



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

*CÁLCULO ESTRUCTURAL DE UN CÁRCAMO DE
BOMBEO ENTERRADO EN LA CIUDAD DE MÉXICO*

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
VEGA REYES JUAN ANTONIO

DIRECTOR DE TESIS: M.I. FERNANDO MONROY
MIRANDA



MÉXICO, D.F

2010



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	4
OBJETIVO.....	6
1.- CAPITULO 1 CRITERIOS PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE CÁRCAMOS DE BOMBEO ENTERRADOS.....	9
1.1.- Conceptos basicos.....	9
1.2.- Clasificación.....	9
1.2.1.- Cárcamos secos.....	9
1.2.2.- Cárcamos húmedos	12
1.3.- Requisitos geometricos.....	14
1.4.- Recomendaciones generales para el análisis y diseño estructural	15
1.5.- Acciones adicionales que deben considerarse	17
1.6.- Proceso de diseño.	17
2.- CAPITULO 2 ANALÍISIS GEOTECNICO	20
2.1.- Magnitud y distribución del empuje en excavaciones ademadas.....	20
2.2.- Excavaciones ademadas en suelos cohesivos friccionantes	23
2.3.- Capacidad de carga del suelo.....	26
2.3.1.- Cimentación totalmente compensada	27
2.3.2.- Cimentación parcialmente compensada.....	28
2.3.3.- Cimentación sobrecompensada	29
2.4.- Falla de fondo por esfuerzos cortantes.....	30
2.5.- Influencia del ancho de la excavación y el espesor del estrato.....	34
2.6.- Muros o tablaestacas con pata	35
2.7.- Resistencia estructural del muro, en flexión.....	35
2.8.- Fricción entre el muro y el suelo	38
3.- CAPITULO 3 ANALISIS ESTRUCTURAL	43
3.1.- Carga muerta	43
3.2.- Carga viva.....	43
3.3.- Hundimientos diferenciales	44
3.4.- Cargas de nieve, lluvia, granizo y hielo.....	45
3.5.- Método simplista de análisis sísmico:	46
3.6.- Resumen y tabla de cargas.	48
3.7.- Combinaciones de carga	48
4.- CAPITULO 4 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	51

4.1.-	Ejemplo práctico de diseño	51
4.2.-	Profundidad de la pata.....	56
4.3.-	Cálculo de la presión hidrodinámica.	58
4.4.-	Modelación del cárcamo en el software SAP 2000 V.14	59
4.5.-	Primer modelo; etapa de construcción.....	59
4.5.1.-	Calculo del troquel.....	70
4.6.-	Segundo modelo; planta de bombeo en funcionamiento.	72
4.6.1.-	Calculo de acero de refuerzo	79
5.-	Capitulo 5. Procedimiento constructivo.	83
6.-	Capitulo 6: Conclusiones.....	91
	Bibliografia.....	92

INTRODUCCIÓN

El manejo del agua residual en una población se lleva a cabo por medio de sistemas de recolección, así como de tratamiento, reusó y disposición. En cada uno de ellos, es necesario contar con una serie de muy diversas estructuras. Entre éstas se encuentra los cárcamos de bombeo, cuya función es elevar el agua de una cota inferior a otra superior, con el propósito de hacer que el agua posteriormente llegue a su destino por gravedad. Así mismo, los cárcamos son pieza fundamental para mitigar las inundaciones que ocurren en la Ciudad de México en relación con el drenaje sanitario y pluvial.

Puesto que el objetivo básico de un cárcamo es elevar el agua, estos se componen por cámaras, bombas y equipos auxiliares.

Los cárcamos de bombeo consisten básicamente de dos componentes, la estructura para interceptar y contener el agua donde se homogeniza la carga de bombeo y se encuentran el equipo complementario, y otra que sirve para proporcionar la energía necesaria para elevar el agua acumulada y que constituye el equipo de bombeo.

Los cárcamos de bombeo son indispensables para vencer los tramos contra pendiente o mover caudales en terrenos planos. En consecuencia, los cárcamos de bombeo, al igual que su tamaño y ubicación, deben atender a criterios tanto técnicos como económicos. Adicionalmente se debe recordar que en todo momento se bombea agua residual y/o pluvial la cual con frecuencia contiene sólidos y diversos contaminantes que ocasionan problemas adicionales de operación.

En la siguiente imagen (Figura 1) se aprecia la función de un cárcamo en una planta de bombeo.

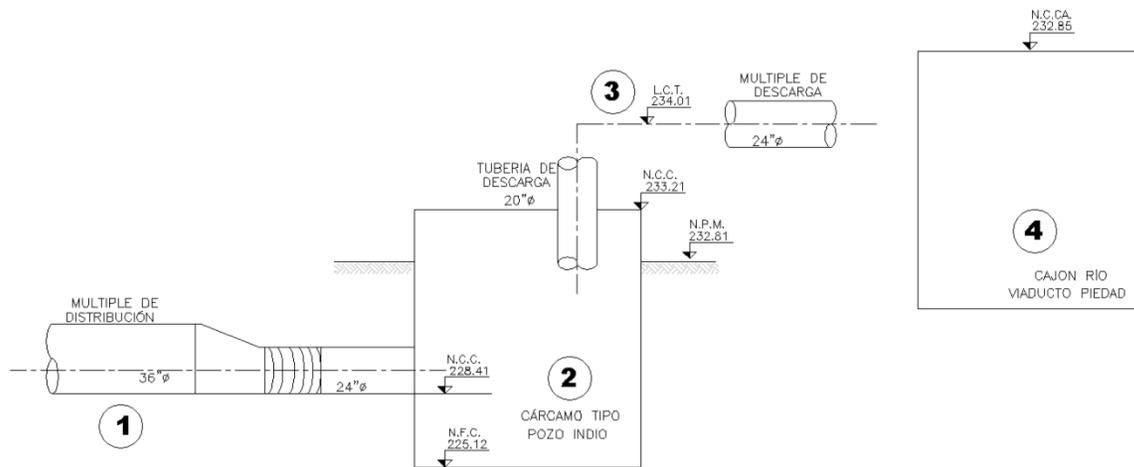


Figura 1 Planta de Bombeo

El esquema mostrado en la figura 1 muestra una planta de bombeo de aguas pluviales y residuales. En el número 1, se muestra la tubería de distribución, esta tubería deposita el agua en el cárcamo (número 2) donde se almacena temporalmente y al alcanzar cierto tirante las bombas se encienden y transportan el agua por la tubería de descarga (número 3) a una cota por encima del nivel de terreno natural. La tubería de descarga deposita el agua en un canal confinado (número 4) que desalojara el agua por gravedad.

OBJETIVO

Con el desarrollo de esta tesis se pretende establecer los criterios fundamentales para el cálculo estructural de un cárcamo de bombeo enterrado.

Los aspectos fundamentales para el diseño de cárcamos así como su clasificación, requisitos geométricos y recomendaciones generales para el análisis y diseño estructural y geotécnico se presentan en el Capítulo uno.

El Capítulo 2 describe la información necesaria con que se debe contar para poder calcular adecuadamente los esfuerzos producidos en las paredes y la losa de fondo del cárcamo. También se explicará porque el estudio geotécnico es primordial para poder elegir el proceso constructivo y como este determina el cálculo estructural del cárcamo.

En el Capítulo 3 se determina las cargas vivas, accidentales y permanentes que se presentarán. Los resultados obtenidos por el análisis geotécnico se integran y junto con las cargas se crea un modelo en 3D mediante un software de computadora. Al final se hace un resumen y se presentan los resultados más representativos del análisis.

Una parte importante del cálculo estructural es plasmar los resultados de los análisis en los elementos estructurales que conformarán la estructura. Con esto en mente en el Capítulo 4 se diseñan los muros, trabes y losas que conformarán el cárcamo de bombeo. Para lo anterior se utilizarán las Normas Técnicas Complementarias publicadas dentro del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en el año 2004.

Parte esencial de un cárcamo de bombeo es el procedimiento constructivo que se utilizará para llevar a cabo la obra, por ello en el Capítulo 5 se menciona el procedimiento utilizado para la construcción de este tipo de estructuras en la Ciudad de México. .te

1

CRITERIOS PARA DISEÑO
ESTRUCTURAL DE
CARCAMOS DE BOMBEO
ENTERRADOS

1.- CAPITULO 1 CRITERIOS PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE CÁRCAMOS DE BOMBEO ENTERRADOS.

1.1.- CONCEPTOS BASICOS

Los cárcamos de bombeo se usan para impulsar todo tipo de agua (residual, pluvial, industrial, etc.) cuando:

- La cota del área de donde se capta el agua es muy baja como para drenar por gravedad a colectores existentes o en proyecto.
- Se requiere drenar a zonas situadas fuera de la cuenca vertiente.
- El bombeo disminuya los costos para instalar el alcantarillado posterior para dar servicio a una zona determinada.

1.2.- CLASIFICACIÓN

Los cárcamos de bombeo se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Cárcamos secos.
- Cárcamos húmedos.

A continuación se explicará brevemente cada uno de ellos.

1.2.1.- Cárcamos secos

Se denominan así por la presencia de una cámara seca situada adyacente a la de succión donde se alberga las bombas, la tubería de succión e impulsión y sus correspondientes válvulas.

A lo largo de la pared que separa las cámaras hay un canal de drenaje que recoge y transporta las fugas que puedan producirse, así como el agua procedente del drenaje de las bombas y de la limpieza de la cámara seca.



Figura 2 cárcamo seco

En la figura 2 se muestra un cárcamo seco. Este cárcamo es parte de una planta de bombeo de agua potable. Se aprecia el múltiple de descarga, las bombas y la rejilla que cubre el fondo del cárcamo. En la figura numero 3 se muestra la estructura interna del cárcamo así como el múltiple de distribución. El agua que está en el fondo es a causa de las fugas de la tubería, filtración de agua del suelo e incluso agua acumulada por la lluvia.



Figura 3 Interior cárcamo seco

1.2.2.- Cárcamos húmedos

La cámara de succión o pozo de bombeo sirve para almacenar el agua residual antes de su bombeo. Su volumen depende del tipo de bombas que se emplean, ya sean de velocidad constante o variable. Si se eligen bombas de velocidad constante, el volumen debe ser tal que evite ciclos de funcionamiento demasiado cortos, pues ello provoca una frecuencia elevada de paros y arranques.

Otras funciones de la cámara de succión son conseguir la suficiente sugerencia de los ductos de la succión de las bombas para evitar la formación de vórtices así como amortiguar la transición del caudal desde la llegada del agua a las tuberías de succión de las bombas.

Básicamente la cámara de succión consiste de un pozo de registro de dimensiones superiores a las normales. El nivel mínimo del agua se debe situar a una cota tal que no permita la entrada de aire a la tubería de succión por la formación de vórtices. La parte superior de la voluta se debe ubicar por debajo del nivel mínimo del agua para eliminar la posibilidad de que el aire entre en la bomba. Cada bomba debe contar con una tubería de succión independiente, con el objeto de poder sacarla fuera de servicio para su mantenimiento. Por ello, se instalan válvulas de aislamiento entre la bomba, la cámara de succión, así como a continuación de la válvula de retención en la descarga. Estas válvulas normalmente son del tipo de resorte, ya que el espacio disponible en el cárcamo es limitado. En los cárcamos grandes la extracción de los equipos se realiza con grúas viajeras, mientras que en los pequeños basta con algún tipo de gancho

situado sobre los componentes de gran tamaño. Las puertas deben ser de tamaño suficiente para permitir la extracción de los equipos, así como las trampas dispuestas en el suelo para la extracción de elementos situados en niveles inferiores.



Figura 4 cárcamo húmedo

En la imagen numero 4 se muestra la techumbre que cubre un cárcamo húmedo. Se aprecian las bombas y en la parte superior el polipasto (grúa viajera) que es utilizado para remover bombas y rejillas.



Figura 5 vista al interior de un cárcamo húmedo

En la figura 5 se puede observar el interior de un cárcamo húmedo. Se puede ver la tubería de succión, la cámara de succión así como la rejilla de retención de sólidos.

1.3.- REQUISITOS GEOMETRICOS

Para realizar el cálculo estructural de un cárcamo de bombeo siempre se debe de contar con un proyecto funcional. En Dicho proyecto se especifican las

dimensiones necesarias para el funcionamiento del cárcamo de bombeo. Los planos funcionales son realizados por Ingenieros especialistas en Hidráulica. El volumen mínimo necesario del cárcamo de bombeo depende del tipo y funcionamiento de las bombas. En base a la geometría propuesta el Ingeniero encargado del cálculo estructural deberá determinar el espesor de los muros, losas y el procedimiento constructivo.

La geometría y el procedimiento constructivo es determinado por las limitaciones del lugar y se deberá realizar un proyecto estructural que ante todo respete las restricciones impuestas de espacio. Es importante mencionar que si tenemos un área muy reducida será recomendable construir la estructura mediante el procedimiento constructivo llamado, muro Milán. Si tenemos espacio suficiente se puede excavar y realizar taludes y así poder colocar la cimbra y colar los muros de la manera tradicional.

1.4.- RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar soluciones que por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales, de las técnicas constructivas disponibles, y aun cumpliendo con las restricciones impuestas por los otros aspectos del proyecto, den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construcción y a una seguridad contra la ocurrencia de algún tipo de falla.

La función del cárcamo es aislar un espacio por debajo del nivel de terreno natural para depositar momentáneamente agua. Para lograr lo anterior de manera segura la estructura se verá sometida a las siguientes solicitaciones: carga viva, carga muerta, sismo y hundimientos.

A continuación se mencionan las definiciones de las acciones así como las que se deberán contemplar en el cálculo estructural de un cárcamo de bombeo.

- *Acciones permanentes* Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Entran en esta categoría el empuje estático del suelo colindante, la subpresión en la losa de fondo y la carga muerta debida al peso propio de la estructura.
- *Acciones variables* Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes. Para el cárcamo de bombeo la principal carga viva será la que actué en la losa tapa. En esta zona se deberá considerar el paso de las personas, la sobrecarga ocasionada por los equipos de bombeo, así como la tubería de succión.
- *Acciones accidentales* Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden tomar valores significativos sólo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Debido a causas extraordinarias. La capacidad de bombeo del cárcamo puede ser rebasado y esto ocasionaría que se anegue por completo, lo anterior debe

de tomarse en cuenta y considerar el empuje estático del líquido en las paredes así como en la losa de fondo del cárcamo.

Para poder evaluar el efecto de las acciones permanentes es indispensable contar con un estudio de las propiedades físicas del suelo al menos 1.40 veces la profundidad propuesta del nivel superior de la losa de fondo.

Para poder evaluar correctamente las acciones variables se debe considerar que debido al procedimiento constructivo los muros se modelarían como una viga en voladizo y para las acciones permanentes se deberán calcular como muros simplemente apoyados.

En la evaluación de las acciones variables es necesario calcular el empuje hidrostático e hidrodinámico que se pudiera presentar en el interior del cárcamo al momento de que este se anegue.

1.5.- ACCIONES ADICIONALES QUE DEBEN CONSIDERARSE

A pesar de que es poco probable que cuando se inunde por completo el cárcamo también ocurra un sismo, se deberá realizar un análisis hidrodinámico del líquido en los muros y en la losa de fondo.

Durante el procedimiento constructivo se utilizarán troqueles metálicos y se deberán calcular para resistir los empujes ocasionados por el suelo.

Debido al procedimiento constructivo el muro Milán estará trabajando como una viga en voladizo, por lo que se deberá considerar al momento del diseño.

1.6.- PROCESO DE DISEÑO.

Las actividades más importantes del proceso de diseño son las siguientes:

- Conocimiento a fondo de los requerimientos del proyecto funcional.
- Determinación de las restricciones impuestas.
- Conocimiento del suelo donde será desplantado el proyecto.
- Evaluación de las acciones que debe soportar la estructura.
- Evaluación de alternativas de solución.
- Propuesta de solución
- Evaluación de la solución propuesta.
- Diseño de los elementos estructurales

2

ANÁLISIS GEOTECNICO

2.- CAPITULO 2 ANALÍISIS GEOTECNICO

En la Ciudad de México no se dispone de espacio suficiente para el desarrollo de taludes y es necesario excavar en cortes verticales que requieren, generalmente, de algún tipo de estructura para soportar el empuje horizontal ejercido por la masa de tierra contenida. Se recurre entonces al uso de ademes de diversos tipos: de madera, tablaestacas de concreto de acero, o muros de concreto colados en el sitio dentro de zanjas estabilizadas con lechada bentonítica, llamados “pantallas de concreto” o “muros Milán”.

2.1.- MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE EN EXCAVACIONES

ADEMADAS

En 1936 K. Terzaghi, en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, demostró experimentalmente, la influencia de los desplazamientos de la estructura de contención en la magnitud y distribución lateral ejercida por la tierra sobre la propia estructura.

Midiendo las reacciones en los apoyos de una pared móvil, en una gran caja de concreto llena de arena, y comparándola con los valores teóricos obtenidos de la ecuación de Rankine, Terzaghi pudo establecer las siguientes conclusiones de importancia práctica:

1. Cuando la pared rígida se desplaza paralelamente a sí misma, como ilustra el diagrama (a) de la Figura 6, en una cantidad δ del orden de $0.001H$ a $0.002H$ (H =Altura de la pared), la magnitud del empuje total y la distribución de la presión lateral son iguales a las obtenidas con el modelo teórico de

Rankine. Esto implica que basta un pequeño desplazamiento lateral en el muro para crear en la masa de suelo el estado de deformación plástica ideal que supone la teoría.

2. Cuando el desplazamiento de la pared rígida se produce girando alrededor de un eje horizontal coincidente con su lado inferior, en una cantidad δl , como lo muestra el diagrama (b) de la Figura 6, se obtiene el mismo diagrama de distribución lineal con igual magnitud del empuje total que se obtiene de la teoría de Rankine.

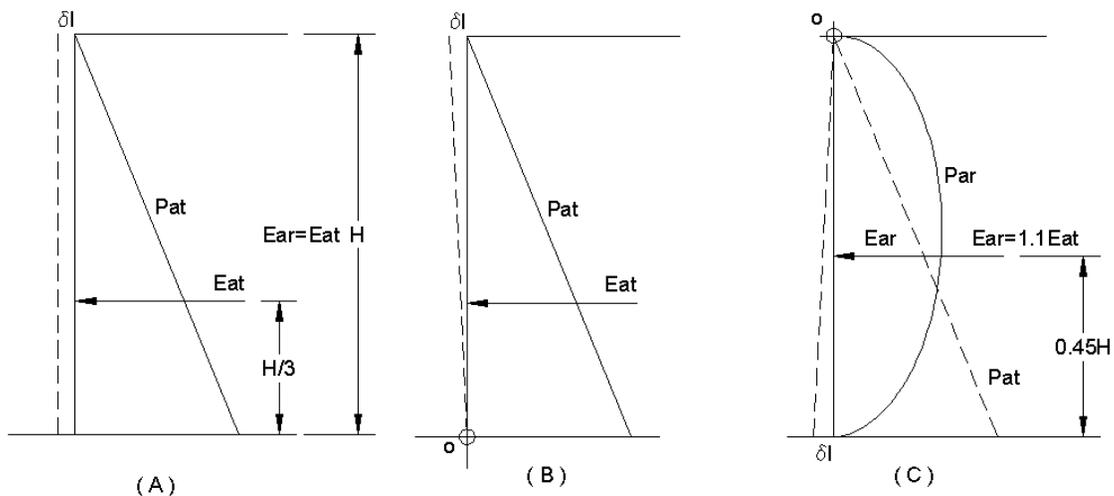


Figura 6 Influencia del desplazamiento del muro en la distribución de la presión lateral activa

En la práctica, estas dos formas de desplazamiento: de traslación y de rotación respecto a la base, se presentan en muros de contención rígidos, de mampostería o de concreto, en los que su estabilidad depende solamente de su propio peso (Muros de gravedad), en cuya cara libre no existe ningún soporte que impida o restrinja el desplazamiento. En tales condiciones, la fuerza de empuje lateral del suelo produce un desplazamiento de traslación paralelo, y el momento de volteo

de esta fuerza respecto a un eje horizontal que pasa por el talón del muro lo hace girar sobre su base, en el mismo sentido. La suma de ambos movimientos es más que suficiente para desarrollar el equilibrio plástico del suelo. En cambio, en las excavaciones ademadas, al colocar y acuñar, o precargar, los puntales superiores se restringe el desplazamiento de la parte superior del ademe y, a medida que continúa profundizándose la excavación y se va colocando los puntales intermedios e inferiores, la parte inferior del ademe se desplaza girando alrededor del punto de apoyo de los puntales superiores.

