



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

INFORME DE TRABAJO PROFESIONAL EN EL ÁMBITO DE  
LA CONSULTORÍA INTEGRAL DE LA INGENIERÍA CIVIL

INFORME ESCRITO

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

ALDO MARÍN TORRES

ASESOR:

M. EN I. ÓSCAR VEGA ROLDÁN



ENERO 2016



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/009/16

Señor  
ALDO MARÍN TORRES  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento que ha sido aprobado el tema que usted propuso, mismo que será asesorado por el profesor M.I. ÓSCAR VEGA Y ROLDÁN para ser desarrollado como informe escrito, conforme a la opción VI. "Titulación mediante trabajo profesional" para obtener su título de INGENIERO CIVIL.

**"INFORME DE TRABAJO PROFESIONAL EN EL ÁMBITO DE LA CONSULTORIA INTEGRAL DE LA INGENIERÍA CIVIL"**

- RESUMEN
- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN DE LA EMPRESA
- II. ANTECEDENTES
- III. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA
- IV. METODOLOGÍA Y RESULTADOS
- V. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA
- ANEXOS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 26 de enero del 2016.  
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LOPEZ RINCÓN

GLR/MTH\*gar

Oscar  
Vega  
Roldán

Rodrigo T. Sepúlveda Hírese

Guillermo Martínez de Ulloa

Vo. Bo.

MIGUEL A. RODRÍGUEZ DE UEVA

Vo. Bo.  
ING. SERGIO MACOIC ROBLES

# *Agradecimientos*

A **Silvia**, mi madre, porque me dejó ser libre y dueño de mi vida, porque me dejó cometer mis propios errores para darme cuenta lo que es y no es correcto, lo que quiero y no quiero en mi vida.

A **José Luis**, mi padre, por contagiarme siempre ese ímpetu de salir adelante, por inculcarme el valor de una buena educación, por sus miles de consejos y por confiar en mí.

A **Hugo**, mi hermano, por enseñarme desde muy pequeño a ser autodidacta y por el buen humor que bajo cualquier circunstancia siempre conserva y comparte conmigo.

A **Vanessa**, por inspirarme a llegar más lejos.

A mis **amigos**, por ayudarme tanto, especialmente en esos momentos difíciles durante este proceso.

A mis **profesores**, especialmente a mis **sinodales**, que durante toda la carrera me llevaron bajo su tutela para lograr el máximo aprovechamiento académico.

Al maestro **Óscar Vega**, por brindarme la oportunidad de formar parte de su gran equipo, por enseñarme entre muchas cosas, lo imprescindible de la ética en todo aspecto de mi vida.

A todo el equipo de **CIEPS**, porque gracias a ellos este trabajo fue posible, porque en todo este tiempo no permití quedarme con duda alguna y abusando de su buena voluntad, pregunté hasta lo más insignificante, gracias por compartir su experiencia y conocimiento.

*Quam multa fieri non posse,  
priusquam sint facta, judicantur?*

*¿Cuántas cosas se juzgan imposibles  
hasta antes de haberse hecho?*

**Plinio, el Viejo.**

## Índice de contenido

<b>Resumen</b> .....	<b>7</b>
<b>Introducción</b> .....	<b>8</b>
<b>1. Descripción de la empresa</b> .....	<b>9</b>
1.1 Historia .....	<b>9</b>
1.1.1 Misión .....	<b>10</b>
1.1.2 Visión .....	<b>11</b>
1.2 Descripción del puesto laboral .....	<b>11</b>
1.2.1 Descripción de funciones y responsabilidades .....	<b>11</b>
<b>2. Antecedentes</b> .....	<b>12</b>
<b>3. Descripción de la problemática</b> .....	<b>15</b>
3.1 Objetivo .....	<b>16</b>
3.1.1 Del informe .....	<b>16</b>
3.1.2 Del proyecto .....	<b>16</b>
3.2 Alcance .....	<b>16</b>
<b>4. Metodología y resultados</b> .....	<b>18</b>
4.1 Dimensionamiento inicial .....	<b>18</b>
4.2 Análisis del Estudio de Mecánica de Suelos .....	<b>21</b>
4.3 Memoria de cálculo estructural, cajas .....	<b>29</b>
4.4 Memoria de cálculo estructural, ménsulas y silletas .....	<b>60</b>
4.5 Procedimiento constructivo .....	<b>68</b>
<b>5. Conclusiones</b> .....	<b>71</b>
5.1 Comentarios finales .....	<b>71</b>
<b>Bibliografía</b> .....	<b>72</b>
<b>Anexos</b> .....	<b>73</b>
Plano L-1 y L-2 Proyecto estructural .....	<b>74</b>

## Índice de figuras

<b>Figura 1.</b> Crecimiento poblacional en México 1950-2015, Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).....	<b>12</b>
<b>Figura 2.</b> Vista en planta sin losa de techo de caja para L-1 y L-2 con dimensiones definitivas, acotaciones en centímetros.....	<b>19</b>
<b>Figura 3.</b> Corte A-A de caja para L-1 y L-2 con dimensiones definitivas, acotaciones en centímetro	<b>20</b>
<b>Figura 4.</b> Corte B-B de caja para L-1 y L-2 con dimensiones definitivas, acotaciones en centímetros	<b>20</b>
<b>Figura 5.</b> Perfil estratigráfico, clasificación SUCS y No. de golpes del SPT.2.....	<b>24</b>
<b>Figura 6.</b> Diagrama de cuerpo libre de sección unitaria de losa para el corte A-A.....	<b>34</b>
<b>Figura 7.</b> Diagrama momento flexionante de sección unitaria de losa para el corte A-A.....	<b>34</b>
<b>Figura 8.</b> Diagrama de cuerpo libre de sección unitaria de losa para el corte B-B.....	<b>41</b>
<b>Figura 9.</b> Diagrama momento flexionante de sección unitaria de losa para el corte B-B.....	<b>41</b>
<b>Figura 10.</b> Diagrama momento flexionante de sección unitaria de muro para el corte B-B.....	<b>47</b>
<b>Figura 11.</b> Diagrama de cuerpo libre de sección de losa tapa (marimba).....	<b>51</b>
<b>Figura 12.</b> Diagrama de momento flexionante de sección de losa tapa (marimba).....	<b>52</b>
<b>Figura 13.</b> Diagrama de cuerpo libre de sección de losa tapa (fija).....	<b>56</b>
<b>Figura 14.</b> Diagrama de momento flexionante de sección de losa tapa (fija).....	<b>56</b>
<b>Figura 15.</b> Notación y detalles de armado de ménsula según el Reglamento ACI 318-02.....	<b>61</b>
<b>Figura 16.</b> Representación de losa de techo (marimba) precolada.....	<b>61</b>
<b>Figura 17.</b> Armado propuesto para ménsula de apoyo.....	<b>66</b>

## Índice de tablas

<b>Tabla 1.</b> División propuesta del proyecto.....	<b>16</b>
<b>Tabla 2.</b> Resultados de pruebas de laboratorio del SPT.2.....	<b>23</b>
<b>Tabla 3.</b> Resultados de capacidad de carga a diferentes profundidades de acuerdo al SPT.2.....	<b>26</b>
<b>Tabla 4.</b> Coeficientes de fricción del Reglamento ACI 318-02.....	<b>63</b>

## Resumen

La industria del conocimiento, la de la consultoría, es donde he desempeñado labores profesionales en el campo de la ingeniería civil a largo de más de 20 meses, donde he tenido la oportunidad de colaborar en una gran diversidad de proyectos de carácter integral, siempre en un marco de ética, calidad y mejoramiento continuo, aspectos cuya visión persigue y ha demostrado cumplir la empresa donde colaboro.

El siguiente reporte representa la experiencia laboral que obtuve durante estos casi dos años de trabajo en CIEPS CONSULTORES, una sociedad de ingenieros consultores y proyectistas que me abrió las puertas al mundo laboral, aún en mi rol como estudiante, complementando mi formación personal, académica, pero sobre todo profesional, brindándome la oportunidad de participar en diferentes proyectos de diversas áreas del conocimiento de la ingeniería civil.

Me he dado a la difícil tarea de describir y sintetizar de manera breve la historia que, durante más de 50 años ininterrumpidos, CIEPS ha forjado distinguiéndose por formar siempre profesionistas de gran calidad y ética profesional, profesionistas que cuentan con el conocimiento suficiente y las habilidades necesarias para realizar los múltiples proyectos de infraestructura que México necesita.

Así mismo, describo el puesto laboral que estuve desarrollando a lo largo de este corto, pero fructífero tiempo, mencionando las actividades realizadas, proyectos en los que participé, funciones y responsabilidades que tuve a cargo.

He decidido conjuntamente con el M. en I. Óscar Vega Roldán, el director de éste reporte, presentar el desarrollo del proyecto del cálculo estructural de dos cajas para la instalación de válvulas de seccionamiento tipo mariposa para un sistema de abastecimiento de agua potable de la Ciudad de México, un proyecto integral y desafiante que, por los requerimientos del mismo, puso a prueba mi capacidad para involucrar diferentes áreas del conocimiento de mi futura profesión como geotécnica, estructuras, hidráulica y construcción.

El proyecto que se presenta es la versión final y resultado de varios meses de arduo trabajo, horas de investigación, visitas de campo, numerosas juntas, revisiones y modificaciones, siendo la comunicación con mi equipo de trabajo lo más importante siempre.

De esta manera, pretendo demostrar que soy apto para el ejercicio profesional de la ingeniería civil, aplicando de manera práctica de los conocimientos adquiridos durante mi formación académica y profesional.

## Introducción

En el proyecto que se presenta, se aborda la problemática de un sistema de abastecimiento de agua potable para la Ciudad de México que, ante la necesidad de brindar mayor flexibilidad (entiéndase como la capacidad de adaptarse, responder o prevenirse de mejor manera a la condición actual) a la operación del mismo, requiere colocar para cada una de sus dos líneas de conducción, una válvula de seccionamiento de flujo tipo mariposa y para esto, la construcción de cajas que resguarden y permitan la correcta operación de dichos dispositivos.

Se analizó un estudio de mecánica de suelos realizado por una empresa externa para poder conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo para poder establecer la influencia del suelo circundante y en su caso del agua en los empujes que tendrían que soportar las estructuras.

Además, se consideró la influencia del agua dentro de la tubería a presión, las especificaciones de las válvulas de seccionamiento, las piezas complementarias a instalar, el peso propio de los elementos, entre otros aspectos más para poder proponer una geometría inicial para cada una de las cajas, sin olvidar los espacios de operación y de servicio necesarios bajo las condiciones de optimización de los mismos.

Se procedió con el análisis y diseño estructural de cada caja de acuerdo a la reglamentación vigente, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RDCF-2004) y el reglamento del American Concrete Institute (ACI 318-02).

A lo largo del proyecto se realizaron numerosos análisis para diferentes alternativas sobre las dimensiones de las cajas, una vez que se verificó que cumplieran sus condiciones de servicio, es decir, para lo que fueron diseñadas y que lo hicieran bien, se verificó el cumplimiento de las condiciones de seguridad al margen de los lineamientos del reglamento, las opciones que cumplieron los dos requisitos anteriores fueron presentadas y de manera conjunta a los clientes se eligió la opción más económica, que es la que se presenta en el presente informe.

Por último, se propuso un procedimiento constructivo como una guía para la ejecución de los trabajos necesarios para la culminación del proyecto para cada una de las dos cajas de válvulas, asegurando que éstas cumplan con las normas, parámetros, recomendaciones y requisitos necesarios para su correcto funcionamiento.

El proyecto que se presenta fue supervisado, revisado y aprobado desde su inicio hasta su culminación por ingenieros experimentados que conforman el equipo de CIEPS CONSULTORES.

## 1. Descripción de la empresa

CIEPS es una sociedad de Ingenieros Consultores y Proyectistas, que fue fundada en 1961 por ingenieros con más de 20 años de experiencia en puestos de responsabilidad en sus respectivas especialidades. Proporciona servicios de ingeniería y planeación general a instituciones gubernamentales, instituciones de crédito y empresas privadas, en estudios de factibilidad económica y financiera de proyectos de ingeniería, sus diseños ejecutivos, la supervisión de la construcción, la administración y operación de los mismos, la revisión y auditoría de sus resultados.

Los trabajos que CIEPS proporciona y que determinaron su sigla son los siguientes:

- **C**onsultas
- **I**nvestigaciones técnicas
- **E**studios de factibilidad técnica, económica y financiera de proyectos, sus relaciones con programas de desarrollo regional y general.
- **P**royectos ejecutivos, incluyendo preparación de especificaciones para licitación de las obras y su programación.
- **S**upervisión y auditoría técnica de la construcción de las obras.

### 1.1. Historia

El creciente otorgamiento de créditos a partir de los años 50 del pasado siglo por organismos internacionales como el Banco Interamericano de Desarrollo, el Banco Mundial y otros, hizo que los ingenieros consultores mexicanos, trabajando en conjunto con economistas y especialistas de otras ramas complementarias, tuvieran que abordar la solución de los problemas de ingeniería, dentro de los conceptos económicos y sociales de la época, con grandes ventajas para las inversiones públicas y privadas en el país.

Por otra parte, el gran volumen de estudios y proyectos de ingeniería que realizaban las dependencias del gobierno, llevó a que los ingenieros consultores privados resultaran magníficos auxiliares de esas dependencias y de las empresas privadas, no sólo como asesores sino también para encargarse de estudios y proyectos completos.

De esta forma C.I.E.P.S., S.C. Ingenieros Consultores y Proyectistas se funda legalmente en 1961 por un grupo de ingenieros, quienes de varios años atrás ya habían trabajado en equipo, desempeñándose en puestos públicos en el campo de la ingeniería y también en la práctica privada de su profesión. Algunos de estos ingenieros, fundadores de CIEPS, son: Adolfo Oribe Alba, Oscar Vega Argüelles, Carlos Ramírez Ulloa, Salvador Aguilar Chávez, Alberto Barnetche González, Heinz Lesser Jones y Lorenzo Torres Izábal.

En esos años C.I.E.P.S., S.C. se posiciona como la primera firma de consultoría en ingeniería del país, atendiendo proyectos y consultas en México y en otros países alrededor del mundo, como lo son: Corea del Sur, Filipinas, Tanzania, Argentina, Colombia, Brasil y República Dominicana.

En los siguientes años se realizaron muchos estudios y proyectos, incluyendo las presas más altas de México para riego y control de ríos, numerosos acueductos, dentro de ellos algunos para las principales ciudades del país, proyectos de redes de canales y drenes para más de un millón de hectáreas en México y el extranjero, entre otros grandes proyectos.

En 1985 los socios de C.I.E.P.S., S.C. decidieron transformar la constitución de la empresa, de una sociedad civil a una sociedad anónima, fundando CIEPS CONSULTORES S.A. de C.V. con el mismo espíritu de ética y calidad que caracteriza sus trabajos. Sin embargo, decidieron conservar la razón social original como parte de la tradición de CIEPS.

Más de 50 años de labores ininterrumpidas han permitido a CIEPS un desarrollo concordante con el continuo incremento de conocimientos y prácticas en las distintas disciplinas que concurren en sus trabajos.

A lo largo de su trayectoria, CIEPS ha atendido multitud de consultas y desarrollado proyectos de ingeniería para una gran cantidad de empresas privadas e instituciones gubernamentales.

Actualmente, para la ejecución de sus trabajos, CIEPS cuenta con una planta de 35 profesionistas y técnicos de diversas disciplinas y el correspondiente grupo de apoyo administrativo.

CIEPS contrata, además, los servicios de personas o de firmas dentro y fuera de México para problemas técnicos especiales, y mantiene relaciones con otras firmas similares mexicanas y extranjeras con las cuales tiene convenios de asociación.

