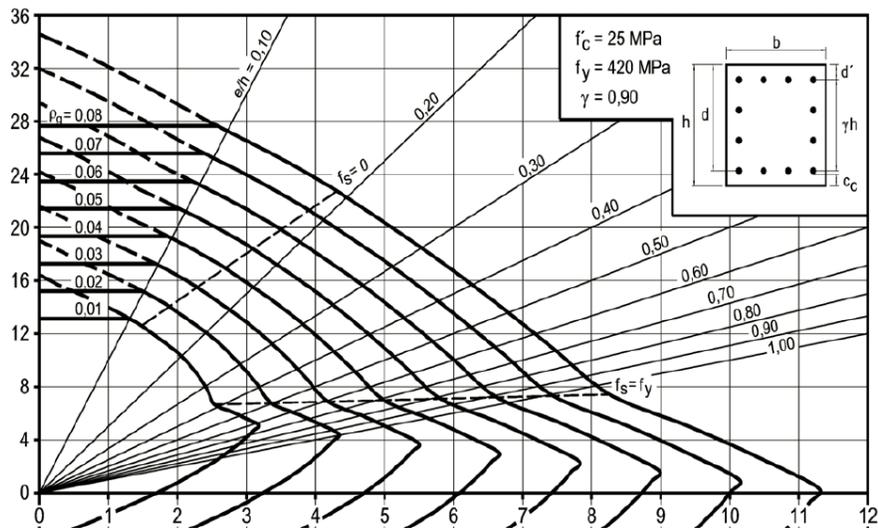
Tabla Resumen						
Placa	M tramo [Tn]		M extremo [Tnm/m]		Q [Tn/m]	
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 1	Comb. 2
H - Sup.	0.18	0.36	-4.23	-4.17	7.05	7.25
Lateral	<b>3.71</b>	3.5	<b>-5.03</b>	-4.87	<b>10.6</b>	10.03
H - Inf.	0.4	<b>0.54</b>	<b>-5.03</b>	-4.87	8.7	8.66
Comb. 1 = 1.4D						
Comb. 2 = 1.2D + 1.6L						

Planilla de Excel - Extracto tabla resumen

Con los valores resaltados se calculan las armaduras según corresponda, permitiendo resistir en forma adecuada los esfuerzos máximos. Se consideró para cada elemento el mayor valor entre las dos combinaciones.

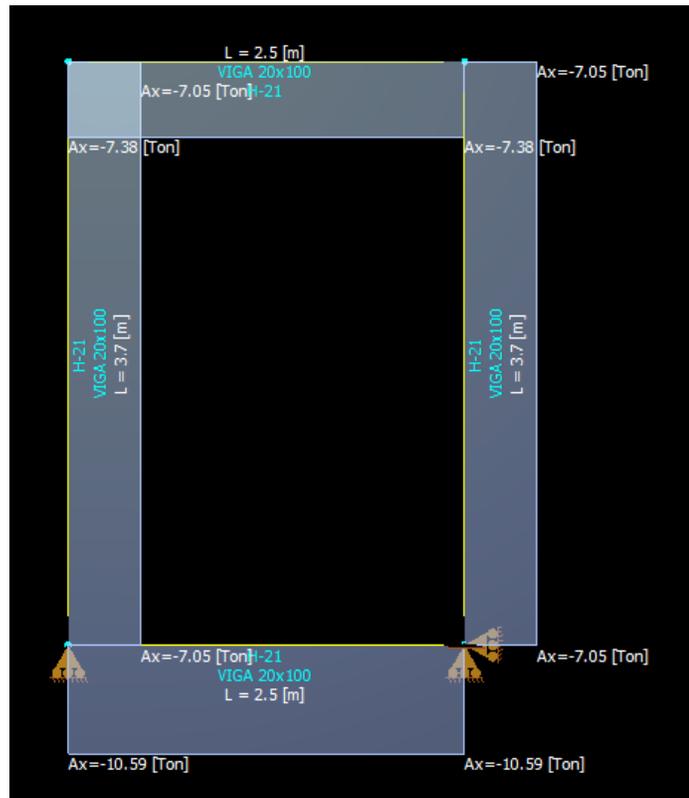
Tanto la placa superior como la inferior tendrán el mismo armado por una cuestión constructiva y dado que la variación no es significativamente económica. Se tomaron para la verificación las condiciones más desfavorables.

En los resultados no se considera la compresión debido a que la relación  $e/h$  (siendo  $e$  la excentricidad de las acciones) es mayor a 0.5. Según un análisis del diagrama de interacción la compresión constituye una seguridad adicional.



Extracto diagrama de interacción – Ejemplos reglamento CIRSOC 201

A modo de contraste se realizara la verificación a flexocompresión en la sección correspondiente, siendo el diagrama de compresión el siguiente:



### 3.2. Tramo ensanchado:

El análisis es el mismo que en el tramo típico, pero le corresponderán otros esfuerzos, ya que cambia la longitud de las placas horizontales.

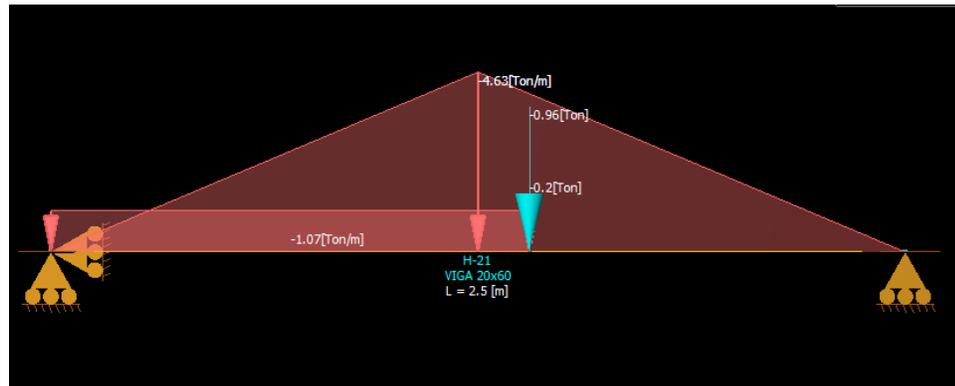
### 3.3. Tramo A:

En este tramo se analizaran las dos vigas que se apoyan en las placas laterales del túnel. Las vigas se modelan como un elemento de barra simplemente apoyado en ambos extremos, es decir, con restricción a los desplazamientos.

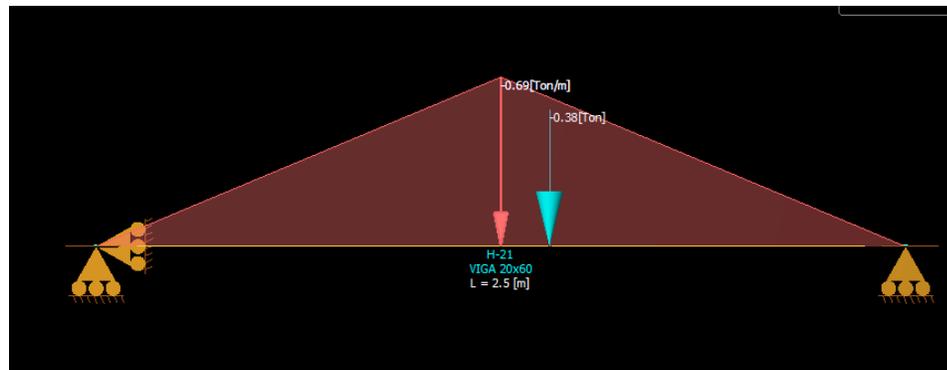
El proceso de carga en el programa RAM advance es idéntico al descrito en el tramo Típico. Las cargas utilizadas son las provenientes del análisis de carga y las combinaciones son las mismas utilizadas anteriormente.

Si bien es una estructura isostática, el uso del programa está justificado por la complejidad de las cargas actuantes.

El modelo será:

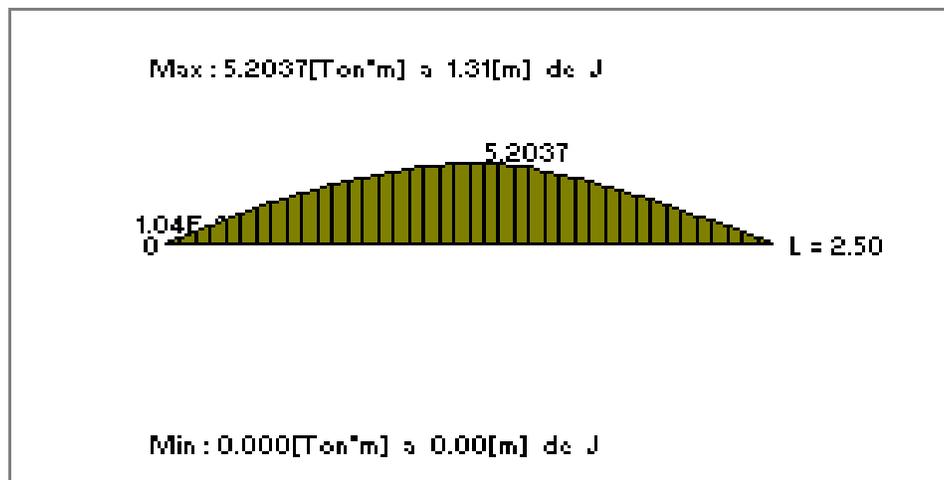


*Carga Permanente – Ram advance*

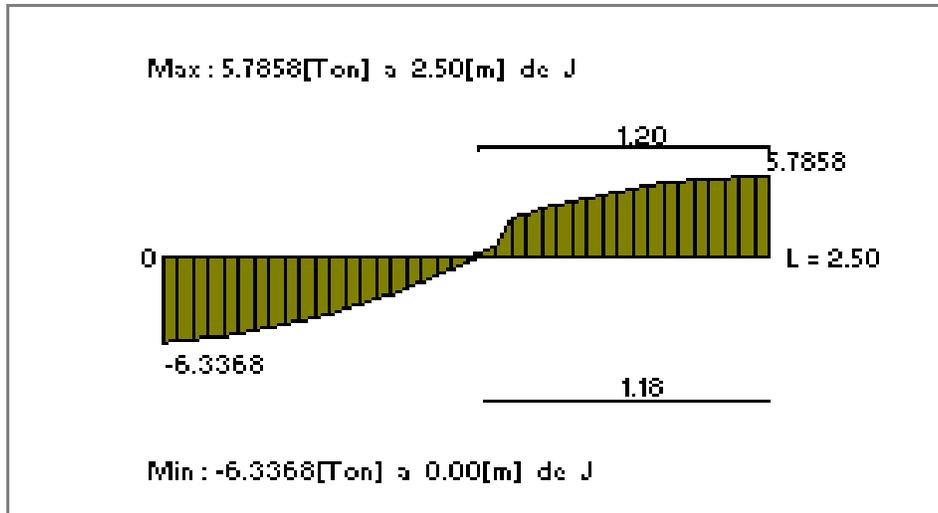


*Sobrecarga – Extracto Ram advance*

El resultado de esfuerzos es:



*Envolvente de Momento flector – Salida de RAM advance*



*Envolvente de Corte – Salida de RAM advance*

Las imágenes indicadas corresponden a la envolvente de los esfuerzos de las dos combinaciones de carga, es decir, es el esfuerzo último máximo en cada sección. En este caso se considera el corte a una distancia igual a la altura de la viga para tener en cuenta el decalaje del diagrama de momento flector.

Se resumen dichos resultados en la siguiente tabla de Excel:

Tabla Resumen		
Viga	Mu [Tnm]	Qu [Tn]
V1	5.2	5.4
V2	5.2	5.4
Comb. 1 = 1.4D		
Comb. 2 = 1.2D + 1.6L		

A partir de los esfuerzos indicados en la tabla resumen se diseñaron y verificaron las vigas V1 y V2.

## 4. Diseño y verificación de armaduras

### 4.1. Tramo Típico:

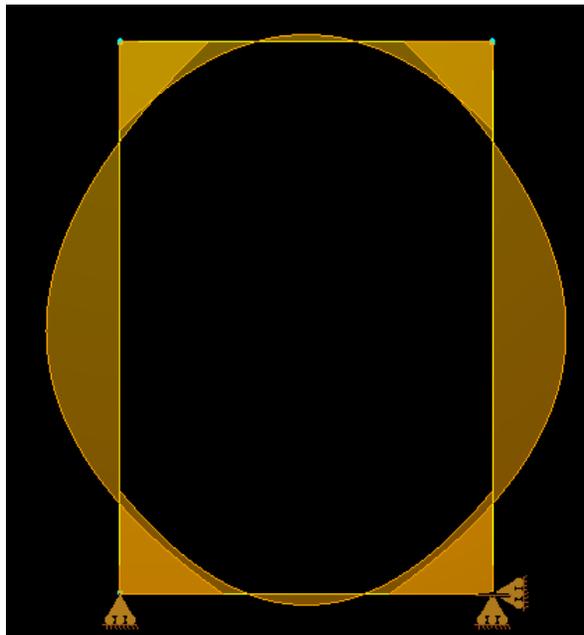
El diseño de la armadura comienza a partir del diagrama de esfuerzos. Luego se completa el diseño con armaduras mínimas y constructivas. En general las placas no requieren armadura de corte, lo que deberá ser verificado para cada caso.

Armadura por flexión:

La armadura longitudinal es dispuesta para soportar las tracciones debidas al momento flector. Es necesario tener en consideración las convenciones adoptadas en el programa, en este caso la curva del grafico de flexión se corresponde con la cara comprimida.

En este caso, la forma del diagrama de momento flector se repite en cada una de las placas, resultando armada de la siguiente manera:

- Extremo de cada placa, armadura traccionada sobre cara exterior (superficie en contacto con el suelo).
- Tramo medio de cada placa, armadura traccionada sobre cara interior (superficie interna del túnel).



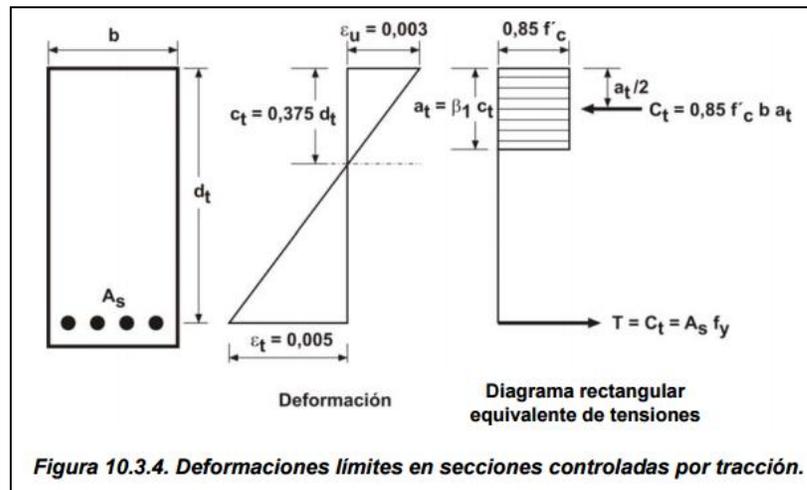
*Diagrama de momento flector – Extracto salida de RAM advance*

Las placas han sido idealizadas como vigas de 1m de ancho debido a su funcionamiento uniforme y unidireccional.

Por tener igual momento máximo en la sección extrema, tanto la placa lateral como la vertical, tendrán la misma armadura, entonces para las secciones extremas de todas las placas, por simplificación se tomara el mayor esfuerzo. En el caso de los tramos las placas laterales serán armadas a partir de un momento flector y las horizontales de otro.

La cuantía de acero se determinara a partir de las ecuaciones de equilibrio interno resultante entre las tensiones en el hormigón y el acero traccionado en

cada una de las secciones en consideración, cumpliendo las deformaciones limites recomendadas en el reglamento CIRSOC 201-05. Como cuantía de acero se entiende como el cociente entre el área de acero y el área de bruta de la sección de hormigón en análisis. La misma permitirá conocer el área de acero necesario a ser satisfecho a través de barras de acero circular de diámetros disponibles en el mercado (4.2mm, 6mm, 8mm, 10mm, 12mm, 16mm, 20mm, 25mm).



*Fuerzas de equilibrio interno, sección de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> - Extracto CIRSOC 201-05*

Las expresiones utilizadas para el cálculo de las barras de acero necesarias son:

Del equilibrio en el hormigón,

$$Mu = Kr \times b \times d^2 \times f'c$$

$$Kr = 0.85 \times \varphi \times \beta_1 \times Kc \times Kz$$

$$Kz = 1 - \frac{\beta_1 Kc}{2}$$

$$Kc = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s}$$

Siendo la deformación límite del hormigón igual a 0.003 y la deformación límite del acero como mínimo 0.005.

Del equilibrio en el acero,

$$Mu = \varphi \times As \times fy \times Kz \times d$$

Tenemos entonces un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas,  $\varepsilon_s$  y  $As$ . Siendo  $As$  el área de acero buscado.

Este se resolvió a través de algoritmos de iteración convergentes, considerando los momentos flectores de la tabla resumen, en una planilla de Excel como se exhibe a continuación:

- Para las secciones extremas de todas las placas,

FLEXION SIMPLE			
Mu (tnm)	5.03	As [cm <sup>2</sup> ]	10.05
φ	0.9	fy [Mpa]	420
		Kz	0.925
b (cm)	100	d [cm]	15
d (cm)	15	φ	0.9
f'c (Mpa)	21	Md [tnm]	5.3
Kr	0.106		
Kc	0.177		
Kz	0.925		
fy (Mpa)	420		
As (cm <sup>2</sup> )	9.6		

Armadura minima

Planilla de cálculo – extracto archivo de Excel

El recubrimiento considerado fue de 5cm a efectos de otorgarle una buena protección y durabilidad a la armadura cercana al suelo húmedo. Luego se obtuvo como resultado un área mínimo requerido de  $A_s = 9.6\text{cm}^2$  lo que se debe satisfacer con las barras de diámetro comercial distribuidas en forma que facilite su construcción, estos requerimientos son satisfechos por una armadura dada por  $1\Phi 16\text{ c}/20$  lo que equivale a un área dispuesto de  $A_s = 10.05\text{cm}^2$ .

Es necesario verificar la capacidad para tomar carga de la barra traccionada. Para ello es necesario verificar que la longitud de anclaje disponible de estas barras de extremo (15cm) sea mayor a la requerida. Se considera el anclaje por adherencia con el aporte de ganchos de anclajes. El cálculo se lleva a cabo según las recomendaciones CIRSOC 201-05 punto (12.5.2):

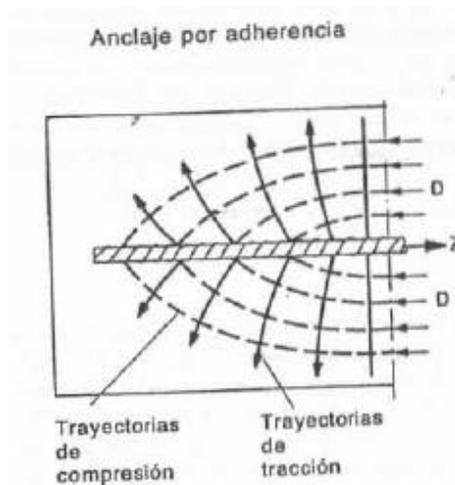
**12.5.2. La longitud de anclaje  $\ell_{an}$** , para las barras o alambres conformados se debe determinar con la siguiente expresión:

$$\ell_{an} = (0,24 \psi_e \lambda f_y / \sqrt{f'_c}) d_b$$

Esta longitud puede ser afectada por factores según tabla 12.5.3:

$$l_d = 0.7 \times \frac{A_{req}}{A_{disp}} \times l_{dh} = 24cm > 15cm \quad \underline{\text{No Verifica}}$$

Como esta condición no verifica implica que el anclaje no puede ser asegurado. Como alternativa de solución se pudo haber planteado la opción de disminuir el diámetro de las barras utilizadas lo que hubiese llevado a barras de diámetro 10mm con separaciones de 7cm, pero por homogeneidad de armado y para evitar grandes concentraciones de armadura se tomo la opción de aumentar la armadura dispuesta para de esta forma disminuir la fuerza de tracción que tiende a producir la falla del anclaje. Este concepto fue adquirido del libro de Hormigón armado, First Leonhardt.