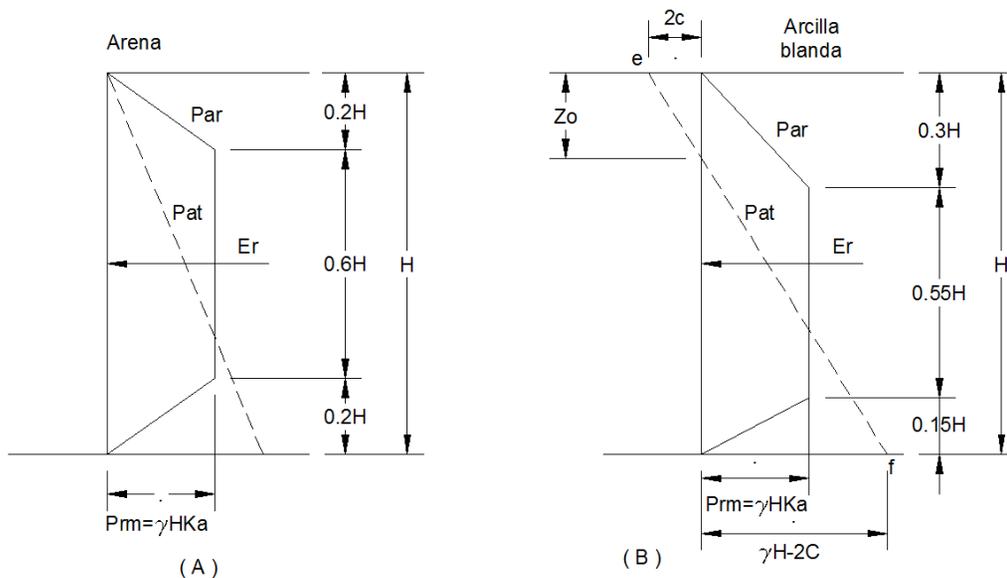


Figura 7 Diagramas envolventes de presión activa redistribuida (Par) propuestos por terzaghi y peck, para el diseño de ademes de excavaciones profundas.

Mediciones experimentales del empuje ejercido por el suelo indican que si la pared rígida gira desplazándose en su parte inferior una cantidad δl igual al caso anterior, la distribución de la presión sigue una ley curva, semejante a una parábola, como ilustra la curva en línea continua del diagrama (c) en la figura 6. La magnitud del empuje total observado E_{ar} , dado por el área bajo la curva, llega

a ser hasta 10% mayor que la del diagrama triangular teórico de Rankine E_{at} ; osea que: $E_{ar} = 1.1E_{at}$. El punto de aplicación del empuje E_{ar} se encuentra a una altura aproximada de $0.45H$ sobre la base de la pared móvil.

Este tipo de desplazamiento giratorio respecto a un eje superior se observa en excavaciones con ademes formados de diversos materiales, más o menos flexibles: viguetas de acero con tablones de madera, tablaestacas flexibles de acero o de concreto, o muros de concreto colado en zanjas (Muro Milán). La flexibilidad de los elementos verticales del ademe induce desplazamientos adicionales del suelo en contacto con el ademe, formando superficies de curvatura variable, dependiendo de la flexibilidad de estos elementos, de la posición de los puntales de apoyo y de la carga aplicada a ellos al ser colocados y acuñados. Tal heterogeneidad de las curvas de distribución de la presión de la tierra, lo que hace prácticamente imposible prever su forma por métodos teóricos. Ante esta situación, Terzaghi y Peck propusieron diagramas de presión simplificados, para el diseño de sistemas de soporte temporal de excavaciones ademadas, los cuales son una envolvente de un buen numero de diagramas de presión reales deducidos de mediciones de las cargas puntuales y deformación de los ademes.

2.2.- EXCAVACIONES ADEMADAS EN SUELOS COHESIVOS FRICCIONANTES

En un suelo cuya resistencia al corte está constituida por cohesión y fricción entre sus partículas, como en una arena arcillosa (SC) o en un limo arenoso (ML) no saturado, se puede expresar por la siguiente ecuación:

$$s = c + p_n \tan \phi \quad (2-1)$$

Donde: s : Esfuerzo cortante, c : cohesión, ϕ : Angulo de fricción y p_n esfuerzo de compresión normal al plano de falla plástica.

El diagrama de presión lateral teórico de Rankine es el que se muestra en la figura 8. El empuje teórico total del suelo sobre el ademe está representado por el área del triángulo obc , que corresponde a la zona donde se desarrolla una presión de contacto entresuelo y ademe. Arriba del punto o se producen esfuerzos de tensión en el suelo, pero no existe adherencia entre éste y el ademe que sea capaz de ejercer una fuerza de tracción, por lo cual es aceptable despreciar el triángulo ado en el análisis de las fuerzas que actúan sobre el ademe.

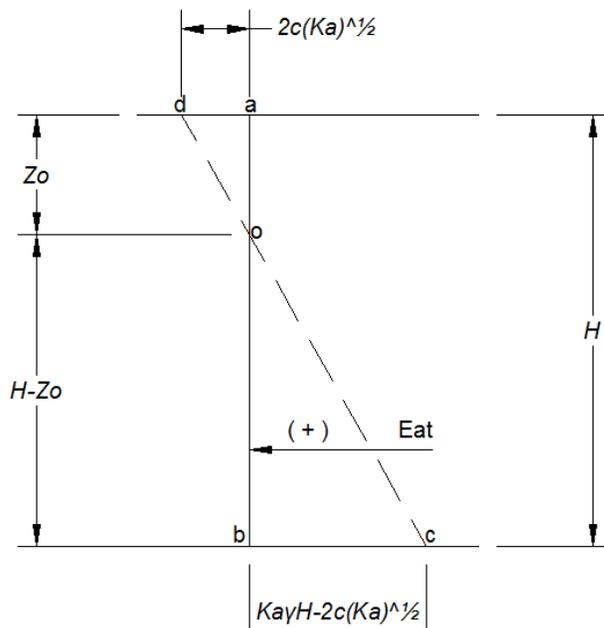


Figura 8 diagrama teórico de rankine para suelo cohesivo friccionante

El valor del empuje activo teórico del triángulo de presiones, obc expresada por:

$$E_{at} = 0.5 \left(\gamma H K_a - 2c \sqrt{k_a} \right) (H - Z_0) \quad (2-2)$$

En el cual
$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (2-3)$$

Substituyendo:
$$E_{at} = 0.5(\gamma HK_a - 2c\sqrt{k_a})\left(H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}\right) \quad (2-4)$$

Donde $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$ Coeficiente de presión horizontal para la condición activa de Rankine, deducido a partir del diagrama de Mohr. γ : Peso volumétrico del terreno.

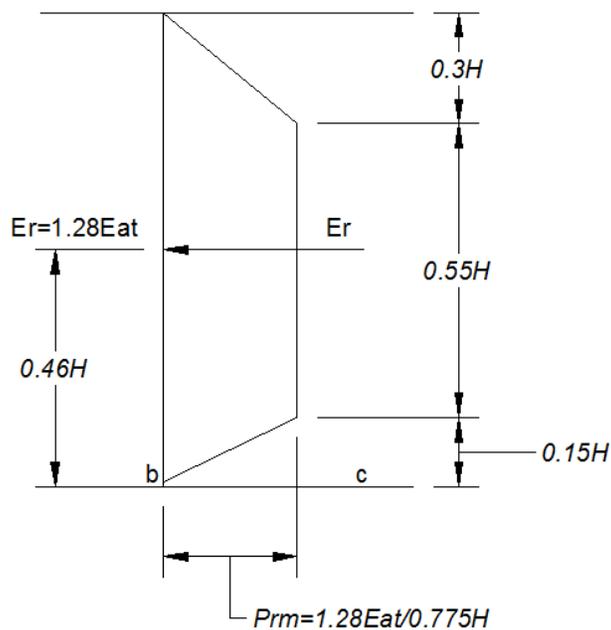


Figura 9 diagrama trapezoidal envolvente de presión redistribuida obtenido de la figura 8

El área del diagrama trapezoidal de presión redistribuida de la figura 9 es la fuerza de empuje redistribuido, cuyo valor es:

$$E_r = 0.775Hp_m \quad (2-5)$$

Por otra parte:
$$E_r = 1.28E_{at} \quad (2-6)$$

Substituyendo (2-4) y (2-5) en (2-6) y despejando p_m , se tiene:

$$p_{rm} = \frac{1.28E_{at}}{0.775H} \quad (2-7)$$

$$p_{rm} = 0.83(\gamma HK_a - 2c\sqrt{K_a}) \left(1 - \frac{2c}{\gamma H\sqrt{K_a}}\right) \quad (2-8)$$

Esta ecuación permite definir el diagrama trapecial de presión redistribuida para cualquier caso de suelo homogéneo, cuya resistencia al corte puede variar entre la de una arena sin cohesión ($c=0$) y una arcilla sin fricción ($\phi=0$), cuando el nivel freático es más profundo que la excavación ademada.

2.3.- CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

A continuación se describen un método para determinar la capacidad de carga del suelo en el nivel del desplante de la losa de fondo.

La losa de fondo es semejante a una zapata rectangular de ancho B y longitud L.

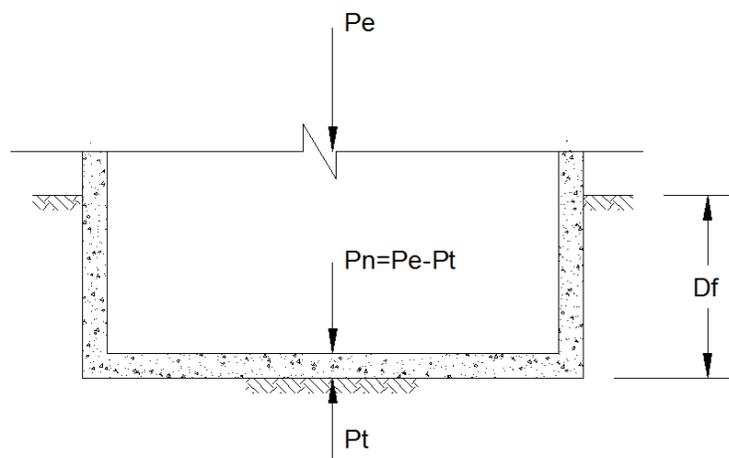


Figura 10 Cimentación del cárcamo

La figura 8 presenta el caso de una cimentación formada por un cajón de concreto reforzado desplanteado a una profundidad D_f , el cual soporta el peso P_e de una estructura que incluye el peso propio del cárcamo.

Para construir el cárcamo se requiere excavar un volumen de tierra cuyo peso P_t , al ser retirado del sitio, produce la descompresión de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de la excavación. Al término de la construcción se habrá colocado sobre el fondo todo el peso de la estructura P_e , con lo cual se volverán a comprimir los estratos de suelo subyacentes antes descomprimidos. Según sea la relación entre la magnitud de los pesos de la estructura y de la tierra excavada se tendrán alguno de los tres casos siguientes:

2.3.1.- Cimentación totalmente compensada

Cuando el peso de la estructura es igual al de la tierra excavada,

$$P_e = P_t \quad \text{o bien,} \quad P_n = P_e - P_t = 0$$

Donde P_t es el incremento neto de carga aplicada al suelo subyacente a la losa de cimentación. Se dice entonces que se tiene una cimentación totalmente compensada, o simplemente, una cimentación compensada, en la cual, al terminar la construcción del cárcamo, los esfuerzos finales inducidos al suelo en el que se apoya la losa de fondo son iguales a los que tenía antes de hacer la excavación. Esto implica en teoría, que el asentamiento de la cimentación debería ser nulo. La observación real del comportamiento de cimentaciones de este tipo construidas en las arcillas blandas del Valle de México demuestra que, al descargar el suelo con la excavación se produce la expansión del fondo P_e , la cual se recupera al volver a aplicarle la misma carga con el peso de la estructura, produciéndose así un asentamiento del cajón P_r igual a la expansión generada por la descarga; es decir que:

$$P_r = P_e$$

2.3.2.- Cimentación parcialmente compensada

Cuando el peso de la estructura es mayor que el de la tierra excavada se tiene una cimentación parcialmente compensada, también llamada cimentación subcompensada. Esta condición se expresa por la ecuación:

$$P_e > P_t \quad \text{o bien;} \quad P_n = P_e - P_t > 0$$

El incremento neto de la carga P_n , no compensada por la excavación, será soportado por la masa de suelo subyacente al cajón e inducirá en ella esfuerzos de compresión y cortantes adicionales a los que tenía en su estado natural, antes de excavar. Este nuevo estado de esfuerzos generará un asentamiento P_n , por consolidación de la arcilla subyacente, adicional al que se produzca por recuperación de la expansión creada por el proceso de excavación. Por tanto, el asentamiento total P_t de una cimentación subcompensada será:

$$P_t = P_n + P_r$$

El incremento de carga neta inducirá esfuerzos cortantes que deberán ser equilibrados por una adecuada capacidad de carga de la cimentación en su conjunto.

Los dos casos anteriores no se presentan cuando se trata de un cárcamo enterrado. Esto es debido a que el peso que se descarga al terreno es mucho menor al peso de suelo excavado. A continuación se explica el fenómeno que sucede en un cárcamo enterrado:

2.3.3.- Cimentación sobrecompensada

Es aquella en la que el peso de la estructura es menor que el de la tierra excavada; es decir, que se obtiene un decremento neto de la carga llamado carga sobrecompensada P_{sc} , expresado por las ecuaciones:

$$P_e < P_t \quad \text{o bien;} \quad P_{sc} = P_e - P_t < 0$$

La carga sobrecompensada representa, físicamente, una descarga permanente del suelo subyacente al cajón. En esta condición, los esfuerzos de compresión finales en la masa de arcilla serán menores que los esfuerzos naturales originales, lo que implica que:

El asentamiento por recuperación P_r será menor que la expansión generada por la excavación.

La disminución de los esfuerzos de compresión inducirá un proceso de expansión volumétrica lenta, que se desarrollará a lo largo de varios años después de terminada la construcción del cárcamo.

Los esfuerzos cortantes inducidos por la descarga neta son de sentido contrario a los que genera una sobrecarga en el caso de la cimentación subcompensada y, generalmente, no constituyen un problema de capacidad de carga.

El diseño de la losa de fondo deberá ser con la presión de descarga del suelo al cajón. Adicionalmente para disminuir la presión de descarga, se colocan un losa de concreto pobre que se le llama "tapón de fondo". Esta losa sirve como contrapeso y evitar una posible falla de fondo de la losa de fondo del cárcamo.

2.4.- FALLA DE FONDO POR ESFUERZOS CORTANTES

La falla del fondo de excavaciones profundas ademadas, en arcillas blandas y saturadas, se manifiesta como un levantamiento brusco del fondo simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno aledaño a la excavación y, finalmente, el colapso de la estructura de soporte lateral. Para analizar la condición crítica en la que ocurre este tipo de falla, Terzaghi propuso un mecanismo que se muestra en la figura 12, la cual presenta la sección transversal de una excavación ademada, de profundidad H . La longitud L de la excavación y espesor Z del estrato de arcilla se consideran, hipotéticamente, infinitos.

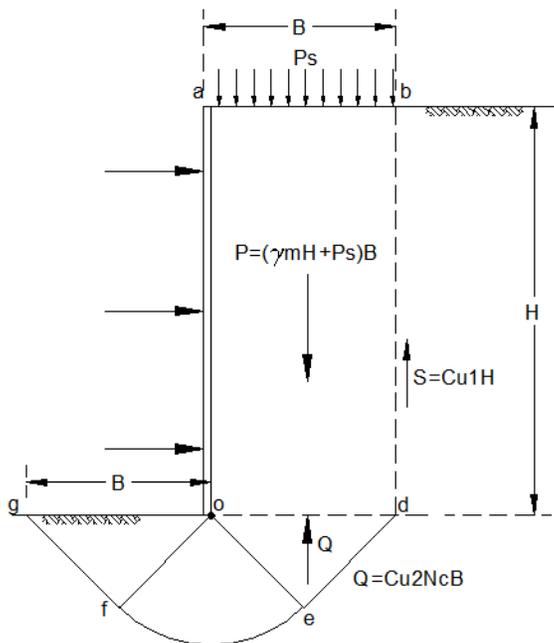


Figura 11 Mecanismo de terzaghi-prandtl para la falla del fondo de excavaciones ademadas en arcilla saturada, con la longitud, ancho y profundidad infinitos.

Le mecanismo de falla está formado por un prisma rectangular de suelo $abdo$, de ancho B y longitud unitaria $L=1m$, cuyo peso, $P = \gamma_n HB$, descansa sobre un

mecanismo de capacidad de carga, *defg*, semejante al de un mecanismo de Prandtl para una zapata de longitud infinita, desplantada en la superficie de un depósito de arcilla saturada y homogénea. La zapata tiende a deslizar hacia el interior de la excavación, bajo la acción del peso del prisma rectangular P, desarrollando, sobre el plano *do*, una reacción vertical ascendente igual a la capacidad de carga Q de la zapata. En este proceso, el plano *go* sufre un desplazamiento ascendente, mientras el *do* se desplaza hacia abajo, haciendo descender al prisma P y desarrollando una fuerza cortante vertical S, sobre el plano *bd*, la cual, junto con la reacción Q, se opone al deslizamiento del prisma P. El factor de seguridad, FS_b, contra la falla de todo el mecanismo bidimensional de Terzahi-Prandtl, se expresa por la relación entre los momentos, respecto al eje que pasa por el punto o, de las fuerzas resistentes, M_r, que se oponen al deslizamiento, y el de las fuerzas actuantes, M_a, que tienden a producirlo; esta relación está dada por la siguiente ecuación:

$$FS_b = \frac{M_r}{M_a} = \frac{M_Q + M_S}{M_P} = \frac{0.5QB + SB}{0.5PB} = \frac{Q + 2S}{P} \quad (2.9)$$

Expresando las fuerzas en términos de esfuerzos, se tiene:

$$Q = q_u B \quad \text{siendo} \quad q_u = c_{u2} N_c, \quad \text{la capacidad de carga de la zapata}$$

$$S = c_{u1} H \quad \text{es la fuerza cortante en el plano vertical } bd.$$

$$P = \gamma_n HB \quad \text{es el peso del prisma P por unidad de longitud}$$

En estas expresiones:

$$c_{u1} \quad \text{resistencia al corte, no drenada, en el plano } bd.$$

$$c_{u2} \quad \text{resistencia media al corte, en la superficie } defg.$$

$N_c = (\pi + 2) = 5.14$ factor de capacidad de carga de Prandtl.