#### **1.1.1. Misión**

La misión de las empresas del grupo CIEPS es contribuir a dar el estado y los particulares mexicanos y de otros países las obras de infraestructura y las instalaciones públicas y privadas que les permitan aprovechar mejor sus recursos, especialmente hidráulicos, y protegerse de los efectos destructivos de los fenómenos naturales, mediante la prestación de servicios de consultoría de alta

calidad en la concepción, estudio, diseño, supervisión y auditoría de los proyectos y procesos constructivos de dichas obras e instalaciones.

### **1.1.2. Visión**

Las empresas del grupo CIEPS son empresas modernas y dinámicas, conscientes de sus deberes para con sus clientes, sus trabajadores, sus proveedores y la sociedad en general, en un marco de ética, calidad y mejoramiento continuo.

## **1.2. Descripción del puesto laboral**

Como ayudante de ingeniero y ahora como pasante de ingeniería civil, las funciones y responsabilidades son bastantes, muchas varían de acuerdo al proyecto que se esté desarrollando, como la manera de abordar cierta problemática y según el medio donde se desarrolla, tomar cierto curso de acción, mientras que otras están presentes en las labores que se desarrollan día con día, como el código de ética con el que se rige la empresa.

Durante este tiempo, he realizado numerosas actividades que me serían imposible recordar a detalle, sin embargo, todas ellas fueron supervisadas, revisadas y muchas veces corregidas por ingenieros con experiencia y claro está, mucha más visión, criterio y conocimiento que el que yo he forjado.

### **1.2.1. Funciones y responsabilidades**

En general, algunas de las principales funciones y responsabilidades siempre bajo la dirección de ingenieros experimentados, son:

- Buscar, investigar y analizar la ubicación del sitio de alguna obra a construir y también verificar su viabilidad constructiva.
- Desarrollar el diseño detallado según los requerimientos de los clientes.
- Revisar los informes y los diseños de proyectos existentes.
- Evaluar los posibles riesgos y desafíos del proyecto planificado.
- Empezar iniciativas para la gestión de riesgo y medidas necesarias.
- Garantizar que en los proyectos realizados se sigan las dichas normas, reglamentos y directrices vigentes.
- Analizar y examinar diferentes ecuaciones, estrategias y aplicaciones para la aplicación del procedimiento más adecuado de acuerdo al problema.

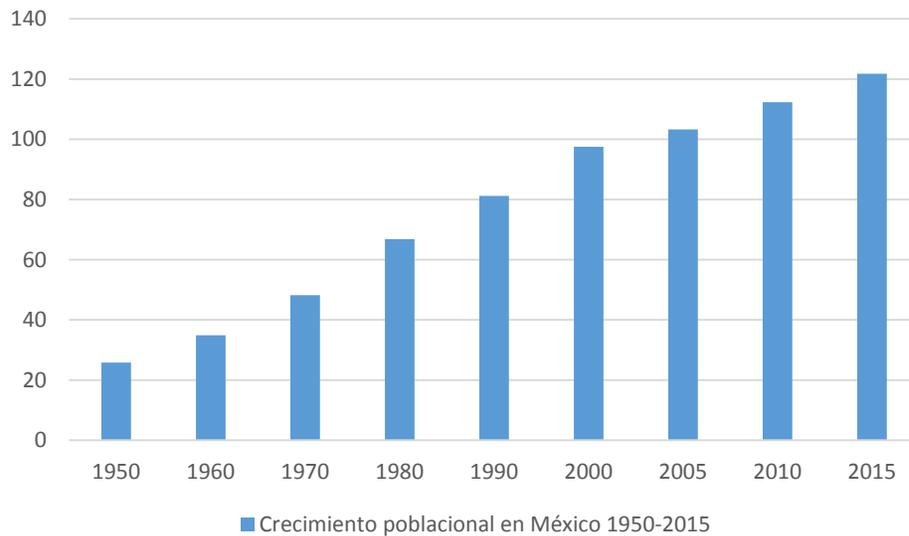
- Comunicarse e interactuar eficazmente con el equipo de trabajo bajo cualquier circunstancia para tratar cualquier anomalía que se presente.

## 2. Antecedentes

La gestión del agua se ha convertido en uno de los más grandes retos de nuestra época, debido a su complejo entorno geográfico, demográfico y socioeconómico. Para poder enfrentar la tarea, se requiere regular la gestión a través de las políticas que observen el manejo integral del recurso, es decir, contemplando las variables sociales y ambientales e identificando su interrelación para adoptar las medidas que permitan alcanzar la sustentabilidad.

El suministro de agua potable es necesario para el bienestar y desarrollo de un país, sin embargo, la cobertura de estos servicios está limitada a la disponibilidad y aprovechamiento sustentable de los recursos hídricos, así como su ubicación respecto a los centros de consumo.

En México es un hecho que la tendencia poblacional se ha mantenido creciente en los últimos años.



**Figura 1.** Crecimiento poblacional en México 1950-2015, Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).

Según la revista *ejournal* de la UNAM en México la población para el año 2030 puede oscilar entre los 130 y 140 millones de habitantes.<sup>1</sup> Si bien se habla de la población total en el país, debemos recordar que nuestra capital es de las más densamente pobladas en el mundo, la cuarta en 2015 con 21 millones de habitantes y la décima para el 2030 según la Organización de las Naciones Unidas,<sup>2</sup> por lo que el gestionar el vital líquido es un reto que se vive a diario.

En la Ciudad de México la alta densidad de población ha generado una fuerte demanda de agua, lo que se ha traducido en una grave problemática agudizada por la insuficiencia de las fuentes de abastecimientos locales, y la consecuente importación de agua de cuencas vecinas.

El crecimiento demográfico de la Ciudad de México y su área metropolitana se caracteriza por no ser uniforme: las proyecciones indican que en el Distrito Federal 9 de sus 16 demarcaciones presentarán incremento poblacional, destacando las delegaciones Tláhuac, Xochimilco, Cuajimalpa y Milpa Alta, seguidas por Tlalpan e Iztapalapa.

Actualmente, según la página de transparencia del medio ambiente del Gobierno del Distrito Federal, el abastecimiento de agua potable total es de 32.338 m<sup>3</sup>/seg.<sup>3</sup>

En relación al Sistema de Agua Potable, se estiman pérdidas del orden del 40%, lo que genera zonas sin servicio y servicio intermitente: Delegaciones Álvaro Obregón, Coyoacán, Cuajimalpa, Gustavo A. Madero, Iztacalco, Iztapalapa, Miguel Hidalgo, Magdalena Contreras, Tlalpan. En este sentido, el Sistema de Tratamiento y Reuso, cobra importancia en cuanto a los consumos de agua potable, dado que es necesario incentivar el uso de agua residual tratada para liberar caudales de agua potable.

En lo que se refiere al caudal entregado a los usuarios, en los últimos diez años se estima una entrega de 22.3 m<sup>3</sup>/seg (19.4 m<sup>3</sup>/seg en 2006) de los 33.8 m<sup>3</sup>/seg (31.88 m<sup>3</sup>/seg en el 2006) suministrados por las fuentes. Lo anterior es un reflejo de las pérdidas físicas en el sistema de agua potable, mismas que se dan por fugas en la red de distribución, tomas clandestinas y fugas en la red intradomiciliaria.

Esta última adquiere gran relevancia: es el usuario quien finalmente dispone del agua suministrada, en él recae la responsabilidad de hacer un uso adecuado y de pagar por la prestación del servicio en tiempo y forma.

---

<sup>1</sup> “La población futura de México, *continuidad del gran cambio demográfico*” José Gómez de León Cruces.  
<http://www.ejournal.unam.mx/dms/no08/DMS00802.pdf>

<sup>2</sup> “Ciudades más pobladas del mundo” Armando Bonilla – Agencia informativa Conacyt.  
<http://www.conacytprensa.mx/index.php/diez-mas/1606-ciudades-mas-pobladas-del-mundo>

<sup>3</sup> “Transparencia del medio ambiente del Gobierno del Distrito Federal”.  
<http://www.transparenciamedioambiente.df.gob.mx>

De manera general, para lograr el abastecimiento de agua potable para cierta población, se debe transportar dicho recurso desde la fuente de abastecimiento hasta cierto sitio que facilite su posterior distribución con las condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión que establecen las normas pertinentes; esta función es la que desempeñan las obras de conducción, que comprenden un conjunto de diversos elementos, como estaciones de bombeo, tuberías, piezas especiales y dispositivos de control.

Por lo anterior mencionado, parte fundamental de un sistema de abastecimiento son estas obras, cuya planeación, diseño e implementación se ven reflejadas económicamente en la operación del mismo.

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), maneja las siguientes definiciones<sup>4</sup>:

- Tuberías: Es el conjunto de tubos interconectados para formar una tubería principal, con una variedad de diámetros y materiales.
- Válvulas: Son dispositivos que permiten el control del flujo en la conducción, atendiendo a situaciones de: corte y control de flujo, acumulación de aire, por llenado y vaciado de la conducción, depresiones y sobrepresiones generadas por fenómenos transitorios, y retroceso del agua por paro del equipo de bombeo, entre otras.
- Piezas especiales: Son elementos de unión entre los componentes de una conducción de agua, se utilizan para efectuar intersecciones de conductos, variación de diámetros, cambios de dirección, conexiones con válvulas y equipos de bombeo, etc. Este grupo es constituido por juntas, carretes, extremidades, tes, cruces, codos y reducciones, entre otros

Con lo anterior claro, el presente trabajo trata sobre la instalación de unas válvulas de seccionamiento con sus respectivas piezas especiales para el control del flujo en la conducción de un sistema de abastecimiento en paralelo para la ciudad de México, por lo que se requiere la protección de las mismas, lo que se consigue con una estructura que en este caso corresponde a una caja de concreto armado para cada línea.

---

<sup>4</sup> Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS) – Conducción. CONAGUA.

### 3. Descripción de la problemática

Ante el requerimiento de brindar una mayor flexibilidad a la operación, mantenimiento y futura expansión del sistema, siendo este de gran importancia para el suministro de agua potable de la ciudad, el organismo operador optó por la implementación de toda la infraestructura e instrumentaria necesaria para satisfacer el requerimiento.

Lo anterior incluye innumerables proyectos a realizar, sin embargo, una parte muy importante, quizá la más, es el poder controlar y manejar adecuadamente el flujo de agua según los requerimientos del sistema, del proyecto a realizar o bien del consumidor; esto se logra mediante la instalación estratégica de diferentes tipos de válvulas. Por lo general, las válvulas necesitan cierto tipo de protección que depende nuevamente de los requerimientos del proyecto como el lugar, la profundidad de instalación, las condiciones climatológicas, entre muchos otros factores.

Este proyecto trata sobre la construcción de dos cajas de protección para válvulas de seccionamientos de flujo en dos líneas de conducción del mismo sistema de abastecimiento, requerimiento que surge ante lo anterior mencionado.

Adicionalmente se nos indicó algunos problemas que se tienen en la zona de construcción que, se han presentado anteriormente. Se informó que en la zona cuando llueve el suelo presenta licuación además de ser una zona de alta intensidad de precipitaciones pluviales, la preocupación principal es la flotación de las tuberías y las cajas de válvula; el peso del equipo y la válvula que se instalará con sus conexiones, es de 40 toneladas aproximadamente, peso que, junto con el peso de la caja, deberán lograr los factores de seguridad requeridos para evitar la flotación, en caso que este problema se presente.

También se indicó que las juntas de los adaptadores de los tubos, que son de tamaño estándar 7320 mm de longitud, deben quedar fuera de la caja y que el tubo con sus adaptadores y válvula debían ser soportados por los muros cabeceros de la caja que funcionarán como silletas de soporte y que de la misma forma.

En los capítulos siguientes se abordan cada uno de los problemas anteriores y se implementa una solución a cada uno de ellos.

### 3.1. Objetivo

#### 3.1.1 Del proyecto

Desarrollar el proyecto estructural de las cajas de válvulas en las líneas de conducción L-1 y L-2 de un sistema de abastecimiento de agua potable, de manera que se pueda proceder a la colocación de las nuevas válvulas de seccionamiento para lograr una mayor flexibilidad en la operación del mismo.

#### 3.1.2 Del informe

Demostrar la aplicación práctica del conjunto de conocimientos adquiridos durante la formación académica multidisciplinaria, para obtener soluciones integrales a problemáticas de diferente índole abarcando distintas áreas dentro del campo de conocimiento de la ingeniería civil.

### 3.2. Alcance

El alcance del proyecto fue definido por las especificaciones del cliente, que fue la ingeniería básica y de detalle, por lo que se optó por realizar una división del proyecto a manera de particularizar los alcances de cada una de estas partes.

La división propuesta se muestra en la siguiente tabla.

Clave	Nombre
CV-00	Cajas de válvulas – Dimensionamiento inicial.
CV-01	Cajas de válvulas - Análisis del Estudio de Mecánica de Suelos.
CV-02	Cajas de válvulas - Memoria de cálculo estructural, cajas.
CV-03	Cajas de válvulas - Memoria de cálculo estructural, ménsulas.
CV-04	Cajas de válvulas – Procedimiento constructivo.
CV-05	Cajas de válvulas - Plano L-1 y L-2 Proyecto estructural.

**Tabla 1.** División propuesta del proyecto.

- CV-00 Cajas de válvulas – Dimensionamiento inicial.

Para comenzar el proyecto se propusieron dimensiones regidas principalmente por los elementos a instalar en ambas líneas, en este caso, las válvulas de seccionamiento tipo

mariposa y sus accesorios correspondientes más el espacio adecuado para su operación al margen de las condiciones de optimización máxima de espacio.

- CV-01 Cajas de válvulas – - Análisis del Estudio de Mecánica de Suelos.

Esta parte comprende, como su nombre lo indica, el análisis del estudio de mecánica de suelos realizado por una empresa externa, para así determinar la capacidad de carga del suelo con los datos del registro en campo al hacer las pruebas de penetración estándar (Standar Penetration Test, SPT) obteniendo las características físicas y mecánicas del suelo en el punto seleccionado cercano al área donde se ejecutará la obra.

Además de verificar que el suelo soporte la estructura que se pretende construir, las características de los materiales nos ayudarán a conocer la influencia (empujes) del suelo y en su caso del agua, en el dimensionamiento de la estructura, así como en su procedimiento constructivo.

- CV-02 Cajas de válvulas – Memoria de cálculo estructural, cajas.

En la memoria de cálculo estructural se especifica la metodología empleada y la normativa aplicable para el análisis y el diseño de cada uno de los elementos que componen las cajas, excepto las ménsulas que, por su metodología usada, se dividió en otro concepto.

- CV-03 Cajas de válvulas – Memoria de cálculo estructural, ménsulas.

En la memoria de cálculo estructural se especifica la metodología empleada y la normativa aplicable para el análisis y el diseño de las ménsulas perimetrales de apoyo a las secciones de losa tapa (marimbas).

- CV-04 Cajas de válvulas – Procedimiento constructivo.

Con base en los estudios preliminares del proyecto, la visita a campo y los resultados obtenidos en los análisis anteriores, se propone un procedimiento constructivo para ambas líneas del sistema de abastecimiento de agua potable.

- CV-05 Cajas de válvulas – Plano L-1 y L-2 Proyecto estructural.

De acuerdo las especificaciones del cliente, se realizaron los planos correspondientes al proyecto estructural y detalles constructivos de cada una de las líneas del sistema de abastecimiento de agua potable.

#### 4. Metodología y resultados.

##### 4.1. CV-00 Cajas de válvulas – Dimensionamiento inicial.

Las dimensiones que se mencionan a continuación y con las que se realizaron los análisis del presente informe, fueron las definitivas.

Al contar con las especificaciones de las dimensiones de las piezas a instalar en cada línea de conducción, se pudo proceder a proponer unas probables dimensiones para las cajas de válvulas a construir, respetando los espacios de servicio y de maniobras necesarios para el correcto manejo del equipo que así lo requiera.