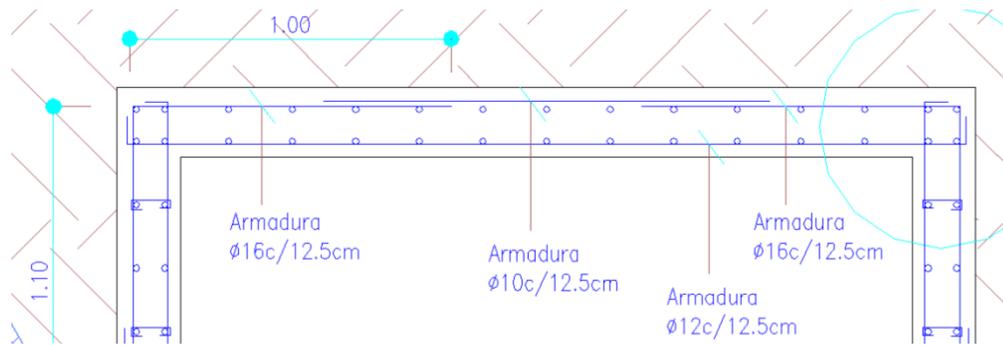


*Concepto de anclaje - Estructuras de hormigón armado, Tomo III Leonhardt*

Luego se propone una cuantía mayor dada por una sección de acero  $A_s=16.08$ , manteniendo barras de 16mm equivalentes a  $1\Phi 16$  c/12.5. Luego la relación  $\frac{A_{req}}{A_{disp}} = 0.6$ . Siendo:

$$l_d = 0.7 \times \frac{A_{req}}{A_{disp}} \times l_{dh} = 14cm > 15cm \quad \underline{\text{Verifica}}$$

En definitiva el condicionante de la armadura extrema exterior queda definida en función de las necesidades e anclaje. La armadura será en cada extremo de  $1\Phi 16$  c/12.5.



La longitud de esta armadura será desde el extremo de cada placa hasta el punto en que la sollicitación de flexión es cero, es decir que ya no es requerida, más el decalaje del diagrama de momento flector, debido al desfasaje de sección traccionada que producen las bielas comprimidas a  $45^\circ$  que se forman en la placa flexionada, según la bibliografía de hormigón armado de First Leonhardt:

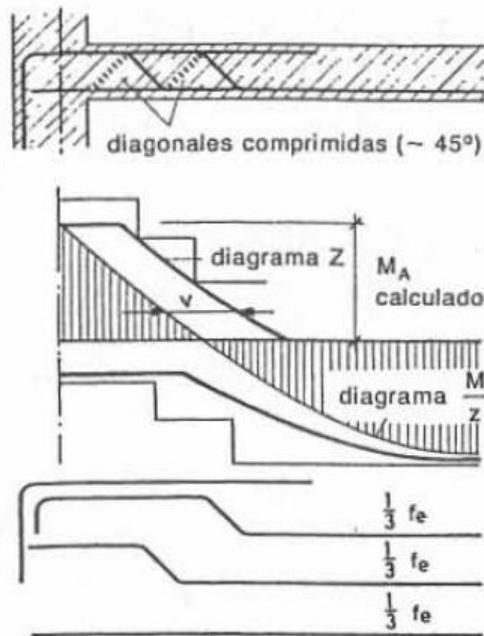


Fig. 8.5. Absorción de momentos de empujamiento reducidos mediante barras levantadas de la armadura del tramo.

En este caso se adiciona entre la armadura exterior extrema traccionada, es decir, en el tramo exterior  $1\Phi 10$  c/20 para darle continuidad a dicha armadura traccionada. Por lo tanto la longitud de la armadura extrema será hasta el punto en que los esfuerzos de flexión sean resistidos solo con la barra  $\Phi 10$ , mas la longitud de empalme.

La longitud a la que el momento es cubierto por la barra de diámetro 10mm se obtiene del diagrama obtenido en la salida del programa RAM advance.

La longitud de empalme se obtiene del reglamento CIRSOC 201-05 punto (12.15) correspondiente a empalmes en yuxtaposición.

**12.15.1. La longitud mínima de los empalmes en tracción por yuxtaposición, debe ser la requerida para empalmes Clases A ó B, pero como mínimo 300 mm:**

- Empalme **Clase A** **1,0  $\ell_d$**
- Empalme **Clase B** **1,3  $\ell_d$**

Siendo  $\ell_d$  para barras de diámetro menor o igual a 16mm,

$$\ell_d = \left( \frac{12 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

Siendo  $\psi_t=1$ (espesor de losa <30cm),  $\psi_e=1$  (armadura sin revestir),  $\lambda=1$  (H° de densidad normal),  $f'_c=21$  MPa y  $f_y=420$  MPa,  $d_b$ = diámetro de la barra de menor diámetro a empalmar..

Calculando, la longitud de empalme mas la longitud de cobertura del momento será,  $L=1$ m para el caso de placas horizontales y  $L=1.1$ m para el caso de placas laterales. Estas medidas son desde la curva de doblado.

Como complemento se realiza la verificación de la misma sección bajo flexo-compresión, según reglamento CIRSOC 201-05:

## 2.- DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal =	b =	1.00	m
Altura total de la sección transversal =	h =	0.20	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida =	d' =	0.03	m
Recubrimiento efectivo a eje de barra =	d'_s =	0.05	m
Ancho del hueco =	b_h =	0.00	m
Altura del hueco =	h_h =	0.00	m

## 3.- RELACIÓN DE ARMADURAS Y SOLICITACIONES

Relación de armaduras [ 0 a 1 ] =	A'_s / A_s =	1.00	
Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	P_u =	100.00	kN
Momento mayorado =	M_u =	50.00	kN·m

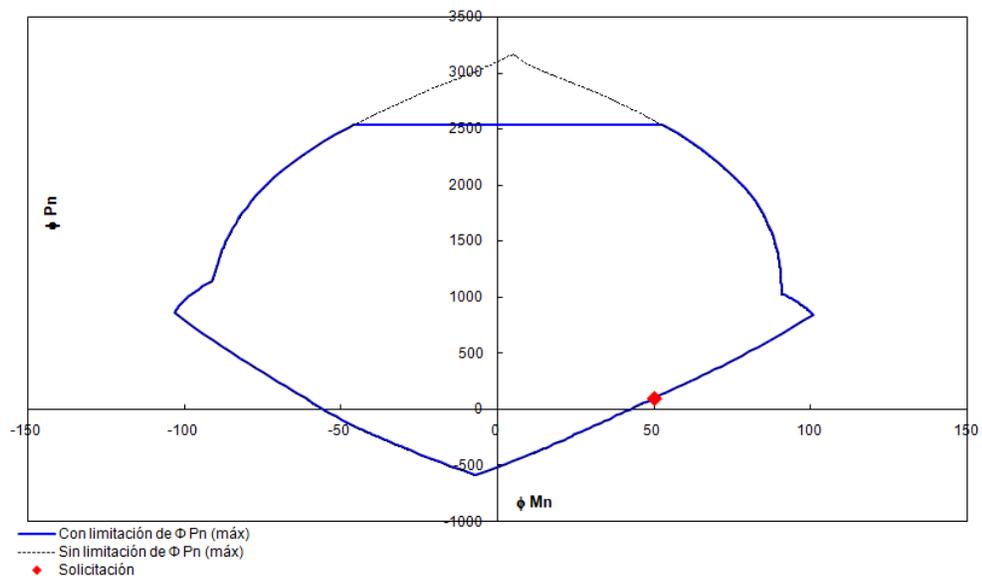
## 4.- RESULTADOS

### 4.1.- ARMADURAS NECESARIAS

Área de la armadura longitudinal comprimida =	A'_s =	7.764	cm <sup>2</sup>
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	A_s =	7.764	cm <sup>2</sup>
Area total de la armadura longitudinal no tesa = A_s + A'_s =	A_st =	15.53	cm <sup>2</sup>

Cuantía geométrica total =	ρ =	0.008	
----------------------------	-----	-------	--

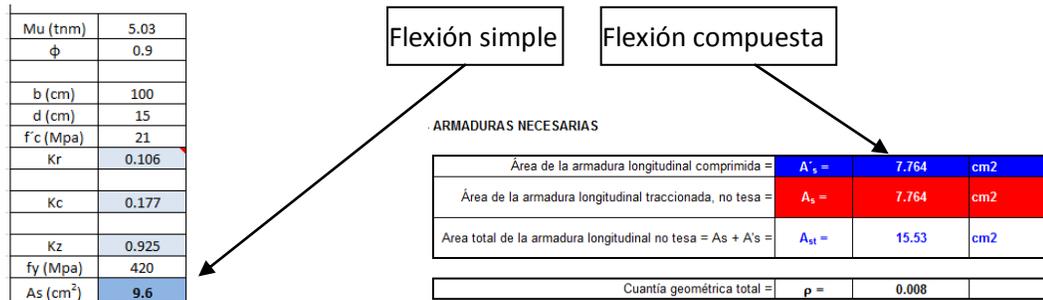
*Resultado de planilla de Excel para secciones a flexión compuesta*



*Diagrama de interacción a flexo-compresión*

De esta forma se puede confirmar la hipótesis planteada anteriormente de que al ser pequeña la compresión respecto al momento flector, los requerimientos de armadura son menores que a flexión pura. Por lo tanto los primeros cálculos realizados se encuentran del lado de la seguridad.  $7.76\text{cm}^2 < 9.6\text{cm}^2$ .

Imágenes comparativas:



- Para las secciones del tramo en las placas laterales,

FLEXION SIMPLE	
Mu (tnm)	3.71
$\phi$	0.9
b (cm)	100
d (cm)	17
f'c (Mpa)	21
Kr	0.061
Kc	0.098
Kz	0.958
fy (Mpa)	420
As (cm <sup>2</sup> )	6.0

As [cm <sup>2</sup> ]	10.05
fy [Mpa]	420
Kz	0.958
d [cm]	17
$\phi$	0.9
Md [tnm]	6.2

Armadura mínima

Planilla de cálculo – extracto archivo de Excel

Se adopto un recubrimiento de 3cm. La armadura mínima es la indicada en la imagen y la dispuesta responde a la facilidad constructiva y mayor seguridad. Se adopto 1 $\Phi$ 16 c/20.

Estas barras deben estar correctamente ancladas. Se debió verificar el punto (12.11) para armadura de momento positivo. La verificación se corresponde con la siguiente expresión:

$$l_d < \frac{Mn}{Vu} + l_a$$

Para el armado actual no verifica esta condición, por lo tanto se dispone de una nueva armadura que trabaje con menor tensión y por lo tanto con menor requerimiento de  $l_d$ . Se dispone 1Φ12 c/12.5.

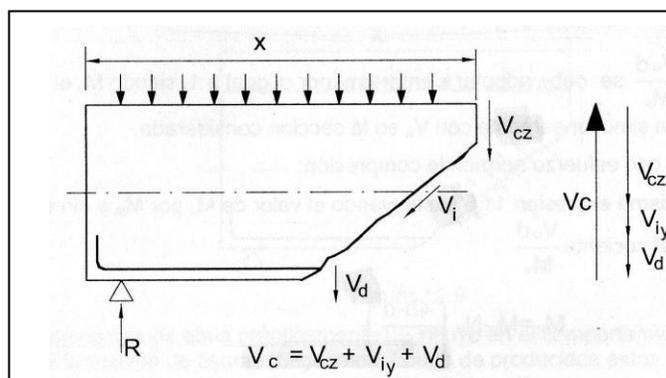
La armadura transversal se dispone según reglamento CIRSOC 201-82 punto (20.1.6.3), 20% mínimo de la armadura principal, esto es satisfecho con 1Φ10 c/15.

Armadura por Corte:

Las losas en general no requieren de armadura por corte, esto se debe a que el ancho de la sección  $b$  en relación al alto  $d$ , es significativamente grande, esto significa que la falla predominante será la flexión, ya que la misma depende principalmente del brazo de palanca proporcional a  $d$ .

Luego se procede a verificar a corte la sección de hormigón. Las secciones de hormigón son iguales para todas las placas, por lo que es suficiente verificar solo la sección más solicitada, la misma esta resaltada en la tabla resumen.

El mecanismo resistente a la rotura por corte es el siguiente:



*Mecanismo resistente al corte del Hormigón – Hormigón armado y pretensado, Carlos Larsson.*

Donde  $V_c$  se puede cuantificar a partir de las recomendaciones del reglamento CIRSOC 201-05 punto (11.3.1.1)

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d \quad \text{Para Flexión simple}$$

$$V_c = 11.4 Tn > V = 10.6 Tn \quad \text{Verifica}$$

Por lo tanto el espesor de la sección de hormigón es suficiente y capaz de soportar las tensiones de corte.

A los fines de verificar solamente (no incluye diseño de armadura) el decalaje del diagrama de corte no se considero. Este decalaje supone la formación de una biela de compresión a 45° desde el apoyo extremo, esta biela solo trabaja a compresión, por lo que en la distancia cubierta por la biela no hay probabilidad de falla por corte y siendo el diagrama de corte triangular, el corte solicitante será sensiblemente menor conformando una seguridad adicional.

#### Otras verificaciones estructurales

Según el capítulo 4 de detalles de armado, se deben verificar las siguientes dimensiones.

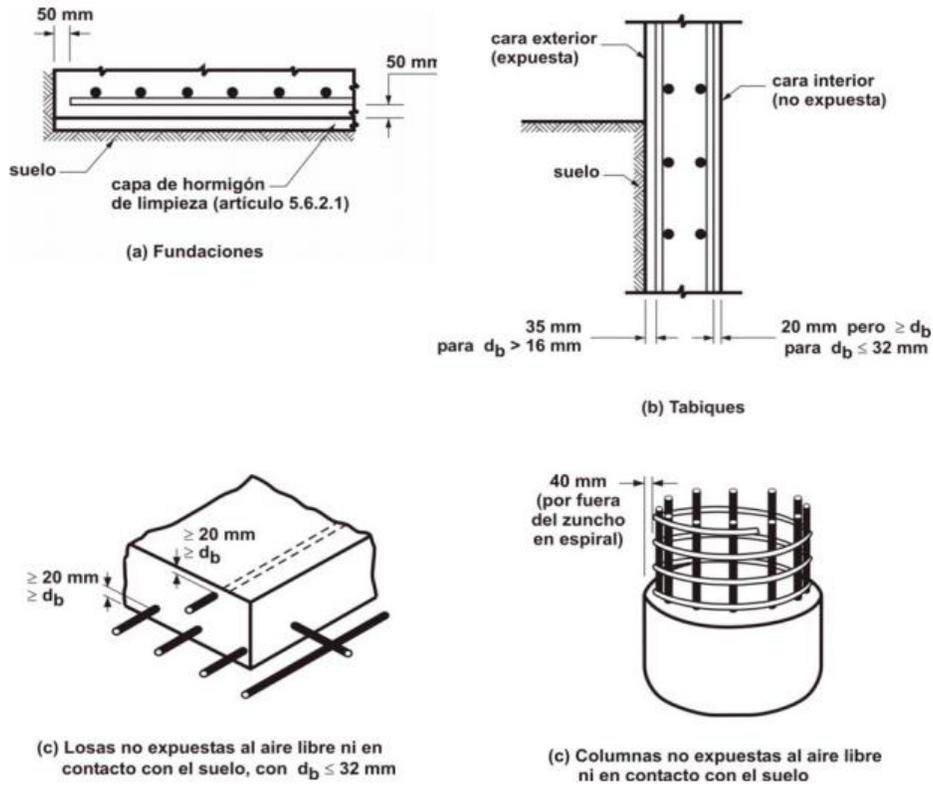
Separación mínima para armadura solicitada a flexión:

$$s_{\ell \min} \begin{cases} \geq d_b \\ \geq 25 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ tamaño máximo nominal del agregado grueso} \\ \text{(ver el artículo 3.2.4.2.c.)} \end{cases}$$

Separación máxima para armadura en losas:

$$s_{\ell} \begin{cases} \leq 2,5 \text{ veces el espesor del tabique o de la losa} \\ \leq 25 d_b \text{ de la barra o alambre de menor diámetro} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Recubrimiento mínimo de la armadura:



Armadura mínima por contracción por fragüe y temperatura en losas:

Tabla 7.12.2.1. Cuanías mínimas ( $\rho = A_s/b h$ ) totales para la armadura de contracción y temperatura

Acero utilizado	Cuanías mínimas
(a) En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420 ó ADN 420S ó malla soldada de alambre liso	0,0018
(b) En losas donde se utilice armadura con una tensión de fluencia mayor que 420 MPa	$\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y}$

Armadura mínima a flexión

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d$$

siempre que:

$$A_{s,min} \geq \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

La verificación realizada se presenta a continuación:

Otras Verificaciones		
Separacion minima para aramadura solicitada a flexion	1.6	
Dispuesta	12.5	Cumple
Separación máxima para armadura en losas	25	
Dispuesta	15	Cumple
Recubrimiento mínimo de la armadura		
Sobre suelo	5	
Dispuesto	5	Cumple
no expuesta	2	
Dispuesto	3	Cumple
Armadura mínima por contracción por fragüe y temperatura en losas	3.6	
Dispuesta	10.46	Cumple
Armadura minima por flexion	6.6	
Dispuesta	9.05	Cumple

Otras verificaciones - Planilla de Excel

De esta forma se satisface todos los criterios de armado.

#### 4.2. Tramo A:

Las vigas se armaran a flexión y se verificaran a corte. Por experiencia se propone una viga de 20x40.

##### Armadura por flexión:

La armadura surge del mismo análisis de equilibrio descrito en el túnel, de la planilla de Excel tenemos:

FLEXION SIMPLE			
Mu (tnm)	5.2	As [cm <sup>2</sup> ]	4.02
φ	0.9	fy [Mpa]	420
		Kz	0.974
b (cm)	20	d [cm]	56
d (cm)	37	φ	0.9
f'c (Mpa)	21	Md [tnm]	8.3
Kr	0.090		
Kc	0.148		
Kz	0.937		
fy (Mpa)	420		
As (cm <sup>2</sup> )	4.0		

Armadura minima

Verificación de flexión simple – Planilla de Excel

La armadura requerida por flexión es de 4cm<sup>2</sup>. La armadura establecida para la placa superior horizontal en el tramo es de 1Φ12 c/12.5 mas 1Φ10 c/12.5

lo que equivale a 3.8cm<sup>2</sup>, por lo que es conveniente aumentar la altura de la viga para evitar el armado adicional inferior de la viga. Se propone luego una altura de 0.50m. Tenemos entonces:

Mu (tnm)	5.2	As [cm <sup>2</sup> ]	3.8
φ	0.9	fy [Mpa]	420
		Kz	0.952
b (cm)	20	d [cm]	42
d (cm)	42	φ	0.9
f'c (Mpa)	21	Md [tnm]	5.7
Kr	0.070		
Kc	0.113		
Kz	0.952		
fy (Mpa)	420		
As (cm <sup>2</sup> )	3.4		

Armadura minima

Verificación de flexión simple – Planilla de Excel

Considerando 42cm desde la fibra mas comprimida hasta el centroide de las barras en tracción. De esta forma solo se requiere armadura constructiva superior y armadura de piel. Como armadura superior se coloca 2 Φ16. Como armadura de piel se dispone de 2 Φ10, según criterio bibliografía, Leonhardt, Tomo III punto 9.3.