γ_n peso volumétrico natural de la arcilla

p_s carga superficial unitaria

Substituyendo en la ecuación anterior y simplificando:

$$FS_b = \frac{5.14c_{u2} + 2c_{u1} \frac{H}{B}}{\gamma_n H + p_s} \quad (2.10)$$

Esta forma de la ecuación permite tomar en cuenta la variación de la resistencia al corte de la arcilla con la profundidad, cuando se tienen variaciones significativas. Frecuentemente, se considera un valor promedio general cuando las diferencias en la resistencia no son mayores de 10% del promedio c_u . Esto equivale a considerar que se tiene una arcilla razonablemente homogénea, dentro de la profundidad involucrada en el mecanismo analizado. Si esta fuera el caso, la ecuación anterior se puede simplificar considerando que: $c_{u1} = c_{u2} = c_u$,

$$FS_b = \frac{5.14 \left(1 + 0.39 \frac{H}{B} \right) c_u}{\gamma_n H + p_s} \quad (2.11)$$

En esta forma de la ecuación se aprecia que el término $5.14c_u$ representa la capacidad de carga de la zapata desplantada en la superficie del terreno, determinada por Prandtl, mientras que el término dentro del paréntesis es un factor que representa el efecto de la relación entre la profundidad H de la excavación y el ancho B del mecanismo de falla. Es oportuno observar ahora que, en la deducción de esta ecuación se supone que la resistencia del suelo en el plano vertical bd se desarrolla en toda la altura H , lo cual no parece coincidir con la

observación de fallas reales en las arcillas blandas de Londres, realizada por Skempton.

Skempton estudio experimentalmente el comportamiento de zapatas rectangulares en las arcillas de Londres para determinar la influencia de la profundidad del desplante H y de la longitud de la zapata L sobre la capacidad de carga; estos estudios le llevaron a proponer la siguiente expresión para el factor de profundidad:

$$\left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right)$$

Cambiando esta expresión en la ecuación (2.11) se obtiene:

$$FS_b = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) c_u}{\gamma_n H + p_s} \quad (2.12)$$

Por otra parte, para tomar en cuenta la influencia de la longitud finita L de una zapata rectangular, propuso otro factor que tiene una forma semejante:

$$\left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right)$$

Agregando esta expresión a la ecuación (2.12) se obtiene la siguiente ecuación para el factor de seguridad de una excavación tridimensional:

$$FS_t = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_u}{\gamma_n H + p_s} \quad (2.13)$$

Esta ecuación es aplicable dentro de los siguientes límites:

$$H / B \leq 2.5$$

$$B / L \leq 1$$

Para valores mayores, en ambos casos, estas relaciones permanecen constantes. Por otra parte, cuando la longitud de la excavación del fondo es mayor de $4B$, su influencia en la estabilidad del fondo es despreciable; por tanto, para $B/L < 0.25$, esta relación se considera nula.

2.5.- INFLUENCIA DEL ANCHO DE LA EXCAVACIÓN Y EL ESPESOR DEL ESTRATO

El mecanismo de la falla del fondo considerando en el modelo de la figura 11 supone que el ancho de la excavación B_e y el espesor del estrato Z son infinitos. Tal hipótesis no existe en la práctica, lo que implica que debe tenerse en cuenta la influencia de los límites reales de estos dos factores en el valor del ancho B considerado en el mecanismo de falla.

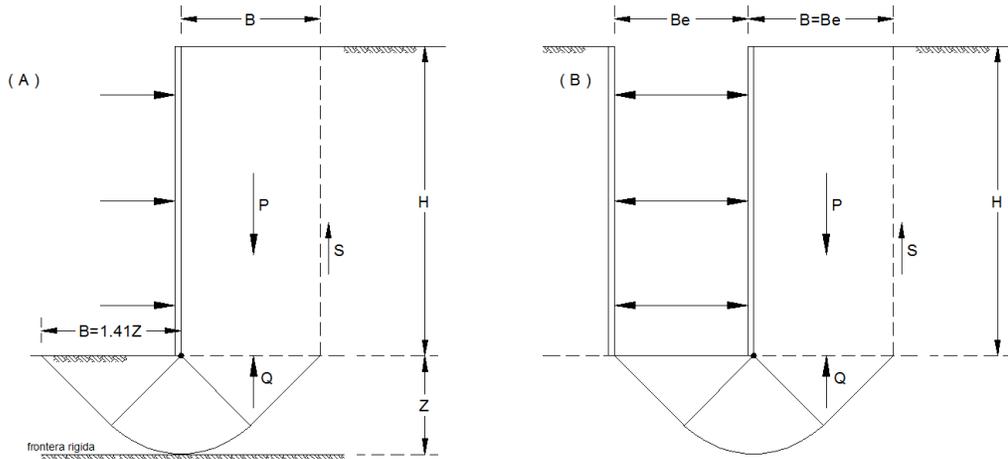


Figura 12 Ancho del mecanismo de falla del fondo limitado por: a) una frontera rígida a profundidad finita z b) ancho finito de excavación

La figura 12 considera el caso en el que el espesor Z está limitado por una frontera rígida, que puede ser roca o un suelo de mayor resistencia al corte que la arcilla, en tal caso, el ancho máximo B del mecanismo de falla vale:

$$B = 1.41Z$$

Si el ancho de la excavación es $B_e < 1.41Z$, como se observa en la figura 12, el ancho del mecanismo de falla será igual que el de la excavación.

2.6.- MUROS O TABLAESTACAS CON PATA

En excavaciones profundas, es común el uso de muros de concreto colado en el lugar o de tablaestacas de concreto, de acero o de madera, cuyo extremo inferior (pata) se instala hasta alguna profundidad bajo el nivel del fondo de la excavación, antes de iniciar los trabajos de extracción de la tierra. Esta practica tiene el propósito de aumentar el factor de seguridad ante falla de la pata. La rigidez estructural del muro introduce dos acciones favorables al equilibrio del mecanismo de falla del suelo en el que se empotra la pata: una es producida por el momento resistente del muro y la otra por la fricción que se desarrolla entre el muro y el suelo, como se ilustra en la figura 13.

2.7.- RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL MURO, EN FLEXIÓN.

El proceso de colocación de los puntales de una excavación ademada se desarrolla en varias etapas, cada una de las cuales alcanza una profundidad de unos 30 a 50 cm por debajo de cada nivel de apuntalamiento. Al colocar los puntales de cada etapa y aplicarles una precarga controlada mediante un gato hidráulico, se induce un momento flexionante en la sección horizontal del muro ubicada al nivel de los puntales. Para explicar con mayor detalle la acción favorable de este momento, considérese la colocación de los puntales precargados del nivel inferior indicado en la figura 13. La precarga aplicada genera

un incremento con la cara exterior del muro, cuyo momento flexionante, respecto al punto de aplicación de los puntales, M , debe ser soportado por el momento resistente del muro, M_r . El momento flexionante máximo no debe exceder al momento resistente del muro M_r . Considerando, de manera simplista, que el incremento de presión P_{em} , se distribuye uniformemente a lo largo de la altura h_m , su valor máximo se expresa por:

$$P_{em} = \frac{2M_r}{h_m^2} \quad (2.14)$$

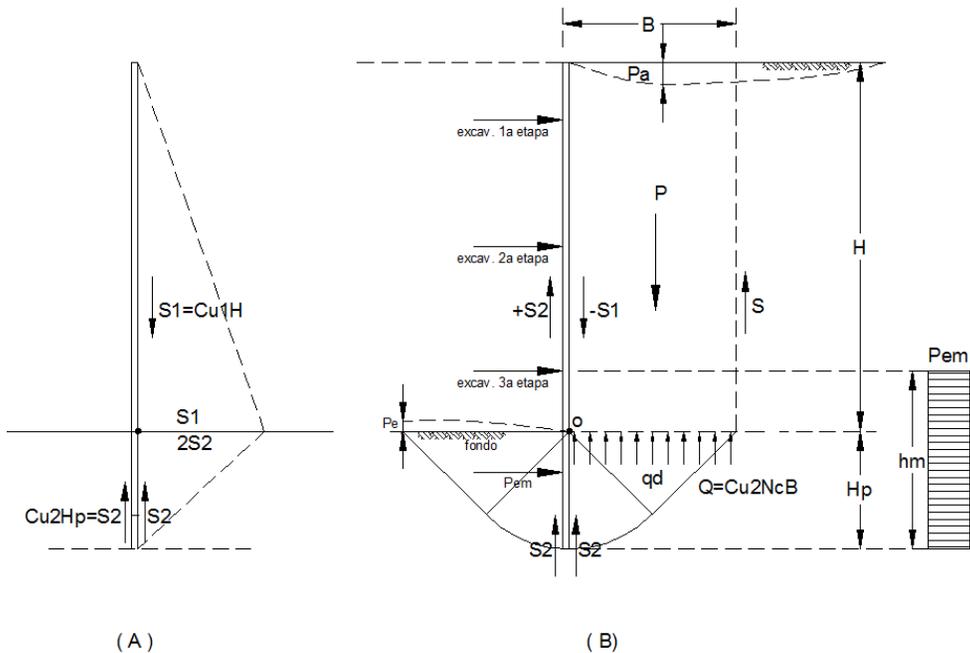


Figura 13 (a) Influencia de la fricción entre muro y suelo en la estabilidad del fondo (b) Influencia de la resistencia estructural del muro

Este incremento de presión P_{em} , generado por el desplazamiento del muro contra el suelo exterior, actúa en el mismo sentido que el empuje pasivo de la pata, por lo cual su momento debe agregarse al del empuje pasivo P_p para determinar el factor de seguridad.

Es una práctica común reforzar los muros o tablaestacas de concreto con dos parrillas iguales de barras de acero, una en cada cara, que representa un porcentaje de acero en tensión p , del orden de 1% o menor; por lo tanto, resultan losas subreforzadas en las que el momento resistente M_r , depende de la fuerza resistente admisible del acero en tensión $A_s F_R f_y$, y la separación entre las parrillas de refuerzo $(h - 2r)$, siendo r el recubrimiento (5 cm en tablaestacas y 7.5 en

muros). En estas condiciones, el momento resistente admisible se expresa por la siguiente ecuación:

$$M_r = A_s F_R f_y (h - 2r) \quad (2.15)$$

Donde:

M_r Momento resistente admisible, en ton-m

A_s Área de acero, por metro lineal, en la cara en tensión de la sección M, en cm^2

F_R Factor de reducción de resistencia 0.7

f_y Límite elástico del acero, 4200 kg/cm²

h Espesor de la sección de concreto, en m.

r Recubrimiento del acero, en m

2.8.- FRICCIÓN ENTRE EL MURO Y EL SUELO

A medida que la excavación avanza, crece el desequilibrio entre el exterior y el interior de ésta, generando un asentamiento ρ_a , de la superficie exterior colindante y una expansión ρ_e , del fondo de la excavación, como se ilustra en la figura 13. Al descender el prisma de suelo P desarrolla una fuerza friccionante negativa $-S1$ sobre la cara exterior del muro, transfiriéndole una carga que lo hace descender, y la pata penetra en el suelo que se empotra, desarrollando así una reacción formada por fuerzas friccionantes positivas a $+S2$, en cada una de sus caras, las cuales deben equilibrar a $-S1$, transferida a la parte superior del muro. El desarrollo de estas fuerzas friccionantes, tanto positivas como negativas, requiere solamente de un pequeño desplazamiento relativo entre el suelo y el

muro, del orden de un milímetro por metro de longitud friccionante; este hecho se observa en las pruebas de carga de pilotes de fricción. Por otra parte, también se desarrolla la reacción de la punta Q_p , cuya magnitud es pequeña en comparación con las fuerzas fricciones, cuando la punta se apoya en la misma arcilla; para que se desarrolle Q_p en su totalidad se necesita un desplazamiento del muro relativamente mayor que el de las fuerzas friccionantes. Por ambas razones, esta fuerza se considera despreciable.

Cualquier que sea la magnitud de la fuerza $-S_1$, su presencia resulta favorable a la estabilidad del mecanismo de falla; porque, esta fuerza descendente genera una reacción ascendente del muro $+S_1$, que actúa sobre la cara del prisma de suelo P , que está en contacto con el muro, contrarrestando así parte del peso del prisma y disminuyendo la presión vertical ejercida por éste sobre el mecanismo de zapata en que se apoya.

La figura 13 muestra el diagrama de transferencia de carga del suelo al muro; este diagrama permite analizar la relación entre las fuerzas friccionantes y su magnitud. La fricción negativa $-S_1$ debe ser equilibrada por las fuerzas de fricción positiva $+2S_2$. De esta manera, el máximo valor de $-S_1$ estará limitado por el menor de los siguientes dos valores:

$$S_1 = c_{u1}H \quad \text{o} \quad 2S_2 = 2c_{u2}H_p$$

Cuando ambos valores sean iguales, se tendrá el máximo valor posible $S_{1\max}$ y la profundidad máxima $H_{p\max}$, necesaria para que la pata alcance la condición de equilibrio que se expresa por la siguiente igualdad:

$$S_{1\max} = c_{u1}H = 2c_{u2}H_{p\max}$$

De donde:
$$H_{p\max} = \frac{Hc_{u1}}{2c_{u2}} \quad (2.16)$$

Si se tiene un depósito de arcilla homogénea:

$$c_{u1} = c_{u2} = c_u \quad \text{y} \quad H_{p\max} = \frac{H}{2} \quad (2.17)$$

Esta expresión justifica la receta empírica que recomienda que, en arcillas, la longitud de la pata no debe ser mayor que $\frac{1}{2}$ de la profundidad de la excavación, ya que una longitud mayor no produciría ningún incremento de la fuerza friccionante S_1 . Por lo tanto, para cualquier valor de $H_p < H_{p\max}$, definido por la ecuación (2.16), el valor de S_1 estará limitado por la longitud de H_p , y se tendrá:

$$S_1 = 2c_{u2}H_p \quad (2.18)$$

La presión ascendente P_{s1} , generada por la reacción positiva del muro + S_1 , sobre el prisma de suelo, será entonces:

$$P_{s1} = \frac{S_1}{B} = \frac{2c_{u2}H_p}{B} \quad (2.19)$$

Agregando las presiones P_{s1} y P_{em} , dadas por las ecuaciones (2.19) y (2.14), al numerador de la ecuación (2.11), se obtiene el factor de seguridad bidimensional que incluye: los efectos de la fricción en el muro y de la resistencia estructural de la pata, para valores de $H_p \leq H_{p\max}$.

$$FS_b = \frac{5.14 \left(1 + 0.5 \frac{H}{B} \right) c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma_n H + \rho_s} \quad (2.20)$$

Agregando a la ecuación (2.13) los efectos de la fricción y de la rigidez de la pata, se obtiene el factor de seguridad para el caso tridimensional.

$$FS_b = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \left(1 + 0.2 \frac{H}{B} \right) c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma_n H + \rho_s} \quad (2.21)$$

En el numerador de esta ecuación se aprecia, claramente, la contribución de la pata, representa por el segundo y tercer términos, mientras que, el primer término corresponde a la contribución del mecanismo sin pata.

3

ANALISIS ESTRUCTURAL

3.- CAPITULO 3 ANALISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se tratarán las principales acciones que se presentan en un cárcamo de bombeo, así como los valores numéricos que se utilizarán en el modelo tridimensional.

Los valores y procedimientos específicos de cálculo se refieren principalmente a lo estipulado por el RCDF.

3.1.- CARGA MUERTA

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción: incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, empuje del suelo, el peso de las tuberías, bombas y atraques. La carga muerta es, por tanto, la principal acción permanente.

3.2.- CARGA VIVA

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción. Incluye, por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta. Entran así en la carga viva el peso debido a herramientas especiales, personas y el agua necesaria para la operación del cárcamo de bombeo. Las cargas vivas de diseño no están especificadas en el RCDF así que tendrán que ser observadas en estructuras similares.

3.3.- HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES

La magnitud de los hundimientos de los apoyos de una estructura debido a las cargas que en ella actúan, depende de las características del subsuelo y de las rigideces relativas entre estructura, cimentación y suelo. El cálculo requiere consideraciones conjuntas de teoría de las estructuras y de mecánica de suelos.

Si se conocen los hundimientos que van a sufrir los apoyos, la cuantificación de sus efectos en la estructura es un problema estándar de análisis, cuando puede suponerse un comportamiento elástico de la misma. Sin embargo, debido a que los hundimientos ocurren en general muy lentamente en el tiempo, se producen efectos no lineales que modifican radicalmente los resultados que se obtendrían de un análisis elástico resuelto empleando las mismas propiedades de rigidez de la estructura usadas en el análisis por cargas gravitacionales.

Hay que tener bien claro que los efectos de las deformaciones impuestas tienden a disiparse a medida que se deforma más la estructura: por tanto, fenómenos como agrietamiento y flujo plástico en estructuras de concreto pueden liberar total o parcialmente la estructura de los efectos de los movimientos diferenciales de sus apoyos.

El cárcamo de bombeo no se revisará para los efectos de los hundimientos diferenciales, sino que se diseña apropiadamente de manera que los hundimientos se mantengan dentro de límites tales que sus efectos puedan ser disipados por deformaciones inelásticas de la estructura. El RCDF especifica que para estructuras de concreto las deformaciones a largo plazo se calculen como las determinadas para cargas de corta duración multiplicadas por el factor:

$$\frac{2}{1+50\rho'}$$

en el que ρ' es la cuantía de refuerzo de compresión. Esto equivale a que en secciones simplemente armadas ($\rho'=0$) las deformaciones diferidas son el doble de las de corto plazo y que para el análisis ante cargas de larga duración se debe emplear un módulo de elasticidad de un tercio del que se emplea para el de análisis por cargas de corta duración.

Las fuerzas internas que resultan por efecto de hundimientos diferenciales deben considerarse como efectos de acciones permanentes. Por ello, deben intervenir tanto en las combinaciones de acciones comunes, como en las excepcionales. Sin embargo, el factor de carga para sus efectos puede tomarse como la unidad.

3.4.- CARGAS DE NIEVE, LLUVIA, GRANIZO Y HIELO.

Por las condiciones climatológicas de la ciudad de México no es necesario considerar el efecto ocasionado por la nieve y por ello no se toma en cuenta.

La lluvia puede producir cargas importantes al inundar por completo el cárcamo, en recipientes o en estructuras total o parcialmente sumergidas debe considerarse como acción el empuje estático del líquido. Cuando el líquido tiene una superficie libre que no está sujeta a presión superior a la atmosférica, ejerce una presión adicional a la atmosférica y en dirección normal a la superficie de contacto con el objeto sumergido, dada por

$$\rho = \gamma h$$

Donde γ es el peso volumétrico y h la profundidad del punto considerado, a partir de la superficie libre del líquido. Esto implica que en una pared sumergida la

presión aumenta linealmente con la profundidad y que el diagrama de presiones será triangular.