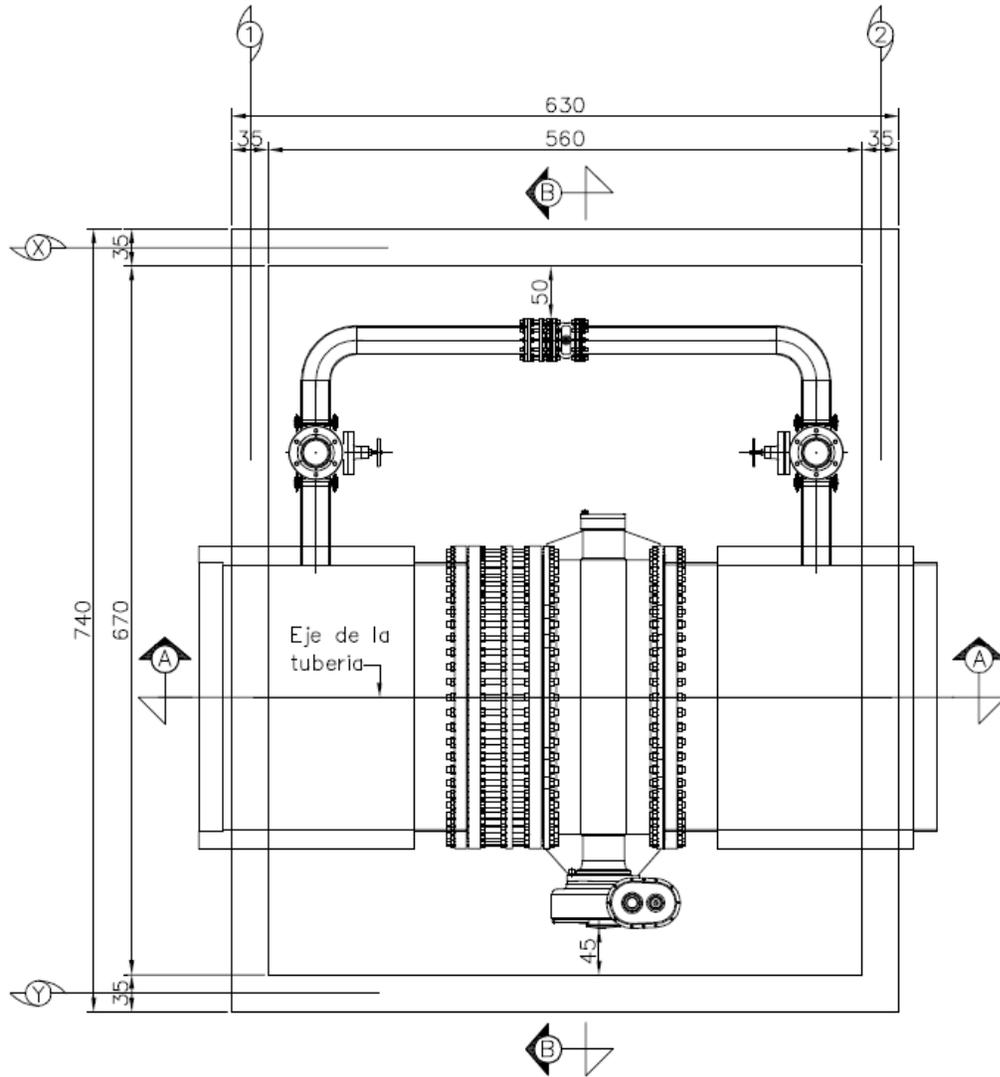
En las figuras llamadas “Corte C-C” y “Corte B-B” del plano 01 llamado “Diseño de cajas de concreto armado para válvulas”, dentro del apartado llamado “Anexo” del presente informe, se muestran las vistas en planta y corte transversal del arreglo válvula de seccionamiento tipo mariposa de 2500 mm – By-pass (bifurcación) de 10” de diámetro para ambas líneas de conducción, donde se pueden observar las dimensiones de cada elemento a detalle.

Por un lado, en el corte A-A se tienen 5762.65 mm del extremo del operador de la válvula al extremo del By-pass y por otro lado, en el corte B-B se tienen 5125.35 mm regidos por el By-pass. De acuerdo a lo anterior, se propuso finalmente las cajas en forma rectangular, de 6700 x 5600 mm con una profundidad de 6000 mm, tanto para L-1 como para L-2.

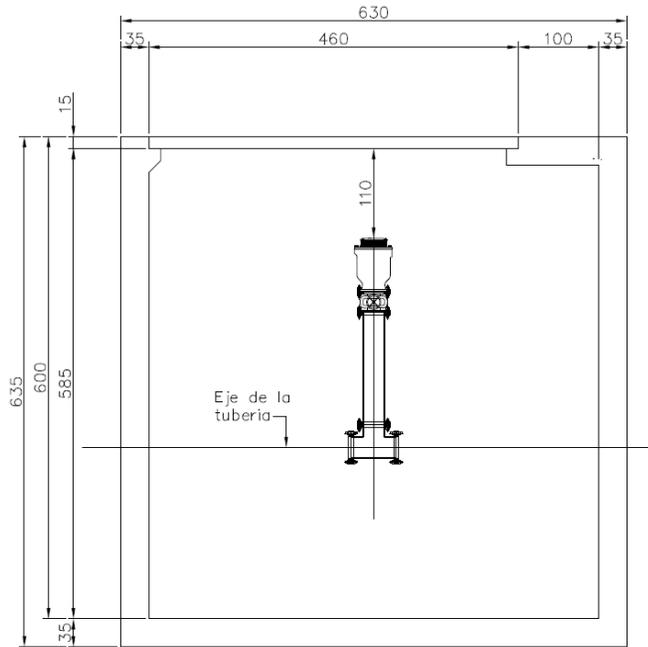
La profundidad fue definida a partir del perfil del terreno en el cadenamamiento a instalar las válvulas, dato proporcionado por el cliente, cumpliendo el requerimiento de dejar 700 mm para maniobras en la parte inferior de la válvula y por lo menos 2000 mm a partir del lomo de tubo hacia la superficie.

De acuerdo a la experiencia, se propusieron los elementos de 35 cm de espesor/peralte, para el análisis y diseño estructural, con excepción en el sistema de losa de techo que consta de tapas tipo marimba, losa fija y ménsulas, con el fin de poder abrir la casi en su totalidad las cajas para mantenimiento, futura reparaciones o sustitución de la indumentaria.

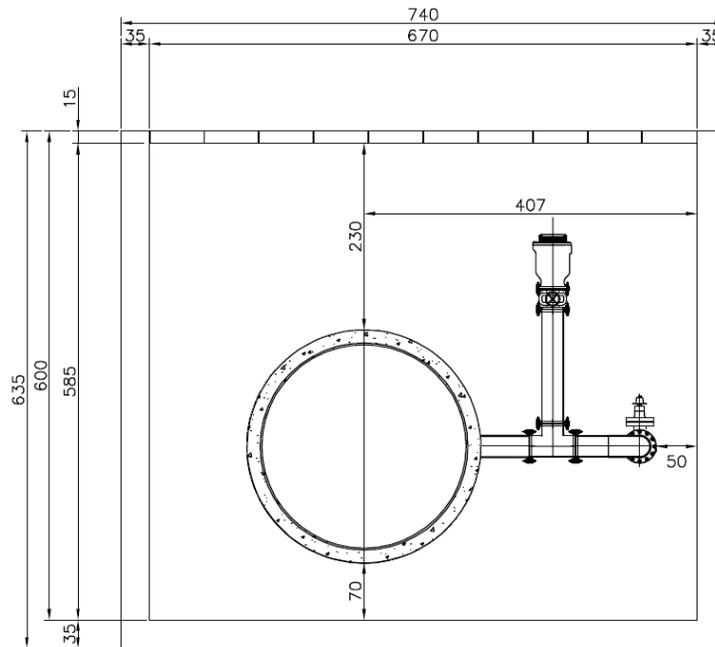
En las figuras 2-4 se muestra las diferentes vistas donde se aprecian las dimensiones definitivas de las cajas de válvulas tanto para L-1 como para L-2.



**Figura 2.** Vista en planta sin losa de techo de caja para L-1 y L-2 con dimensiones definitivas, acotaciones en centímetros.



**Figura 3.** Corte A-A de caja para L-1 y L-2 con dimensiones definitivas, acotaciones en centímetros.



**Figura 4.** Corte B-B de caja para L-1 y L-2 con dimensiones definitivas, acotaciones en centímetros.

#### 4.2. CV-01 Cajas de válvulas – Análisis del Estudio de Mecánica de Suelos.

El estudio de mecánica de suelos que fue proporcionado por una empresa externa (un laboratorio de mecánica de suelos) y el cual se nos indicó utilizar para la realización del proyecto, no fue hecho en el sitio donde se desarrolla el proyecto sino a un par de kilómetros. Esto no siempre representa un problema, todo depende de la homogeneidad relativa del suelo que como se sabe puede variar considerablemente de un lugar a otro, sin embargo, por experiencia de la empresa constructora en trabajos aledaños anteriores, se decidió utilizar.

El trabajo realizado en campo comprendió el muestro alterado e identificación de los materiales que se recuperaron durante el desarrollo de los dos SPT's realizados, ambos a seis metros de profundidad, con muestras a cada sesenta centímetros, diez en total. Los trabajos de laboratorio comprendieron la determinación del porcentaje de humedad, peso volumétrico seco suelto, granulometría, densidad de sólidos y límites de consistencia, con los cuales se pueden clasificar los materiales.

Se decidió utilizar los resultados del Sondeo de Penetración Estándar número 2 (SPT.2) debido a que en este se presenta el análisis de todas las muestras recuperadas hasta la profundidad de 6 m, a diferencia del SPT.1, que no recuperó material de los 4.8 – 5.40 m de profundidad, resultados cruciales para nuestro análisis.

El SPT.2 con la exploración máxima de seis metros abajo del nivel de la superficie, en cual no se localizó el nivel de aguas freáticas (NAF), se clasificaron los materiales recuperados, siguiendo el procedimiento indicado en el método del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En la profundidad de 0.00 a 0.60 metros, el material corresponde a arenas limosas, mezclas de arena y limo (SM), en las profundidades de 0.60 a 3.60, 4.20 a 4.80 y 5.40 a 6.00 metros, el material recuperado son arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla (SC), de los 3.60 a los 4.20 metros corresponde a arcillas de baja a media plasticidad, arcillas con arena (CL) y de los 4.80 a los 5.40 metros, se trata de arenas limosas y arcillosas, mezcla de arena, limo y arcilla (SM – SC).

Se obtuvo una estratigrafía de la siguiente manera:

- De 0.60 a 1.20 metros, el material recuperado presenta un límite líquido de 28.64 %, límite plástico de 21.17 %, índice plástico de 7.47 %, densidad de sólidos 2.52 % y peso volumétrico de 1.013 t/m<sup>3</sup>.

- De 1.20 a 1.80 metros, el material recuperado presenta un límite líquido de 34.17 %, límite plástico de 18.89 %, índice plástico de 15.28 %, densidad de sólidos 2.47 % y peso volumétrico de 0.963 t/m<sup>3</sup>.
- De 1.80 a 2.40 metros, el material recuperado presenta un límite líquido de 36.89 %, límite plástico de 20.64 %, índice plástico de 16.25 %, densidad de sólidos 2.68 % y peso volumétrico de 0.923 t/m<sup>3</sup>.
- De 2.40 a 3.00 metros, el material recuperado presenta un límite líquido de 35.38 %, límite plástico de 22.06 %, índice plástico de 13.32 %, densidad de sólidos 2.74 % y peso volumétrico de 0.843 t/m<sup>3</sup>.
- De 3.00 a 3.60 metros, el material recuperado presenta un límite líquido de 38.74 %, límite plástico de 21.50 %, índice plástico de 17.24 %, densidad de sólidos 2.56 % y peso volumétrico de 1.068 t/m<sup>3</sup>.
- De 3.60 a 4.20 metros, el material recuperado presenta un límite líquido de 40.33 %, límite plástico de 23.95 %, índice plástico de 16.38 %, densidad de sólidos 2.85 % y peso volumétrico de 0.915 t/m<sup>3</sup>.
- De 4.20 a 4.80 metros, el material recuperado presenta un límite líquido de 32.39 %, límite plástico de 19.22 %, índice plástico de 13.17 %, densidad de sólidos 2.31 % y peso volumétrico de 0.998 t/m<sup>3</sup>.
- En la profundidad de 4.80 a 5.40 metros, el material recuperado, son arenas limosas y arcillosas, mezclas de arena, limo y arcilla (SM-SC), presenta un límite líquido de 25.41 %, límite plástico de 18.85 %, índice plástico de 6.56 %, densidad de sólidos 2.40 % y peso volumétrico de 1.165 t/m<sup>3</sup>.
- De 5.40 a 6.00 metros, el material recuperado presenta un límite líquido de 21.63 %, límite plástico de 13.31 %, índice plástico de 8.32 %, densidad de sólidos 2.93 % y peso volumétrico de 1.127 t/m<sup>3</sup>.

A continuación se presenta la tabla de resultados de las pruebas de laboratorio correspondientes al SPT.2:

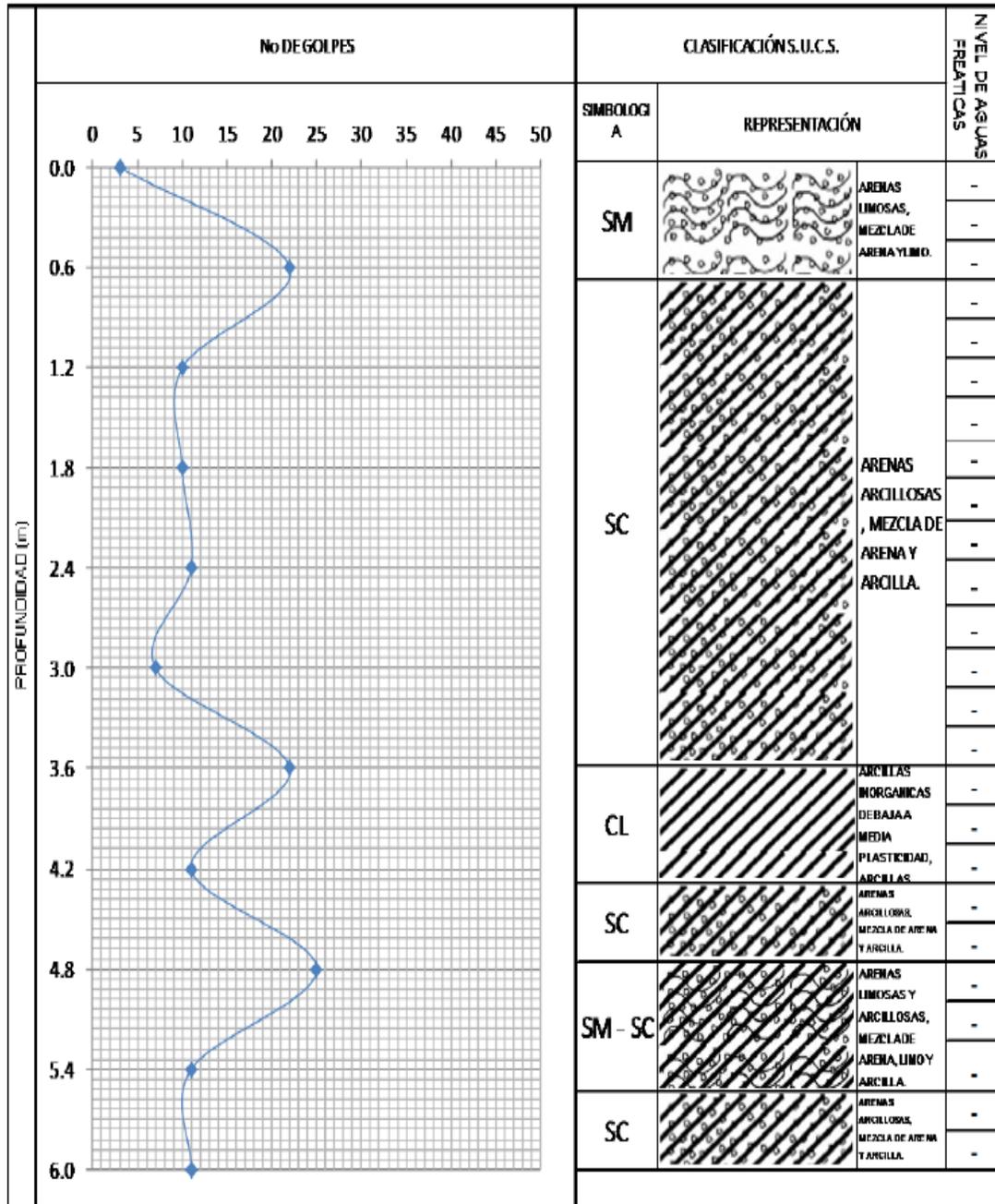
S.P.T.2							
Profundidad [m]	W [%]	L.L. [%]	C.L. [%]	G [%]	S [%]	F [%]	T.M.A [mm]
0.00 - 0.60	14.08	0.00	2.92	11.00	65.00	24.00	9.52
0.60 - 1.20	14.33	21.17	2.32	37.00	42.00	21.00	6.35
1.20 - 1.80	23.10	18.89	5.60	5.00	47.00	48.00	9.52
1.80 - 2.40	22.18	20.64	5.06	3.00	55.00	42.00	12.70
2.40 - 3.00	27.22	22.06	4.56	15.00	10.00	45.00	19.05
3.00 - 3.60	17.57	21.50	5.74	13.00	50.00	37.00	19.05
3.60 - 4.20	25.99	23.95	5.52	1.00	38.00	61.00	6.35
4.20 - 4.80	25.96	19.22	4.26	12.00	43.00	45.00	9.52
4.80 - 5.40	14.90	18.85	2.18	3.00	70.00	27.00	6.35
5.40 - 6.00	23.71	13.31	2.01	12.00	55.00	33.00	12.70