Armadura por corte:

En primer lugar fue corroborada la necesidad o no de armadura, para ello se calculo la resistencia del hormigón a corte, siendo:

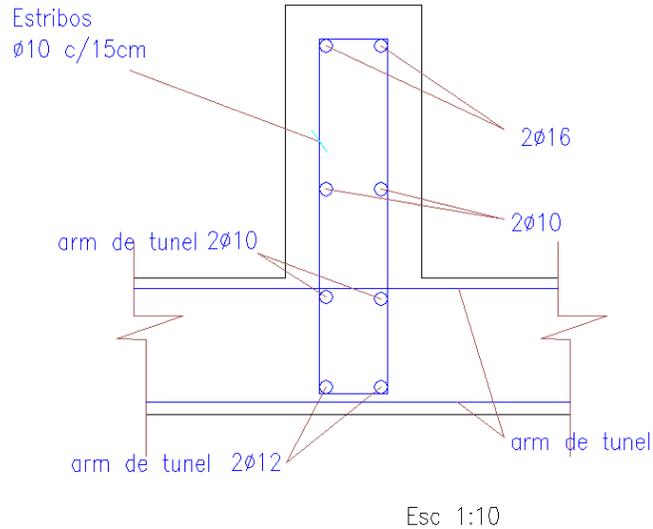
$$V_c = 6.11 Tn > V = 5.4 Tn \quad \text{Verifica}$$

Como en el caso del túnel, no requiere de armadura por corte. Consideramos una altura útil de corte igual a 40cm hasta la primera barra a tracción. Luego se deberá colocar estribos mínimos, según reglamento CIRSOC 201-05 punto (11.5.6), se dispone estribos cerrados de 2 ramas Φ10 cada 15cm.

$$s \leq \begin{cases} d / 2 & \text{en elementos no pretensados} \\ (3 / 4) h & \text{en elementos pretensados} \\ 400 \text{ mm} & \end{cases}$$

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0,33 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Detalle de vigas V1 y V2  
20x50



Plano de armado de vigas

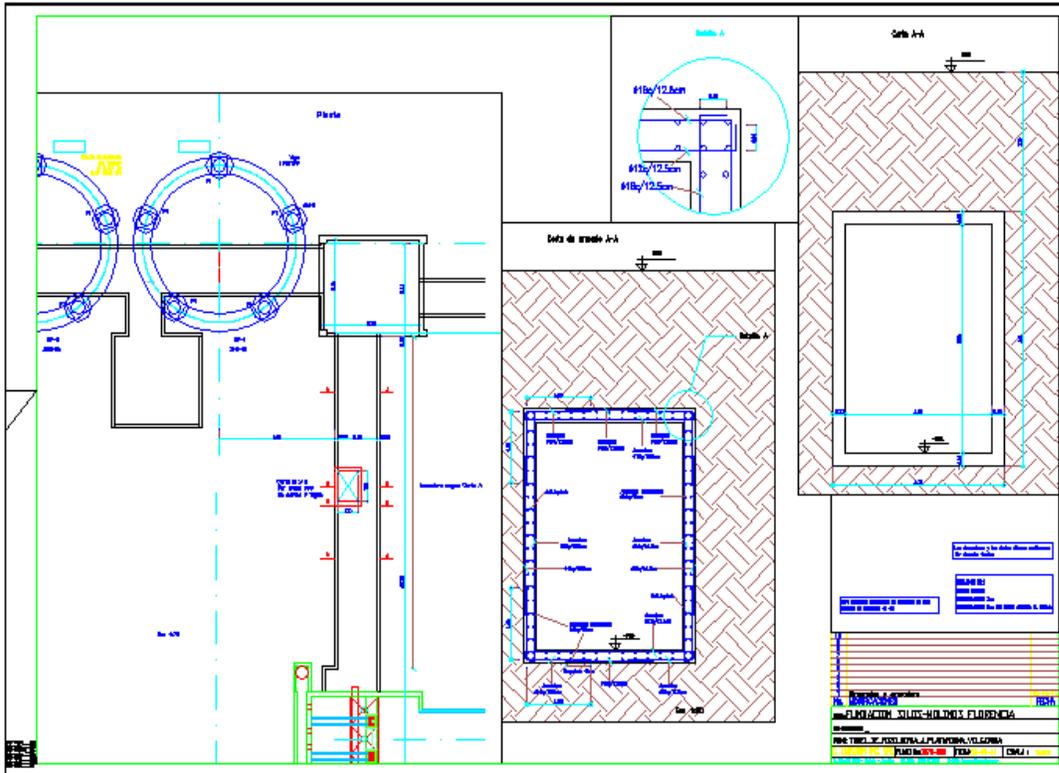
Otras verificaciones

Otras Verificaciones		
Recubrimiento mínimo de la armadura		
Sobre suelo	5	
Dispuesto	5	Cumple
no expuesta	2	
Dispuesto	3	Cumple
Armadura mínima por flexion	3.3	
Dispuesta	3.8	Cumple
Armadura mínima por Corte	1.1	
Dispuesta	1.5	Cumple

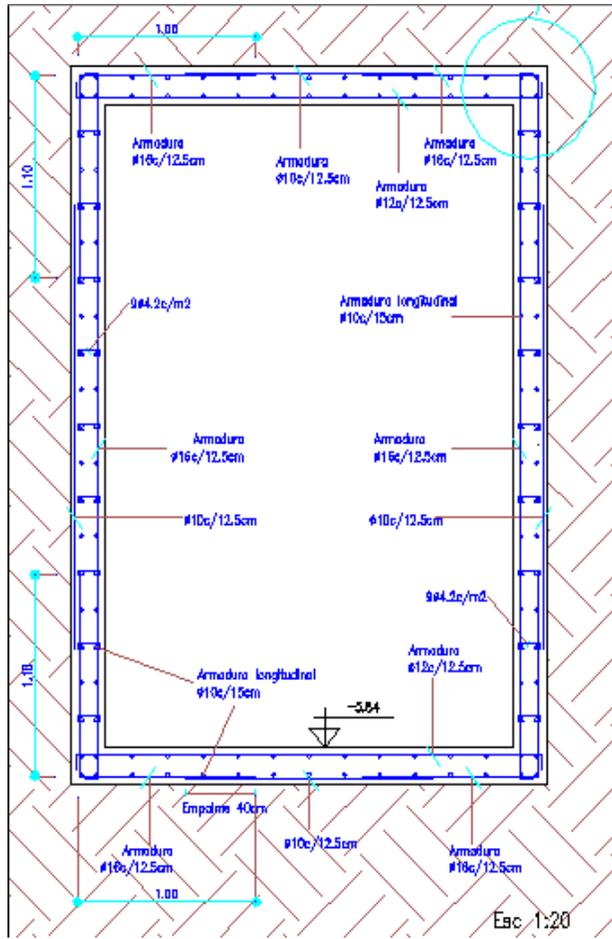
**5. Diseño geométrico final. Elaboración de planos**

La elaboración de los planos consistió en la representación grafica del diseño estructural realizado previamente. El plano realizado contiene en general un rotulo con la identificación de la estructura representada y las modificaciones hechas sobre la misma si las tuviere. Además se incluye información acerca de la calidad de los materiales utilizados en el cálculo y los recubrimientos previstos.

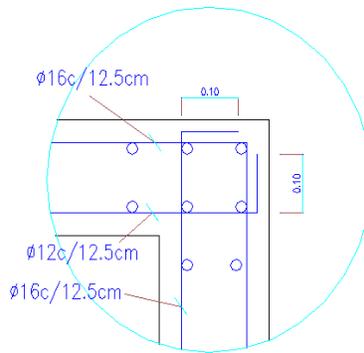
Se anexan los planos realizados y presentados ANEXO 1.



El plano contiene una planta general de ubicación de la estructura en escala 1:50. También se dispone de un corte en donde se indica la geometría de la sección y la cota de ubicación en profundidad, en escala 1:20. Por último se confecciona un corte con la armadura dispuesta, separaciones, longitudes y detalles. El detalle se aclara con una escala mayor, a los fines de identificar las características de armado en puntos singulares.



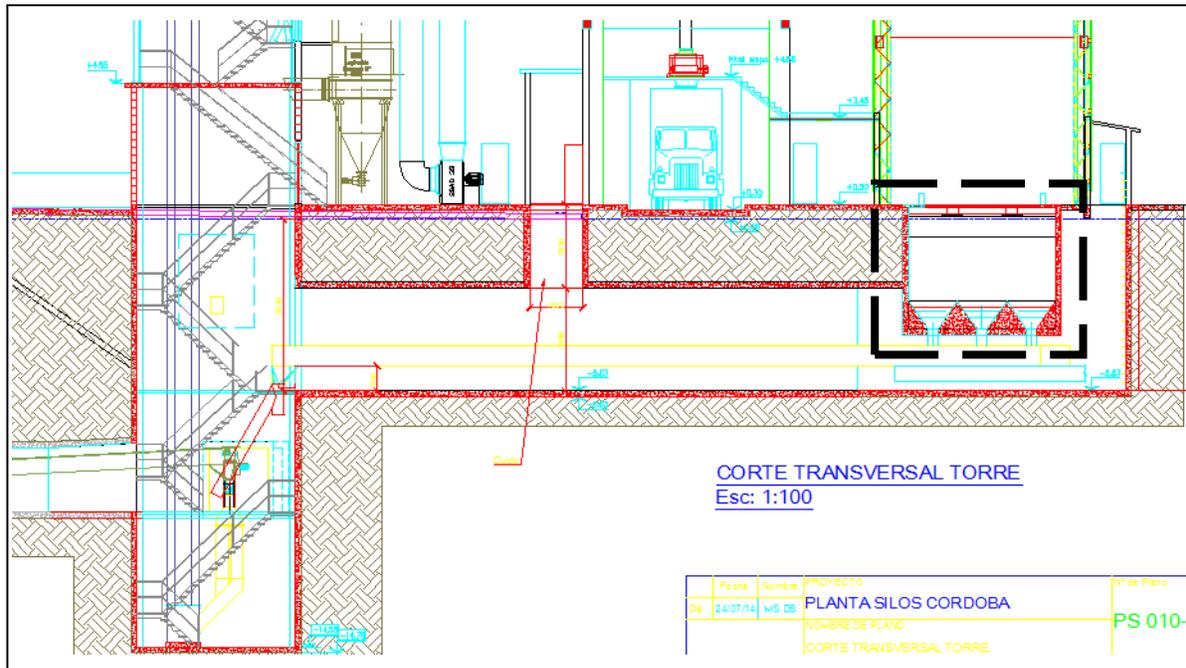
Detalle A



## CAPITULO C – Tolva de H°A°

## TOLVA de H°A°

La tolva es la estructura contigua al túnel del capítulo anterior. La misma funciona como elemento receptor de la descarga de material desde los camiones que se posicionan en la plataforma volcadora.



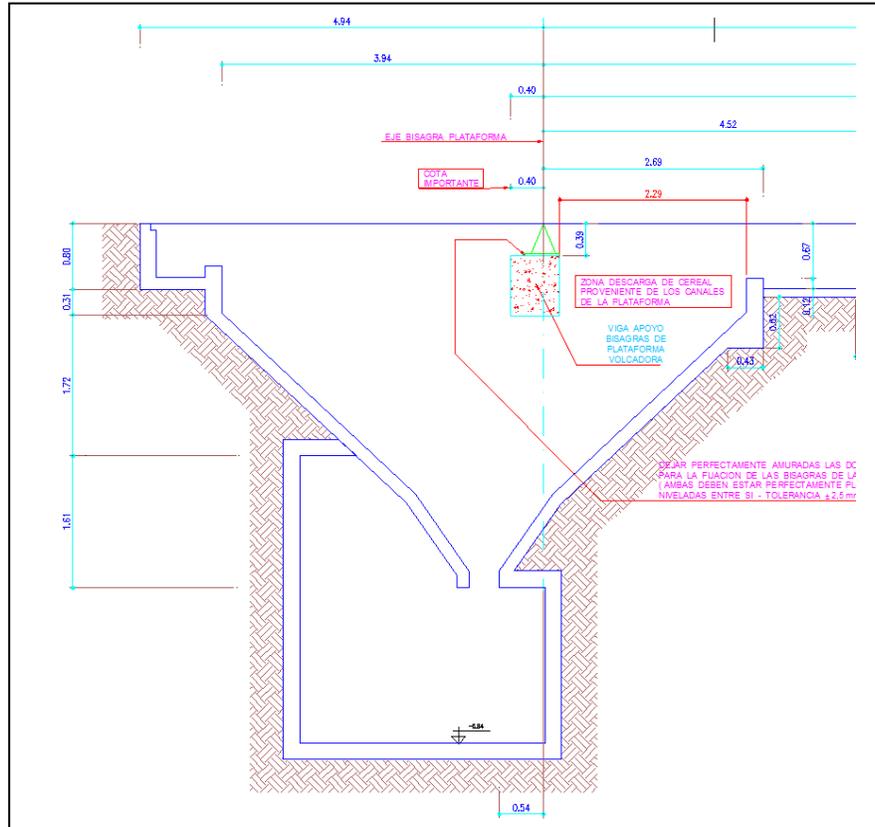
*Corte general de estructuras – Enviado por el comitente*

La descripción del diseño y cálculo constara de las siguientes secciones:

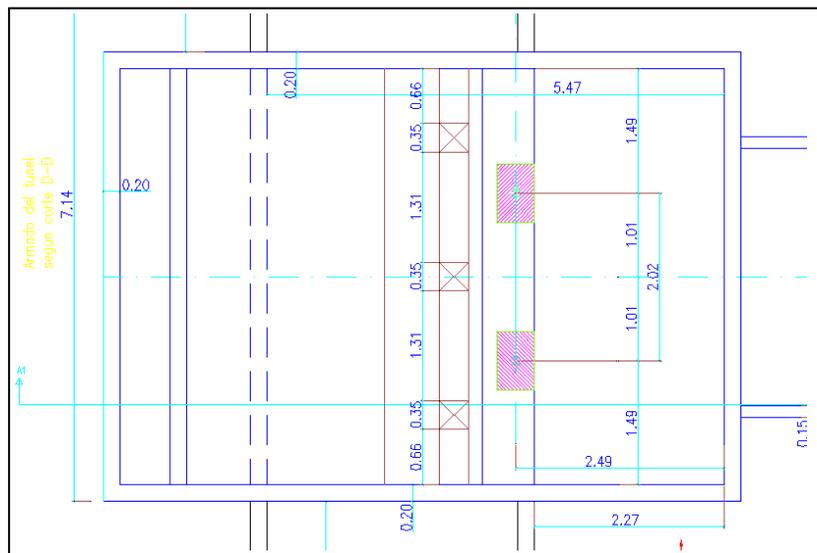
1. Diseño geométrico inicial
2. Análisis de carga
  - 2.1. Placa inferior
  - 2.2. Placa lateral
  - 2.3. Placa S1
  - 2.4. Placa S2
  - 2.5. Viga
3. Condicionantes de diseño
4. Análisis estructural
  - 4.1. Placa inferior
  - 4.2. Placa lateral
5. Diseño y Verificación de armaduras
  - 5.1. Placa inferior

5.2. Placa lateral  
 6. Diseño geométrico final. Elaboración de planos

1. **Diseño geométrico inicial:**



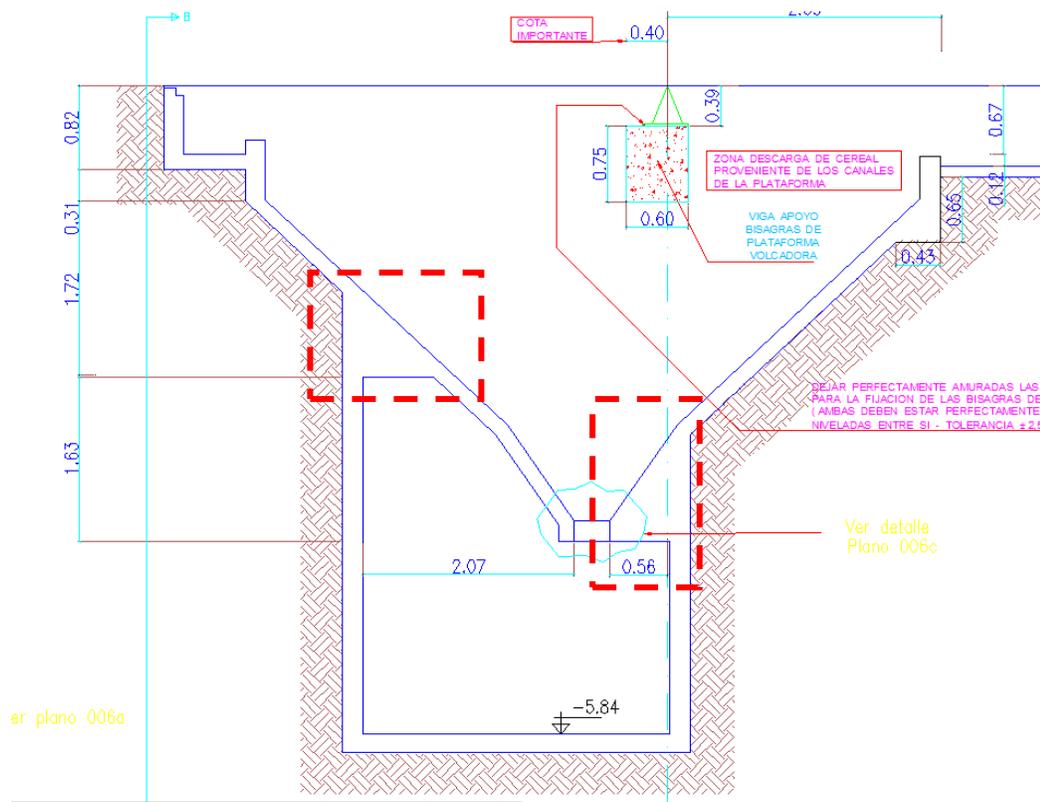
Corte de la Tolva – Enviado por el comitente



Planta del sector de túnel – Medidas enviadas por el comitente

La tolva está conformada por placas de hormigón armado apoyadas, parte en el suelo y parte en el túnel. Ocupa una superficie en planta de 7.75m x 5.5m. El espesor típico predefinido para las placas será de 0.2m.

Luego de una evaluación sobre el corte enviado por el comitente, se sugirió un cambio en las intersecciones con el túnel, fundado en un comportamiento estructural más eficiente, evitando flexiones innecesarias sobre la placa superior del túnel, además de la dificultad constructiva que presenta el encofrado y armado las mismas. La sugerencia consistió básicamente en el macizado de las intersecciones entre las placas verticales del túnel y la tolva, tal y como se muestra en la siguiente imagen:



Corte de la Tolva, con modificaciones – Elaboración propia

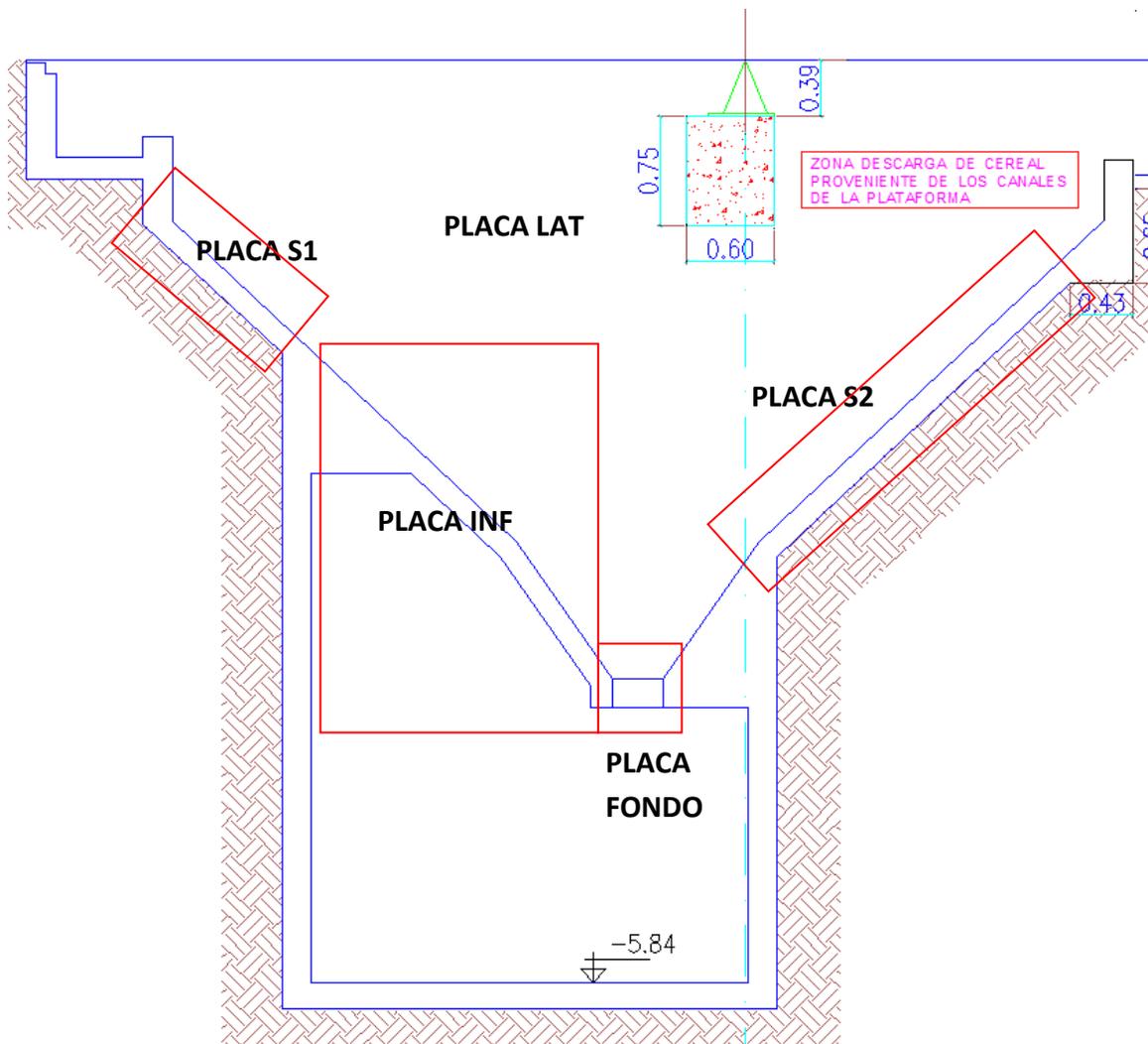
Estas sugerencias fueron aceptadas sin objeción por el comitente por lo que el último corte realizado fue el considerado valido en adelante.