3.5.- MÉTODO SIMPLISTA DE ANÁLISIS SÍSMICO:

Aunque es poco probable que ocurra un sismo al mismo tiempo que el cárcamo este inundado, se realizará un análisis sísmico para observar los efectos del agua en los muros del cárcamo.

El cálculo de la fuerza hidrodinámica P sobre el muro del cárcamo se calculará por el método simplista y que consiste en multiplicar el coeficiente sísmico de diseño por el peso del volumen de agua alojada en media longitud del tanque. Como si la mitad del volumen total de agua chocara contra el muro, con una aceleración igual a:

$$P: hL\gamma(c.s) \quad (2.21)$$

Donde

- P Fuerza hidrodinámica del agua
- h Altura del cárcamo
- L Longitud en la dirección del análisis
- γ Densidad del agua
- $c.s$ Coeficiente sísmico

En el método simplista se propone una distribución lineal de presiones con un valor máximo en la superficie original del agua (Al revés de la distribución estática).

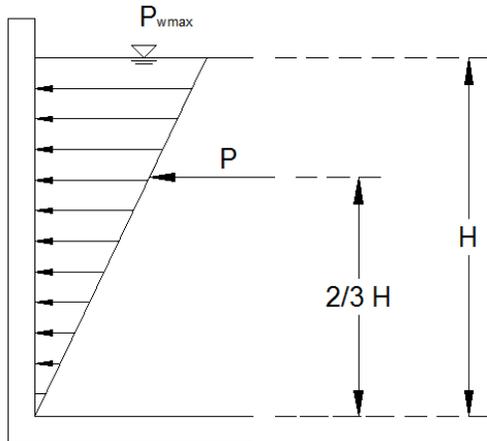


Figura 14 Presión hidrodinamica

$$P = \frac{\rho_{w\max} h}{2} \quad (2.22)$$

$$\rho_{w\max} = \frac{2P}{h} \quad (2.23)$$

El momento de volteo del muro en una franja unitaria es:

$$G = \frac{2}{3} hP \quad (2.24)$$

3.6.- RESUMEN Y TABLA DE CARGAS.

A continuación se hará un resumen de lo presentado en párrafos anteriores así como los valores a utilizar.

Tipo de carga	Acción	Valor unitario
Carga muerta	Empuje del suelo	Realizar análisis geotécnico
	Peso propio	Depende de la geometría
	Tuberías y equipo electromecánico	1500 kg/m ² en losa tapa 500 kg/m ² en losa de fondo
	Carga viva	Agua
	Personas	150 kg/m ²
Cargas Accidentales	Fuerza	Realizar análisis
	hidrodinámica	

3.7.- COMBINACIONES DE CARGA

Se consideraron 4 condiciones independientes de carga (2 de ellas estáticas y 2 dinámicas) y 12 combinaciones de carga.

Las 4 condiciones de carga estáticas utilizadas son:

PoPo: Peso propio de elementos estructurales

Cv máx: Carga viva máxima

En el caso del análisis dinámico se consideraron 2 condiciones de carga:

Sx: Sismo en dirección X

Sy: Sismo en dirección Y

Las combinaciones de diseño consideradas fueron las definidas en la siguiente tabla de multiplicadores de carga

Combinación	Estados de carga con factor			
1	1.4 CM	1.4 C.V		
1 ^a	1.4 CM	1.4 CV		
2	1.1 CM	1.1 C.V	1.1 SX	0.33 SY
3	1.1 CM	1.1 C.V	1.1 SX	-0.33 SY
4	1.1 CM	1.1 C.V	-1.1 SX	0.33 SY
5	1.1 CM	1.1 C.V	-1.1 SX	- 0.33 SY
6	1.1 CM	1.1 C.V	0.33 SX	1.1 SY
7	1.1 CM	1.1 C.V	0.33 SX	- 1.1 SY
8	1.1 CM	1.1 C.V	-0.33 SX	1.1 SY
9	1.1 CM	1.1 C.V	-0.33 SX	-1.1 SY
12			Envolvente X	
13			Envolvente Y	

4

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.- CAPITULO 4 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A continuación se desarrollará un ejemplo práctico de diseño y se hará uso de la información descrita en los capítulos anteriores.

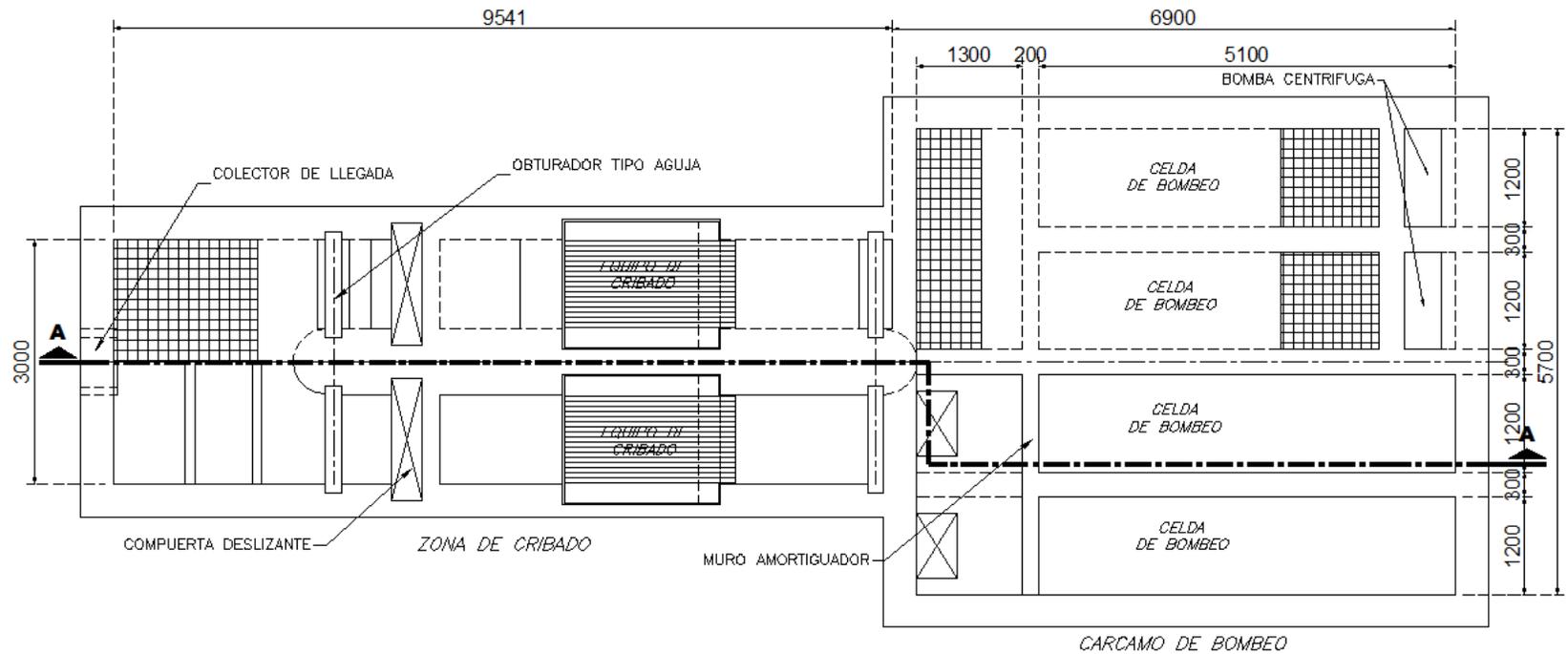
4.1.- EJEMPLO PRÁCTICO DE DISEÑO

Es necesario construir una planta de bombeo para retirar el agua residual de un municipio.

En la figura 15, se muestra en planta las dimensiones necesarias que deberá tener el cárcamo, se observa que las cotas están a paños interiores por lo que se da libertad de proponer los espesores de muro que se crean convenientes. También se observa los principales elementos que deberá llevar la planta de bombeo que son:

- Colector de llegada
- Obturador tipo aguja
- Compuerta deslizante
- Equipo de cribado
- Muro amortiguador
- Celda de bombeo
- Bomba centrífuga

En la figura 16 se muestra el Corte A-A' que muestra en elevación los principales elementos de la planta de bombeo.

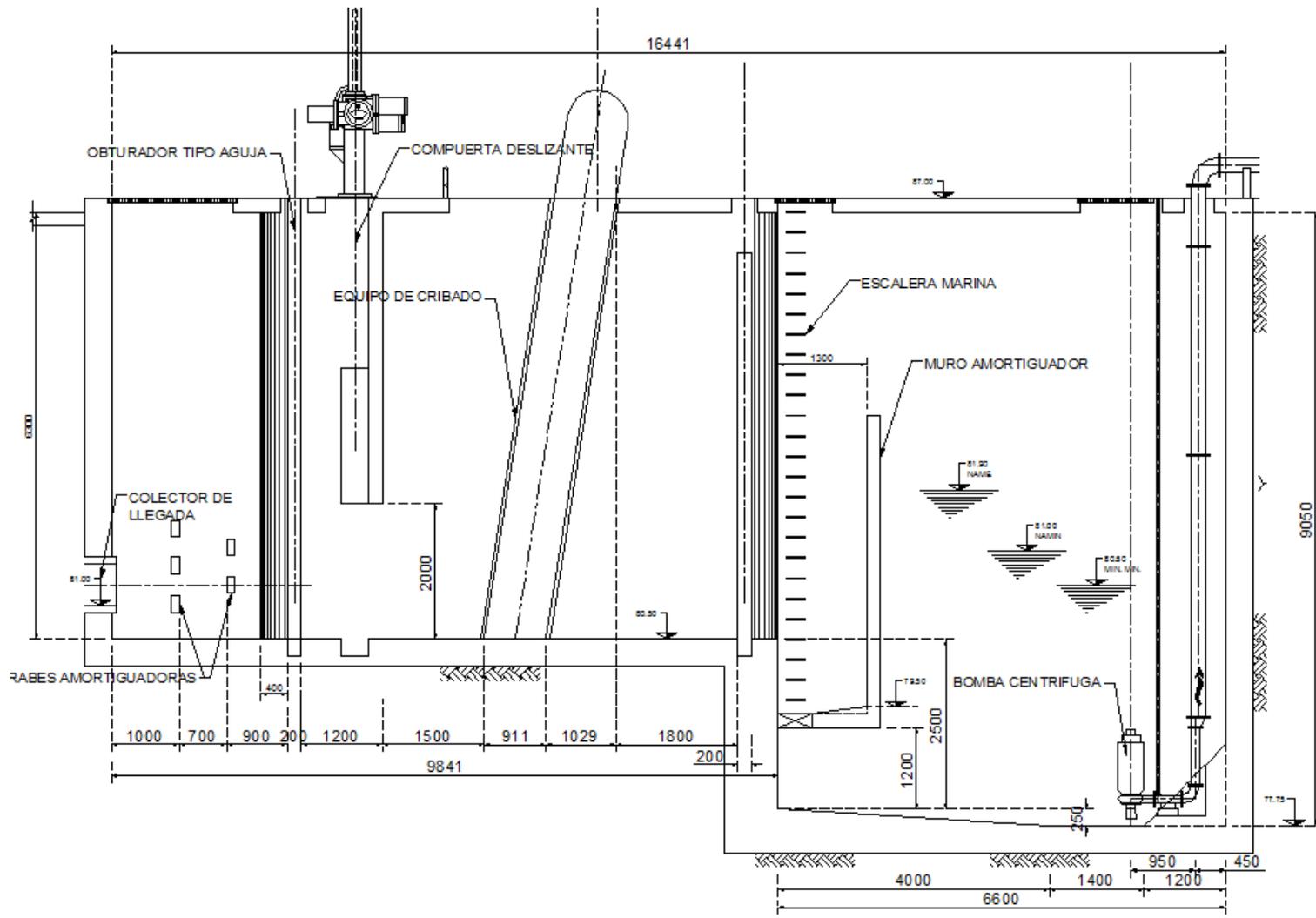


PLANTA

ACOT. MILIMETROS
NIV. METROS

ZONA CRIBADO Y CARGAMO DE BOMBEO

FIGURA 15 EJEMPLO DE DISEÑO



CORTE A-A

ACOT. MILIMETROS
NV. METROS

FIGURA 16 ELEVACIÓN DEL EJEMPLO DE DISEÑO

A continuación se presenta una tabla con las propiedades del suelo.

Profundidad	Tipo de suelo	γ (ton/m ³)	C (ton/m ²)	ϕ (°)	Ka	PV (ton/m ²)	Pa teórico (Ton/m ²)	E.at (ton)
0	Arena Limosa (SM)	1.6	1	26	0.4	0	-1.25	1.25
0.25								
1								
1.25								
1.5								
1.75								
2								
2.75						4.4	1.25	
3	Arcilla de alta plasticidad (CH)	1.3	3	0	21		-1.6	6.3
3.25								
5								
5.25								
5.5								
6								
6.25								
7								
7.25	9.925	3.925						
7.5	Arena mal graduada (SP)	1.7	0	32	21		3.05	6.02
7.75								
8								
8.25								
8.5								
8.75								
9						12.48	3.833	
9.25						Arcilla color gris claro oscuro (SC)	1.33	
....								
12	16.13	3.928						

Figura 15 Presión activa teórica en el suelo del cárcamo

En la figura 17 la segunda columna de la tabla contiene el símbolo de la clasificación de cada estrato según el SUCS y los parámetros de las propiedades mecánicas promedio: peso volumétrico natural (γ), cohesión c y ángulo de fricción interna (ϕ) de cada suelo, determinados en pruebas triaxiales practicadas en especímenes de suelo inalterados. La tercera columna contiene el valor de K_a .

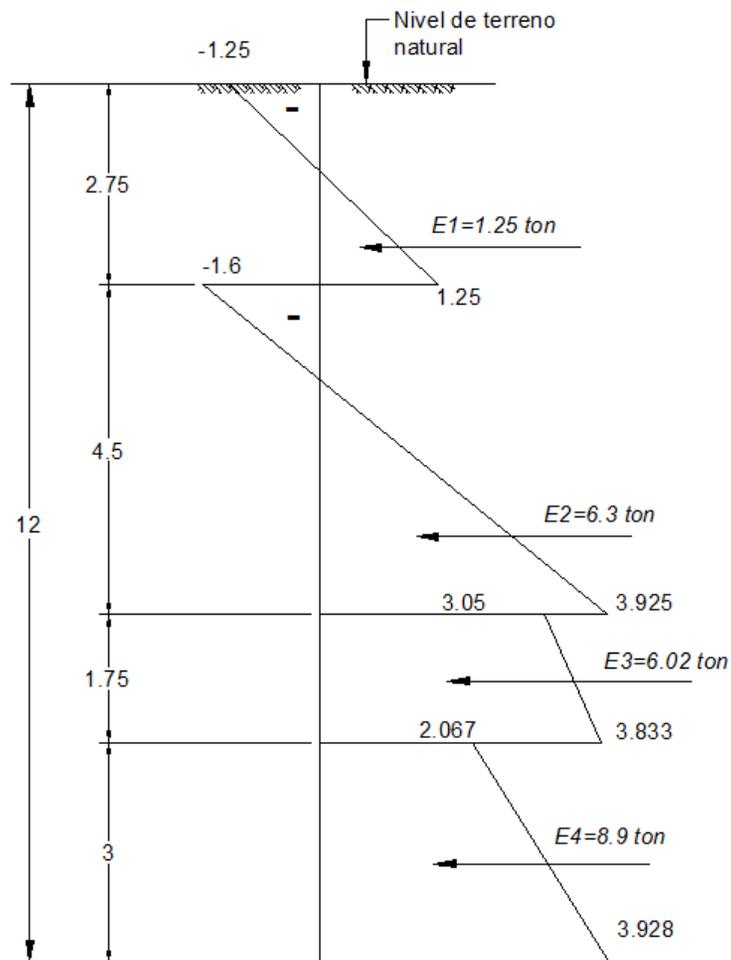


Figura 16 diagrama de presión activa

En la cuarta columna se presenta la presión vertical total (P_v) en los planos de contacto de cada dos estratos contiguos, debida al peso propio. La última columna contiene los valores teóricos calculados de P_a . En la figura 18 se han dibujado los diagramas de presión activa teórica, individuales para cada estrato, en los que se incluye el valor de la fuerza de empuje ($E_{1,2,3}$) correspondiente a cada uno de ellos, cuya sumatoria da el empuje teórico total:

$$E_1 := 1.25\text{ton} \quad E_2 := 6.3\text{ton} \quad E_3 := 6.02\text{ton} \quad E_4 := 8.9\text{ton}$$

$$E_{\text{at}} := E_1 + E_2 + E_3 + E_4 = 22.47\text{ton}$$

$$\rho_m := \frac{1.28 \cdot E_{\text{at}}}{0.775 \cdot H} = 4.124\text{ton}$$

$$E_r := 0.775 \cdot H \cdot \rho_m = 28.762\text{ton}$$

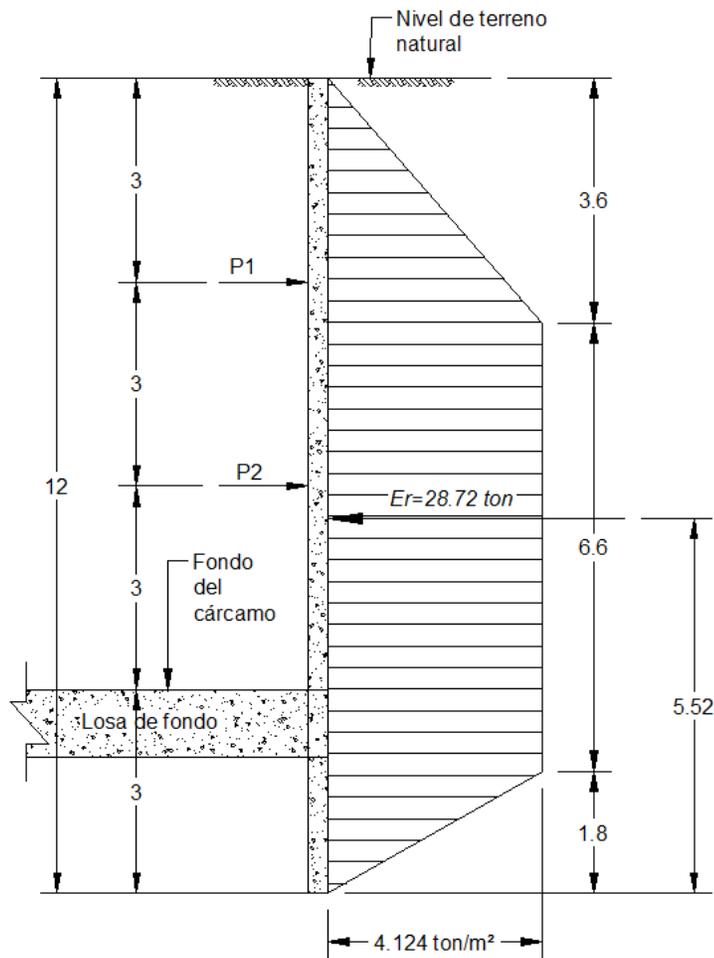


Figura 17 diagrama trapezoidal de presión lateral redistribuida para el diseño de las paredes del cárcamo y los puntales.

4.2.- PROFUNDIDAD DE LA PATA.