**Tabla 2.** Resultados de pruebas de laboratorio del SPT.2.

Donde:

- W* porcentaje de humedad que presenta el material a la profundidad indicada.
- L. L.* límite plástico que presenta el material a la profundidad indicada.
- C. L.* porcentaje de contracción que presenta el material a la profundidad indicada.
- G* porcentaje de gravas que presenta el material a la profundidad indicada.
- S* porcentaje de arena que presenta el material a la profundidad indicada.
- C. L.* porcentaje de finos que presenta el material a la profundidad indicada.
- T.M.A.* tamaño de mayor dimensión que presenta el material a la profundidad indicada.

En la siguiente figura se muestra el perfil estratigráfico descrito anteriormente con los resultados del número de golpes reportados del sondeo correspondiente.



**Figura 5.** Perfil estratigráfico, clasificación SUCS y No. de golpes del SPT.2.

Para fines de los cálculos realizados y a falta de información, a partir de los 6 m de profundidad se consideró la continuidad del último estrato.

La capacidad de carga de un suelo es considerada como la resistencia que presenta para soportar una estructura con características individuales bien definidas y para su cálculo se utilizó la teoría de Meyerhof considerando una profundidad de desplate determinada, el número de golpes registrados durante el hincado en la prueba de penetración estándar y en factor  $k$  que depende de la relación entre la profundidad y el ancho de la cimentación propuesta.

Las ecuaciones que se usan para el cálculo de la capacidad de carga admisible por el suelo, son:

Para  $B > 1.22$

$$q_{adm} = \frac{8N(B + 0.305)/B)^2 K_d}{9.81}$$

Para  $B \leq 1.22$

$$q_{adm} = \frac{12NK_d}{9.81}$$

Donde:

$B$  ancho de la cimentación en metros.

$N$  número de golpes.

$K_d$  factor de relación entre  $D$  y  $B$

$$K_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33$$

$D$  profundidad del desplate.

El estudio de mecánica de suelos reporta los siguientes resultados correspondientes al SPT.2, se muestran en la tabla 3.

S.P.T.2		
Profundidad del desplante [m]	Ancho de la cimentación [m]	Capacidad de carga [t/m <sup>2</sup> ]
0.60	1.00	8.10
2.40	1.00	4.50
4.20	1.00	4.50
5.40	1.00	4.50
6.00	1.00	4.40

**Tabla 3.** Resultados de capacidad de carga a diferentes profundidades de acuerdo al SPT.2.

Recordemos que el método de penetración estándar no es un método directo para determinar las características físicas y mecánicas de los materiales por lo que está sujeto a presentar variaciones por las condiciones de procedimiento, condiciones que consideran los factores de seguridad contemplados en el cálculo, que dependen además del sitio del proyecto y el riesgo sísmico característico de la zona.

Siguiendo las hipótesis de la teoría de Rankine que supone que en el muro o ademe no produce cambios en el plano de contacto entre muro y suelo; también supone que en la corona del muro o ademe la superficie del terreno es un plano, horizontal o inclinado y la superficie de falla también es plana. El panorama más desfavorable ocurre cuando el suelo se encuentra saturado.

Las ecuaciones que representan los estados límites de empujes activo o pasivo en términos de presiones o empujes unitarios, son:

$$P_a = \gamma z k_a$$

$$E_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$$

$$P_p = \gamma z k_p$$

$$E_p = \frac{1}{2} k_p \gamma H^2$$

$$p = \gamma' z K + qK = K(\gamma' z + q) \quad \text{con sobrecarga}$$

Donde:

$P_a$  y  $P_b$  presión activa o pasiva desarrollada a la profundidad  $z$ , en unidades de esfuerzo.

$E_a$  y  $E_b$  empuje de tierras activo o pasivo en la altura total del muro, en unidades de fuerza por ancho unitario.

$\gamma z$  esfuerzo geostático vertical a la profundidad  $z$  usando el peso volumétrico sumergido del suelo abajo del nivel freático.

$H$  altura total del muro.

Los coeficientes de empujes de tierra activo y pasivo de acuerdo con la teoría de Rankine dependen del ángulo de fricción del suelo  $\phi$  y del ángulo de inclinación de la superficie del relleno  $\beta$ , y son dados por las siguientes expresiones:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2}}$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2}}$$

Para el caso de la superficie del relleno horizontal  $\beta = 0$ , las ecuaciones se reducen a:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan(45 - \phi/2)^2$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan(45 + \phi/2)^2$$

Bajo esta teoría y las propiedades mecánicas del suelo, se realiza el cálculo de empujes de tierra en muros de contención para una profundidad de 8.00 m.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\emptyset)}{1 + \text{sen}(\emptyset)}$$

Considerando un ángulo de fricción interna de 26°.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(26)}{1 + \text{sen}(26)} = 0.39$$

Un peso volumétrico del material saturado (promedio pesado de los estratos):

$$\gamma = 1.73 \text{ t/m}^3$$

Aplicando la teoría de Rankine para el caso activo, a la profundidad establecida por las condiciones iniciales del proyecto:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$E_a = \frac{1}{2} 0.39 (1.73) (6.35)^2 = 13.60 \text{ t/m}^2$$

Por metro lineal, se tiene:

$$E_a = \frac{1}{2} 0.39 (1.73) (6.35)^2 = 13.60 \text{ t/m}$$

Aplicado a un tercio de la base, el momento es:

$$M = 13.60 \left( \frac{6.35}{3} \right) = 28.80 \text{ t m}$$

#### 4.3. CV-02 Cajas de válvulas – Memoria de cálculo estructural, cajas.

Teniendo la información pertinente al proyecto de las cajas para las válvulas para la L1 y L2 del sistema de abastecimiento de agua potable, se procederá a realizar el diseño de las estructuras que lo componen.

A continuación, se presentan los cálculos que justifican las dimensiones de los elementos y el acero de refuerzo de los mismos.

Para realizar el diseño estructural de las cajas, se consideró en el análisis de la estructura de cada uno de los elementos que la componen por separado, soportando en ambos casos el empuje de tierras, el propio peso de los elementos, según corresponde para obtener los elementos mecánicos finales y proceder al diseño por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

Se dividió en análisis y diseño estructural para cada una de las partes que son: Losa de techo, muros y losa de cimentación. El análisis y diseño de las ménsulas se especifican en el siguiente punto del presente informe.

##### **Análisis estructural**

Para iniciar el cálculo, se debe obtener el peso de cada uno de los elementos, como se mencionó anteriormente se tienen unas dimensiones propuestas de 6.70 m x 5.60 m, dimensiones regidas principalmente por la válvula que se pretende colocar, que garantizan el espacio suficiente y necesario para su colocación, operación y mantenimiento de la misma. Así mismo, una profundidad de 6 m para la L1 y L2 considerando el espacio de maniobras necesario.

##### **Losa de cimentación**

Tenemos que el área, considerando el sistema de muros es:

$$A = 6.30 \text{ m} \times 7.40 \text{ m} = 46.62 \text{ m}^2$$

Considerando un peralte de 35 cm, se tiene que:

$$V = 6.30 \text{ m} \times 7.40 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} = 16.32 \text{ m}^3$$

Por lo que el peso de la losa de cimentación se obtiene multiplicando el peso volumétrico (concreto reforzado) por el volumen obtenido en la sección analizada.

$$\omega_{losac} = v\gamma_{concreto} = (16.32 \text{ m}^3) \left( 2.40 \text{ t/m}^3 \right) = 39.16 \text{ t}$$

### **Muros**

Para el corte A-A':

Tomando en cuenta la profundidad de 6.0 m y considerando un espesor de muros 35 cm, por lo que la obtención del volumen para el corte A-A' es:

$$V_{muro \text{ A-A}'} = \left[ (6.00 \times 7.40) - \frac{\pi(2.90)^2}{4} \right] \times 0.35 = 13.23 \text{ m}^3$$

La diferencia de áreas mostrada en la expresión anterior corresponde al empotramiento de la tubería en ambos lados del muro.

Para el corte B-B':

$$V_{muro \text{ B-B}'} = 6.00 \text{ m} \times 5.60 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} = 11.76 \text{ m}^3$$

Por lo que el peso de los muros, se obtiene multiplicando el peso volumétrico (concreto reforzado) por el volumen obtenido en cada sección analizada.

Para el corte A-A':

$$\omega_{muro \text{ A-A}'} = v\gamma_{concreto} = (13.23 \text{ m}^3) \left( 2.40 \text{ t/m}^3 \right) = 31.75 \text{ t}$$

Para el corte B-B':

$$\omega_{muro \text{ B-B}'} = v\gamma_{concreto} = (11.76 \text{ m}^3) \left( 2.40 \text{ t/m}^3 \right) = 28.25 \text{ t}$$

### **Losa de techo**

Para sistema de losa de techo que se propuso que consta de marimbas, apoyadas sobre ménsulas y una losa fija (1 m de ancho).

### *Marimbas*

El área de la sección transversal de la marimba propuesta es la siguiente:

$$A = 0.66 \text{ m} \times 0.10 \text{ m}$$

Por 4.60 m de largo, que corresponde al lado más corto:

$$V = 4.60 \text{ m} \times 0.66 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} = 0.46 \text{ m}^3$$

Multiplicando el peso volumétrico (concreto reforzado) por el volumen obtenido en la sección analizada.

$$\omega_{\text{marimba}} = v\gamma_{\text{concreto}} = (0.46 \text{ m}^3) (2.40 \text{ t/m}^3) = 1.10 \text{ t por marimba}$$

Ya que son 10 marimbas:

$$\omega_{\text{marimbas}} = 11 \text{ t}$$

El peso del sistema de losa fija es, considerando 30 cm de peralte:

$$V = 1 \text{ m} \times 6.70 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} = 2.01 \text{ m}^3$$

$$\omega_{\text{losa-fija}} = v\gamma_{\text{concreto}} = (2.01 \text{ m}^3) (2.40 \text{ t/m}^3) = 4.85 \text{ t}$$

### **Diseño estructural**

Para la realización del diseño estructural se partió de la hipótesis de la deflexión máxima al centro del claro de una viga doblemente empotrada, idealizando así la losa con un ancho unitario en ambas direcciones, considerando todas las fuerzas que intervienen en el diseño de cada uno de los elementos.

### **Losa de cimentación**

El peso que debe soportar la losa de cimentación está conformado de la siguiente manera:

$$P_{\text{TOTAL}} = P_{\text{MUROS}} + P_{\text{CIMEN}} + P_{\text{TAPA}}$$

$$P_{\text{MUROS}} = 120.00 \text{ t}$$

$$P_{CIMEN} = 39.16 \text{ t}$$

$$P_{TAPA} = 15.85 \text{ t}$$

$$P_{TOTAL} = 120.00 + 39.16 + 15.85 = 172.00 \text{ t}$$

La carga repartida por unidad de área es:

$$\omega_{TOTAL} = \frac{P_{TOTAL}}{A} = \frac{172.00 \text{ t}}{46.62 \text{ m}^2}$$

$$\omega_{TOTAL} = 3.70 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Comparando con la capacidad de carga del suelo a la profundidad de proyecto:

$$q_{admissible} = 4.40 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} > \omega_{TOTAL} = 3.70 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Tenemos que la deflexión máxima al centro de una viga empotrada en sus extremos y soportando una carga uniformemente repartida está dada por la siguiente expresión:

$$f = \frac{5}{584} \frac{\omega l^4}{EI}$$

Para este caso podemos imaginar dos vigas de ancho unitario que se intersectan al centro de la losa de cimentación, una en cada dirección. Si igualamos sus deflexiones máximas, podemos obtener cuánta carga repartida ( $\omega$ ) soportaría cada una. Consideramos que el apoyo de empotramiento se encuentra a la mitad del ancho de los muros perimetrales.

$$f_1 = \frac{5}{584} \frac{\omega_1 l^4}{EI} = \frac{5}{584} \left( \frac{\omega_1 (5.95)^4}{EI} \right) = \frac{10.73 \omega_1}{EI}$$

$$f_2 = \frac{5}{584} \frac{\omega_2 l^4}{EI} = \frac{5}{584} \left( \frac{\omega_2 (7.05)^4}{EI} \right) = \frac{21.15 \omega_2}{EI}$$

Igualando las máximas deflexiones:

$$\frac{10.73 \omega_1}{EI} = \frac{21.15 \omega_2}{EI}$$

$$\omega_1 = 1.97 \omega_2$$

Sabemos que:

$$\omega_1 + \omega_2 = 3.70 \text{ t/m}^2$$

Despejando:

$$\omega_1 = 2.43 \text{ t/m}^2$$

$$\omega_2 = 1.27 \text{ t/m}^2$$

Del análisis de empujes realizado se tiene que el momento producido es:

$$M = 28.80 \text{ t m}$$

Para obtener el momento actuante a la orilla de la viga doblemente empotrada:

$$M_o = \frac{\omega l^2}{12}$$

$$M_{A-A} = \frac{(1.27)(5.95)^2}{12} = 3.75 \text{ t m}$$

$$M_{B-B} = \frac{(2.43)(7.15)^2}{12} = 10.35 \text{ t m}$$

Se considera para la obtención del momento flexionante de diseño en la junta del muro y de la losa, el promedio de los momentos actuantes en ese punto, multiplicado por su respectivo factor de seguridad que según marca el RCDF-2004 debe ser del 40%.