## 2. Análisis de cargas

En primer lugar se distinguieron los distintitos elementos solicitados, que trabajan o se ven afectadas de manera diferente frente a un mismo tipo de carga. Estos elementos son:

- Placa inferior, PLACA INFERIOR
- Placas laterales de la tolva, denominada PLACA LATERAL
- Placas apoyadas completa y directamente en el suelo, PLACA S
- Placas de fondo, PLACA FONDO
- Viga transversal de apoyo, VIGA

Las mismas se pueden observar en la imagen siguiente:



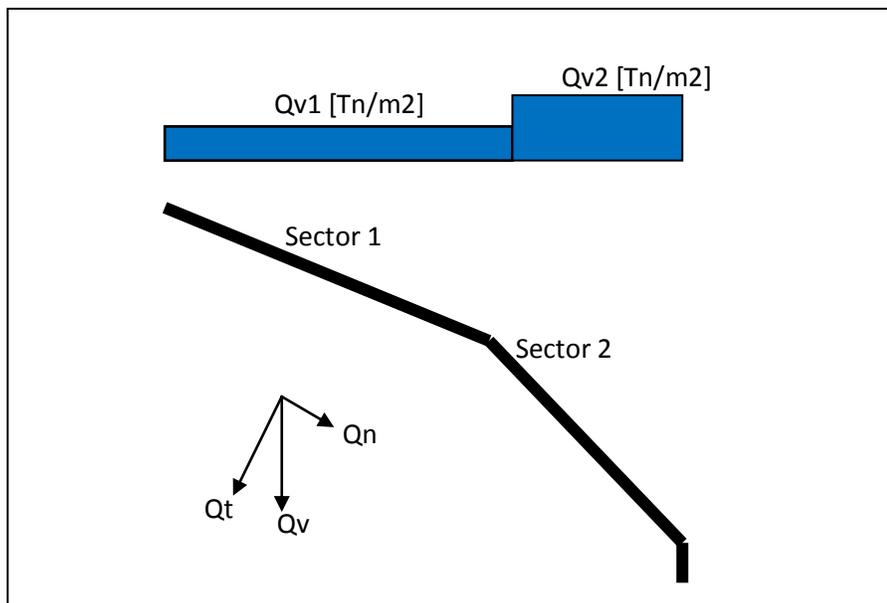
*Corte de tolva, geometría – Realización propia*

## 2.1. Placa inferior:

La condición determinante para esta placa será el caso en el que las secciones de descarga de la tolva se encuentren cerradas, luego la tolva estará llena de material, en donde el mismo implica una sobrecarga gravitatoria sobre la placa. Según se indicó la introducción, sección “de cargas de diseño”, la presión será igual a:

$$Qv = \gamma_{cereal} \times h$$

Siendo  $h$  la altura desde el punto sobre la placa considerado hasta la parte superior de la tolva. Esta carga actúa en la dirección vertical. A dicha carga se debe adicionar el peso propio de la placa. A los fines de simplificar, se consideraran dos sectores con una carga promedio en cada una:



A continuación, la carga vertical se descompuso en una dirección tangente a la placa y una ortogonal.

Según el reglamento CIRSOC 201 se establece la carga ultima para el posterior cálculo de armaduras. La combinación de cargas utilizada fue,

$$Qu = 1.2Qd + 1.6Ql$$

Luego se obtuvo una tabla resumen como la que sigue:

TABLA RESUMEN - Carga ultima					
Tramo 1, angulo 42º			Tramo 2, angulo 55º		
Presion de grano + pp [Qvu1]	4.16	Tn/m2	Presion de grano + pp [Qvu2]	5.44	Tn/m2
Presion normal [Qn1]	3.04	Tn/m2	Presion normal [Qn2]	3.12	Tn/m2
Tangencial [Qt1]	2.84	Tn/m2	Tangencial [Qt2]	4.46	Tn/m2

## 2.2. Placa lateral:

En este caso, las placas laterales tienen su estado crítico de carga cuando la tolva se encuentra vacía, actuando solamente el empuje de la carga de suelo. Este criterio se basa en que el empuje de suelo es una carga permanente con una fuerza resultante hacia el interior de la tolva, mientras que el material puede o no actuar compensando el empuje de suelo con una fuerza resultante hacia el exterior.

El empuje de suelo es calculado con el mismo criterio utilizado en el caso del túnel. El empuje de suelo será, según parámetros provistos por el estudio de suelo recibido:

$$Qhs = k \times \gamma \times h$$

Se tomaron valores de h para distintas profundidades, discretizado en 4 tramos con una carga promedio para el tramo. Esta carga se mayor a según reglamento CIRSOC 201 para obtener la carga última (Qhsu), la combinación utilizada será,

$$Qu = 1.4Qd$$

Luego la tabla resume de cargas realizada en Excel fue:

	Prof. [m]	$\lambda$ [Tn/m3]	Qhs	Qhsu
Faja 1	0.3	1.65	0.3	0.4
Faja 2	0.9	1.65	0.9	1.2
Faja 3	1.5	1.65	1.5	2.1
Faja 4	2.7	1.65	2.7	3.7

El ancho de banda definido para cada faja fue:

Faja 1 = de 0m a 0.35m

Faja 2= de 0.35m a 1.07m

Faja 3= de 1.07m a 1.64m

Faja 4=de 1.64m a 2.8m

### 2.3. Placa fondo:

La carga externa aplicada sobre este elemento será solamente la presión del material proveniente de la tolva llena.

Se calcula simplemente como,

$$Q_{vpp} = \gamma \times h = 1.65 \times 3.8 = 6.27 \text{ Tn/m}^2$$

Mayorada por 1.4 será igual a,

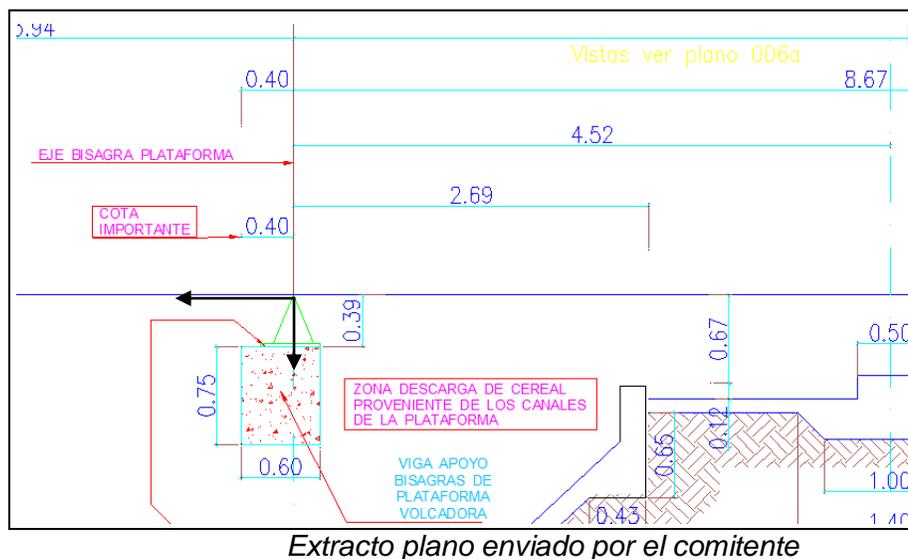
$$Q_{vppu} = 8.8 \text{ Tn/m}^2$$

### 2.4. Placa S1:

Esta placa será solicitada solamente por la componente tangencial a la misma, proveniente de la carga calculada para el primer tramo de la PLACA INFERIOR, ya que se considera que la componente normal se equilibra con la reacción del suelo.

### 2.5. Viga:

Las cargas para la viga indicada en el corte son provistas por el comitente, indicadas en los planos con la geometría preestablecida. Las mismas son el resultado del apoyo del camión en el sistema de vuelco de la plataforma y serán aplicadas en nudo del apoyo indicado en la siguiente imagen:



Las flechas corresponden al corte (flecha horizontal) y la compresión

(flecha vertical) indicadas en el siguiente cuadro:

	COMPRESION	CORTE
	18.000 Kg.	9.000 Kg.

*Extracto plano enviado por el comitente*

Estas cargas de servicios se utilizaran para la verificación, considerada como carga viva según reglamento CIRSOC.

Se obtiene así una compresión igual a **28,8 Tn** y corte igual a **14.4 Tn**.

### 3. Condicionantes de diseño

Los condicionantes de diseño de la estructura están basados es el reglamento CIRSOC y pretenden ser recomendaciones para un predimensionado adecuado. Se fijan valores mínimos tanto de dimensiones de hormigón como de armadura. Estas serán el punto de partida del diseño, se elaboro una tabla de Excel con los valores correspondientes en función del espesor de placa considerado y el diámetro de armadura típica a utilizar:

Condicionantes de diseño [cm][cm2]		
Luz de calculo		550
Diametro <b>minimo</b> de barras [mm]	6	
Espesor <b>minimo</b> de losa	18	
Diametro de barras [mm]		10
Espesor de losa		20
Separacion <b>minima</b> para aramadura solicitada a flexion	2.5	
Separacion <b>minima</b> para aramadura solicitada a compresion	4	
Separación <b>máxima</b> para armadura en losas	25	
Recubrimiento <b>minimo</b> de la armadura		
Sobre suelo horizontal	5	
Sobre suelo vertical o aire libre	3	
No expuesta	2	
Armadura <b>minima</b> por contracción por fragüe y temperatura e	3.6	
separacion maxima	30	
Armadura <b>minima</b> por flexion	3.6	

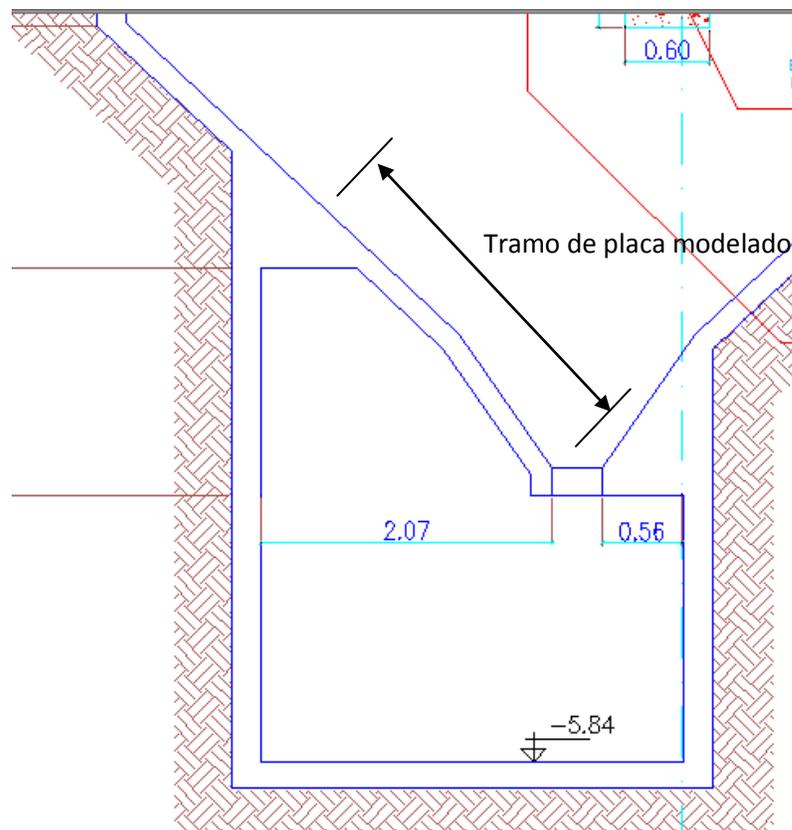
#### 4. Análisis estructural (Modelado)

El análisis estructural de la tolva completa fue simplificado a un análisis de elementos independientes en dos dimensiones, pero respetando las condiciones de borde de cada elemento que simula el comportamiento del resto de la estructura.

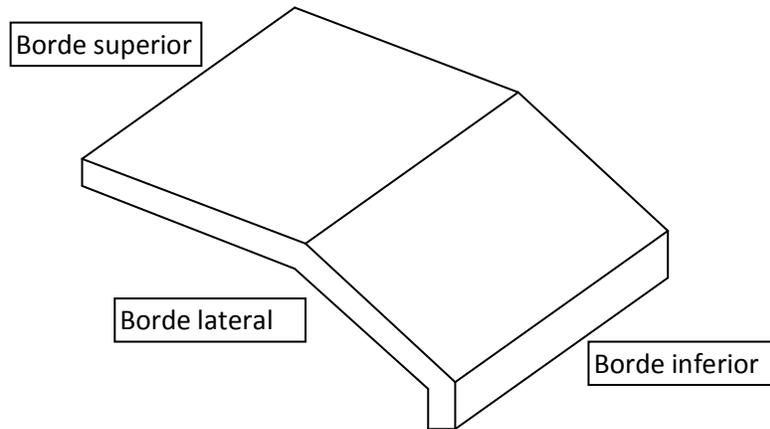
*Los elementos modelados analizados en profundidad en el presente trabajo serán, la placa inferior y la placa lateral.*

##### 4.1. Placa inferior:

La placa inferior propiamente dicha de la tolva se dividió en dos (placa inferior y S1), despreciando la parte que se encuentra totalmente apoyada en el suelo (S1), debido a que los tramos tienen comportamiento muy distintos frente a la misma carga y a pesar de la continuidad, debido a que difieren significativamente en sus condiciones de apoyo, siendo el tramo PLACA INFERIOR el de las secciones determinantes para el armado, dado que los apoyos se encuentran a una distancia mayor, es decir que las cargas deben ser soportadas por una porción mayor de placa hasta llegar a un punto en que se equilibre con un elemento externo (punto de apoyo).



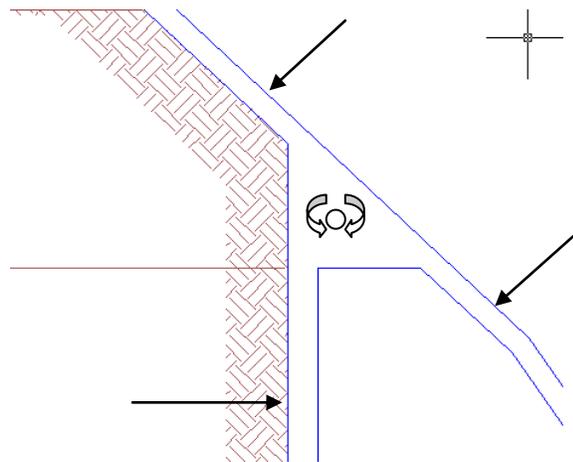
La geometría a modelar será en 3 dimensiones (XYZ) y estará compuesta como se muestra a continuación:



El análisis estructural será en dos dimensiones correspondiente a elementos de placas.

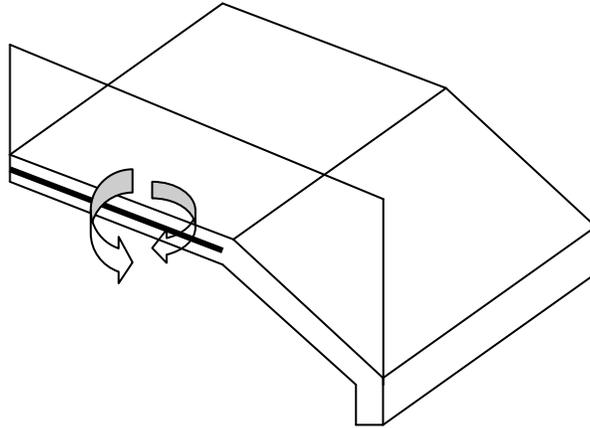
Las condiciones de borde a definir son:

Borde superior, se considera empotrado en toda la longitud, debido a que se encuentra inserto en una sección macizada de mayor momento de inercia según se anteriormente, además las cargas en los paramentos del túnel y en el tramo anterior de la misma placa tienden a impedir el giro según un eje paralelo y coincidente que el borde, lo que se traduce en un borde empotrado.

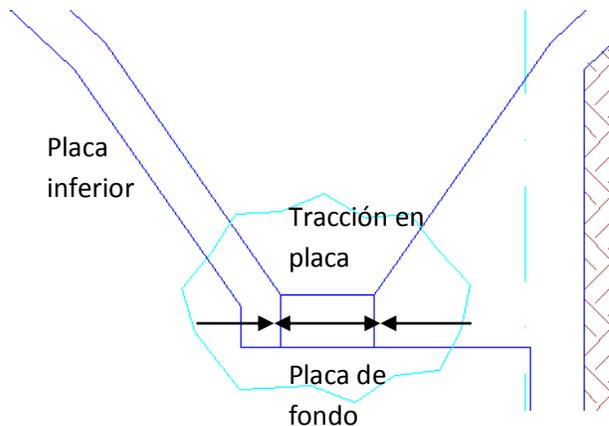


*Corte longitudinal de la tolva y túnel*

Borde lateral, se considera empotrado debido a que la carga de cereales en la placa lateral de la tolva genera un giro en el borde en sentido opuesto al inducido por la placa inferior, es decir, que produce un esfuerzo de momento equilibrante o de empotramiento en el borde.



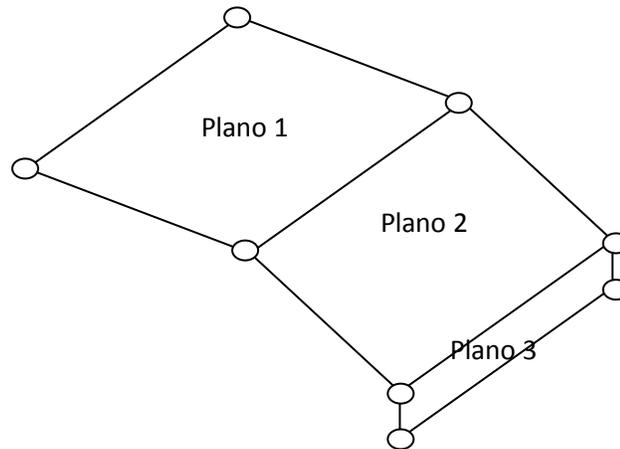
Borde inferior, debido a la geometría alargada tiende a deformarse como viga con desplazamientos predominantes en una dirección, los cuales estarán limitados por la tracción generada en la placa horizontal de fondo, por lo tanto esta última define la rigidez a desplazamientos laterales en el borde inferior. Los giros son permitidos libremente. Por lo tanto, corresponderá un modelo de borde inferior compuesto por apoyos fijos.