La profundidad hasta el paño de la losa del cárcamo es de 9 m, se propone una longitud adicional de 3 m. Se estima que el muro será de un espesor de 65 cm y con un armado mínimo de 1%.

De la ecuación (2.15) tenemos:

$$F_R := 0.7 \quad r := 5\text{cm} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad h := 65\text{cm}$$

$$b := 100\text{cm} \quad d := h - 2 \cdot r = 0.55\text{m}$$

$$A_s := 0.01 \cdot b \cdot d = 55\text{cm}^2$$

$$M_T := A_s \cdot F_R \cdot f_y \cdot (h - 2 \cdot r) = 88.935\text{ton}\cdot\text{m}$$

De la ecuación (2.17), (2.19) y (2.21) tenemos:

$$H_p := 3\text{m} \quad c_u := 3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad B := 2\text{m} \quad \gamma := 1.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$P_s := \frac{2 \cdot c_u \cdot H_p}{B} = 9 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad h_m := 4\text{m} \quad \underline{\underline{L}} := 13.55\text{m} \quad \underline{\underline{H}} := 9\text{m}$$

$$FS_b := \frac{5.14 \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{H}{B}\right) \cdot c_u + 2 \cdot c_u \cdot \frac{H_p}{B} + \frac{2 \cdot M_T}{1 \text{m} h_m^2}}{\gamma \cdot H + P_s} = 2.398$$

Es recomendable un factor de seguridad mayor o igual a 2, para nuestro ejemplo se ha obtenido 2.39 por lo que se considera correcta la profundidad propuesta de la pata.

4.3.- CÁLCULO DE LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA.

Se utilizará el método simplista que propone una distribución lineal de presiones con un valor máximo en la superficie del agua (Al revés de la distribución estática).

La estructura se localiza en el Distrito federal en la zona sísmica II.

A continuación se muestran las características del espectro de diseño.

Zona	c	ao	Ta1	Tb1	r
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33

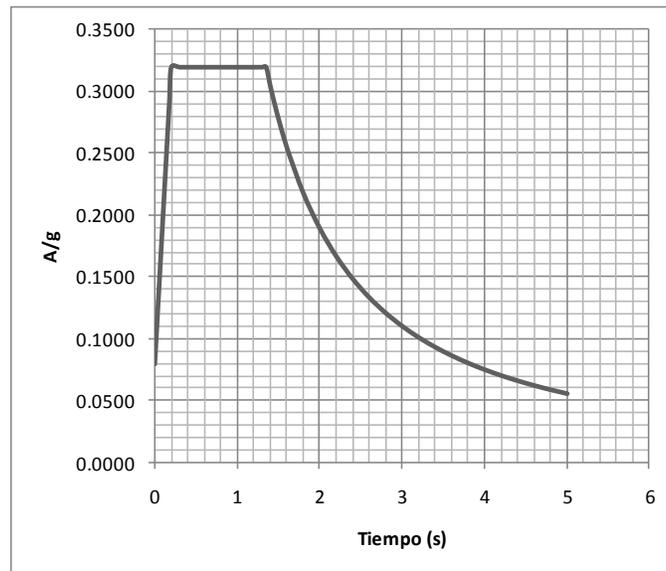


Figura 18 Espectro de diseño

Por ser una estructura tipo A el espectro se debe multiplicar por 1.5. El factor de reducción de fuerzas sísmicas para este tipo de estructuras es de $Q=1.5$.

De la ecuación (2.21) tenemos que;

$$\gamma := 1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad L := 1\text{m} \quad H := 9\text{m} \quad C_s := 0.32$$

$$P := H \cdot L \cdot \gamma \cdot C_s = 2.88 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

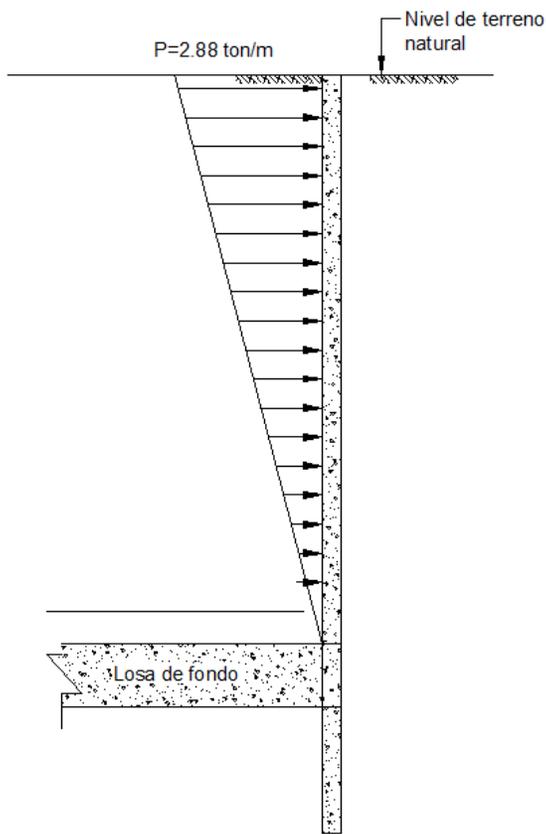


Figura 19 Distribución de presión hidrodinámica

4.4.- MODELACIÓN DEL CÁRCAMO EN EL SOFTWARE SAP 2000 V.14

Se realizaron dos modelos tridimensionales en el programa SAP 2000 en su versión 14. En el primer modelo se analiza las fuerzas debidas al procedimiento constructivo y en el segundo modelo se analiza las fuerzas debidas al funcionamiento de la planta de bombeo.

4.5.- PRIMER MODELO; ETAPA DE CONSTRUCCIÓN.

En el capítulo 5 se tratará con más detalle el procedimiento constructivo. Una parte importante del procedimiento constructivo consiste en la excavación del núcleo central, para tal fin se utilizan excavadoras que van retirando el material y

conforme se va retirando el material se colocan *troqueles* para apuntalar y sostener la pared (muro Milán). Los puntales son fabricados a base de tubería de acero de entre 16" y 20" de diámetro y los de celosía generalmente son de sección cuadrada. Al colocar cada puntal es conveniente aplicarle una carga previa contra el muro Milán, igual a la carga de diseño. La colocación de los puntales es importante por dos cosas, la primera; evita que el muro Milán trabaje en voladizo, la segunda; la precarga de los puntales disminuye considerablemente la magnitud de los asentamientos de la superficie aledaña a la excavación como consecuencia de la restricción a los desplazamientos horizontales del suelo impuesta por los puntales precargados.

En la figura 21 se muestra el modelo tridimensional. A este modelo se le aplico la carga redistribuida a los muros y la presión vertical del suelo a la losa de fondo.

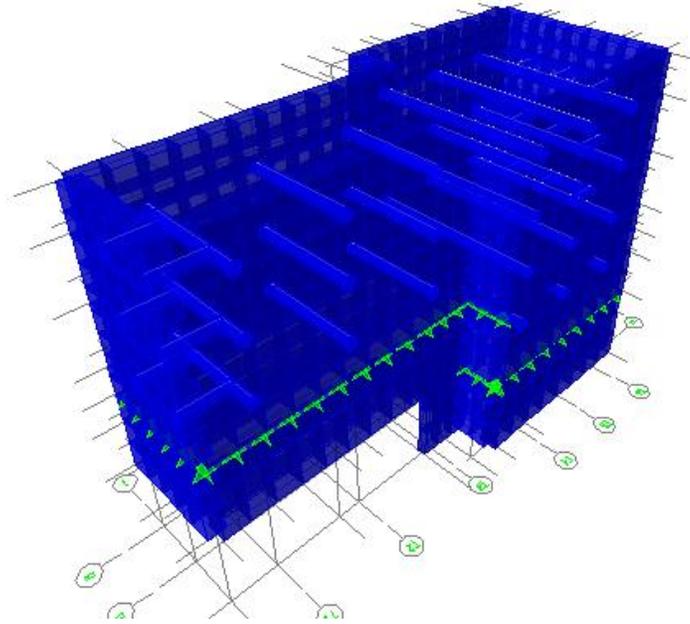


Figura 20 Modelo tridimensional en etapa constructiva

En la figura 21 se muestra una imagen de la forma que tiene el modelo en la etapa constructiva.

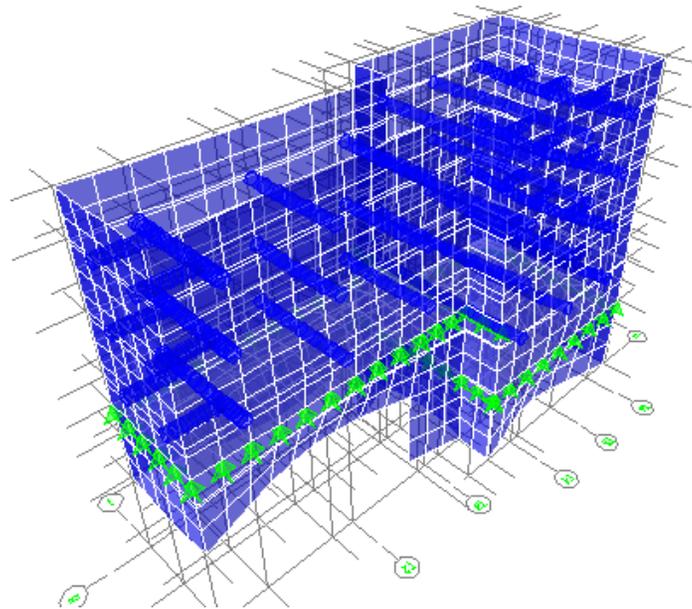


Figura 21 deformada del modelo numero 1

En la figura 22 se muestra la distribución de momentos en dirección vertical a través de contornos de colores en escala, en el eje 6 (Unidades en Ton-m).

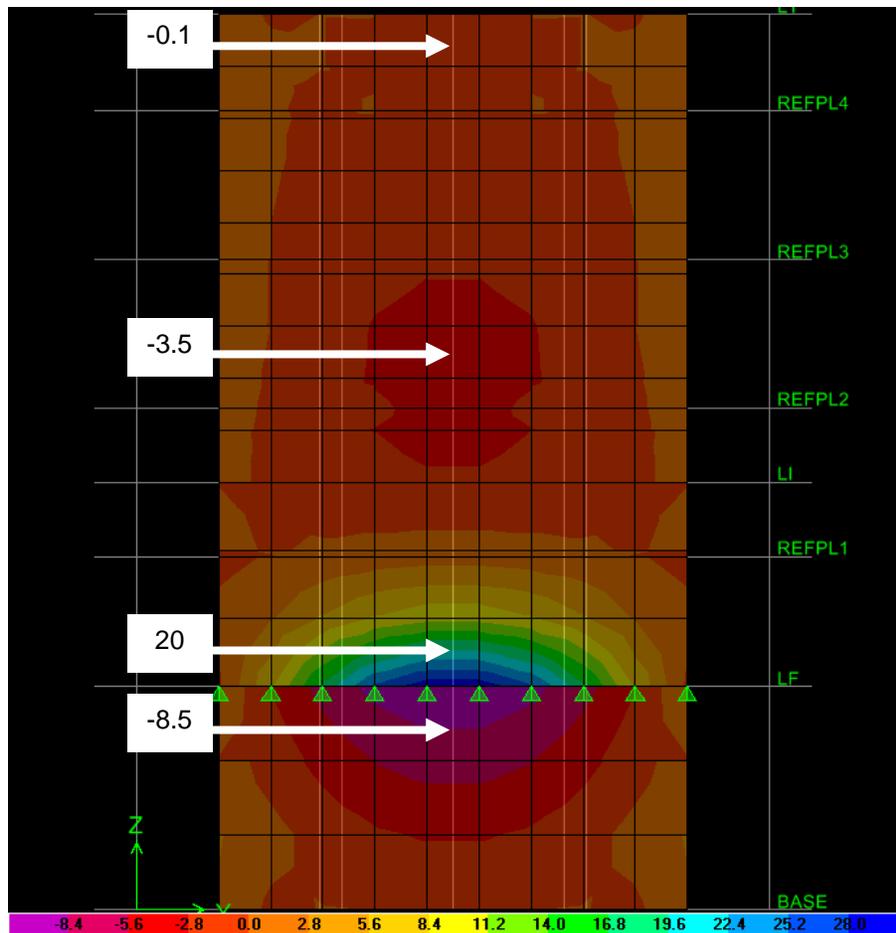


Figura 22 Momentos en dirección vertical en muro eje 6 (unidades ton-m)

Cálculo de acero por flexión para los elementos mecánicos de la Figura 22.

M	Mu	b	d	$q=p * (Fy)$	p	As	$As=(30*Mu)/d$	REF. MÁXIMO	Area de Pb
ton.m	ton.m	cm	cm	f''c	%	cm ²	cm ²	p	
0.00	0.00	100	55	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.0182 OK	100.18
3.50	3.50	100	55	0.0063	0.0003	1.69	1.91	0.0182 OK	100.18
20.00	20.00	100	55	0.0367	0.0018	9.80	10.91	0.0182 OK	100.18
8.50	8.50	100	55	0.0154	0.0007	4.12	4.64	0.0182 OK	100.18

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 5 a cada 20 cm en la dirección vertical.

En la figura 23 se muestra la distribución de momentos en dirección horizontal a través de contornos de colores en escala, en el eje 6 (Unidades en Ton-m).

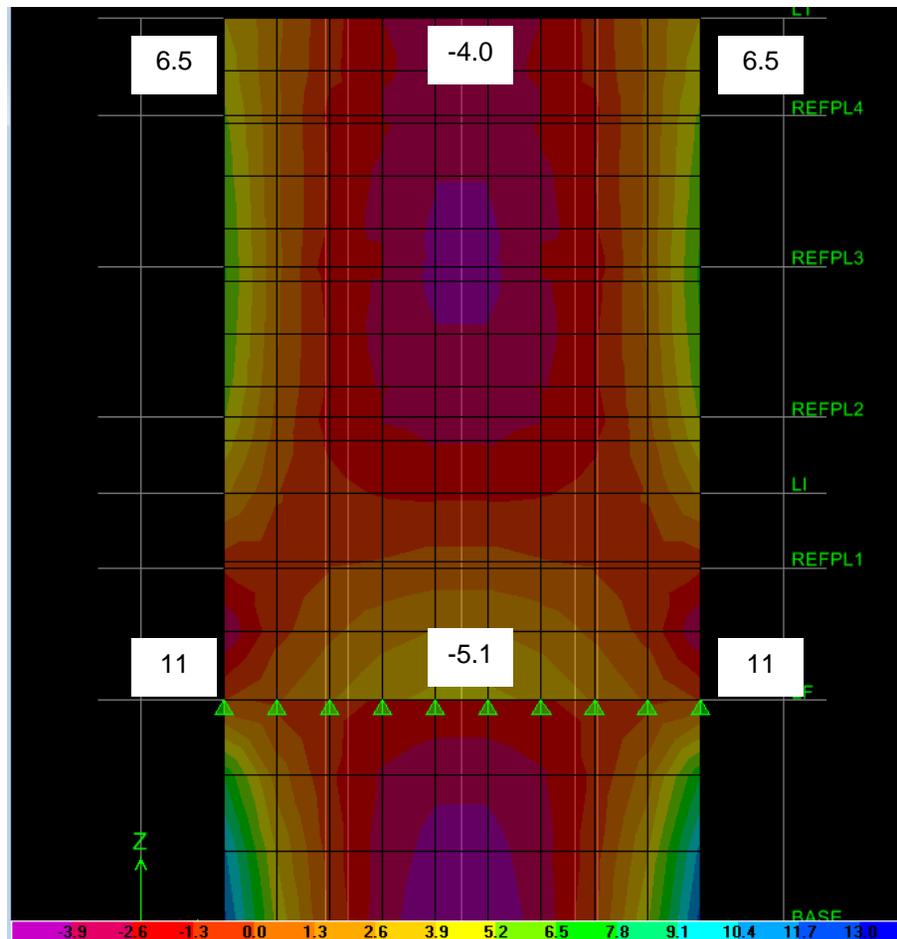


Figura 23 momentos en dirección horizontal en muro eje 6 (unidades ton-m).

Cálculo de acero por flexión para los elementos mecánicos de la Figura 23.

M	Mu	b	d	$q=p \cdot (F_y)$	p	As	$As=(30 \cdot Mu)/d$	REF. MÁXIMO p	Area de Pb
ton.m	ton.m	cm	cm	f''c	%	cm ²	cm ²		
6.50	6.50	100	55	0.0118	0.0006	3.15	3.55	0.0182 OK	100.18
4.00	4.00	100	55	0.0072	0.0004	1.93	2.18	0.0182 OK	100.18
11.00	11.00	100	55	0.0200	0.0010	5.34	6.00	0.0182 OK	100.18
5.10	5.10	100	55	0.0092	0.0004	2.46	2.78	0.0182 OK	100.18

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 5 a cada 25 cm en la dirección horizontal.

En la figura 24 se muestra la distribución de cortantes en dirección horizontal a través de contornos de colores en escala, en el eje 6 (Unidades en Ton).

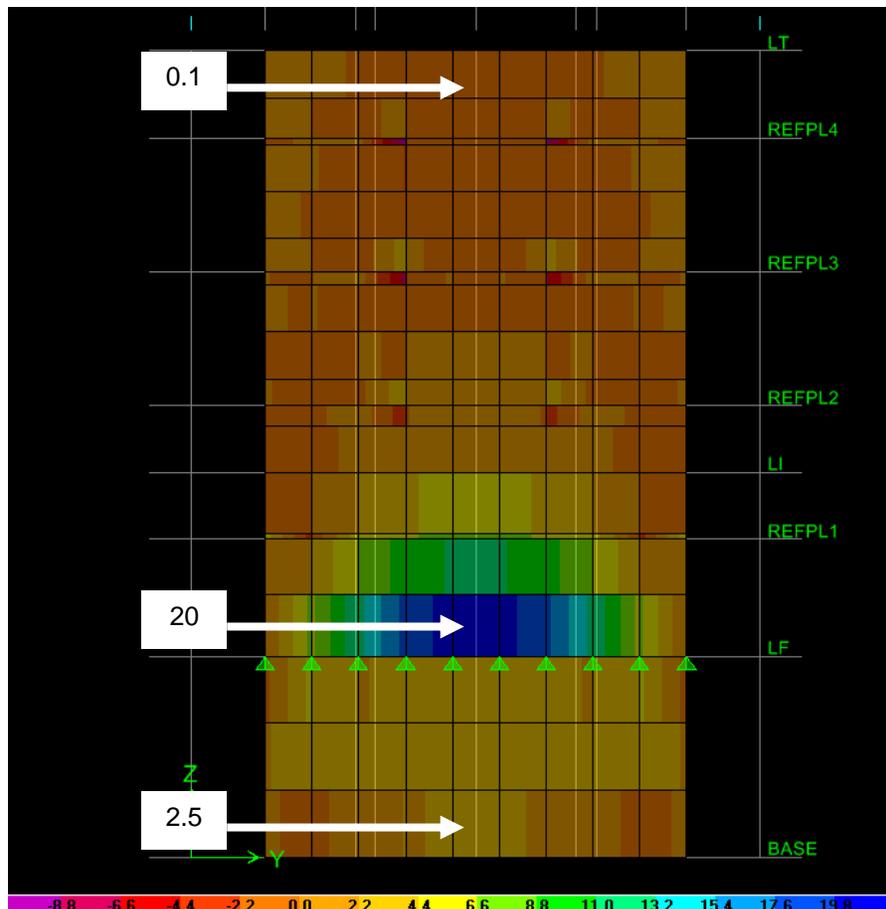


Figura 24 Cortante en dirección vertical en muro eje 6 (unidades ton).