Para el corte A-A'

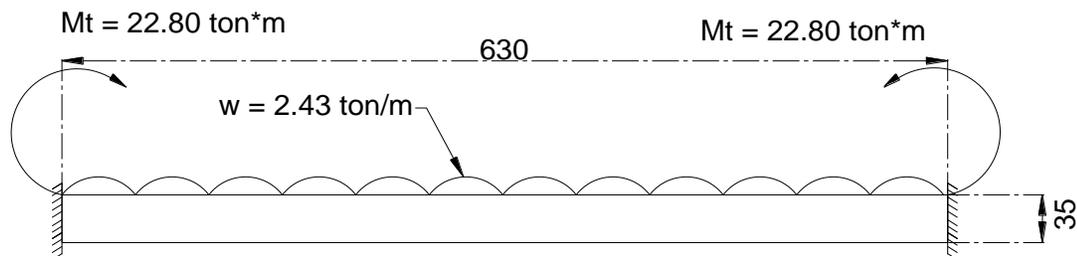
$$M_T = \frac{(28.80 + 3.75)}{2} (1.40) = 22.80 \text{ t m}$$

Para el corte B-B'

$$M_T = \frac{(28.80 + 10.35)}{2} (1.40) = 27.40 \text{ t m}$$

- Diseño losa corte A-A'

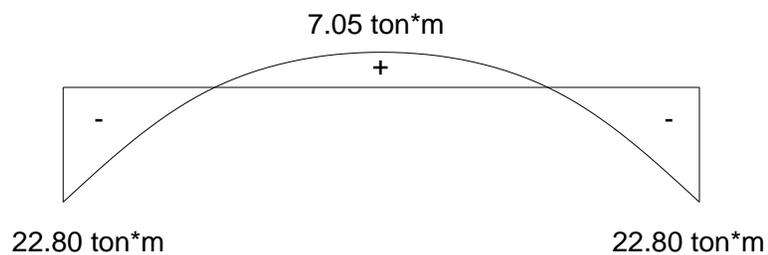
Tomando una parte de la losa de cimentación de ancho unitario.



**Figura 6.** Diagrama de cuerpo libre de sección unitaria de losa para el corte A-A.

*Análisis de acero longitudinal*

Momento flexionante máximo en las orillas del elemento:



**Figura 7.** Diagrama momento flexionante de sección unitaria de losa para el corte A-A.

$$M_{\text{máx} (-)} = 22.80 \text{ t m}$$

Se proponen los siguientes valores para el análisis unitario de la sección.

$$\begin{aligned} f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= 0.68 (f'c) = 0.68 \left( 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

Para el lecho inferior, es decir, en contacto con el terreno, por recomendación del RCDF  
 $rec = 7.50 \text{ cm}$

De acuerdo a las hipótesis del RCDF-2004 sobre la distribución de esfuerzos y deformaciones se tienen las siguientes expresiones.

$$F_s M_n = q b d^2 f''c (1 - 0.50q)$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f''c}$$

$$A_s = \rho b d$$

Para obtener la cuantía de acero necesaria, despejando y sustituyendo para el  $M_{\text{máx} (-)}$ :

$$-0.5q^2 + q - \frac{F_s M_n}{F_R b d^2 f''c} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - \frac{22.80 \times 10^5}{0.90(100)(27.5)^2(170)} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - 0.1971 = 0$$

$$q_1 = 1.7783$$

$$q_2 = 0.2217$$

$$\rho = q \frac{f''c}{f_y} = 0.2217 \left( \frac{170}{4200} \right) = 0.0089$$

El acero de refuerzo máximo y mínimo depende de los siguientes parámetros:

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f''c}}{f_y} = 0.70 \left( \frac{\sqrt{250}}{4200} \right) = 0.002635$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.90 \left( \frac{f''c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right) = \left( \frac{170}{4200} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} \right) = 0.01822$$

Siendo que:

$$\rho_{min} = 0.002635 < \rho = 0.0089 < \rho_{m\acute{a}x} = 0.01822$$

Tenemos que se trata de un elemento simplemente armado. Lo que se garantiza la fluencia del acero y se satisfacen las condiciones de deformaciones necesarias para el acero.

El área de acero de refuerzo teórica necesaria está dada por la expresión:

$$A_s = \rho b d = 0.0089 (100)(27.50) = 24.50 \text{ cm}^2$$

De manera práctica, la cantidad de acero requerida es:

$$A_{s_{pr\acute{a}ctico}} = 6\#8 @ 16.5 \text{ cm} = 30.36 \text{ cm}^2$$

O bien

$$A_{s_{pr\acute{a}ctico}} = 9\#6 @ 11.00 \text{ cm} = 25.83 \text{ cm}^2$$

Dicho acero es teóricamente solo necesario hasta el punto en que, según el diagrama de momentos, deje de presentarse una flexión negativa. Por reglamento y para este caso, se desarrollará hasta 1.50 m en ambas cajas y ambas direcciones a partir del eje central del muro, superando de amplia manera lo mínimo establecido como la longitud teórica más un peralte efectivo (L+d).

Momento flexionante al centro del claro:

$$M_{m\acute{a}x (+)} = FS * M_{m\acute{a}x (+)} = 1.40 (5.03 \text{ t m}) = 7.05 \text{ t m}$$

De manera análoga se realiza el análisis para dicho momento.

$$-0.5q^2 + q - \frac{F_s M_n}{F_R b d^2 f''c} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - \frac{7.05 \times 10^5}{0.90(100)(27.5)^2(170)} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - 0.0609 = 0$$

$$q_1 = 1.9371$$

$$q_2 = 0.0629$$

$$\rho = q \frac{f''c}{f_y} = 0.0629 \left( \frac{170}{4200} \right) = 0.00255$$

El acero de refuerzo máximo y mínimo depende de los siguientes parámetros:

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f''c}}{f_y} = 0.70 \left( \frac{\sqrt{250}}{4200} \right) = 0.002635$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.90 \left( \frac{f''c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right) = \left( \frac{170}{4200} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} \right) = 0.01822$$

Siendo que:

$$\rho_{min} = 0.002635 > \rho = 0.00255 < \rho_{m\acute{a}x} = 0.01822$$

Tenemos que se trata de un elemento simplemente armado con el acero mínimo. Lo que se garantiza la fluencia del acero y se satisfacen las condiciones de deformaciones necesarias para el acero.

El área de acero de refuerzo teórica necesaria está dada por la expresión:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min}bd = 0.002635(100)(27.5) = 7.25 \text{ cm}^2$$

De manera práctica y por facilidad del armado, la cantidad de acero requerida es:

$$A_{s_{práctico}} = 3\#8 @ 33 \text{ cm} = 15.80 \text{ cm}^2$$

O bien

$$A_{s_{práctico}} = 3\#6 @ 33.00 \text{ cm} = 8.61 \text{ cm}^2$$

El acero propuesto para el lecho superior será el mínimo de la sección con 5 cm de recubrimiento.

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.70 \left( \frac{\sqrt{250}}{4200} \right) = 0.002635$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min}bd = 0.002635(100)(30) = 7.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{práctico}} = 2\#8 @ 50 \text{ cm} = 10.12 \text{ cm}^2$$

O bien

$$A_{s_{práctico}} = 3\#6 @ 33.00 \text{ cm} = 8.61 \text{ cm}^2$$

Dicho acero es teóricamente solo necesario hasta el punto en que, según el diagrama de momentos, deje de presentarse una flexión positiva. Por facilidad constructiva y para este caso, se desarrollará en toda la longitud de la losa.

Análisis por cortante.

El caso de fuerza cortante más desfavorable se presenta en los extremos del elemento.

$$V_n = F_c V_n = 1.10(8.57 t) = 9.43 t$$

El esfuerzo cortante está dado por la suma del esfuerzo cortante que soporta propiamente la sección de concreto y por el número de lechos que compongan el acero transversal.

$$V = V_{CR} + V_{SR}$$

Para este caso, tratándose de una losa:

$$V < V_{CR}$$

Para obtener el valor correspondiente a la contribución al esfuerzo cortante de la sección de concreto, se debe tener el valor de la cuantía de acero a tensión obtenida anteriormente.

$$\rho = 0.0089$$

Ya que:

$$\rho = 0.0089 < 0.015$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f * c}$$

En el caso del esfuerzo cortante, según marca el RCDF-2004, el factor de resistencia de la sección se considera del 80%.

$$f * c = 0.80 f'' c = 0.8 (250) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

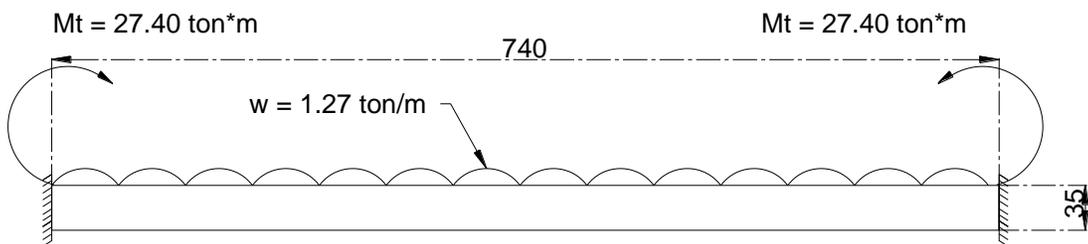
$$V_{CR} = 0.80(100)(27.50)(0.2 + 20 * 0.0089)\sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 11.76 t$$

$$V = 9.43 t < V_{CR} = 11.76 t$$

- Diseño losa corte B-B'

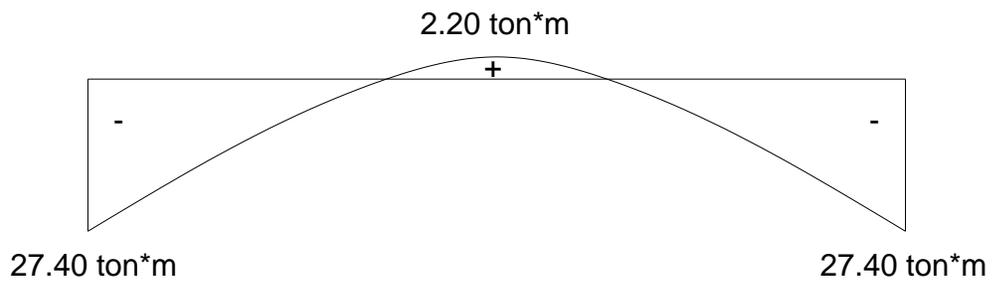
Tomando una parte de la losa de cimentación de ancho unitario.



**Figura 8.** Diagrama de cuerpo libre de sección unitaria de losa para el corte B-B.

Análisis de acero longitudinal

Momento flexionante máximo en las orillas del elemento:



**Figura 9.** Diagrama de momento flexionante de sección unitaria de losa para el corte B-B.

$$M_{m\acute{a}x (-)} = 27.40 t m$$

Se proponen los siguientes valores para el análisis unitario de la sección.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f''c = 0.68 (f'c) = 0.68 \left( 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el lecho inferior, es decir, en contacto con el terreno, por recomendación del RCDF

$$rec = 7.50 \text{ cm}$$

De acuerdo a las hipótesis del RCDF-2004 sobre la distribución de esfuerzos y deformaciones se tienen las siguientes expresiones.

$$F_s M_n = q b d^2 f''c (1 - 0.50q)$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f''c}$$

$$A_s = \rho b d$$

Para obtener la cuantía de acero necesaria, despejando y sustituyendo para el  $M_{\text{máx}}$  (-):

$$-0.5q^2 + q - \frac{F_s M_n}{F_R b d^2 f''c} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - \frac{27.40 \times 10^5}{0.90(100)(27.50)^2(170)} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - 0.2368 = 0$$

$$q_1 = 1.7255$$

$$q_2 = 0.2745$$

$$\rho = q \frac{f''c}{f_y} = 0.2745 \left( \frac{170}{4200} \right) = 0.0111$$

El acero de refuerzo máximo y mínimo depende de los siguientes parámetros:

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.70 \left( \frac{\sqrt{250}}{4200} \right) = 0.002635$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.90 \left( \frac{f'c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right) = \left( \frac{170}{4200} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} \right) = 0.01822$$

Siendo que:

$$\rho_{min} = 0.002635 < \rho = 0.0111 < \rho_{m\acute{a}x} = 0.01822$$

Tenemos que se trata de un elemento simplemente armado. Lo que se garantiza la fluencia del acero y se satisfacen las condiciones de deformaciones necesarias para el acero.

El área de acero de refuerzo teórica necesaria está dada por la expresión:

$$A_s = \rho b d = 0.0111(100)(27.5) = 30.53 \text{ cm}^2$$

De manera práctica, la cantidad de acero requerida es:

$$A_{s\text{pr\acute{a}ctico}} = 6\#8 @ 16.5 \text{ cm} = 30.36 \text{ cm}^2$$

O bien

$$A_{s\text{pr\acute{a}ctico}} = 9\#6 @ 11.00 \text{ cm} = 25.83 \text{ cm}^2$$

Dicho acero es teóricamente solo necesario hasta el punto en que, según el diagrama de momentos, deje de presentarse una flexión negativa. Por reglamento y para este caso, se desarrollará hasta 2.5 m en ambas cajas y ambas direcciones a partir del eje central del muro.

Momento flexionante al centro del claro:

$$M_{m\acute{a}x (+)} = FS * M_{m\acute{a}x (+)} = 1.40 (1.87 \text{ t m}) = 2.20 \text{ t m}$$

De manera análoga se realiza el análisis para dicho momento.

$$-0.5q^2 + q - \frac{F_s M_n}{F_R b d^2 f''c} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - \frac{2.20 \times 10^5}{0.90(100)(27.5)^2(170)} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - 0.019 = 0$$

$$q_1 = 1.9808$$

$$q_2 = 0.0192$$

$$\rho = q \frac{f''c}{f_y} = 0.0192 \left( \frac{170}{4200} \right) = 0.000777$$

El acero de refuerzo máximo y mínimo depende de los siguientes parámetros:

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.70 \left( \frac{\sqrt{250}}{4200} \right) = 0.002635$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.90 \left( \frac{f''c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right) = \left( \frac{170}{4200} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} \right) = 0.01822$$

Siendo que:

$$\rho_{min} = 0.002635 > \rho = 0.000777 < \rho_{m\acute{a}x} = 0.01822$$

Tenemos que se trata de un elemento simplemente armado con el acero mínimo. Lo que se garantiza la fluencia del acero y se satisfacen las condiciones de deformaciones necesarias para el acero.

El área de acero de refuerzo teórica necesaria está dada por la expresión:

$$A_{smin} = \rho_{min}bd = 0.002635(100)(27.5) = 7.25 \text{ cm}^2$$

De manera práctica y por facilidad del armado, la cantidad de acero requerida es:

$$A_{spr\acute{a}ctico} = 3\#8 @ 33 \text{ cm} = 15.80 \text{ cm}^2$$

O bien

$$A_{spr\acute{a}ctico} = 3\#6 @ 33.00 \text{ cm} = 8.61 \text{ cm}^2$$

El acero propuesto para el lecho superior sera el mínimo de la sección con 5 cm de recubrimiento.

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.70 \left( \frac{\sqrt{250}}{4200} \right) = 0.002635$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min}bd = 0.002635(100)(30) = 7.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{pr\acute{a}ctico}} = 2\#8 @ 50 \text{ cm} = 10.12 \text{ cm}^2$$

O bien

$$A_{s_{pr\acute{a}ctico}} = 3\#6 @ 33.00 \text{ cm} = 8.61 \text{ cm}^2$$

Dicho acero es teóricamente solo necesario hasta el punto en que, según el diagrama de momentos, deje de presentarse una flexión positiva. Por facilidad constructiva y para este caso, se desarrollará en toda la longitud de la losa.

Análisis por cortante.