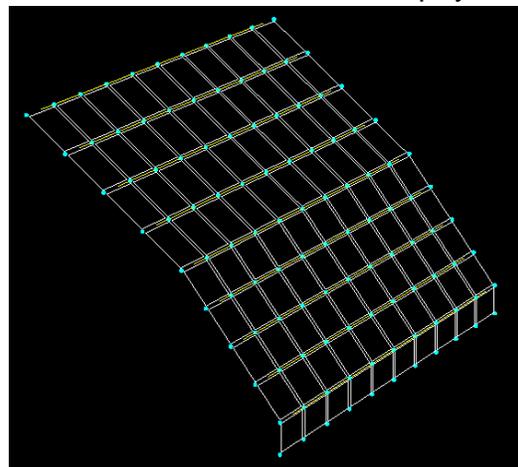
*Corte longitudinal de la tolva*

En el modelo computacional realizado se procedió a introducir todos los valores y requeridos, que caracterizan el comportamiento del modelo frente a las acciones. El procedimiento consistió en:

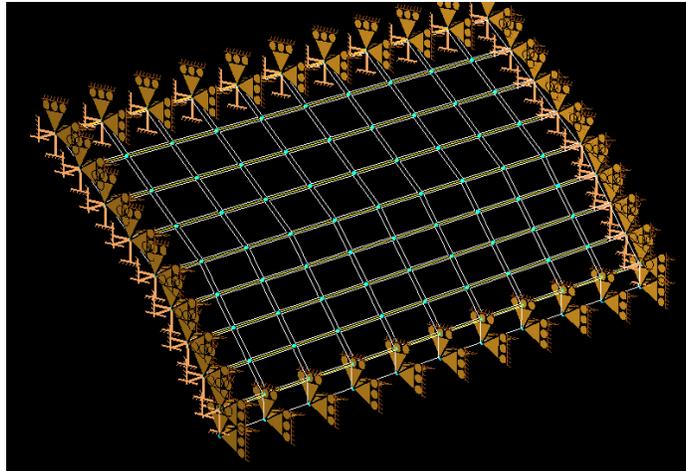
14. Introducción de los nudos que conformaran los bordes de las placas, esto se realizo a través de las coordenadas según ejes XYZ.



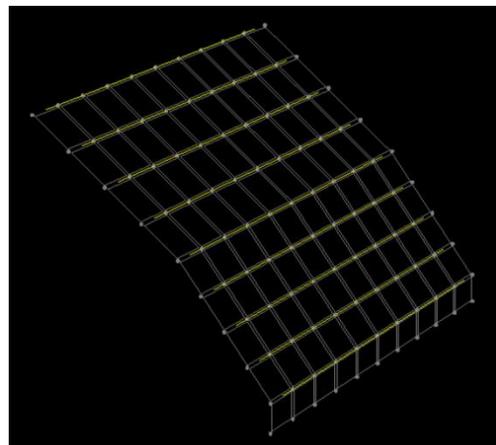
15. Unión de los nudos con elementos placa, se unen conformando una estructura con 3 planos distintos, continúa.
16. Definición de las propiedades de la sección, material (H21), espesor (20cm), recubrimiento mecánico (3cm).
17. Los elementos de placa requieren de una discretización para una mejor aproximación de los resultados. Se dividen las placas en elementos de menores dimensiones. Automáticamente se crean en la placa nudos internos y de borde. Esto favorece a la representación del efecto que producen las condiciones de borde. Mientras mas divisiones se realicen mayor será la precisión del análisis, dada la naturaleza continua de los apoyos.



18. Introducción de restricciones en los nudos de borde, estableciendo una estructura hiperestática, a partir de empotramientos en todos los nudos.

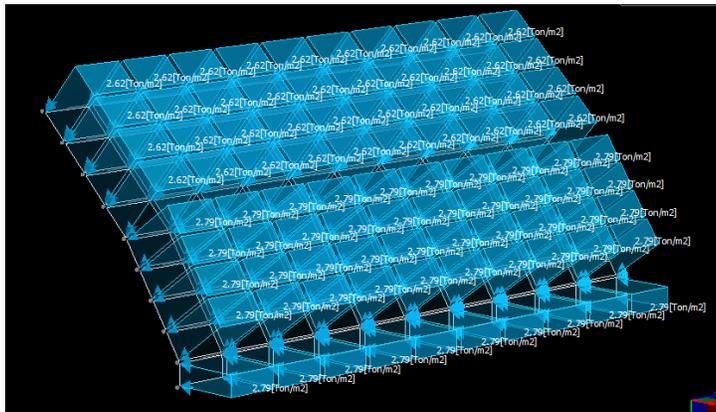


19. Para completar las condiciones de borde se deben introducir los resortes del borde inferior. Se define la rigidez de los resortes (10Tn/cm).
20. Debido a que las placas solo admiten presiones perpendiculares a su plano y según el análisis de carga también existen tensiones paralelas la plano, se propuso como solución la disposición de elementos de barra de rigidez despreciable respecto a la placa. En ellas se cargaran fuerzas distribuidas correspondientes a la tensión en el área de influencia de dicha barra.

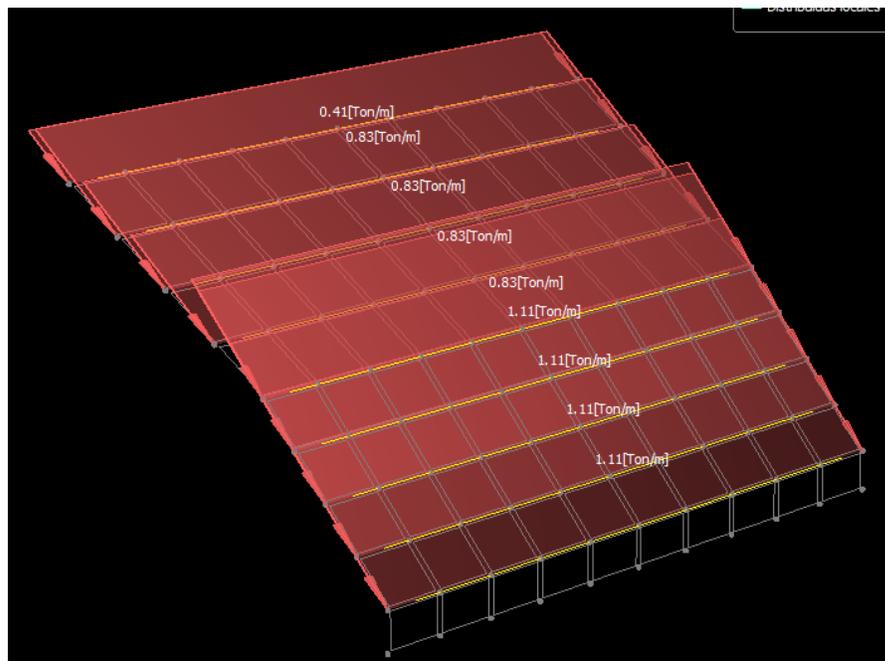


21. Hasta aquí se define el modelo de la estructura en análisis y se realiza una inspección visual integral.
22. Las cargas ya se encuentran afectadas de un factor y son de una única naturaleza por lo que no se considera su definición.
23. Introducción de los valores provenientes del análisis de carga, según corresponda en cada una de las placas. En cada placa se

introduce una presión normal a la misma y de valor constante. A su vez la presión varía con la profundidad, estableciendo 2 sectores de carga como se indica a continuación:

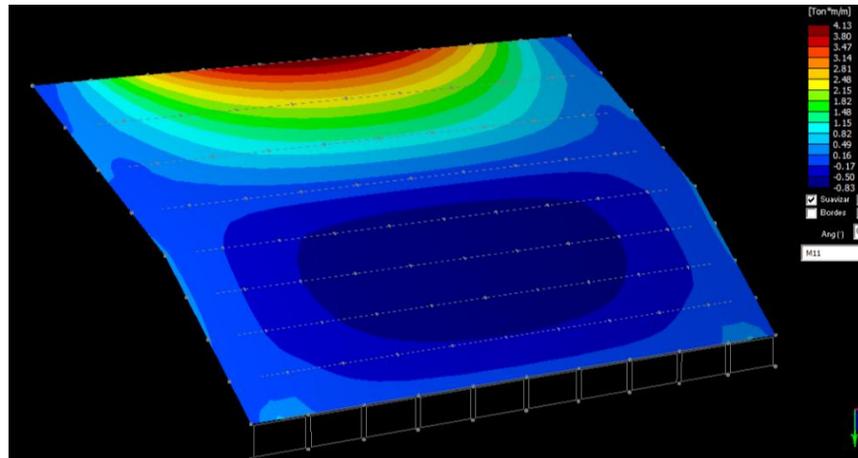


24. Las cargas en los elementos de barra se calculan como la dimensión perpendicular a la barra sobre la superficie de cada elemento de placa por la tensión tangencial sobre la misma en el sector de la barra considerada:

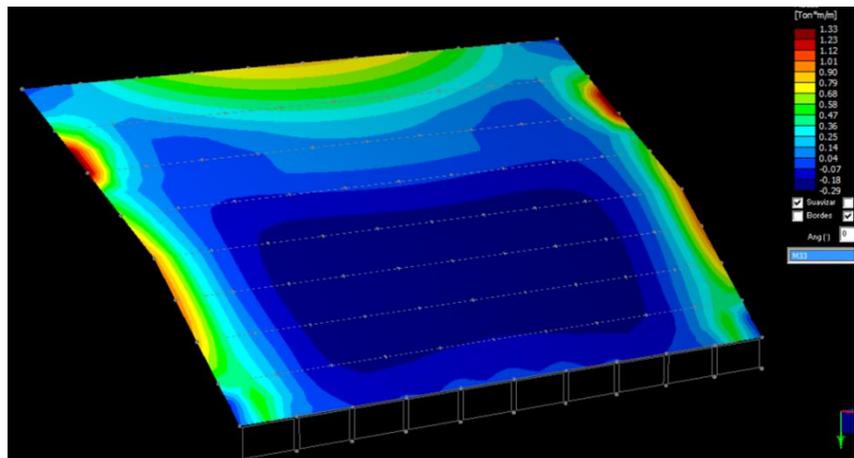


25. Una vez ingresada todas las variables y condiciones de contorno, se corrió el programa para la obtención y análisis de los resultados. Los resultados requeridos del modelo serán esfuerzos de tracción y flexión.

26. Inspección visual cualitativa de los diagrama de esfuerzos.

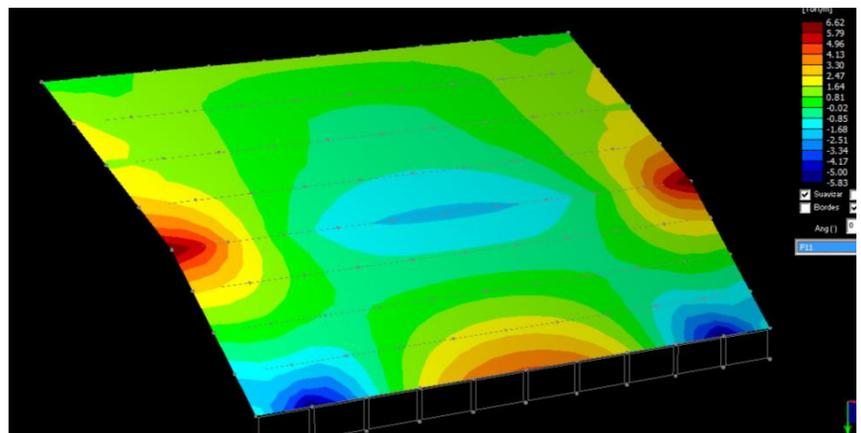


Momento flector según el eje local 1 (M11) - Salida Ram advance

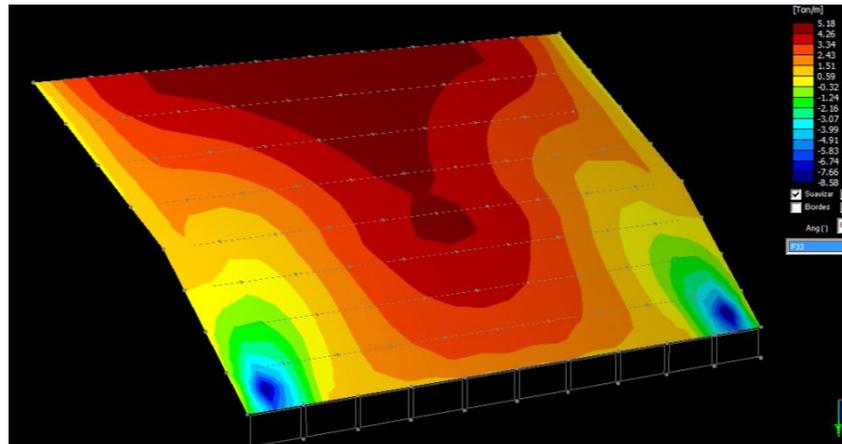


Momento flector según el eje local 3 (M33) - Salida Ram advance

Debido a las fuerzas tangenciales y cargas en planos distintos es necesario analizar también las tensiones en el plano. Siendo relevantes las tensiones de tracción.



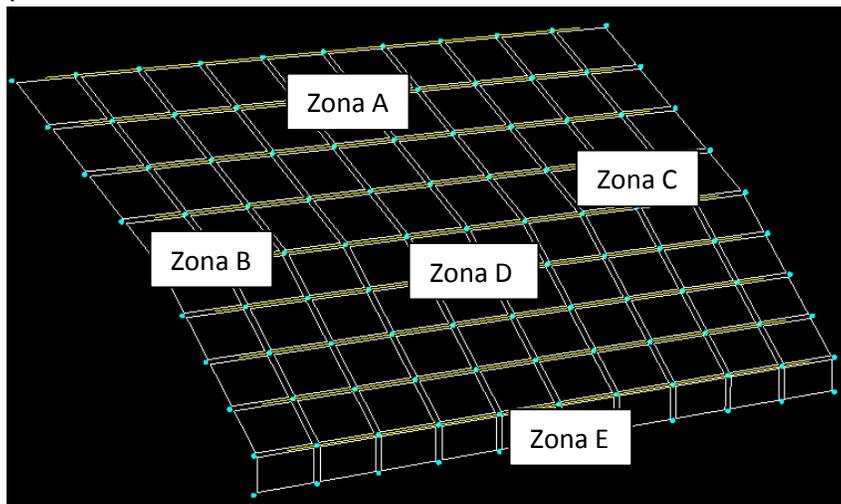
Fuerza en la dirección 1 (F11) - Salida Ram advance



Fuerza en la dirección 3 (F33) - Salida Ram advance

Se verifico que los diagramas de esfuerzos sean coherentes con las condiciones de borde.

27. Por último se extraen todos los resultados. Para una mejor interpretación se divide el modelo en zonas de armado.



A continuación se presenta una tabla resumen de los esfuerzos dato para el armado y verificación de las distintas zonas de la placa:

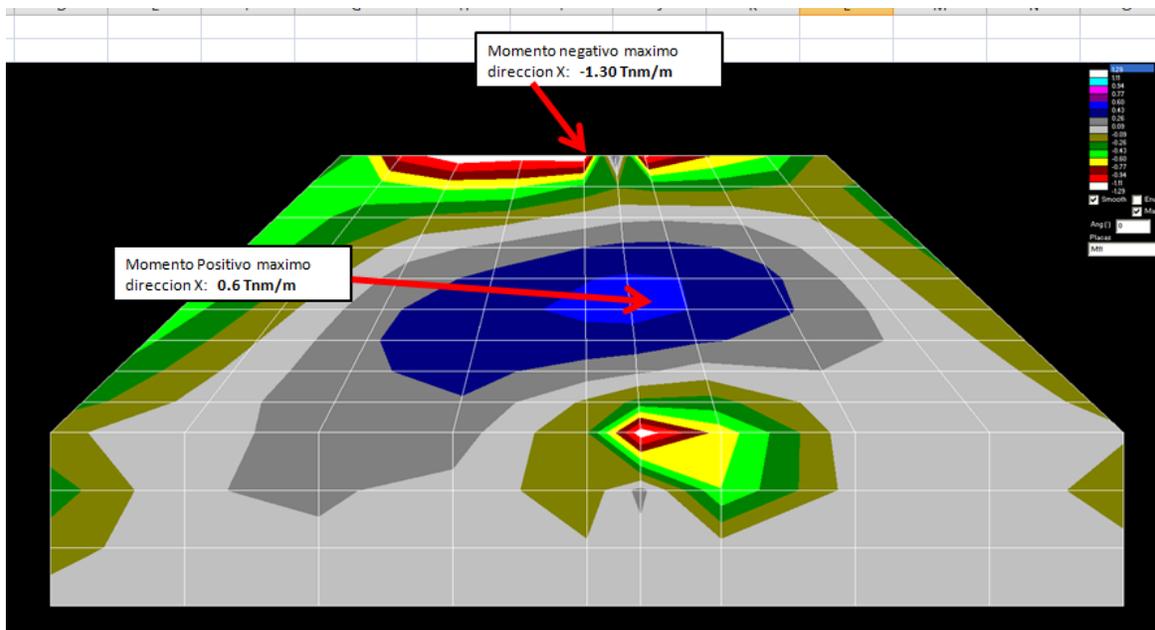
Tabla resumen				
Zona	Momento (Mu)		Traccion (Nu) Tn/m	Observacion
	Negativo Tnm/m	Positivo Tnm/m		
A	4.5		5.7	Dir 3
B	1.5		4	Dir 1
C	1.5		4	Dir 1
D		0.3-0.8	0-4	Dir 1-Dir 3
E	0.24		6	Dir 1

Planilla de Excel - Extracto tabla resumen

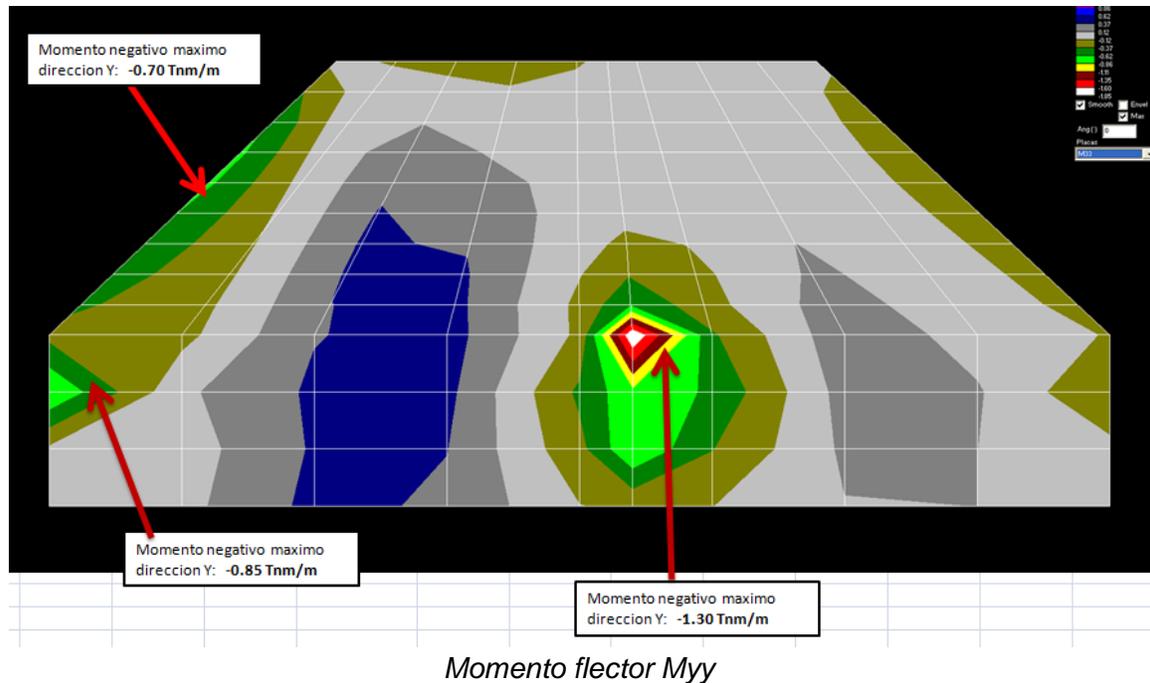
Con los valores resaltados se calculan las armaduras según corresponda, permitiendo resistir en forma adecuada los esfuerzos máximos. La combinación ya fue considerada en la determinación de las acciones.

#### 4.2. Placa lateral:

El procedimiento de modelado fue similar a la placa inferior, adoptándose todos los criterios antes mencionado. Se elaboro un modelo en el programa RAM Advance, donde se ingreso la geometría, materiales, condiciones de borde, cargas provenientes del análisis de carga, y se obtuvieron los resultados, es decir, los esfuerzos solicitantes de la placa. Los resultados fueron:



Momento flector Mxx



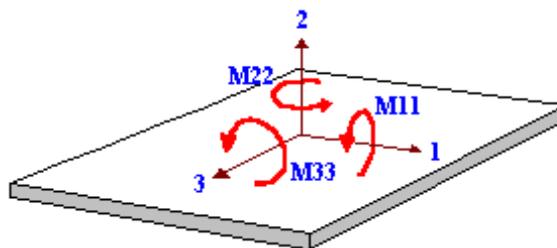
A partir de estos esfuerzos se verificaron las armaduras.