Cálculo de acero por cortante para los elementos mecánicos de la Figura 24

Armado		Requisitos mínimos por resistencia							Requisitos mínimos RCDF 2004			
Corridas	Var. #	P	Vcr (kg)	Vu (kg)	Vu...ok?	Vsr (kg)	E#	S (cm)	E#	S	S	Sfinal
5	5	0.002	16085.988	100.00	OK	Req. Min	5	Req. Min	5	39.523956	27.5	28,000
5	5	0.002	16085.988	20000.00	OK	3914.012	5	186.908	5	39.523956	27.5	28,000
5	5	0.002	16085.988	2500.00	OK	-13585.988	5	Req. Min	5	39.523956	27.5	28,000

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 5 a cada 28 cm en la dirección vertical.

En la figura 25 se muestra la distribución de momentos en dirección horizontal a través de contornos de colores en escala, en el eje 6 (Unidades en Ton).

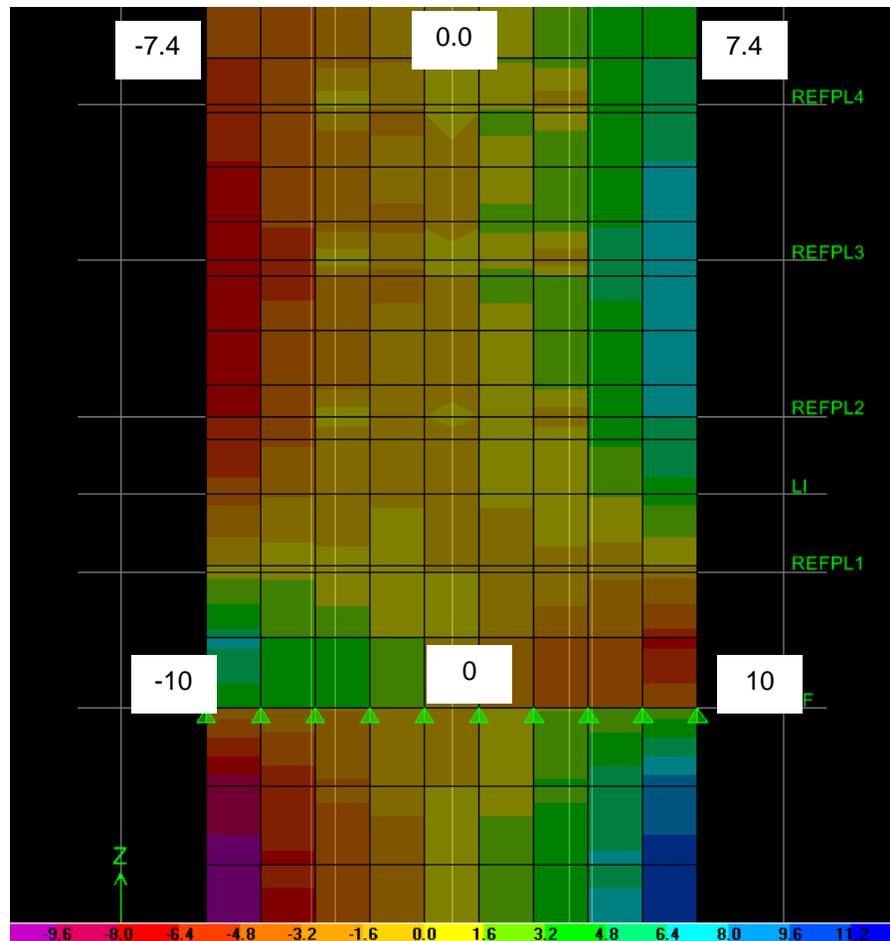


Figura 25 cortante en dirección horizontal en muro eje 6 (Unidades Ton).

Cálculo de acero por cortante para los elementos mecánicos de la Figura 25

Armado		Requisitos mínimos por resistencia							Requisitos mínimos RCDF 2004			
Corridas	Var. #	P	Vcr (kg)	Vu (kg)	Vu...ok?	Vsr (kg)	E#	S (cm)	E#	S	S	Sfinal
5	5	0.002	16085.988	7400.00	OK	Req. Min	5	Req. Min	5	39.523956	27.5	28.000
5	5	0.002	16085.988	10000.00	OK	-6085.988	5	Req. Min	5	39.523956	27.5	28.000

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 5 a cada 28 cm en la dirección horizontal.

En la figura 26 se muestra la distribución de momentos en dirección horizontal en la losa de fondo a través de contornos de colores en escala (Unidades en Ton-m).

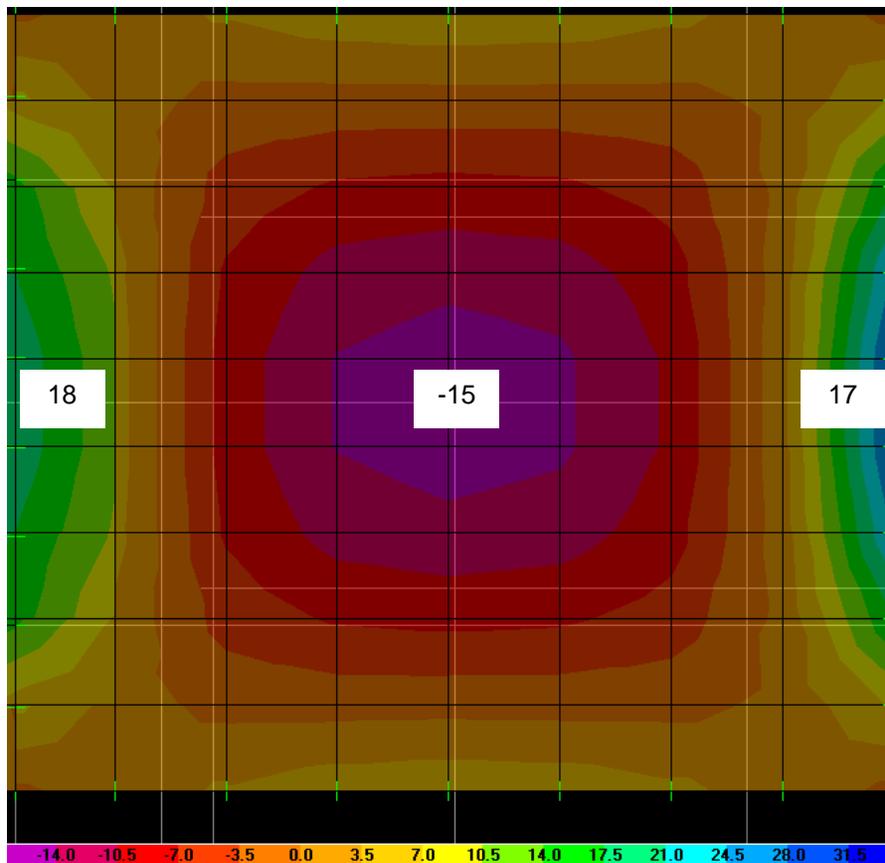


Figura 26 momentos en losa de fondo dirección horizontal (Unidades ton-m).

Cálculo de acero por flexión para los elementos mecánicos de la Figura 26.

M	Mu	b	d	$q=p * (\frac{F_y}{f'c})$	p	As	$As=(30*Mu)/d$	REF. MÁXIMO p	Area de Pb
ton.m	ton.m	cm	cm	f'c	%	cm ²	cm ²		
18.00	18.00	100	55	0.0330	0.0016	8.80	9.82	0.0182 OK	100.18
15.00	15.00	100	55	0.0274	0.0013	7.32	8.18	0.0182 OK	100.18
17.00	17.00	100	55	0.0311	0.0015	8.31	9.27	0.0182 OK	100.18

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 5 a cada 20 cm en la dirección horizontal.

En la figura 27 se muestra la distribución de momentos en dirección vertical en la losa de fondo a través de contornos de colores en escala (Unidades en Ton-m).

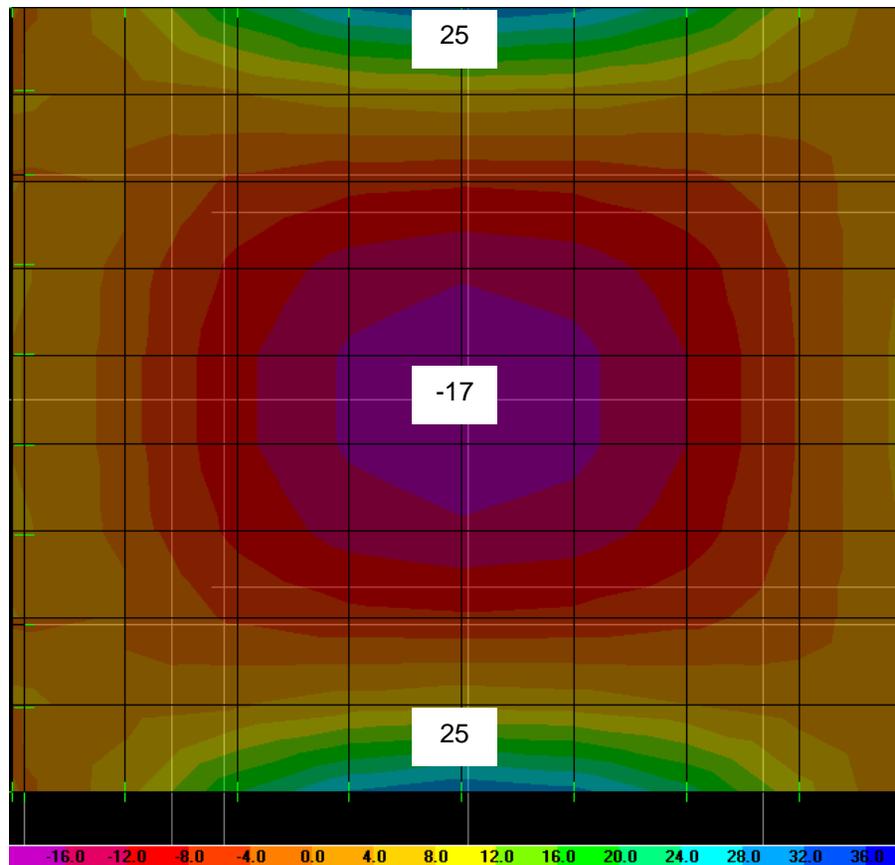


Figura 27 momentos en losa de fondo dirección vertical (Unidades ton-m).

Cálculo de acero por flexión para los elementos mecánicos de la Figura 27.

M	Mu	b	d	$q=p * (\bar{E}_y)$	p	As	$As=(30 * Mu)/d$	REF. MÁXIMO	Area de Pb
ton.m	ton.m	cm	cm	f''c	%	cm ²	cm ²	p	
25.00	25.00	100	55	0.0461	0.0022	12.31	13.64	0.0182 OK	100.18
17.00	17.00	100	55	0.0311	0.0015	8.31	9.27	0.0182 OK	100.18

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 5 a cada 20 cm en la dirección vertical.

En la figura 28 se muestra la distribución de cortantes en dirección horizontal en la losa de fondo a través de contornos de colores en escala (Unidades en Ton).

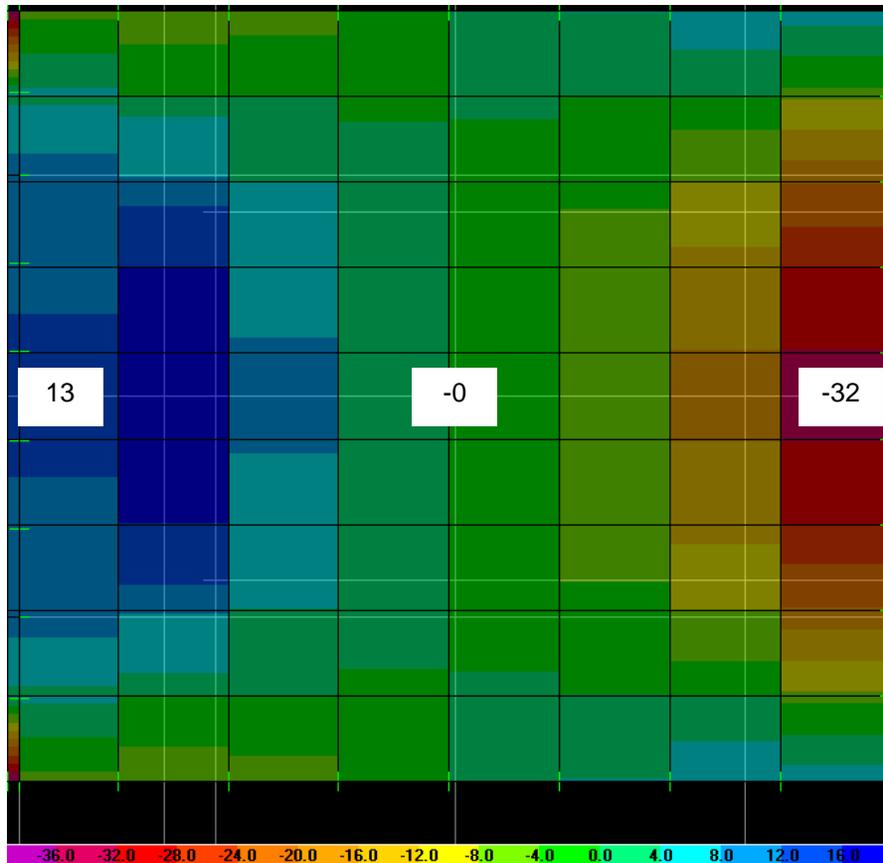


Figura 28 Diagrama de cortantes dirección horizontal en losa de fondo (Unidades Ton).

Cálculo de acero por cortante para los elementos mecánicos de la Figura 27.

Armado		Requisitos mínimos por resistencia							Requisitos mínimos RCDF 2004			
Corridas	Var. #	P	Vcr (kg)	Vu (kg)	Vu...ok?	Vsr (kg)	E #	S (cm)	E #	S	S	Sfinal
5	5	0.002	16085.988	13000.00	OK	Req. Min	5	Req. Min	5	39.52396	27.5	28.000
5	5	0.002	16085.988	32000.00	OK	15914.012	5	45.969	5	39.52396	27.5	28.000

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 5 a cada 20 cm en la dirección horizontal.

En la figura 29 se muestra la distribución de cortante en dirección vertical en la losa de fondo a través de contornos de colores en escala (Unidades en Ton).

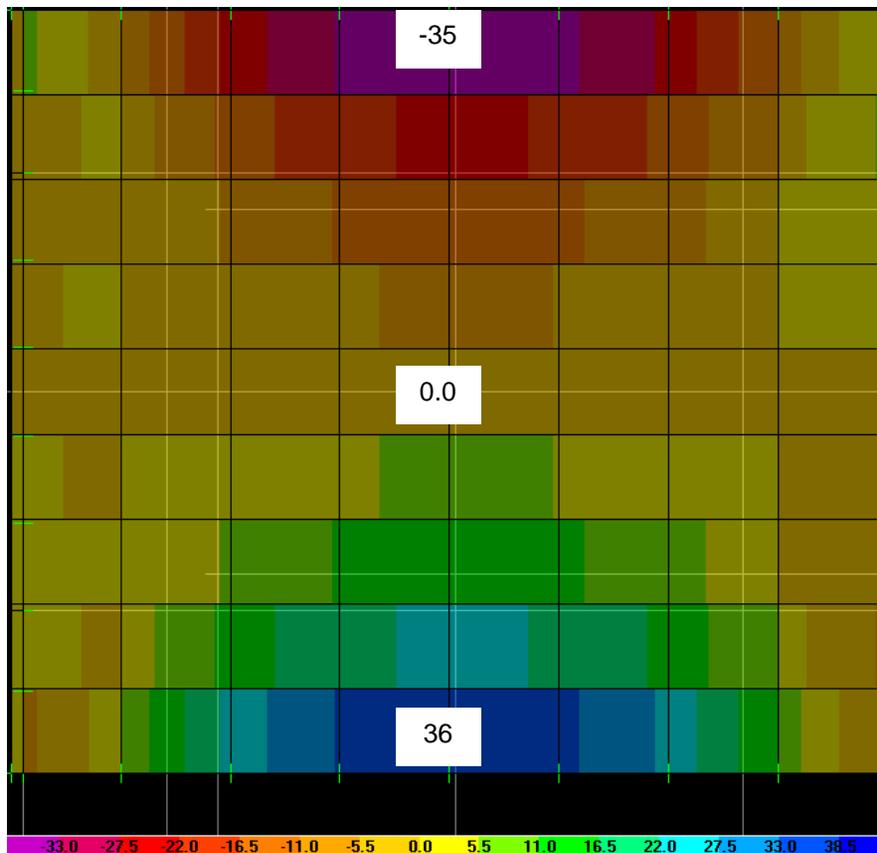


Figura 29 momentos en losa de fondo dirección vertical (Unidades ton-m).

Cálculo de acero por cortante para los elementos mecánicos de la Figura 27.

Refuerzo transversal												
Armado		Requisitos mínimos por resistencia							Requisitos mínimos RCDF			
Corridas	Var. #	P	Vcr (kg)	Vu (kg)	Vu...ok?	Vsr (kg)	E#	S (cm)	E#	S	S	Sfinal
5	5	0.002	16085.988	35000.00	OK	18914.012	5	38.678	5	39.52395558	27.5	28.000
5	5	0.002	16085.988	36000.00	OK	19914.012	5	36.736	5	39.52395558	27.5	28.000

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 5 a cada 20 cm en la dirección vertical.

4.5.1.- *Calculo del troquel*

Es común en la práctica diseñar todos los puntales (troquel) iguales, con la máxima carga, para que puedan ser colocados en cualquier posición y, con ello, evitar posibles confusiones de trabajo.

La máxima carga para un puntal central es de 18 toneladas. Con esta carga se revisará el perfil propuesto que se utilizo en el modelo.

El perfil propuesto fue un troquel de 16" (40.64 cm) de 3/8" (0.953 cm) de espesor.