El caso de fuerza cortante más desfavorable se presenta en los extremos del elemento.

$$V_n = F_c V_n = 1.10(3.78 \text{ t}) = 4.16 \text{ t}$$

El esfuerzo cortante está dado por la suma del esfuerzo cortante que soporta propiamente la sección de concreto y por el número de lechos que compongan el acero transversal.

$$V = V_{CR} + V_{SR}$$

Para este caso, tratándose de una losa:

$$V < V_{CR}$$

Para obtener el valor correspondiente a la contribución al esfuerzo cortante de la sección de concreto, se debe tener el valor de la cuantía de acero a tensión obtenida anteriormente.

$$\rho = 0.011$$

Ya que:

$$\rho = 0.011 < 0.015$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f * c}$$

En el caso del esfuerzo cortante, según marca el RCDF-2004, el factor de resistencia de la sección se considera del 80%.

$$f * c = 0.80 f''c = 0.8 (250) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

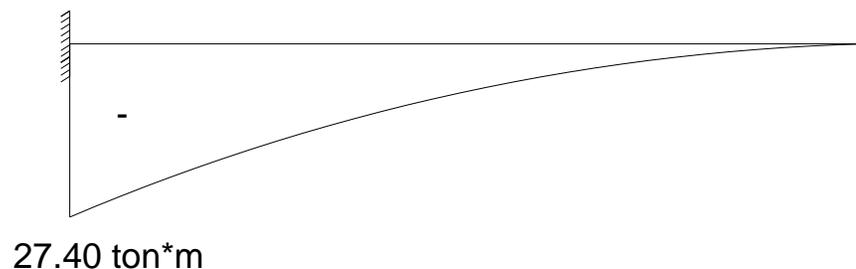
$$V_{CR} = 0.80(100)(27.50)(0.2 + 20 * 0.011)\sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 13.07 \text{ t}$$

$$V = 4.16 \text{ t} < V_{CR} = 13.07 \text{ t}$$

### Muros

El diseño de muros se realizará con los elementos mecánicos más desfavorables, los cuales corresponden al corte B – B', tratándose de la misma sección unitaria cuyo peralte es de 35 cm, con recubrimiento de 7.5 cm en el lecho que tiene contacto con el terreno natural y 5 cm en el que no. Se idealiza como una viga horizontal en empotrada en extremo, siendo el apoyo de empotramiento el extremo de la losa de cimentación.



**Figura 10.** Diagrama de momento flexionante de sección unitaria de muro para el corte B-B.

Momento flexionante máximo en las orillas del elemento, obtenido anteriormente como el promedio de los elementos actuantes en la junta:

$$M_{m\acute{a}x (-)} = 27.40 \text{ t m}$$

Se proponen los siguientes valores para el análisis unitario de la sección.

$$\begin{aligned} f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= 0.68 (f'c) = 0.68 \left( 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

Para el lecho inferior, es decir, en contacto con el terreno, por recomendación del RCDF

$$rec = 7.50 \text{ cm}$$

De acuerdo a las hipótesis del RCDF-2004 sobre la distribución de esfuerzos y deformaciones se tienen las siguientes expresiones.

$$F_s M_n = q b d^2 f''c (1 - 0.50q)$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f''c}$$

$$A_s = \rho b d$$

Para obtener la cuantía de acero necesaria, despejando y sustituyendo para el  $M_{m\acute{a}x (-)}$ :

$$-0.5q^2 + q - \frac{F_s M_n}{F_R b d^2 f''c} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - \frac{27.40 \times 10^5}{0.90(100)(27.50)^2(170)} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - 0.2368 = 0$$

$$q_1 = 1.7255$$

$$q_2 = 0.2745$$

$$\rho = q \frac{f''c}{f_y} = 0.2745 \left( \frac{170}{4200} \right) = 0.0111$$

El acero de refuerzo máximo y mínimo depende de los siguientes parámetros:

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f''c}}{f_y} = 0.70 \left( \frac{\sqrt{250}}{4200} \right) = 0.002635$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.90 \left( \frac{f''c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right) = \left( \frac{170}{4200} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} \right) = 0.01822$$

Siendo que:

$$\rho_{min} = 0.002635 < \rho = 0.0111 < \rho_{m\acute{a}x} = 0.01822$$

Tenemos que se trata de un elemento simplemente armado. Lo que se garantiza la fluencia del acero y se satisfacen las condiciones de deformaciones necesarias para el acero.

El área de acero de refuerzo teórica necesaria está dada por la expresión:

$$A_s = \rho b d = 0.0111(100)(27.5) = 30.53 \text{ cm}^2$$

De manera práctica, la cantidad de acero requerida es:

$$A_{s\text{pr\acute{a}ctico}} = 6\#8 @ 16.5 \text{ cm} = 30.36 \text{ cm}^2$$

O bien

$$A_{S_{pr\acute{a}ctico}} = 10\#6 @ 10.00 \text{ cm} = 28.70 \text{ cm}^2$$

De manera análoga a la losa, se doblarán la mitad de las varillas a los 1.50 m.

El acero propuesto para el lecho interior de la caja será el mínimo de la sección con 5 cm de recubrimiento.

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.70 \left( \frac{\sqrt{250}}{4200} \right) = 0.002635$$

$$A_{S_{min}} = \rho_{min}bd = 0.002635(100)(30) = 7.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{pr\acute{a}ctico}} = 2\#8 @ 50 \text{ cm} = 10.12 \text{ cm}^2$$

O bien

$$A_{S_{pr\acute{a}ctico}} = 3\#6 @ 33.00 \text{ cm} = 8.61 \text{ cm}^2$$

Puesto que, en la otra dirección, el elemento, no trabaja a flexión, el acero mínimo será determinado por cambios volumétricos, cuya cuantía de acero viene determinada en el RCDF-2004 con un valor de 0.0020

Con un recubrimiento de 7.5 cm:

$$A_{S_{min}} = \rho_{min}bd = 0.002(100)(27.50) = 5.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{pr\acute{a}ctico}} = 2\#8 @ 50 \text{ cm} = 10.12 \text{ cm}^2$$

O bien

$$A_{S_{pr\acute{a}ctico}} = 4\#6 @ 25.00 \text{ cm} = 11.48 \text{ cm}^2$$

Con un recubrimiento de 5 cm:

$$A_{S_{min}} = \rho_{min}bd = 0.002(100)(30) = 6.00 \text{ cm}^2$$

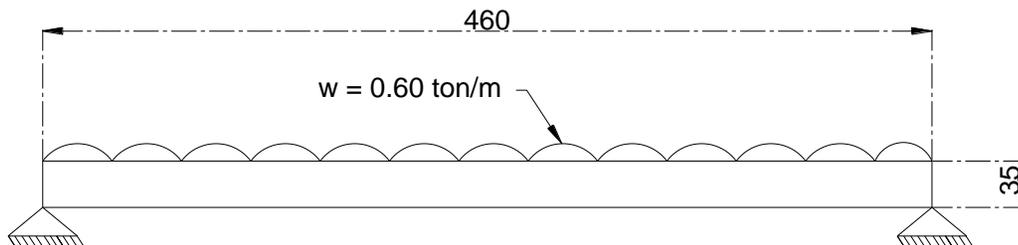
$$A_{S_{pr\acute{a}ctico}} = 2\#8 @ 50 \text{ cm} = 10.12 \text{ cm}^2$$

O bien

$$A_{S_{pr\acute{a}ctico}} = 4\#6 @ 25.00 \text{ cm} = 11.48 \text{ cm}^2$$

### **Losa tapa (Tipo marimba)**

El análisis de la losa se realiza de igual manera como una viga simplemente apoyada con las siguientes dimensiones.



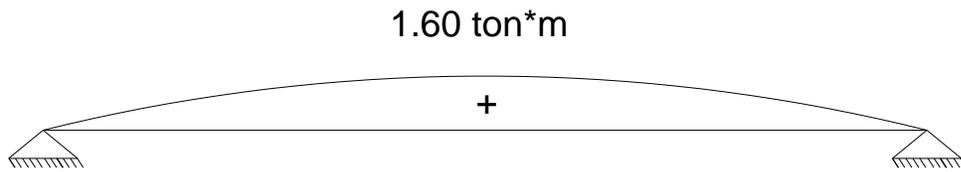
**Figura 11.** Diagrama de cuerpo libre de sección de losa tapa (marimba).

Las fuerzas que actúan sobre ella son las siguientes:

- $\omega_{marimba} = 1.10 \text{ t}$  repartidos a lo largo de 4.60 m,  $\omega_{marimba} = 0.24 \text{ t m}$

Por razones de seguridad se debe dar un factor de carga viva al sistema de marimbas, por lo que la expresión para obtener la carga viva máxima que propone el RCDF-2004:

- $\omega_{viva} = 120 + \frac{420}{\sqrt{A}} = 120 + \frac{420}{\sqrt{4.60 \times 0.66}} = 0.360 \frac{\text{t}}{\text{m}}$



**Figura 12.** Diagrama de momento flexionante de sección de losa tapa (marimba).

Análisis de acero longitudinal

$$M_{m\acute{a}x(+)} = F_c M n_{m\acute{a}x(+)} = 1.40(1.60 \text{ t m}) = 2.25 \text{ t m}$$

Se proponen los siguientes valores para el análisis unitario de la sección.

$$\begin{aligned} f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f''_c &= 0.68 (f'_c) = 0.68 \left( 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ rec &= 4 \text{ cm} \end{aligned}$$

De acuerdo a las hipótesis del RCDF-2004 sobre la distribución de esfuerzos y deformaciones se tienen las siguientes expresiones.

$$F_s M_n = q b d^2 f''_c (1 - 0.50q)$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f''_c}$$

$$A_s = \rho b d$$

Para obtener la cuantía de acero necesaria, despejando y sustituyendo para el  $M_{m\acute{a}x}$  (-):

$$-0.5q^2 + q - \frac{F_s M_n}{F_R b d^2 f'' c} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - \frac{2.25 \times 10^5}{0.90(66)(11)^2(170)} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - 0.1841 = 0$$

$$q_1 = 1.7949$$

$$q_2 = 0.2051$$

$$\rho = q \frac{f'' c}{f_y} = 0.2051 \left( \frac{170}{4200} \right) = 0.0083$$

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'' c}}{f_y} = 0.70 \left( \frac{\sqrt{250}}{4200} \right) = 0.002635$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.90 \left( \frac{f'' c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right) = \left( \frac{170}{4200} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} \right) = 0.01822$$

$$\rho_{min} = 0.002635 < \rho = 0.0083 < \rho_{m\acute{a}x} = 0.01822$$

Lo que se garantiza la fluencia del acero y se satisfacen las condiciones de deformaciones necesarias para el acero.

$$A_s = 0.0083(66)(11) = 6.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5\#4@13 \text{ cm} = 6.30 \text{ cm}^2$$

Para poder realizar el armado, se propone usar en el lecho superior:

$$A_{s'} = 2\#4 = 2.52 \text{ cm}^2$$

Análisis de acero transversal

El caso de fuerza cortante más desfavorable se presenta a los extremos del claro del elemento.

$$V_n = F_c V_n = 1.10(1.40t) = 1.55 t$$

El esfuerzo cortante está dado por la suma del esfuerzo cortante que soporta propiamente la sección de concreto y por el número de lechos que compongan el acero transversal.

$$V = V_{CR} + V_{SR}$$

Para obtener el valor correspondiente a la contribución al esfuerzo cortante de la sección de concreto, se debe tener el valor de la cuantía de acero a tensión obtenida anteriormente.

$$\rho = 0.0083$$

Ya que:

$$\rho = 0.0083 < 0.015$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f' * c}$$

En el caso del esfuerzo cortante, según marca el RCDF-2004, el factor de resistencia de la sección se considera del 80%.

$$f * c = 0.80 f''c = 0.8 (250) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.80(66)(11)(0.2 + 20 * 0.0083)\sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 3.00 \text{ t}$$

El área de acero transversal considerando un doble lecho de alambón (#3) es igual:

$$A_V = 1.425 \text{ cm}^2$$

Se tiene para este caso que:

$$V_n \leq 1.5F_Rbd\sqrt{f * c}$$

$$1.5F_Rbd\sqrt{f * c} = 1.5(0.8)(66)(11)\sqrt{200} = 12.32 \text{ t}$$

$$4.15 \text{ t} < 12.32 \text{ t}$$

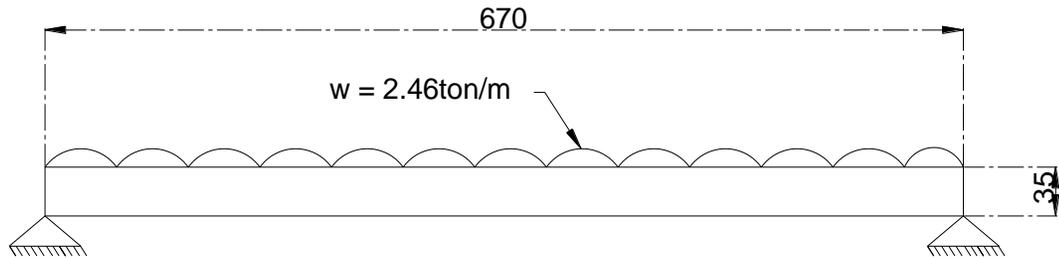
Prácticamente la resistencia del concreto a cortante cumple con lo requerido, por lo que se proponen, estribos a cada 30 cm, que resulta un poco menos que la máxima separación recomendable.

$$\frac{d}{2} = \frac{66}{2} = 33 \text{ cm}$$

Por lo que la separación de los estribos será a cada 30 cm.

Losa tapa (Fija)

El análisis de la losa se realiza de igual manera como una viga simplemente apoyada con las siguientes dimensiones.



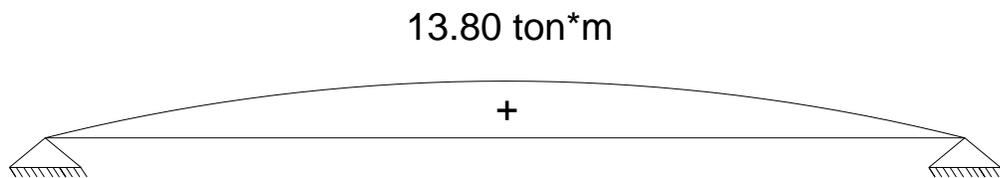
**Figura 13.** Diagrama de cuerpo libre de sección de losa tapa (fija).

Las fuerzas que actúan sobre ella son las siguientes:

- $\omega_{losa\ fija} = 4.85\ t$  distribuidos en 6.70 m  $\omega_{losa\ fija} = 0.75\ t/m$

Por razones de seguridad se debe dar un factor de carga viva al sistema de losa, la carga viva máxima que se propuso anteriormente de acuerdo al RCDF-2004 que resulta más desfavorable es:

- $\omega_{viva} = 0.360\ \frac{t}{m}$
- $\omega_{marimbas} = 11\ t$  entre los dos apoyos laterales,  $\omega_{marimba} = 5.5\ t$  distribuidos en 6.70 m  $\omega_{losa\ fija} = 0.85\ t/m$
- $\omega_{ménsula} = 0.50\ t/m$



**Figura 14.** Diagrama de momento flexionante de sección de losa tapa (fija).

Análisis de acero longitudinal

$$M_{m\acute{a}x(+)} = F_c M n_{m\acute{a}x(+)} = 1.40(13.80\ t\ m) = 19.32\ t\ m$$

Se proponen los siguientes valores para el análisis unitario de la sección.

$$\begin{aligned}
 f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 f''c &= 0.68 (f'c) = 0.68 \left( 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
 rec &= 5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

De acuerdo a las hipótesis del RCDF-2004 sobre la distribución de esfuerzos y deformaciones se tienen las siguientes expresiones.

$$F_s M_n = q b d^2 f''c (1 - 0.50q)$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f''c}$$

$$A_s = \rho b d$$

Para obtener la cuantía de acero necesaria, despejando y sustituyendo para el  $M_{\text{máx}}$  (-):

$$-0.5q^2 + q - \frac{F_s M_n}{F_R b d^2 f''c} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - \frac{19.32 \times 10^5}{0.90(40)(30)^2(170)} = 0$$

$$-0.5q^2 + q - 0.350 = 0$$

$$q_1 = 1.5477$$

$$q_2 = 0.4200$$

$$\rho = q \frac{f''c}{f_y} = 0.4200 \left( \frac{170}{4200} \right) = 0.0170$$

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.70 \left( \frac{\sqrt{250}}{4200} \right) = 0.002635$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.90 \left( \frac{f''c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000} \right) = \left( \frac{170}{4200} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} \right) = 0.01822$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{m\acute{a}x}$$

Lo que se garantiza la fluencia del acero y se satisfacen las condiciones de deformaciones necesarias para el acero.

$$A_s = 0.017(40)(30) = 20.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\#8@10 \text{ cm} = 23.73 \text{ cm}^2$$

O bien

$$A_{s\text{pr\acute{a}ctico}} = 9\#6 @ 11.00 \text{ cm} = 25.83 \text{ cm}^2$$

Para poder realizar el armado, se propone usar:

$$A_s' = 2\#6 = 5.7 \text{ cm}^2$$

Análisis de acero transversal

El caso de fuerza cortante más desfavorable se presenta a la mitad del claro del elemento, es decir, a  $l/2$ .

$$V_n = F_c V_n = 1.10(8.24 \text{ t}) = 9.06 \text{ t}$$

El esfuerzo cortante está dado por la suma del esfuerzo cortante que soporta propiamente la sección de concreto y por el número de lechos que compongan el acero transversal.

$$V = V_{CR} + V_{SR}$$

Para obtener el valor correspondiente a la contribución al esfuerzo cortante de la sección de concreto, se debe tener el valor de la cuantía de acero a tensión obtenida anteriormente.

$$\rho = 0.017$$

Ya que:

$$\rho = 0.017 > 0.015$$

$$V_{CR} = 0.5 * F_R b d \sqrt{f * c}$$

En el caso del esfuerzo cortante, según marca el RCDF-2004, el factor de resistencia de la sección se considera del 80%.

$$f * c = 0.80 f''c = 0.8 (250) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.50(40)(30)\sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 8.50 \text{ t}$$

El área de acero transversal considerando un doble lecho de alambón (#3) es igual:

$$A_V = 1.425 \text{ cm}^2$$

Se tiene para este caso que:

$$V_n \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f * c}$$

$$1.5F_Rbd\sqrt{f * c} = 1.5(0.8)(40)(30)\sqrt{200} = 20.36 t$$

$$9.06 t < 20.36 t$$

La separación mínima de los estribos se obtiene del resultado de menor en magnitud de las siguientes tres expresiones:

$$\frac{F_RA_Vf_yd}{V_n - V_{CR}} = \frac{0.8(1.425)(4200)(30)}{(9.06 - 8.50) \times 10^3} = 25.65 \text{ cm}$$

$$\frac{F_RA_Vf_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(1.425)(4200)}{3.5(40)} = 34.20 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Por lo que la separación de los estribos será a cada 15 cm.