## 5. Diseño y verificación de armaduras

### 5.1. Placa inferior

El diseño de la armadura comienza a partir del diagrama de esfuerzos. Luego se completa el diseño con armaduras mínimas y constructivas. En general las placas no requieren armadura de corte, lo que deberá ser verificado para cada caso.

Es necesario tener en consideración las convenciones adoptadas en el programa, según los ejes locales. Negativo (rojo, cálidos) para la cara traccionada.



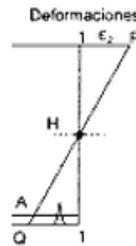
Zona A

- Verificación a Flexo-tracción:

Esta zona, está caracterizada por ser flexo-traccionada de gran excentricidad, es decir, que se encuentra predominantemente flexionada con una pequeña tracción. Definida así por la condición de excentricidad:

$$e = \frac{Mfu}{Nu} = 0.8 > \frac{h}{6} = 0.04$$

Siendo h el espesor de la placa 0.2m. Esta condición implica que la resultante de tracción cae fuera del núcleo central de la sección de hormigón, es decir, una parte de la sección se encuentra traccionada y una parte comprimida.



El diagrama de flexión actuante sobre la sección que se obtiene del programa es el siguiente:

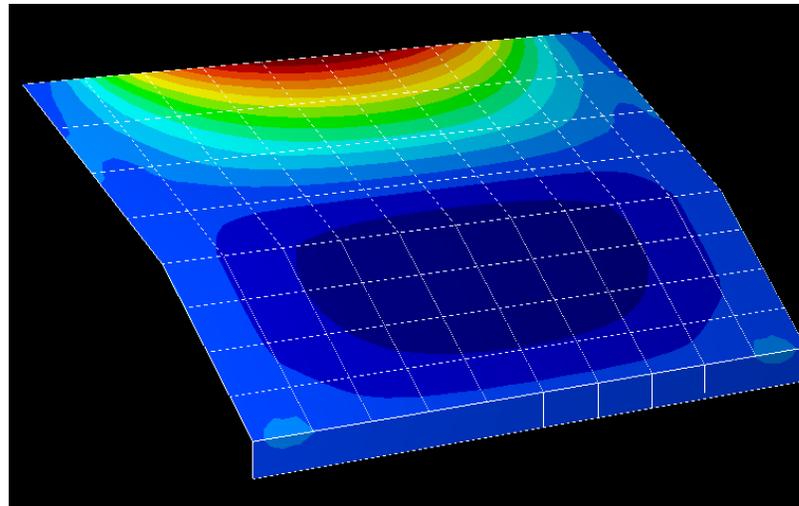


Diagrama de momento M11- Interfaz Ram Advanse

El diagrama de tracción es el siguiente:

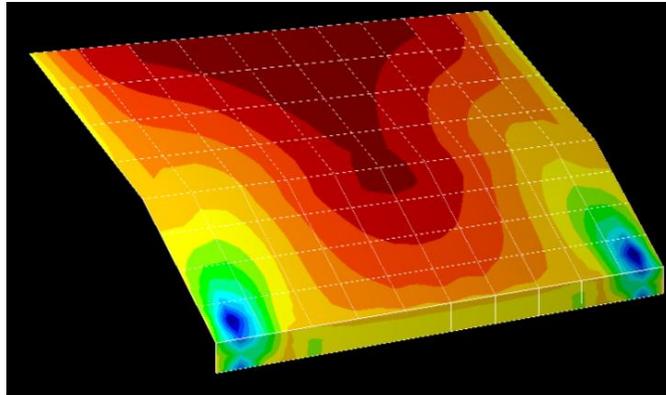
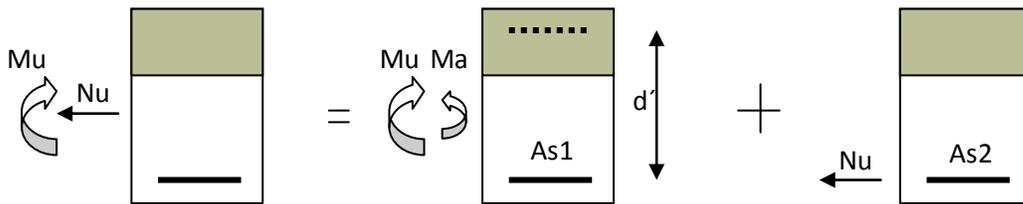


Diagrama de fuerza F33 – Interfaz Ram Advance

Luego se puede aplicar el siguiente artificio para resolver la armadura a flexo-tracción:

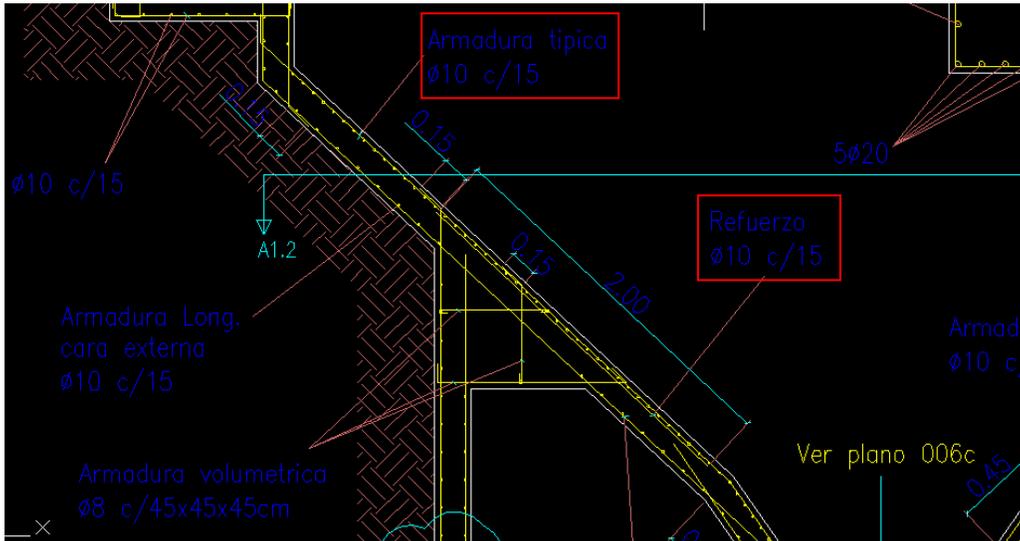


$$A1 \rightarrow (Mu - Ma) = \left( Mu - Nu \times \frac{d'}{2} \right) \quad A2 = \frac{Nu}{\phi \times Fy} \quad As = A1 + A2$$

FLEXION COMPUESTA	
Mu [Tnm]	4.5
Nu [Tn]	5.7
h [cm]	20
Recubrimiento [cm]	3
e	0.79
Tipo	Gran excentricidad
PEQUEÑA EXCENTRICIDAD	
(Mu-Ma) [Tnm]	4.1
A1 [cm2]	6.7
A2 [cm2]	1.5
As [cm2]	8.2

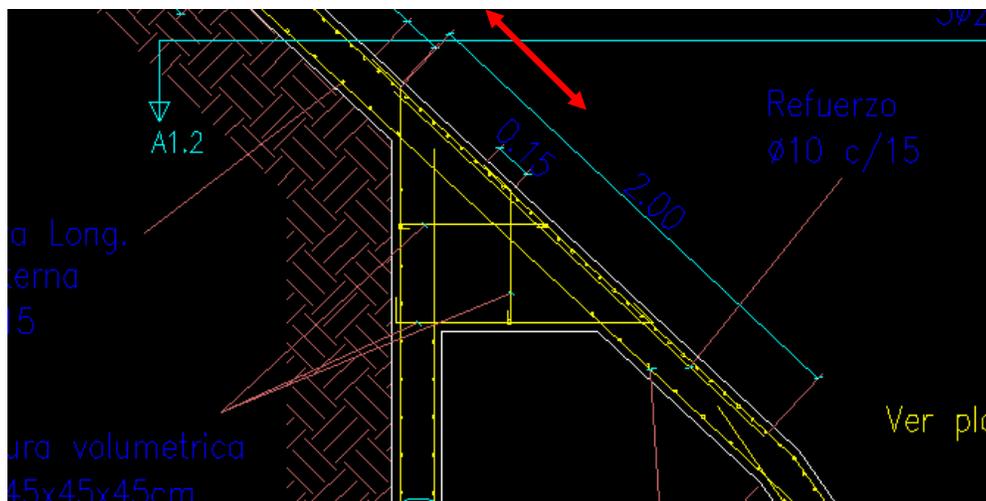
Planilla de cálculo, Flexión compuesta – Elaboración propia, Excel

El recubrimiento considerado fue de 5cm a efectos de otorgarle una buena protección y durabilidad a la armadura cercana al suelo húmedo, y 3cm en la cara interna, alejada del suelo. Luego se obtuvo como resultado un área mínimo requerido de  $A_s = 8.2\text{cm}^2$  de armadura superior. El requerimiento fue cubierto con la armadura típica  $1\Phi 10$  c/15cm mas un refuerzo de  $1\Phi 10$  c/15cm desfasado del anterior 7.5cm.



Corte longitudinal, tolva - Extracto Plano de armado

- Longitud de anclaje:



Corte longitudinal, tolva - Extracto Plano de armado

Ahora es necesario determinar la longitud requerida para poder alcanzar la tensión solicitante en las barras. El anclaje corresponderá a barras rectas, el cálculo se lleva a cabo según las recomendaciones CIRSOC 201-05 punto (12.2):

$$\ell_d = \left( \frac{18 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \ell_d = \frac{18 \times 420}{25 \times \sqrt{21}} \times 10 = 660 \text{ mm} = 66 \text{ cm}$$

Este valor se puede reducir por armadura en exceso, es decir, que las barras se encuentran menos tensionadas de los que pueden alcanzar.

$$\ell_d = 66 \text{ cm} \times \frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ adoptada}} = 53 \text{ cm}$$

La longitud requerida mínima es 53cm, se adopto 70cm.

- Longitud de cobertura de momento:

Ahora se debe determinar la longitud a cubrir por las barras según la necesidad de tracción:



Corte longitudinal, tolva - Extracto Plano de armado

Por simplificación se toma la longitud hasta el punto donde el momento está cubierto por la armadura mínima más el decalaje del diagrama de momento flector.

La armadura típica está dada por  $1\Phi 10$  c/15cm, lo que equivales en 100cm de ancho a  $5.2\text{cm}^2$  de armadura. Por lo tanto se calculó el momento resistente de dicha armadura:

<u>FLEXION COMPUESTA</u>	
Mu [Tnm]	2.7
Nu [Tn]	5.7
h [cm]	20
Recubrimiento [cm]	3
e	0.47
Tipo	Gran excentricidad

<u>PEQUEÑA EXCENTRICIDAD</u>	
(Mu-Ma) [Tnm]	2.3
A1 [cm <sup>2</sup> ]	3.7
A2 [cm <sup>2</sup> ]	1.5
As [cm <sup>2</sup> ]	5.2

La tracción según se observe en el grafico provisto por el programa de análisis estructural se mantiene en todo el primer tramo. Por lo tanto el punto donde ya no será requerido el refuerzo será el de momento igual a  $2.7 \text{ tnm/m}$ . Esta distancia se corrobora en el grafico de momento flector M11:

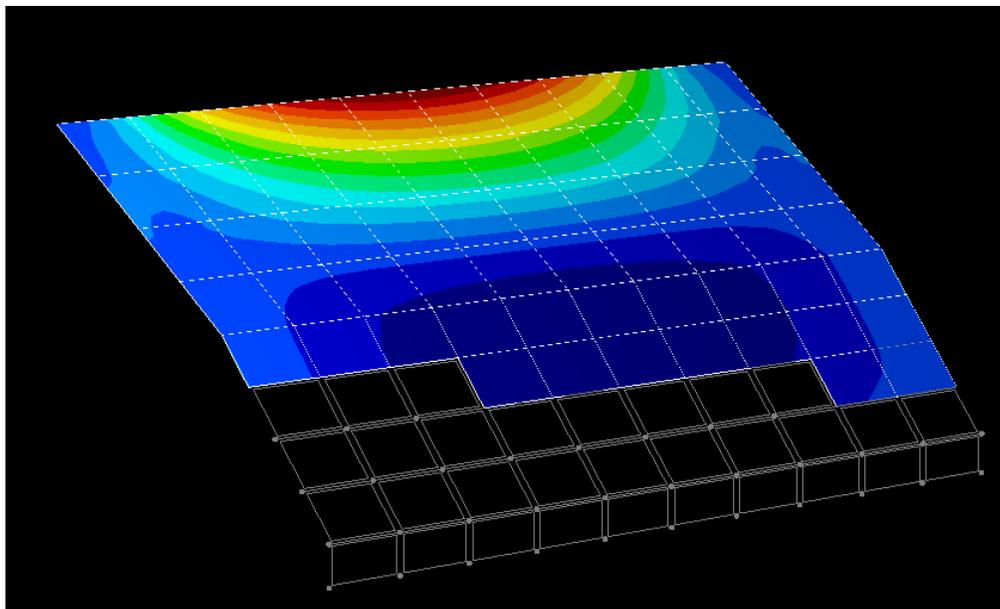
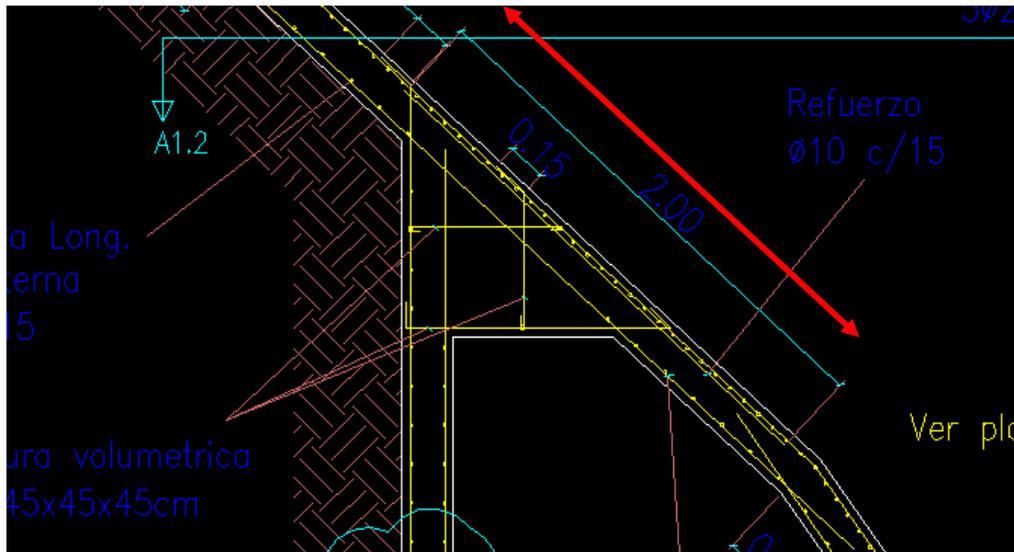


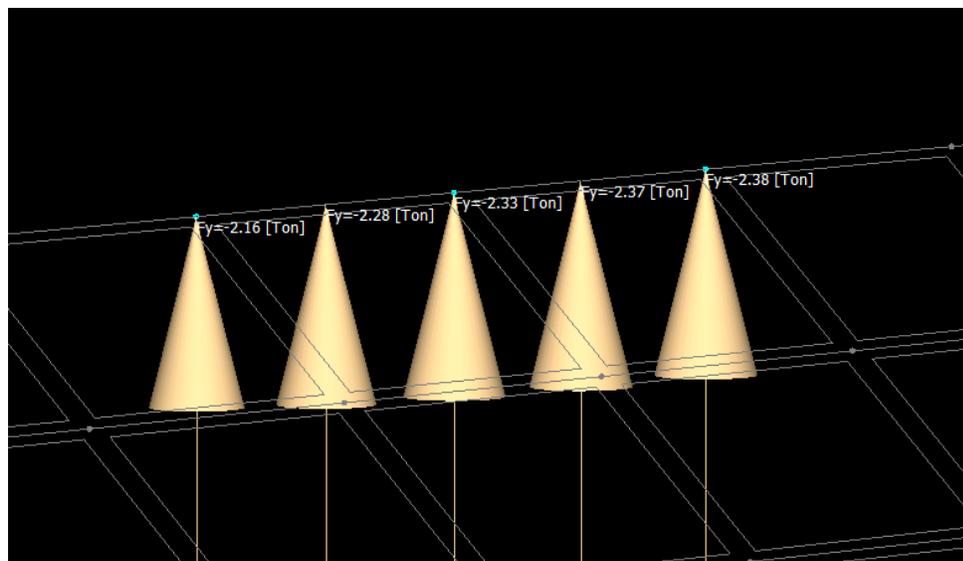
Grafico de momento flector M11 – Ram Advanse

Según las referencias el color verde equivale al momento flector buscado 2.7 Tnm/m. Cada segmento de placa tiene 40cm de longitud. Por lo tanto la distancia será de 80m. Luego el decalaje se considera igual al espesor de la losa e igual a 20cm por lo tanto la longitud requerida mínima será de 100cm. Se adopta 1.3m para completar un refuerzo de 2m de longitud total.



- Verificación a corte:

La sollicitación a corte se determina como la reacción vertical en el borde de losa más solicitado, considerando un metro de ancho obtenemos:



Reacciones verticales - Interfaz Ram advance

Los elementos de placa tienen 50cm de ancho. Por lo tanto el corte será aproximadamente de 11.5tn. Luego según reglamento la resistencia es:

$$V_c = \left[ 1 + 0.3 \frac{N_u}{A_g} \right] \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad \text{Para Flexo-tracción}$$

$$V_c = 12.2 \text{ Tn} > V = 11.5 \text{ Tn} \quad \text{Verifica}$$

Considerando que la sección a verificar es de 20cm cuando en realidad le macizado analizado anteriormente provee de una sección mayor. Además no se tuvo en cuenta el decalaje. Estas aclaraciones nos dejan del lado de la seguridad y permiten un tratamiento más rápido al respecto. Lo cual es correcto a los fines de solamente verificar el correcto funcionamiento del elemento de hormigón.

Zona b y c:

En los gráficos siguientes se puede observar las acciones predominantes:

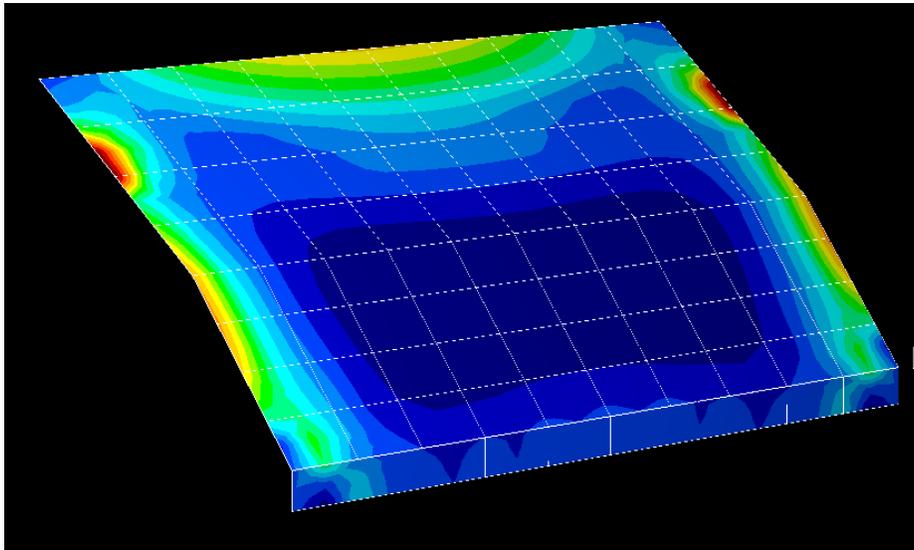


Grafico M33 – Ram Advance

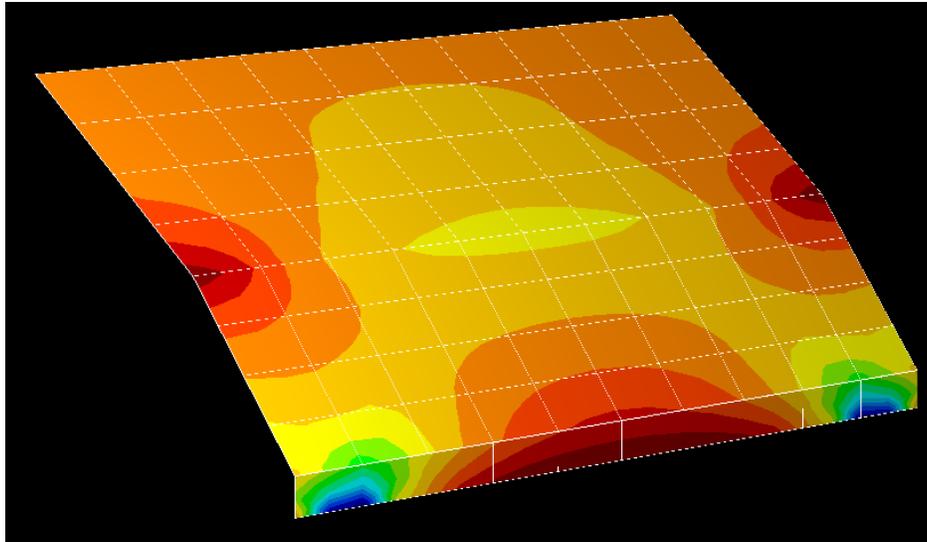


Grafico F11 – Ram advance

- Verificación a flexo-tracción:

Se considera en función del grafico, un momento flector en la cara superior y una tracción promedio en el tramo más solicitado.