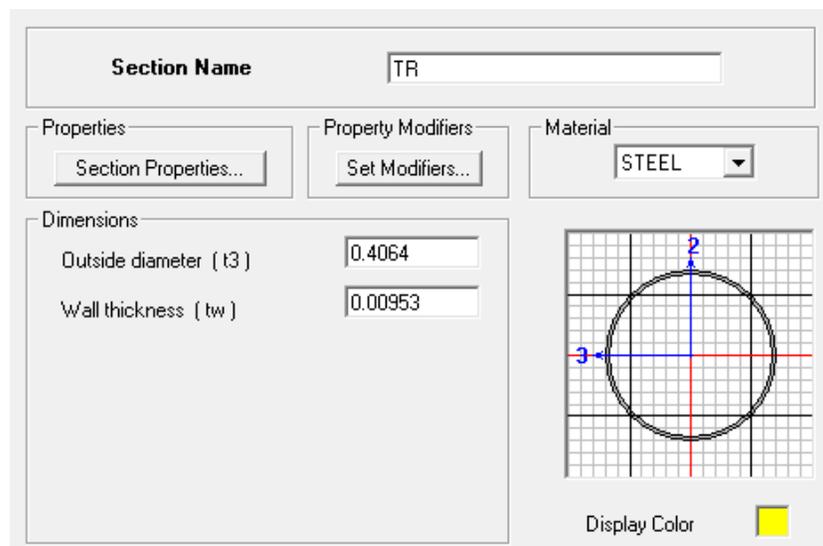


Figura 30 troquel propuesto

Debido a que en columnas circulares huecas no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión, no se considera el estado límite de inestabilidad por flexión. La resistencia de diseño R_u de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante se determina en la siguiente pagina. Para que se cumpla el diseño el factor B debe ser al menos igual o mayor que el factor C.

$$F_y := \frac{36}{g} \text{ksi} \quad \text{ton} := 1000 \text{kg} \quad F_R := 0.9$$

$$F_y = 2531.05049 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E := 2038901.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad n := 1.4$$

$$A_t := 157.07 \text{cm}^2 \quad r := 13.9266 \quad K := 1 \quad L := 700$$

$$\lambda := \frac{K \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 \cdot E}} = 0.56371 \quad \frac{K \cdot L}{r} = 50.26352$$

$$B := F_y \cdot A_t \cdot F_R = 357.79689 \text{ ton}$$

$$C := \frac{F_y}{\left(1 + \lambda^{2 \cdot n} - 0.15^{2 \cdot n}\right)^{\frac{1}{n}}} \cdot A_t \cdot F_R = 314.86595 \text{ ton}$$

La resistencia última del troquel es mayor a la requerida por lo que el perfil propuesto es correcto.

4.6.- SEGUNDO MODELO; PLANTA DE BOMBEO EN FUNCIONAMIENTO.

En el segundo modelo se agregó la losa tapa, se retiraron los troqueles de acero, se agregó la fuerza hidrodinámica, la fuerza hidrostática, las cargas debidas a la maquinaria y a las personas.

En la figura 31 se muestra el modelo con los elementos arriba mencionados.

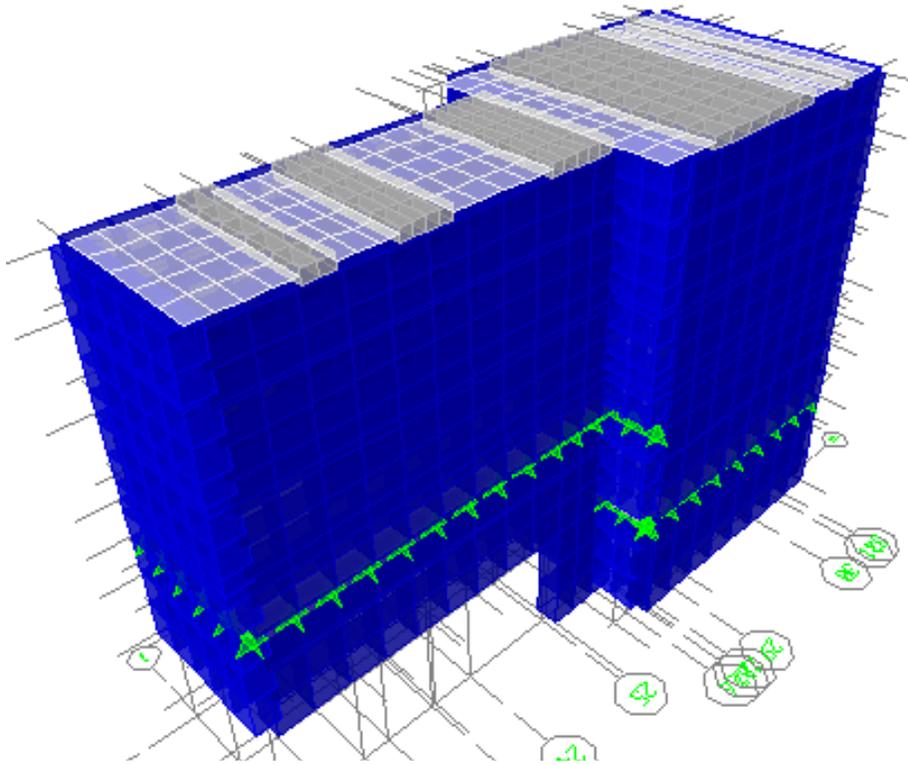


Figura 31 Modelo tridimensional de la planta de bombeo en funcionamiento

Al igual que para el primero modelo se hizo un análisis de todos y cada uno de los elementos mecánicos para cada condición de carga.

En las siguientes figuras se muestran la envolvente de momentos máximos y mínimos en dirección horizontal y vertical. Esto servirá para poder determinar el acero de refuerzo a colocar en el muro Milán.

Es recomendable estandarizar el acero de refuerzo para evitar posibles confusiones durante el procedimiento constructivo.

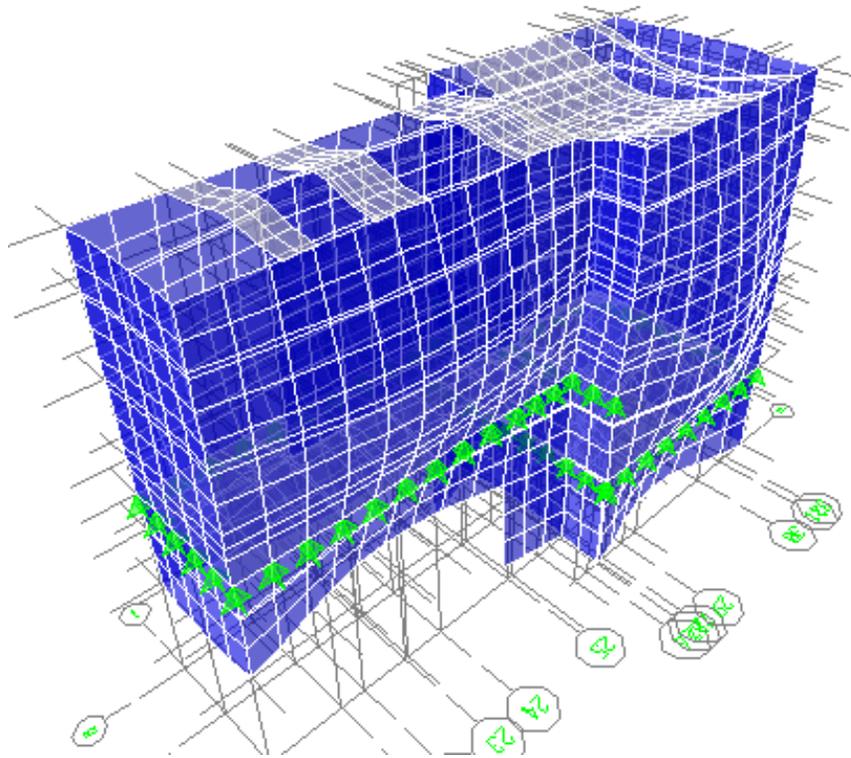
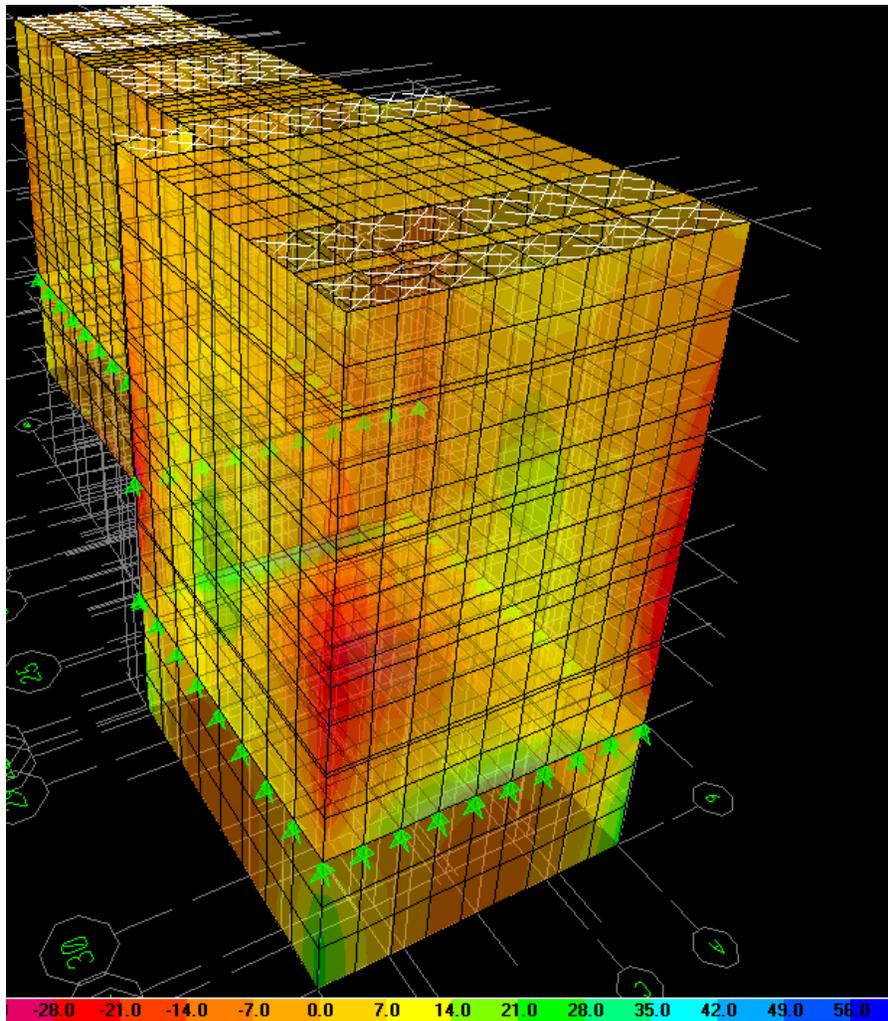


Figura 32 Deformada del modelo numero 2



**Figura 33 Envoltura de momentos dirección horizontal en modelo 2
(unidades ton-m)**

En la figura 33 se muestra la envoltura de momentos en dirección horizontal que se presentan en el modelo 2, se puede apreciar la concentración de momentos negativos en las esquinas y en la parte central el momento máximo positivo.

M	Mu	b	d	$q=p * (Fy)$	p	As	$As=(30 * Mu)/d$	REF. MÁXIMO p	Area de Pb
ton.m	ton.m	cm	cm	f''c	%	cm ²	cm ²		
25.00	25.00	100	55	0.0461	0.0022	12.31	13.64	0.0182 OK	100.18
25.00	25.00	100	55	0.0461	0.0022	12.31	13.64	0.0182 OK	100.18

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 5 a cada 20 cm en la dirección horizontal.

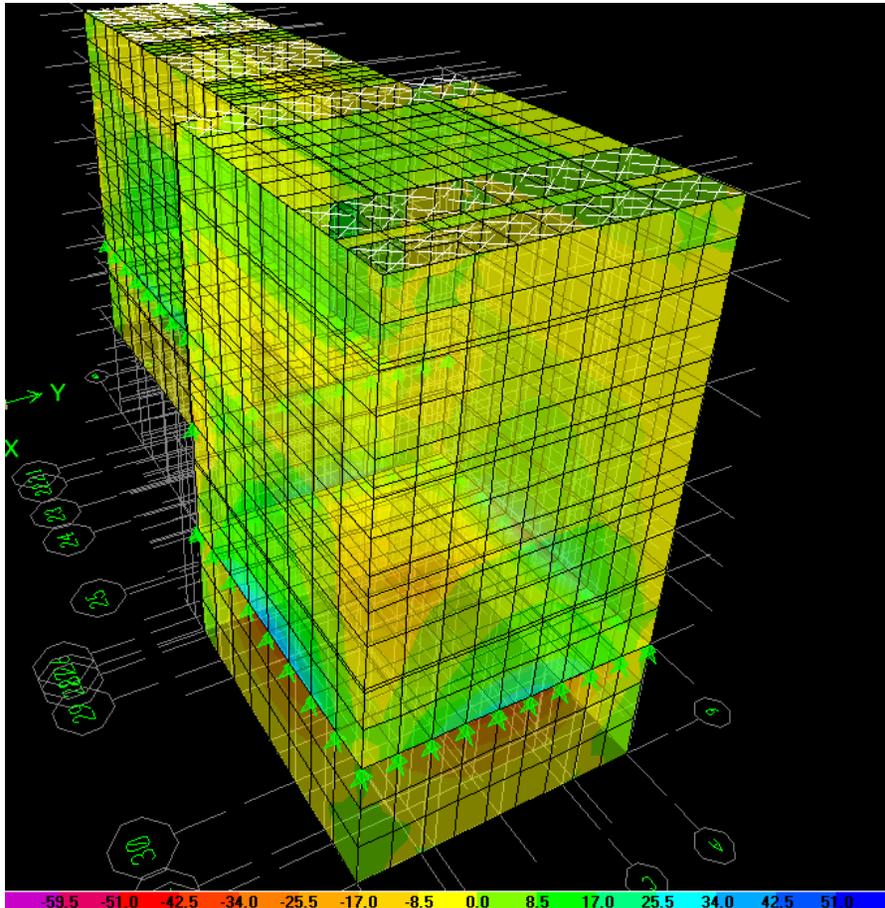


Figura 34 Envoltura de momentos en dirección vertical en modelo 2
(unidades ton-m)

En la figura 34 se muestra a través de contornos de colores en escala la envoltura de momentos en dirección vertical que se presentan en el modelo 2, se puede apreciar la concentración de momentos positivos en el fondo. El acero de refuerzo vertical deberá ser calculado con los valores obtenidos de esta figura.

M	Mu	b	d	$q=p * (F_y)$	p	As	$As=(30*Mu)/d$	REF. MÁXIMO p	Area de Pb
ton.m	ton.m	cm	cm	f'c	%	cm ²	cm ²		
18.00	18.00	100	55	0.0330	0.0016	8.80	9.82	0.0182 OK	100.18
25.00	25.00	100	55	0.0461	0.0022	12.31	13.64	0.0182 OK	100.18

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 5 a cada 20 cm en la dirección vertical.

De igual manera para el cálculo del acero de refuerzo de la losa de fondo se obtienen los siguientes elementos mecánicos.

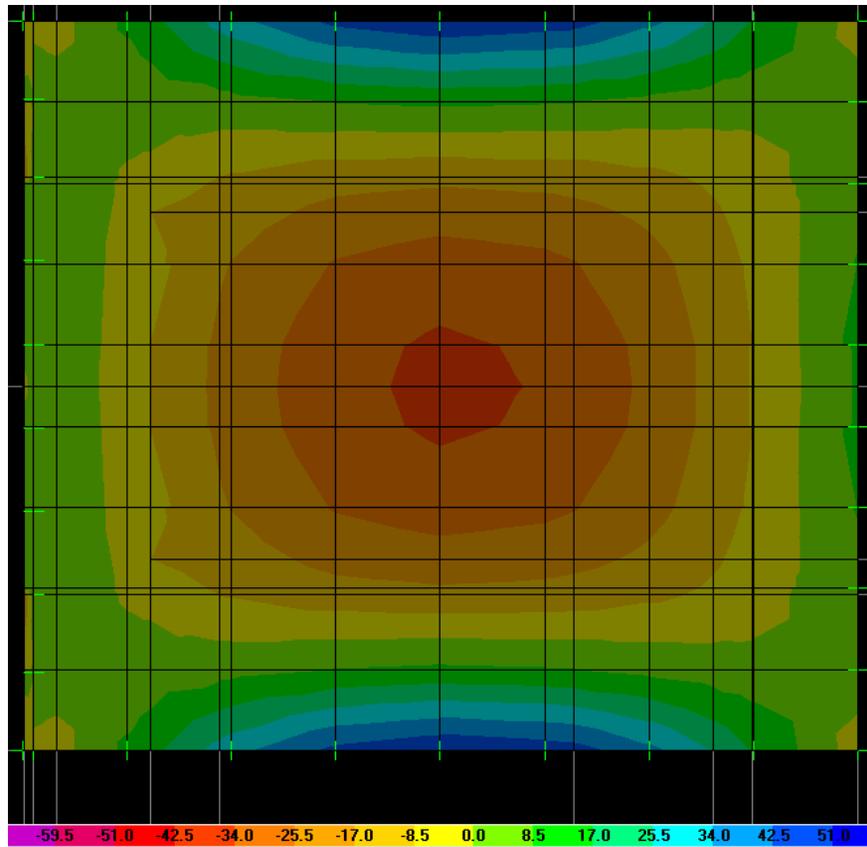


Figura 35 Envolvente de momentos en losa de fondo, dirección vertical en modelo 2 (unidades ton-m)

En la figura 35 se muestra a través de contornos de colores en escala la envolvente de momentos en dirección vertical que se presentan en el modelo 2 en la losa de fondo, se puede apreciar la concentración de momentos positivos en la parte superior e inferior y en la parte central el momento máximo negativo.

M	Mu	b	d	$q=p * (F_y)$	p	As	$As=(30 * Mu)/d$	REF. MÁXIMO P	Area de Pb
ton.m	ton.m	cm	cm	f''c	%	cm ²	cm ²		
45.00	45.00	100	55	0.0846	0.0041	22.60	24.55	0.0182 OK	100.18
25.00	25.00	100	55	0.0461	0.0022	12.31	13.64	0.0182 OK	100.18

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 8 a cada 20 cm en la dirección vertical.

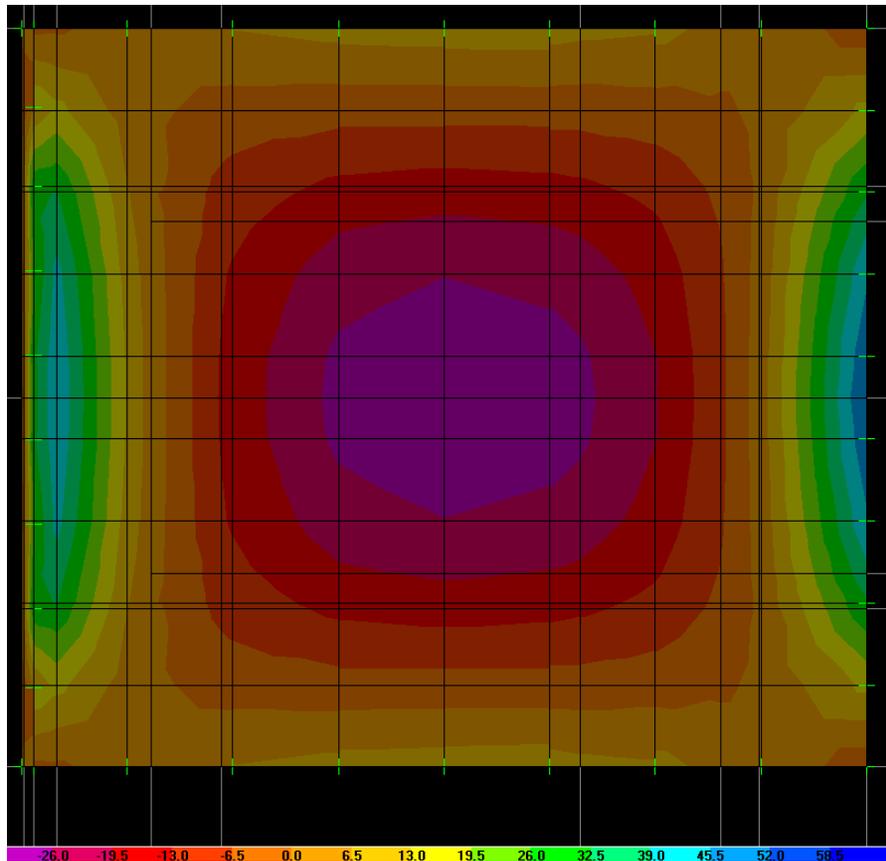


Figura 36 Envoltura de momentos en losa de fondo, dirección horizontal en modelo 2 (unidades ton-m)

En la figura 36 se muestra a través de contornos de colores en escala la envoltura de momentos en dirección horizontal que se presentan en el modelo 2 en la losa de fondo, se puede apreciar la concentración de momentos positivos en la parte izquierda y derecha y en la parte central el momento máximo negativo.