#### 4.4. CV-03 Cajas de válvulas – Memoria de cálculo estructural, ménsulas y siletas.

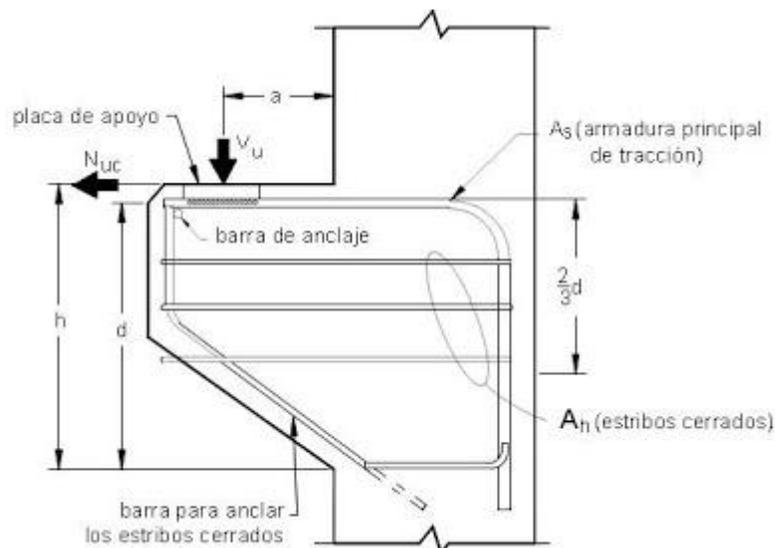
##### Ménsulas

Para el dimensionamiento de las ménsulas de las cajas de válvulas L1 y L2 se aplicaron las disposiciones del Reglamento ACI 318-02, en dichas ménsulas se apoyarán vigas precoladas (Marimbas), las cuales soportan cargas muertas y vivas de las magnitudes señaladas en la sección de cargas de servicio.

El método puede aplicarse a ménsulas con una relación entre el claro de cortante,  $a$ , y el peralte,  $d$ , no mayor de uno, y siempre que la fuerza horizontal,  $N_{uc}$ , no sea mayor que la fuerza vertical,  $V_u$ .

Ver

figura 15.



**Figura 15.** Notación y detalles de armado de ménsula según el Reglamento ACI 318-02.

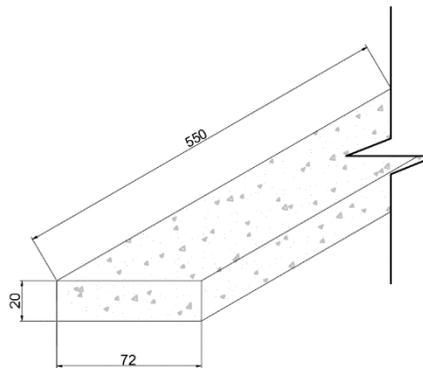
Cargas de Servicio

Dimensiones de Marimbas:

Base=66 cm

Alto =15 cm

Largo= 460 cm



**Figura 16.** Representación de losa de techo (marimba) precolada.

$$\text{Volumen} = \text{Base} \times \text{Alto} \times \text{Largo}$$

$$\text{Volumen} = \text{Base} \times \text{Alto} \times \text{Largo} = 66 \times 15 \times 460 = 455,400 \text{ (cm}^3\text{)} = 0.455 \text{ (m}^3\text{)}$$

Considerando un peso volumétrico ( $\gamma$ ) para concreto armado de 2400 (kg/m<sup>3</sup>)

$$W = \text{Volumen} \cdot \gamma = 0.455 \text{ (m}^3\text{)} \cdot 2,400 \left( \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) = 1092.00 \text{ (Kg)}$$

Por consiguiente, la carga muerta por peso propio de la viga es:

$$\omega_1 = \frac{W}{\text{claro}} = \frac{1092.00 \text{ (Kg)}}{4.60 \text{ (m)}} = 237.39 \approx 240.00 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right)$$

Para el cálculo de la carga viva se consideró la masa perteneciente a 2 personas normales (80 Kg).

$$\omega_2 = \frac{W}{\text{claro}} = \frac{80 \text{ (Kg)} \times 2}{4.60 \text{ (m)}} = 34.78 \approx 35.00 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right)$$

Se calcularon por separado las reacciones por estos dos tipos de carga y se multiplicaron por los factores de carga correspondientes.

Materiales

Concreto:  $f'c = 250 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)$

Acero:  $f_y = 4,200 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)$

Cálculo de acciones internas

Conforme a diagramas se sabe que la reacción debida a este tipo de cargas es del orden de  $\left(\frac{\omega L}{2}\right)$ .

$$R_1 = \frac{\omega_1 L}{2} = \frac{240.00 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right) 4.6 \text{ (m)}}{2} = 552.00 \text{ (Kg)}$$

$$R_2 = \frac{\omega_2 L}{2} = \frac{35.00 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right) 4.6 \text{ (m)}}{2} = 80.50 \text{ (Kg)}$$

Calculo del refuerzo

Las fuerzas  $V_u$  y  $N_{uc}$  de la ilustración 1 producen un momento flexionante en la intersección de la cara de la columna con la barra de tensión igual a  $[V_u \cdot a + N_{uc}(h - d)]$ .

Bajo estas condiciones, la fuerza cortante producida por  $V_u$  es resistida por refuerzo horizontal,  $A_{vf}$ , que se calcula con el concepto de cortante por fricción, de tal manera que se requiere un área.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

Para resistir  $V_u$ :

Para el cálculo de la fuerza  $V_u$  se multiplicaron las reacciones R1 y R2 por los factores de carga correspondientes mediante reglamento.

Para Carga muerta FS1=1.2

Para carga viva FS2= 1.6

$$V_u = FS1 \times R1 + FS2 \times R2$$

$$V_u = 1.2 \times 552.00 \text{ (Kg)} + 1.6 \times 80.50 \text{ (Kg)} = 791.20 \text{ (Kg)}$$

Se ha introducido el factor de reducción  $\phi$  que se especifica de 0.75. Los valores de  $\mu$  son los de la Tabla 4.

Descripción	$\mu$
Concreto colado monolíticamente	1.4
Concreto colado contra concreto endurecido cuya superficie se haya hecho rugosa en forma intencional	1.0
Concreto colado contra concreto endurecido cuya superficie no se haya hecho rugosa en forma intencional	0.6
Concreto anclado a acero estructural por medio de pernos con cabeza o barras de refuerzo	0.7

**Tabla 4.** Coeficientes de fricción del Reglamento ACI 318-02

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = \frac{791.20 \text{ (Kg)}}{0.75 \times 4,200 \left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \times 1.4} = 0.1794 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Para resistir  $M_u$ :

Para este cálculo se emplea la ecuación siguiente:

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y z}$$

$$M_u = V_u \times a + N_{uc} (h - d)$$

La experiencia indica que se obtienen diseños satisfactorios si la relación  $a/d$  está comprendida entre 0.15 y 0.40. Para este diseño se propuso una relación de 0.4.

$$\frac{a}{d} = 0.40, \text{ se propone } d = 15 \text{ cm y } h = 20 \text{ cm}$$

$$a = 0.40 \times 15 \text{ cm} = 6 \text{ cm}$$

Como una recomendación de diseño el Reglamento marca que  $N_{uc}$  debe ser como máximo  $0.2 V_u$ , por lo que sustituyendo:

$$N_{uc} = 0.2 V_u = 0.2 \times 791.20 \text{ (Kg)} = 158.25 \text{ (Kg)}$$

$$\begin{aligned} M_u &= V_u \times a + N_{uc} (h - d) = 791.20 \text{ (Kg)} \times 6 \text{ (cm)} + 158.25 \text{ (Kg)} [20 \text{ (cm)} - 15 \text{ (cm)}] \\ &= 5,538.45 \text{ (Kg} \cdot \text{cm)} \left( \frac{\text{Ton}}{1,000 \text{ Kg}} \right) = 5.54 \text{ (Ton} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

$$z = 0.8 d = 0.8 \times 15 \text{ (cm)} = 12 \text{ (cm)}$$

Se ha introducido el factor de reducción  $\phi$  que se especifica de 0.90.

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y z} = \frac{5,538.45 \text{ (Kg} \cdot \text{cm)}}{0.9 \times 4,200 \left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \times 12 \text{ (cm)}} = 12.21 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Para resistir  $N_{uc}$ :

Para este cálculo se emplea la ecuación siguiente:

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y}$$

El factor de reducción  $\phi$  que se especifica es de 0.90. Sustituyendo:

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{158.25 \text{ (Kg)}}{0.90 \times 4,200 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)} = 0.042 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Cálculo de  $A_s$

El área principal  $A_s$  que se coloca en el lecho superior, se calculó con las dos ecuaciones que da el Reglamento y se escoge la mayor entre ambas.

$$A_{s1} = A_f + A_n = 12.21 \text{ (cm}^2\text{)} + 0.042 \text{ (cm}^2\text{)} = 12.25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = \frac{2}{3}A_{vf} + A_n = \frac{2}{3} \times 0.1794 \text{ (cm}^2\text{)} + 0.042 \text{ (cm}^2\text{)} = 0.1616 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Por lo tanto

$$A_s = 12.25 \text{ (cm}^2\text{)} = 3 \text{ var \#8} = 15.18 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Cálculo de  $A_h$

$$A_h = 0.5 (A_s - A_n)$$

$$A_h = 0.5 (15.18 \text{ (cm}^2\text{)} - 0.042 \text{ (cm}^2\text{)}) = 7.56 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_h = 7.56 \text{ (cm}^2\text{)} = 2 \text{ var\#8} = 10.12 \text{ (cm}^2\text{)} \text{ en 2 ramas}$$

Revisión del área mínima

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{15.18 \text{ (cm}^2\text{)}}{100 \text{ (cm)} \times 15 \text{ (cm)}} = 0.01012$$

$$\rho > \frac{0.04f'c}{f_y} = \frac{0.04 \times 250 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)}{4,200 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)} = 0.00238$$

$$\therefore \text{se cumple que } \rho > \frac{0.04f'c}{f_y}$$

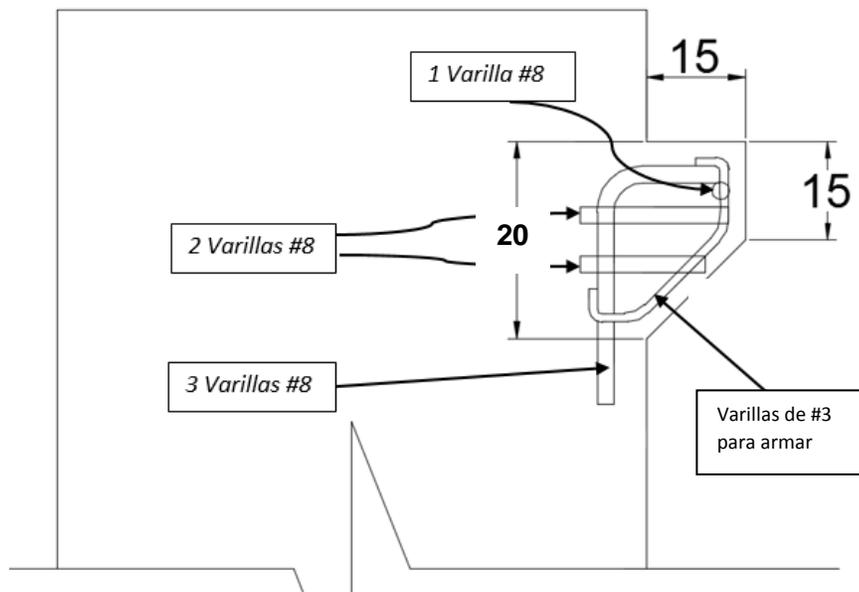
Se considera que el diseño es correcto.

Detalles del refuerzo

Peralte total:  $h = d + \text{recubrimiento} = 15 \text{ (cm)} + 5 \text{ (cm)} = 20 \text{ (cm)}$

Peralte exterior:  $h_2 = \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ (cm)}$

Longitud de la ménsula:  $l = a + 9 \text{ (cm)} = 15 \text{ (cm)}$



**Figura 17.** Armado propuesto para ménsula de apoyo.

Por facilidad constructiva, el chaflán de 5 cm propuesto se puede omitir, como se muestra en las figuras finales de los planos.

### Silletas

El cálculo estructural de las silletas se realizó por compresión simple considerando que estas estarían sujetas a la carga de la tubería, el agua y las piezas a instalar.

El cálculo del volumen del tubo se realiza de acuerdo a la longitud del mismo.

$$V = \frac{\pi d^2}{4} L$$

Donde d: Es el diámetro interno del tubo.

L: Es la longitud del tubo.

$$V = \frac{\pi(2.50 \text{ m})^2}{4} (7.30 \text{ m}) = 35.83 \text{ m}^3$$

Por lo que el volumen de agua contenida en la tubería en esa sección del tubo es de 35.83 m<sup>3</sup> que tiene un peso práctico de 36 toneladas.

$$\omega_{\text{agua}} = 36 \text{ t}$$

De manera análoga, la obtención del volumen de concreto reforzado correspondiente al tramo de tubería se puede obtener por la diferencia del volumen del diámetro exterior y el interior.

$$V = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} L$$

Donde D: Es el diámetro externo del tubo.

d: Es el diámetro interno del tubo.

L: Es la longitud del tubo.

$$V = \frac{\pi[(2.80 \text{ m})^2 - (2.50 \text{ m})^2]}{4} (7.30 \text{ m}) = 9.12 \text{ m}^3$$

Considerando un peso volumétrico del concreto reforzado, material del cual está hecha la tubería de 2.40 ton/m<sup>3</sup>.