<u>FLEXION COMPUESTA</u>	
Mu [Tnm]	1
Nu [Tn]	5.07
h [cm]	20
Recubrimiento [cm]	3
e	0.20
Tipo	<b>Gran excentricidad</b>

<u>PEQUEÑA EXCENTRICIDAD</u>	
(Mu-Ma) [Tnm]	0.6
A1 [cm <sup>2</sup> ]	0.9
A2 [cm <sup>2</sup> ]	1.3
As [cm <sup>2</sup> ]	2.2

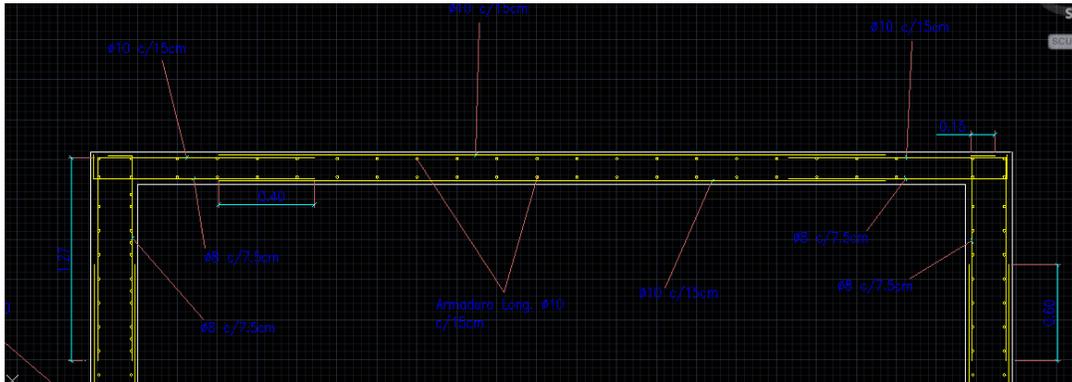
Según la sollicitación correspondería una armadura superior de 2.2cm<sup>2</sup> por metro de losa, pero la armadura traccionada mínima en losas es igual a la armadura por contracción por retracción de 3.6cm<sup>2</sup> por metro, además en este caso se requeriría de una longitud de anclaje pequeña debido a la intersección con

la placa lateral, por lo tanto, en principio se adopta la armadura típica de  $1\Phi 10$  c/15cm.

Esta armadura se extenderá en toda la longitud, pero por una cuestión constructiva, de facilidad de armado, se dispondrá un empalme a 50cm del borde, evitando la zona de mayor solicitación.



Corte longitudinal vertical de la tolva



Corte A1.2 longitudinal horizontal de la tolva

- Empalme:

El empalme se calcula según el punto 12.2 del reglamento CIRSOC 201-05, considerando la barra de menor diámetro en este caso son iguales (10mm). Esto asegurara la longitud requerida para transferir la tensión de una barra a otra.

$$ld = \frac{18 \times 420}{25 \times \sqrt{21}} \times 10 = 660\text{mm} = 66\text{cm}$$

$$ld = 66\text{cm} \times \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ adoptada}} = 26\text{cm}$$

$$\text{long de empalme} = ld \times 1.3 = 26 \times 1.3 = 35\text{cm}$$

Se adopta como empalme 40cm.

- Anclaje sobre placa lateral:

Se debe cumplir con el punto 12.10.3 del reglamento, y el punto 12.5. Lo que significa que debería tener por lo menos una longitud embebida de por lo menos la altura útil del elemento (15cm), lo cual cumple. La longitud disponible es de 15cm. Además se calcula la longitud de anclaje, para la barra con ganchos,

$$ldh = 0,24 \times \frac{Fy}{\sqrt{f'c}} \times db \times 0.8 = 18cm \geq 15cm$$

La cual no verifica, pero debido a que las barras trabajan a una tensión menor, se permite una reducción en función de la relación de área requerida y área adoptada,

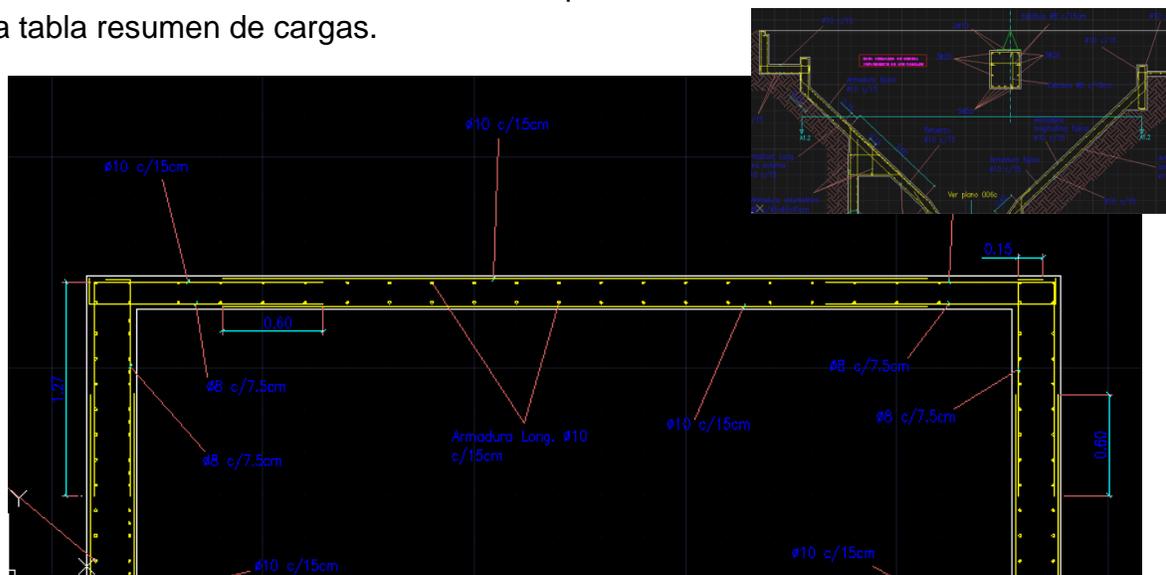
$$ld = 18cm \times \frac{As\ requerida}{As\ adoptada} = 18 \times \frac{2.2}{5.2} = 8cm \geq 15cm \quad \text{Verifica}$$

- Verificación a corte:

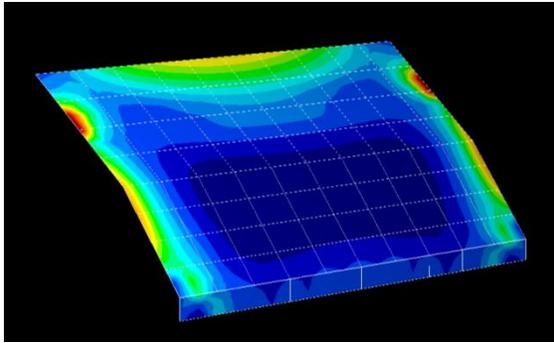
La verificación a corte ya fue realizada para la misma sección en las peores condiciones.

Zona d:

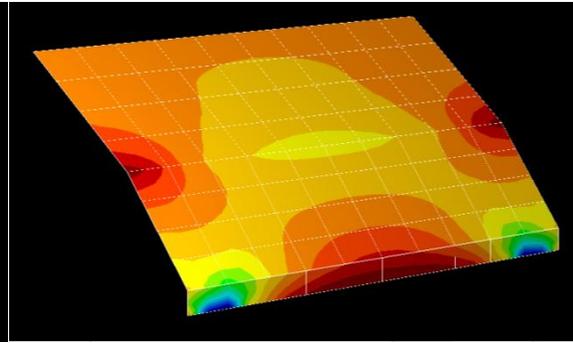
En esta zona se propuso una armadura típica 1Φ10 c/15cm superior e inferiormente en los dos sentidos y fue verificada en la dirección más solicitada. Analizando las solicitaciones se tomo el peor caso. Las mismas se encuentran en la tabla resumen de cargas.



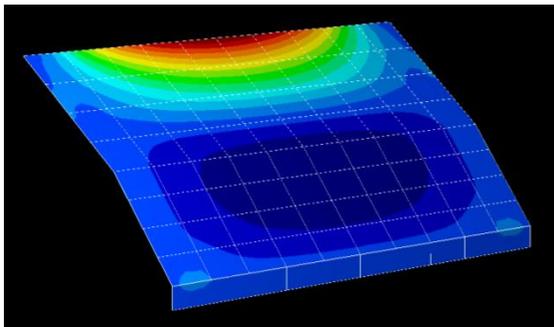
Corte A1.2 de armado – indicado en la figura al margen superior izquierdo



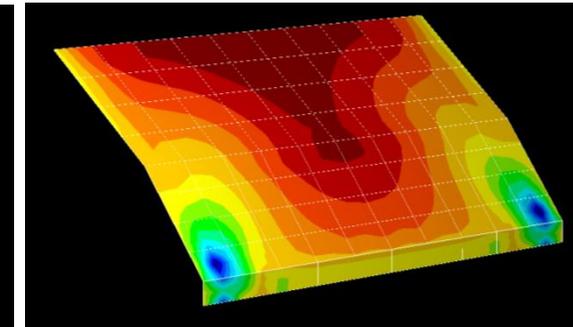
Análisis en la dirección 1 - M33



Análisis en la dirección 1 – F1



Análisis en la dirección 3 – M11



Análisis en la dirección 3 – F33

La dirección más desfavorable es la 3, en la tabla resumen podemos corroborar que la misma se encuentra sometida a flexión (0.8 Tnm) con la cara inferior traccionada y tracción centrada (4 Tn). Por lo tanto se deberá verificar a flexión compuesta. No hay corte significativo en este tramo y el mismo ya fue verificado para esta placa. Las longitudes de empalme para las barras inferiores son las mismas que las superiores, estas últimas ya verificadas.

- Verificación a flexión compuesta (flexo-tracción):

FLEXION COMPUESTA	
Mu [Tnm]	0.8
Nu [Tn]	4
h [cm]	20
Recubrimiento [cm]	3
e	0.20
Tipo	Gran excentricidad
PEQUEÑA EXCENTRICIDAD	
(Mu-Ma) [Tnm]	0.5
A1 [cm <sup>2</sup> ]	0.9
A2 [cm <sup>2</sup> ]	1.1
As [cm <sup>2</sup> ]	2.0

La armadura requerida es menor a la dispuesta por lo que verifica perfectamente.

Zona e:

Esta zona constituye una superficie longitudinal, sometida principalmente a tracción según se indico en la tabla resumen. Se deberá asegurar 4 barras debido al quiebre de la geometría.

Se dispondrán 4Φ10 que equivale a 3.1cm<sup>2</sup> de acero, correspondiente a la continuación de la armadura típica de Φ10 c/15cm. Se verifico a tracción, la armadura mínima por cálculo seria:

$$A_s = \frac{N_u}{0.9 \times F_y} = 1.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Verifica}$$



**5.2. Placa Lateral**

Esta placa se armo, debido a las bajas solicitaciones con una armadura mínima típica de Φ10 c/15cm en ambas direcciones, tanto en la cara interna como externa, estando las mayores solicitaciones en los bordes.

La flexión negativa es absorbida por la armadura externa (del lado del suelo). Además debido a la viga que se encuentra apoyada en la placa también se producirá en la zona un momento negativo también cubierto por la armadura externa.

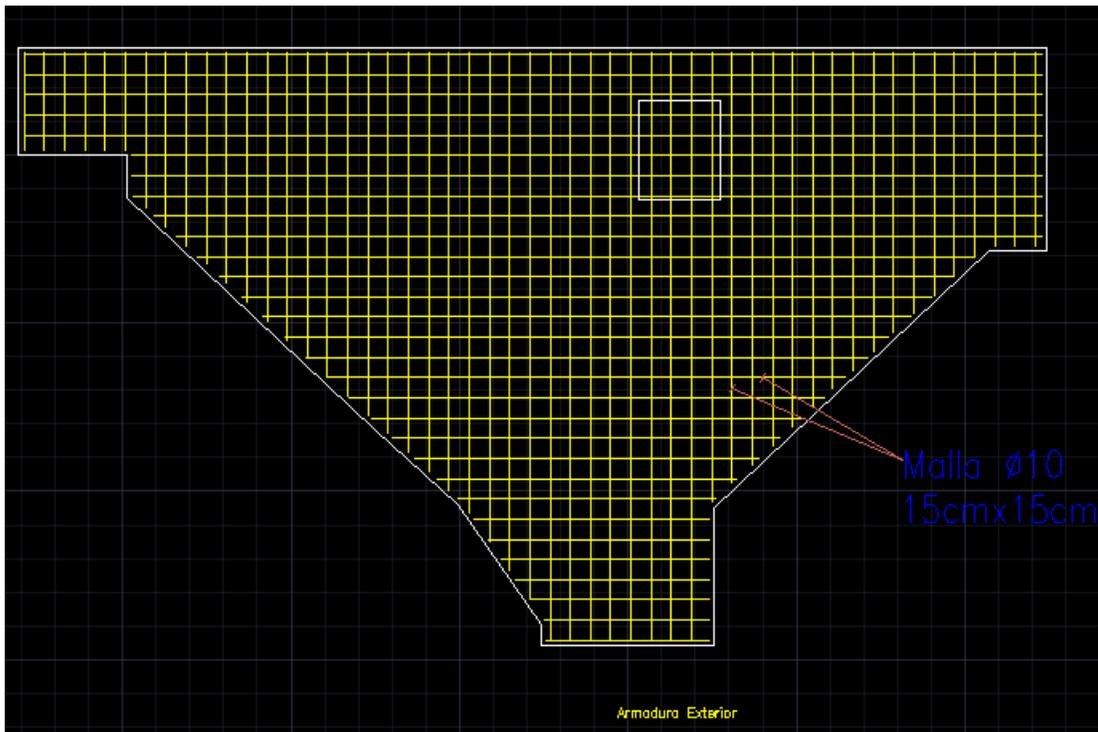
Se realizo la siguiente verificación para el máximo momento flector:

Mu= 1.3tnm/m

Luego la armadura mínima por cálculo será:

Mu (tnm)	1.3
$\phi$	0.9
b (cm)	100
d (cm)	15
f'c (Mpa)	21
Kr	0.028
Kc	0.043
Kz	0.982
fy (Mpa)	420
As (cm <sup>2</sup> )	2.3

La armadura requerida es menor a la dispuesta por lo que se determina que la armadura dispuesta es adecuada.



*Despiece de armadura exterior, placa lateral*

La verificación a corte es similar a la placa inferior, y fue satisfecha por todos los requerimientos reglamentarios sin necesidad de estribos.

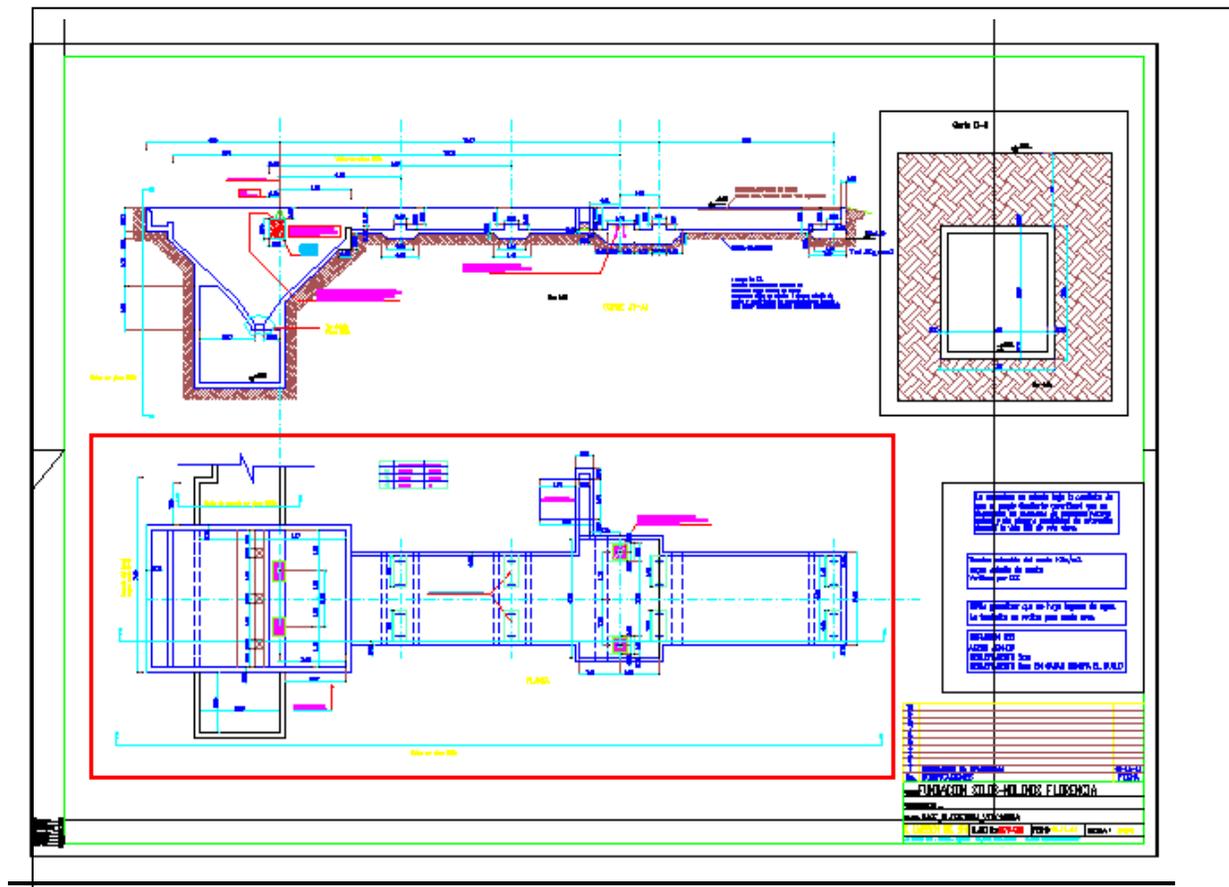
Las longitudes de anclaje y empalme son las mismas realizadas en la placa inferior.

## 6. Diseño geométrico final. Elaboración de planos

El plano realizado contiene en general un rotulo con la identificación de la estructura representada y las modificaciones hechas sobre la misma si las tuviere. Además se incluye información acerca de la calidad de los materiales utilizados en el cálculo y los recubrimientos previstos. Los gráficos son realizados respetando las puntas de dibujo, lo que permite respetar espesores de líneas para una mejor interpretación de los planos impresos.