M	Mu	b	d	$q=p \cdot (F_y)$	p	As	$As=(30 \cdot Mu)/d$	REF. MÁXIMO P	Area de Pb
ton.m	ton.m	cm	cm	f''c	%	cm ²	cm ²		
30.00	30.00	100	55	0.0556	0.0027	14.84	16.36	0.0182 OK	100.18
35.00	35.00	100	55	0.0651	0.0032	17.40	19.09	0.0182 OK	100.18

El armado propuesto en base al cálculo es de Varillas del número 8 a cada 25 cm en la dirección horizontal.

Con los valores obtenidos en el análisis estructural se hace el siguiente resumen con el cual se calculará el acero de refuerzo en los muros, losa de fondo y en la losa tapa.

Elemento mecánico	Muro Milán	Losa de Fondo	Losa Tapa
Momento horizontal máximo negativo (Unidades ton-m)	-25	-15	-4
Momento horizontal máximo positivo (Unidades ton-m)	25	15	2.5
Momento vertical máximo negativo (Unidades ton-m)	-18	-45	-1
Momento vertical máximo positivo (Unidades ton-m)	25	35	1
Cortante horizontal máximo negativo (Unidades ton)	-25	-63	-0.5
Cortante horizontal máximo positivo (Unidades ton)	25	63	0.5
Cortante vertical máximo negativo (Unidades ton)	-0	-35	-3.2
Cortante vertical máximo positivo (Unidades ton)	15	35	3.2

4.6.1.- Cálculo de acero de refuerzo

Es recomendable uniformizar el armado del muro y colocar el acero de refuerzo igual en ambos lechos. A continuación se calcula el acero necesario en los muros:

$$\text{ton} := 1000\text{kg}$$

$$M_{\text{max}} := 25\text{ton}\cdot\text{m}$$

$$V_{\text{máx}} := 25\text{ton}$$

$$FR_{\text{flexion}} := 0.9$$

$$FR_{\text{cortante}} := 0.8$$

$$f'_c := 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 100\text{cm}$$

$$d := 55\text{cm}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{\text{acero}} := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{\text{astC}} := 0.8 \cdot f'_c = 240 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''_c := f_{\text{astC}} \cdot 0.85 = 204 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Sustituyendo y dejando a q como incognita:

$$r := FR_{\text{flexion}} \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c = 555390 \text{m}\cdot\text{kg}$$

$$M_{\text{max}} = 25000 \text{m}\cdot\text{kg}$$

$$\text{Funcion}(a_1, b_1, c_1) := a_1 \cdot x_1^2 + b_1 \cdot x_1 + c_1 \text{ solve, } x_1 \rightarrow \left(\begin{array}{c} \frac{\frac{b_1}{2} - \sqrt{\frac{b_1^2}{4} - 4 \cdot a_1 \cdot c_1}}{2} \\ a_1 \\ \frac{\frac{b_1}{2} + \sqrt{\frac{b_1^2}{4} - 4 \cdot a_1 \cdot c_1}}{2} \\ a_1 \end{array} \right)$$

$$\text{Roots} := \text{Funcion}\left(0.5, -1, \frac{M_{\text{max}}}{r}\right)$$

$$\text{Roots} = \begin{pmatrix} 1.954 \\ 0.046 \end{pmatrix}$$

$$\text{Roots}_2 = 0.046$$

$$q := \text{Roots}_2$$

$$\rho := \frac{q \cdot f''_c}{f_y} = 2.238 \times 10^{-3}$$

$$\text{As} := \rho \cdot b \cdot d = 12.309 \cdot \text{cm}^2$$

$$\beta_1 := 0.5$$

Revisión de limitaciones de acero

$$A_{\text{smin}} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{kg}^{0.5}}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{1}{\text{cm}}\right) = 15.877 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\text{smax}} := \frac{f''_c}{f_y} \cdot \frac{6000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \beta_1}{f_y + 6000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 78.571 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s_{\text{vertical}}} := \begin{cases} A_s \cdot 1.33 & \text{if } A_s < A_{s_{\text{min}}} \\ \text{"Revisar secciones"} & \text{if } A_s > A_{s_{\text{max}}} \\ A_s & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{s_{\text{vertical}}} = 16.37 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_c := \frac{A_{s_{\text{vertical}}}}{b \cdot d} = 2.976 \times 10^{-3} \quad q_c := \frac{\rho_c \cdot f_y}{f'_c} = 0.061$$

$$\text{Comprobación} \quad M_R := FR_{\text{flexion}} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q_c \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 33.25 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Armado propuesto

Varilla del numero 6 @ 20 cm

Resistencia a cortante

Por ser un elemento ancho y el espesor no mayor de 600 mm la fuerza resistente a cortante se calcula de la siguiente manera, independientemente de la cuantía de refuerzo.

$$F_R := 0.8$$

$$V_{cr} := 0.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_{astC} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 34.082 \text{ ton}$$

Debido a que el momento máximo en dirección vertical y horizontal son iguales el armado propuesto se utilizará en ambas direcciones y en ambos lechos.

En la figura 37 se muestra el armado del muro Milán. Como se ha venido mencionando es muy recomendable que el armado de los muros sea lo más simple posible, uniformizando el diámetro de varillas y la separación de cada una de ellas.

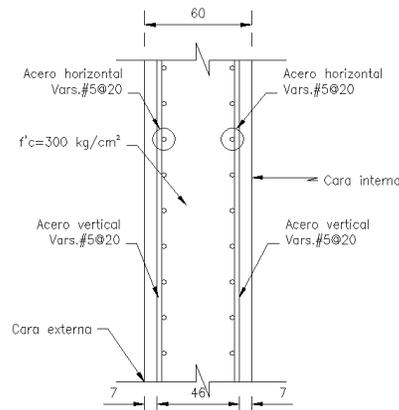


Figura 37 Armado de muro Milán

A través de este ejemplo se obtuvo los principales elementos mecánicos con que diseñaran los elementos estructurales que conformarán el cárcamo de bombeo. Se obtuvo el armado que deberá llevar las parrillas del muro Milán así como la losa de fondo y la losa tapa.

Con los resultados obtenidos es suficiente para que la estructura se construya.

En el siguiente capítulo se explicará de manera general el procedimiento constructivo para poder construir el muro Milán así como los demás elementos que componen el cárcamo de bombeo.

Al final de esta tesis se encuentran planos que resumen de forma general la estructuración del cárcamo aquí analizado.

5

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

5.- CAPITULO 5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Conocer y entender a fondo el procedimiento constructivo significa haber avanzado un 50% en el análisis estructural del muro Milán, puesto que ambos están íntimamente relacionados.

El procedimiento constructivo es básico para determinar las etapas de análisis.

En un muro Milán se puede hablar de las siguientes etapas constructivas:

- Trazo
- Construcción de los brocales
- Excavación e inyección de lodo bentonítico
- Introducción de las parrillas (refuerzo de la tablaestaca)
- Colado de los muros Milán, excavación del núcleo central.
- Excavación y colocación de troqueles, generalmente en tres etapas, previo bombeo.
- Colado de la plantilla.
- Armado de la losa inferior y colocación del repellado en las paredes internas del muro Milán.
- Colado de la losa inferior.
- Retiro de troqueles.
- Armado de losa superior.
- Colado de la losa superior.
- Retiro del último troquel.

Este procedimiento es el más generalizado y para algunos proyectos tendrá ligeras variaciones.

Trazo: Juega el papel más importante en el procedimiento constructivo ya que de éste dependerá a partir de este momento, el que la construcción de los muros Milán queden en su posición correcta y conserve los gálibos que el proyecto exige. En el Anexo en el plano 1 se muestra la geometría en planta del cárcamo de bombeo.

Brocales: El brocal es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja cuya excavación obligadamente es realizada a mano con el objeto de realizar posibles interferencias con instalaciones municipales (ductos de teléfonos, CFE, líneas de gas, drenajes, agua potable, redes de riego, etc.).

La finalidad de la construcción, obedece a la necesidad de contar con una guía que permita garantizar la posición y verticalidad correctas del equipo guiado durante el proceso de excavación del tramo de muro Milán en cuestión. En la figura 39 se muestra un brocal.

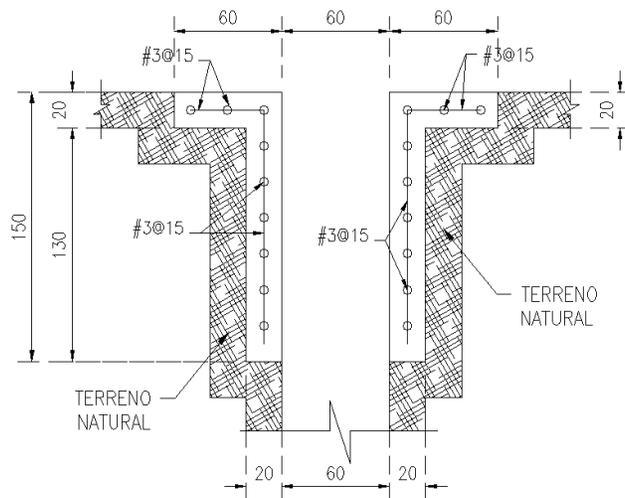


Figura 38 detalle de brocal

Lodo bentonítico: El proceso de construcción de los muros Milán, inicia con la excavación de las zanjas conformadas por los brocales. Durante dicha excavación, las paredes que se doman en el interior con el propio terreno natural no son estables por si solas aún y cuando se conserve un tirante de agua equivalente al nivel freático o mayor, por lo que es necesaria la estabilización con lodo Tixotrópico.

Se dice que es Tixotrópico por la resistencia que presenta al corte en reposo, que es cuando actúa como un gel, ya que cuando se bombea no presenta ésta propiedad.

Le lodo estabilizador debe ser una suspensión estable de bentonita sódica en agua, tener una densidad mayor que la del agua con objeto de que el empuje hidrostático que ejerza sobre las paredes, sea mayor que el de ésta. El lodo se vacía en el interior de los tableros excavados hasta alcanzar un nivel superior al nivel freático con objeto de generar un gradiente de presiones sobre las paredes de la excavación que ayude a detenerlas o mantenerlas estables.

Muro Milán: Su construcción inicia una vez conformados los brocales. Se realiza la excavación en la zanja ya formada, mediante el uso de una draga preferentemente LS-108, pudiendo ser mayor por la capacidad para sostener el equipo guiado. Las dimensiones más comunes del muro terminado son 0.60m de espesor, 6.0 m de largo y de profundidad variables según los requerimientos del proyecto.

Definido el tablero a construir se procede a realizar la excavación de las zanjas hasta el nivel de desplante de proyecto usando agua o lodo bentonítico para garantizar la estabilidad de las paredes, manteniendo un nivel constante, el cual será del orden de 2m por debajo del borde superior de los brocales (Ver Figura 40).

Una vez alcanzado el nivel de desplante de proyecto en la excavación, se colocan en los extremos del muro las juntas de colado, que son elementos metálicos huecos de forma trapezoidal (Figura 41) en cuya cara frontal llevan una ranura para alojar la banda de pvc que quedará ahogada en el muro colado. El ancho de la junta lo determina el espesor del tablero y su longitud y profundidad del mismo. Su parte inferior tiene una forma tal que permite hincarse y asentarse firmemente en el fondo de la excavación. Funciona como cimbra tapón para contener el concreto del muro a colar y deja la forma machimbrada para el colado subsecuente. Cabe mencionar que entre dos muros colados con estas juntas se construye un muro ya sin ellas, debido a que la pared de los extremos funciona entonces como cimbra. Con las juntas en su sitio, se procede a colocar el acero de refuerzo (Parrilla) con una grúa hidráulica (Ver Figura 42).

En el Anexo 1 en el plano 2 se muestra en planta la distribución de los tableros y en los detalles se muestra la geometría de cada uno de ellos. Se indica también la profundidad de desplante de cada uno de los tableros.

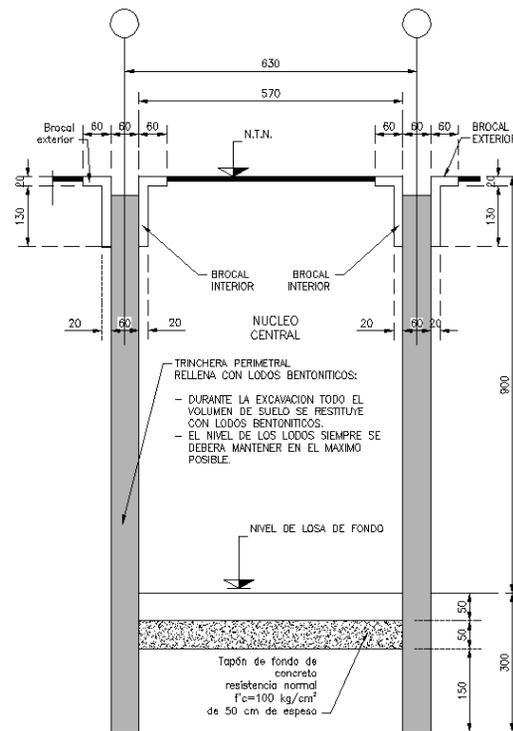


Figura 39 Estabilización de excavaciones con lodo bentonítico

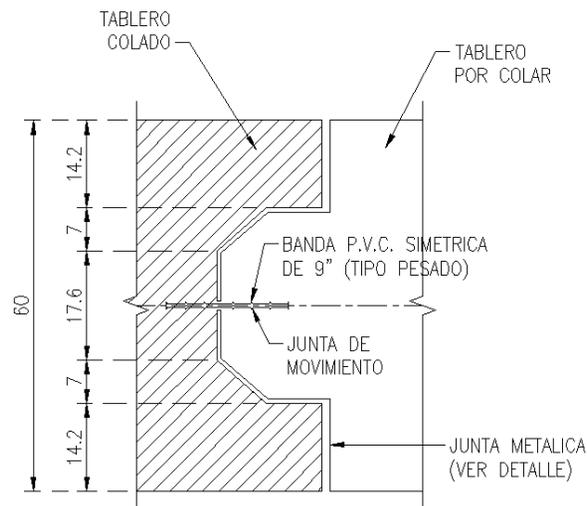


Figura 40 Junta de colado

Figura 41 Colocación de Parrilla de acero

Toda vez que la parrilla ha sido colocada, centrada y nivelada en su lugar correcto, se procede al colado del concreto para lo cual es necesario introducir las trompas

de colado (lingadas), que consiste en tramos de tubo de acero de 8" de diámetro, en longitudes no mayores a 2 m para su fácil manejo, roscados en sus extremos y unidos mediante coples para conformar la longitud requerida para el colado. Este tipo de sujeción permite un hermetismo que impide, al momento de su introducción, la absorción de aire o lodo que contamine el concreto. En su parte superior, la lingada tiene una forma de embudo (tolva) para la recepción del concreto la cual descansará sobre un marco metálico apoyado en los aleros del brocal.

Excavación del núcleo: Habiendo realizado la construcción de los muros Milán procederemos a realizar la excavación del núcleo central. Consiste en extraer el terreno natural de la zona que conformará el cajón para alojar cualquier estructura, utilizando una draga hidráulica con cucharón de almeja, de acuerdo a las condiciones de distancia y profundidad que ocurran en la obra.

La excavación se realiza con equipo mecánico desde la superficie de modo que sea posible realizar maniobras dentro de la misma en forma segura entre los troqueles ya colocados. Los alcances en tramos rectos suelen ser de 6 m de longitud y cada uno de ellos se realiza en etapas verticales de excavación que llegan 0.30 m por debajo del correspondiente nivel de troqueles, excepto la última etapa vertical que llegará hasta el nivel máximo de excavación.

Posterior a la excavación del núcleo y al apuntalamiento, es necesario el colado de una plantilla de concreto pobre en el fondo de la excavación, tan pronto como sea alcanzado el nivel de proyecto. La razón principal de esta acción, es la mantener una superficie limpia y en condiciones de trabajo, una vez fraguado el

concreto de la plantilla, se procede a armar el acero de refuerzo que conformará la losa de fondo.

El procedimiento de la losa es simple: se arma el acero de refuerzo, se cimbra o fronterean sus costados para evitar la derrama de concreto y se vierte el concreto con una resistencia de 300 kg/cm².

24 horas después de haber colado la losa de fondo se procede a colocar un repellado de 10 cm de espesor reforzado con malla electrosoldada 6-6/10-10 para dejar una superficie plana. Al mismo tiempo se inicia la construcción de la losa tapa. 72 hrs después del colado de la losa tapa se proceden al retiro de los puntales metálicos y se procede a la instalación del equipo electromecánico e hidráulico.

En el Anexo 1 plano 3 y 4 se muestran tres cortes indicados en el plano 1, en cada uno de los cortes se indica la losa de fondo, tapón de fondo así como el muro Milán. Se muestra también la estructuración de los muros intermedios.

Para finalizar en el plano 4 del Anexo 1 se muestran cortes y detalles que aparecieron en el desarrollo del capítulo 6.

6

CONCLUSIONES

6.- CAPITULO 6: CONCLUSIONES.

En esta tesis se tuvo la finalidad de mostrar que el procedimiento constructivo influye en el análisis y diseño de un cárcamo de bombeo.

El RCDF-2004 en el libro Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de Las Edificaciones no considera directamente las cargas ocasionadas por el procedimiento constructivo. Como se pudo apreciar en el desarrollo del ejemplo numérico los elementos mecánicos que se obtienen son un poco mayores durante el procedimiento constructivo.

La construcción de Muros Milán como procedimiento constructivo en la Ciudad de México representa un ahorro de espacio, tiempo, costos y de evitar daño a las construcciones vecinas. Sus aplicaciones en las construcciones civiles son muchas, entre ellas se puede mencionar obras subterráneas y túneles urbanos (Metro), sótanos y cajones de cimentación de edificios, estacionamientos subterráneos, muelles, presas, silos, canales de gran sección y cárcamos de bombeo de gran capacidad como fue el caso de esta tesis.

Como conclusión se puede tener que es recomendable que el ingeniero encargado del diseño estructural siempre tenga presente el procedimiento constructivo para tomar en cuenta los efectos de esto en el diseño final.

BIBLIOGRAFIA

- Normas Técnicas Complementarias del RCDF-2004
Gaceta oficial del Gobierno del Distrito Federal enero del 2004
- Normas Técnicas Complementarias del RCDF-2004
Gaceta oficial del Gobierno del Distrito Federal enero del 2004
- American Concrete Institute ACI 318-05
Farmington Hill, Michigan 48333-9094 P.O. Box 9094, USA.
- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
Oscar González Cuevas – Francisco Robles Fernández
Limusa-Noriega, Editores 2005
- Apuntes de Estructuras de Concreto
Miguel Ángel Guzmán Escudero
Facultad de Ingeniería UNAM año 2006