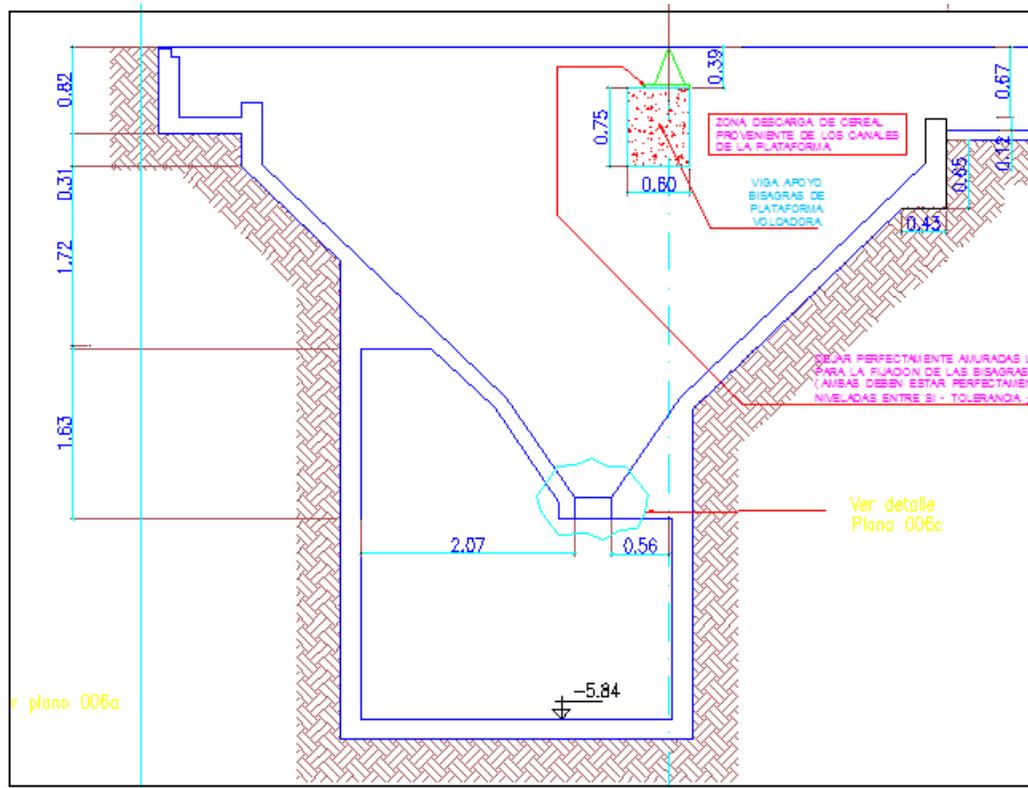
Como criterio general se pretende mostrar gráficamente todos los detalles e información geométrica que permitan una correcta construcción de la estructura en cuestión. Para ello se recurre en primer lugar a un plano general en planta para ubicar dentro de la obra general la obra específica. Se indican cortes en las distintas direcciones y aclaraciones útiles como referencias de planos, detalles constructivos y extensión de datos.

Se anexan todos los planos realizados y presentados ANEXO 2.



Plano general





## CONCLUSION

Del informe sobre el diseño y cálculos de las dos estructuras de hormigón armado decantan varias conclusiones o ideas propias de la práctica profesional.

Durante la elaboración del proyecto intervinieron distintas especialidades, las cuales se reparten las responsabilidades de lo inherente a cada área. Los parámetros de suelo, es decir el comportamiento del suelo en relación con la estructura planteada, surgieron de un informe realizado por una empresa especializada en geotecnia, dicho informe fue considerado valido para el diseño estructural, respetando siempre todas las limitaciones del mismo.

Tanto el modelado de las estructuras como el cálculo de cargas y estructural, surgen de la aplicación integradora de varias materias vistas durante el cursado como ser, mecánica de las estructuras I y II, Hormigón armado y pretensado, Diseño de estructuras de hormigón armado y pretensado, tecnología de los materiales de la construcción, Geotecnia II y III. Además, a los conocimientos adquiridos para el diseño de la armadura se tuvo que adicionar la componente económica, desde el punto de vista de la facilidad de armado y disponibilidad de materiales.

Durante todo el proceso de diseño se mantiene una relación constante con el comitente tanto para aclarar datos como para consensuar cambios que resulten económicos y funcionales.

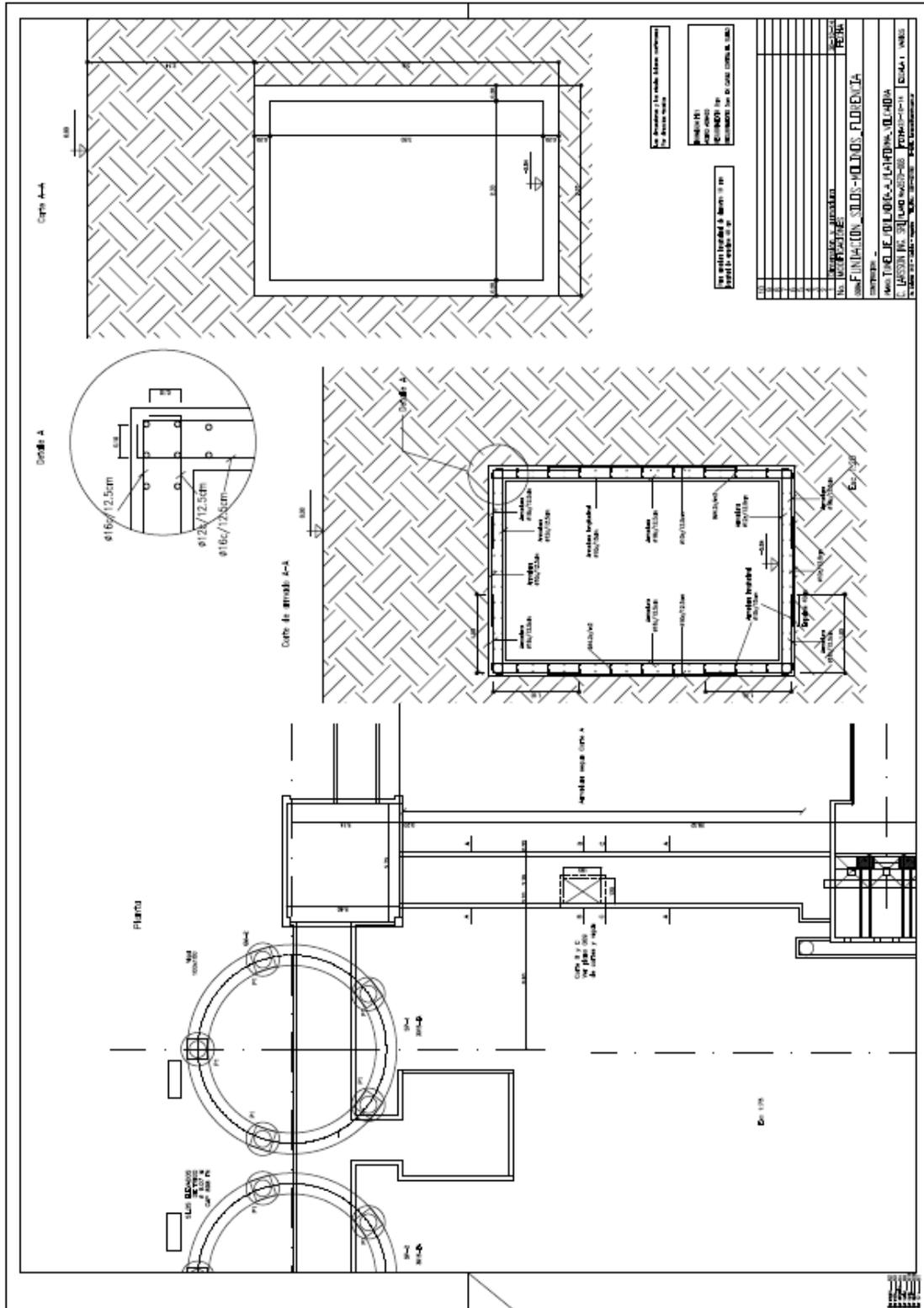
El reglamento argentino para las obras civiles CIRSOC, constituye en general una guía de aplicación de los conocimientos adquiridos en el cursado para el cálculo y diseño, estableciendo además límites de seguridad, pero para aspectos específicos se debió recurrir a distintas bibliografías como complemento.

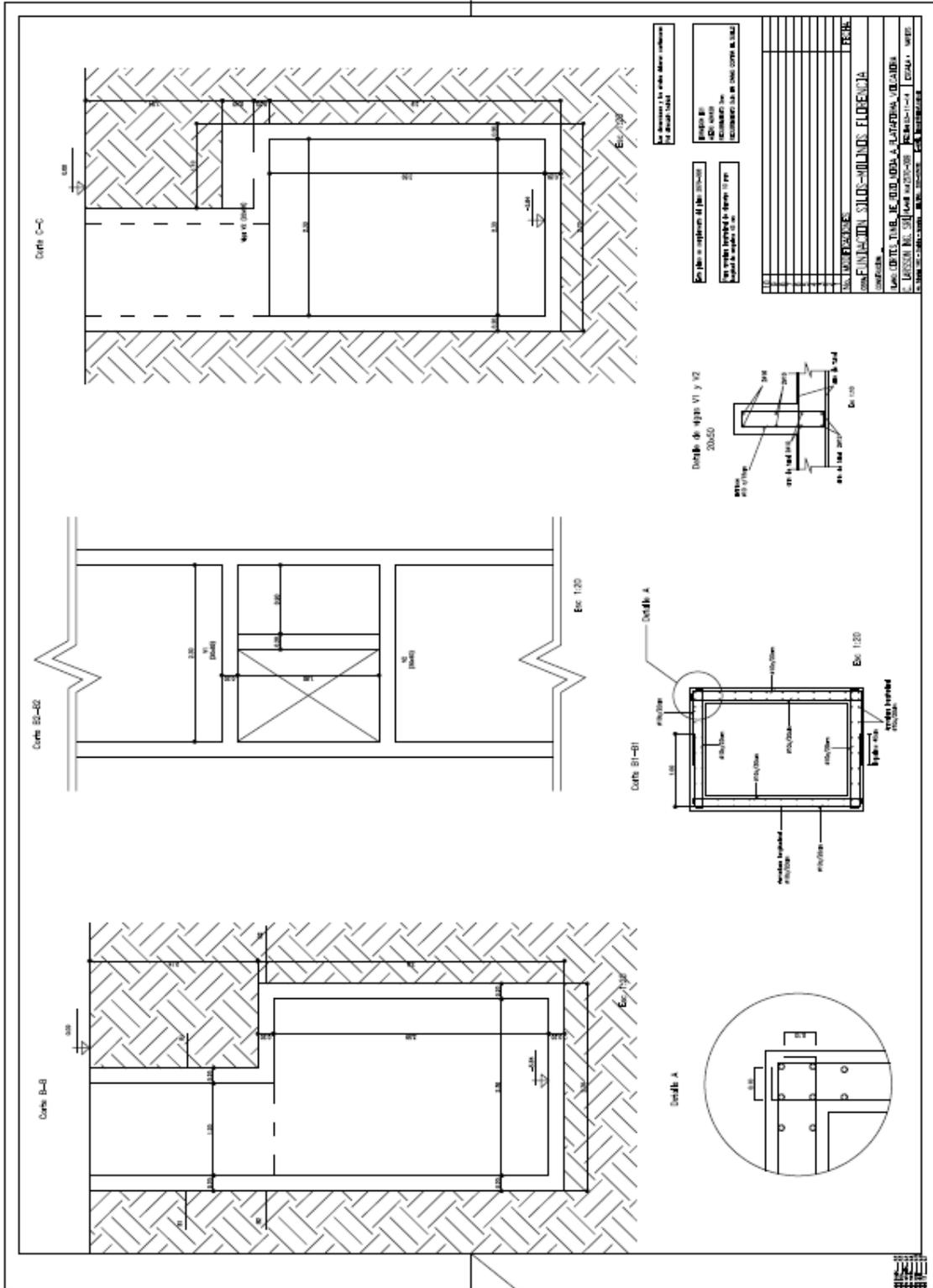
Luego de la elaboración de cálculos detallados empiezan a surgir valores y conceptos característicos, que sirven como referencia a la hora idear el funcionamiento de las estructuras y constatar cálculos futuros.

En definitiva la practica bajo la supervisión de tutores internos y externos, y la elaboración de un informe al respecto permitió afianzar los conocimientos teórico-prácticos y la visualización de una metodología de aplicación, como así también la incorporación de nuevas variables que hacen al campo de la ingeniería estructural como ser, los aspectos constructivos, relación con otros profesionales o especialidades, funcionalidad y factibilidad de la obra desde el punto de vista del comitente, y el abordaje introductorio y recopilación de datos de la obra.

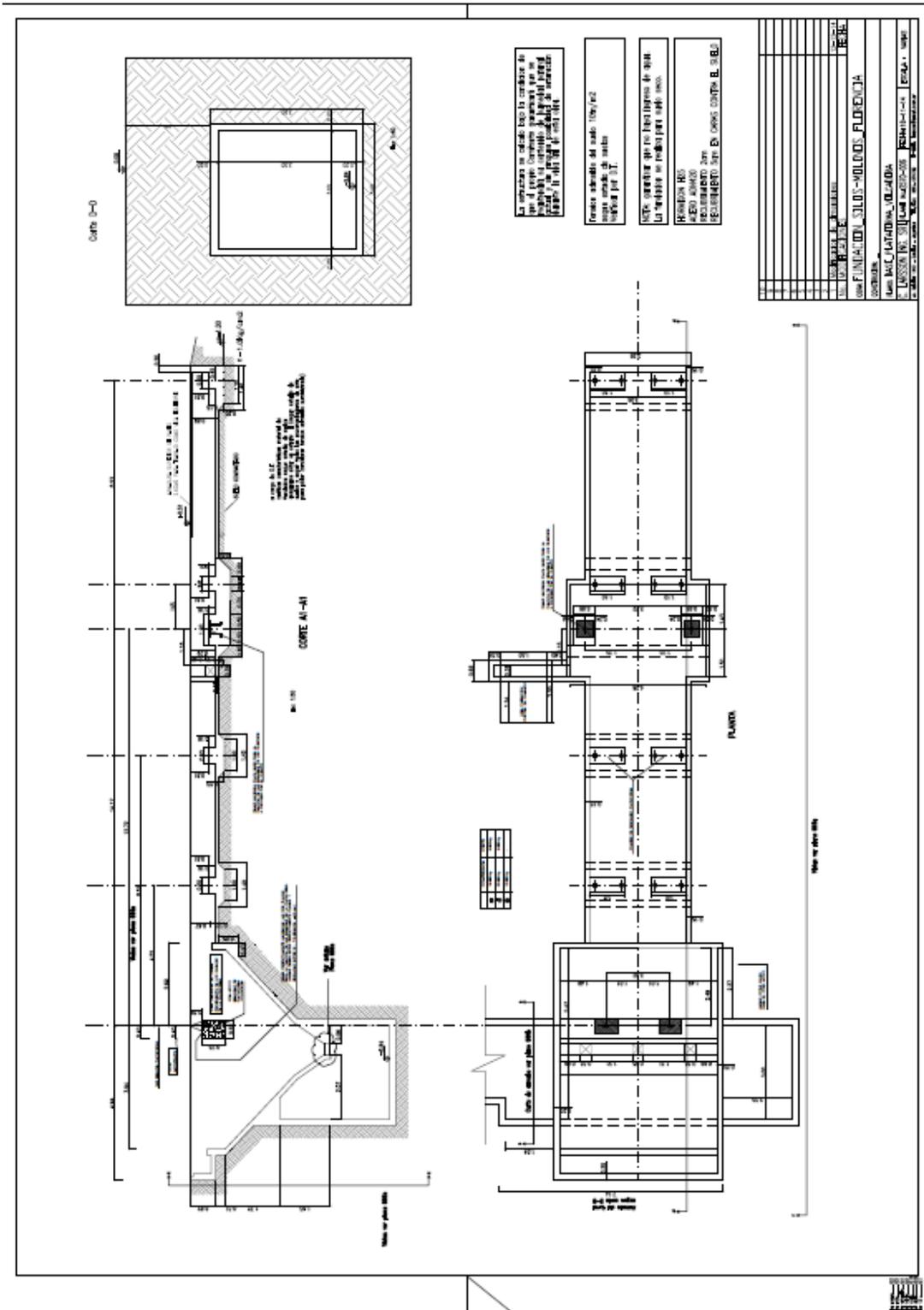
# ANEXO

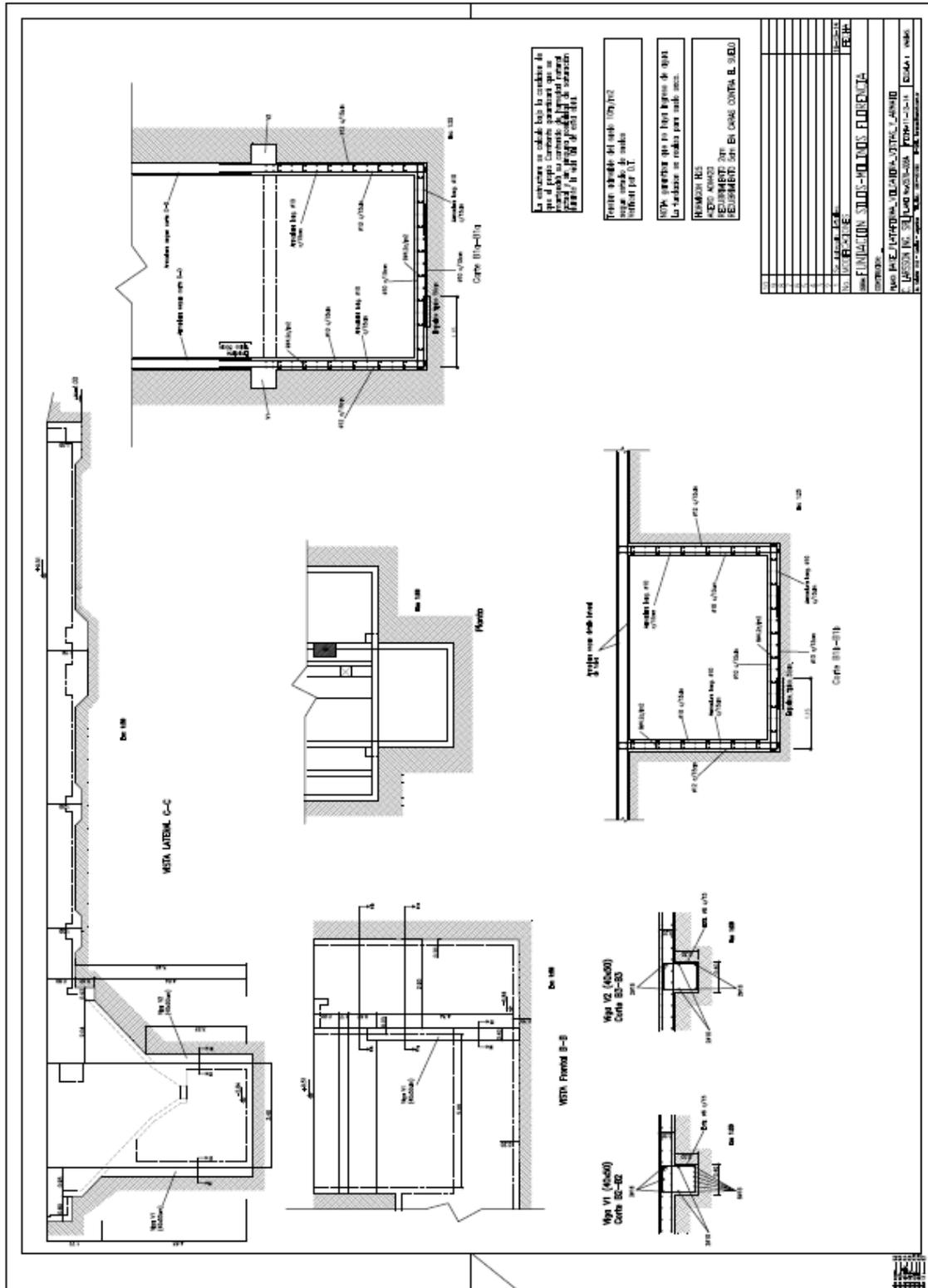
1. ANEXO TUNEL





2. ANEXO TOLVA









## BIBLIOGRAFIA

CIRSOC 101-05

CIRSOC 201-05

APUNTE DE HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO (**Carlos Larsson**)

ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO (**Fritz Leonhardt**)

DISEÑO BASICO DE HORMIGON ESTRUCTURAL (**Orler – Donini**)

FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES (**Braja M. Das**)

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (**Nilson Arthur**)