Por lo que el peso de la tubería se obtiene multiplicando el peso volumétrico por el volumen obtenido de la misma en el tramo analizado.

$$\omega_{tubo} = v\gamma_{concreto} = (9.12 \text{ m}^3) \left( 2.40 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right) = 21.90 \text{ t}$$

El peso de la válvula junto con todos sus accesorios que nos proporcionaron da un total de

$$\omega_{válvula} = 31.40 \text{ t}$$

El peso total a soportar por cada silleta será:

$$\omega_{total} = \frac{36 + 21.90 + 31.40}{3} = 30 \text{ t}$$

Con la calidad del concreto propuesta ( $f'c=250 \text{ kg/cm}^2 = 2500 \text{ t/m}^2$ ) y con una superficie de contacto superior al medio metro cuadrado, se obtiene una capacidad de carga del orden de 1250 t, lo que resulta mucho mayor a los requerimientos del proyecto, sin embargo, para ampliar el margen de seguridad considerando movimientos imprevistos durante la colocación, mantenimiento o bien durante la vida útil del proyecto, se propuso un armado tipo rejilla en ambas direcciones acorde a las varillas que se han venido manejando.

$$As_{práctico} = 1\#6 @ 20.00 \text{ cm} = 2.87 \text{ cm}^2$$

#### 4.5. CV-04 Cajas de válvulas – Procedimiento constructivo.

A continuación, se establece una guía de procedimiento constructivo para las dos cajas de válvulas, asegurando que éstas cumplan con las normas, parámetros y requisitos necesarios para su correcto funcionamiento.

De acuerdo con la información más reciente proporcionada, se realizó el procedimiento constructivo que se presenta continuación, se pretende construir dos cajas para proteger las nuevas válvulas de seccionamiento de 2.50 m de diámetro, tendremos para la L-1 y L-2 la profundidad de excavación de 6.35 m, quedando en ambas, en teoría, la parte superior de la losa tapa al mismo nivel del terreno que las circunda.

Por lo que se considera que el procedimiento descrito a continuación es válido para la construcción de las cajas tanto de la línea 1, como de la línea 2.

El estudio de mecánica de los suelos proporcionado por la empresa externa, informa que tenemos arenas combinadas con arcillas y limos, con poca estabilidad en sus taludes.

Se proyectaron silletas de concreto con la superficie cóncavo, para soporte del tubo, contenida en un arco con ángulo de 90° y de 35 cm de ancho.

Para soportar el empuje horizontal del suelo en la zona de los acueductos donde se construirán las cajas, será necesario, por seguridad, un tabla-estacado metálico colocado en el perímetro de cada una de las cajas; Las tabla-estacas hincadas a 9.50 m de profundidad para la Línea 1 y a 9.50 m de profundidad para la Línea 2, incluyendo su empotramiento en el suelo bajo el nivel del lecho inferior de la losa de piso de cada caja, las tabla-estacas se podrán recuperar después de que fragüe el concreto de los muros de las cajas.

Después de hincadas las tabla-estacas se excavará del lado interior del tabla-estacado, troquelando el espacio interior entre ellas, con troqueles tubulares de acero, colocados horizontalmente conforme avance la profundidad de excavación.

En el interior de la excavación de cada caja se habilitará primero, el acero de refuerzo proyectado para la losa de piso pasando las varillas por debajo de la tubería existente de 2.80 m de diámetro exterior. También se habilitará la cimbra exterior de los muros troquelándola contra el lado interior de las tabla-estacas.

También afuera de cada caja, se habilitará cada una de las cimbras, del lado interior, de cada uno de los cuatro muros perimetrales y sus correspondientes armados con el ancho adecuado y en forma inicial (primer colado), de 1.50 m del alto de los muros, el armado estará dotado de soportes para garantizar los recubrimientos, principalmente de los lados; las cimbras verticales y los armados de los muros, se habilitarán fuera de las cajas y se colocarán de acuerdo con el proyecto, cuando esté terminada la cimbra exterior.

Se colocará el concreto, con las características, calidad y aditivos, especificados, primero en la losa de piso con el peralte indicado en el proyecto y después, por capas de 1.22 m de altura (dimensión comercial de la cimbra) en la zona de los muros. Para evitar que el concreto de los muros se adhiera al de la pared de los tubos, se fijará en forma adecuada en esa zona, alrededor del tubo, una placa de neopreno de 25 mm de espesor y 35 cm de ancho (espesor de los muros), colocando sobre el neopreno una capa de una hoja de material celulístico impregnado con asfaltos especiales y resinas para hacerlo

impermeable (la marca conocida es Celotex) de 475 mm de espesor, fijando ambos perimetralmente al exterior del tubo que quedará en las zonas de cruce de los muros verticales cabeceros, para que se tenga una holgura de 500 mm entre la pared del tubo y los muros cabeceros de la caja para permitir probables asentamientos diferenciales sin que se fracture la tubería.

En el extremo aguas debajo de cada caja, se colocará la cimbra para la cubierta rígida de la caja de válvula, para la instalación del equipo y su operación, la superficie libre de la losa rígida quedará a la misma elevación que la corona de los muros y su ancho librará el espacio de la válvula.

La losa rígida tendrá el peralte y armado determinado por el cálculo, se colocará el concreto de acuerdo con el diseño de la mezcla y con impermeabilizante integral, al término de la colocación del concreto se cubrirá con la membrana para su fraguado, dejando la preparación para un registro con bisagras, candado y portacandado, con su correspondiente escalera marina.

En el suelo a corta distancia de la caja de la válvula, se colocará la cimbra para la fabricación de las losas pre-coladas, de las dimensiones y armado determinados por el cálculo, equipadas con orejas para su izamiento, se colocará el armado y el concreto de acuerdo con el diseño de la mezcla y con impermeabilizante integral, al final del colado, se cubrirá con la membrana para su fraguado.

## **5. Conclusiones**

### **5.1. Comentarios finales**

Como resultado del desarrollo de este proyecto, se lograron integrar diversas áreas del conocimiento de la ingeniería civil a fin de lograr los objetivos que el mismo proyecto perseguía, con afán de demostrar mi competencia como futuro profesionalista.

Se analizó el sitio donde se ejecutaría el proyecto esto se logró por medio del estudio de mecánica de suelos, descartando los posibles problemas de flotación por la ausencia del nivel de aguas freáticas (NAF) a la profundidad de proyecto y por el mismo peso de la estructura.

Analizando la estructura de proyecto como una cimentación superficial esta se clasifica como un cajón de cimentación parcialmente compensado pues que el peso del material por excavar y remover representa mucho mayor peso que el de la estructura a construir. A falta de resultados por muestras no recuperadas se eligió tomar los resultados de la segunda prueba de penetración estándar (SPT.2) con la cual se obtuvo una capacidad de carga del suelo a la profundidad de proyecto mayor que las exigencias del proyecto contemplando los factores de seguridad recomendados para el tipo de estructura, dado a que el peso se distribuiría finalmente en una losa de cimentación, incrementando así el área de contacto con el suelo.

Como se mencionó en la descripción de la problemática, se requería que las juntas de los adaptadores de los tubos, debían quedar fuera de la caja y el tubo con sus adaptadores y válvula debían ser soportados por los muros cabeceros de la caja que funcionarían como silletas de soporte, sin embargo, analizando esta opción se obtuvieron dimensiones desmesuradas considerando que únicamente los muros y la losa de cimentación soportaría todo el peso y los empujes, por lo que se descartó esta alternativa y se vio la necesidad de colocar 3 silletas, una en cada adaptador y otra en la válvula.

Fue de gran importancia identificar la fuerza que regiría el diseño estructural, que en este caso fue el empuje del suelo sobre la estructura, siendo así el momento flexionante el elemento mecánico más desfavorable a considerar en los muros y losa de cimentación. Se propusieron diferentes alternativas de armados estructurales con varillas de diámetro comercial, presentando nuestra recomendación y dejando a consideración del cliente la elección del mismo.

Del proyecto, ha quedado clara la necesidad de desarrollar proyectos integrales a lo largo de mi vida profesional ya que los proyectos aislados por su naturaleza comúnmente no consideran aspectos que pueden llegar a ser relevantes en alguna de las fases durante el ciclo de vida del proyecto, desde su construcción hasta su mantenimiento o cierre del mismo, he ahí donde radica la importancia de la correcta planeación e integralidad.

## Bibliografía

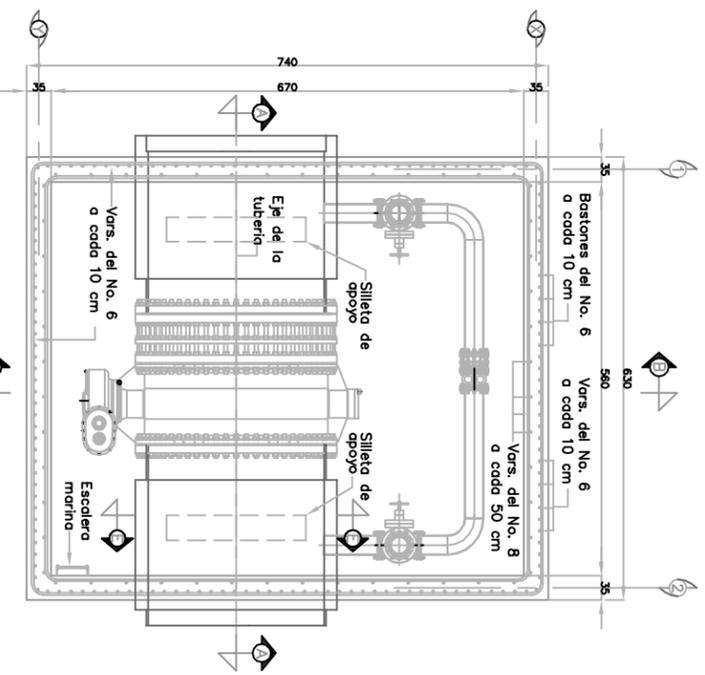
1. American Concrete Institute Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI-318-05), I.M.C.Y.C., 2005.
2. Braja M. Das. "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Ed. Cengage Learning: 2008.
3. Braja M. Das. "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", Ed. Thomson: 2005.
4. CONAGUA. Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, 2007.
5. Concrete Pipe: A Guide for Design and Instalation, AWWA, 1989.
6. Crespo Villalaz. "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Ed. Limusa: 2007.
7. Culinae M.J, K.E. Lansey and Mays L.W. "Optimization-Availability-Based Design of Water-Distribution Networks", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 3, 1992.
8. Gere y Timoshenko. "Mecánica de Materiales", 2a. edición, Ed. Grupo Iberoamérica: 1998.
9. González Cuevas, Robles Fernández. "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", 4a. edición, Ed. Limusa: 2005.
10. Guarga, R., Sánchez B., J.L., Carmona R. Aguilar, L.. "Diseño y Operación Hidráulicos de Conducciones de Agua a Presión", Ed. SARH: 1985.
11. Guerrero A., J.O. "Hidráulica de Tubos ", Ed. UAS: 1988.
12. Hibbeler, R. C. "Análisis Estructural", Ed. Pearson: 1997.
13. Hydraulics Research Station. "Charts for the Hidraulic Design of Chanel and Pipes", Ed. H.M.S.O.: 1969.
14. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos" *Tomo I y Tomo II*, Ed. Limusa: 2007.
15. Kenneth M. Leet, Chia-ming Uang. "Fundamentos de análisis estructural", 2ª edición, Ed. Mc Graw Hill: 2006.
16. Kiseliov. "Mecánica de construcción", Moscú, Mir.
17. Laible, Jeffrey. "Análisis Estructural", Ed. Mc Graw Hill: 1995.
18. Mc Cormac Jack. "Diseño de Concreto reforzado", 5ª edición, Ed. Alfaomega: 2005.
19. Mc Cormac, Jack C. "Análisis de Estructuras", 2ª edición, Ed. Alfaomega: 2002.
20. Meli Piralla R. "Diseño estructural", Ed. Limusa: Ciudad de México, 2002.
21. Nawy Edward G. "Concreto reforzado", Ed. Prentice Hall Hispanoamérica, S.A.: 1990.
22. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Departamento del Distrito Federal, México, 2004.
23. Popov, Egor P. "Introducción a la Mecánica de Sólidos", México, Ed. Limusa: 2001.
24. Rico Rodríguez Alfonso, Del Castillo Hermilio. "La Ingeniería de suelos en las Vías Terrestres", *Vol 2, 2ª edición*, Ed. Limusa: 1995.
25. Russell Johnston, E. JR. "Mecánica de Materiales", México, Ed. MC Graw Hill: 2000.
26. S.C.T. Normas de Construcción. Normas de Materiales, 1993.
27. Seminario Taller Internacional Para Especialistas en Tuberías de Concreto Preforzado, CEPIS, 1986.
28. Singer, F. L. "Resistencia de Materiales", Ed. Oxford Harla, 2001.
29. Stephenson, D. "Pipeline Design for Water Engineers", Ed. Elsevier: 1976.

30. Swamnee, P.K. and Jain, AK, "Explicit Equations for Pipe Flow Problems", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 102, No. HY5, 1976.

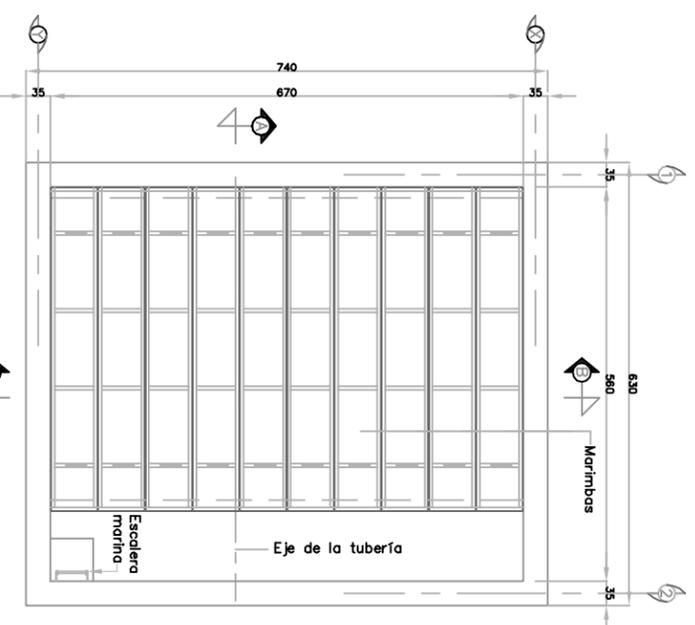
**Anexos**

En este apartado se muestran los planos 01 y 02.

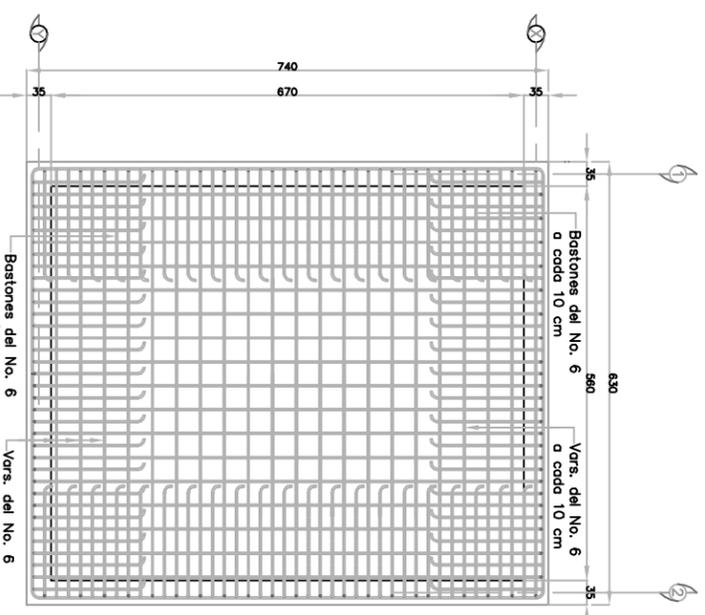
- CV-04 Cajas de válvulas – Plano L-1 y L-2 Proyecto estructural.



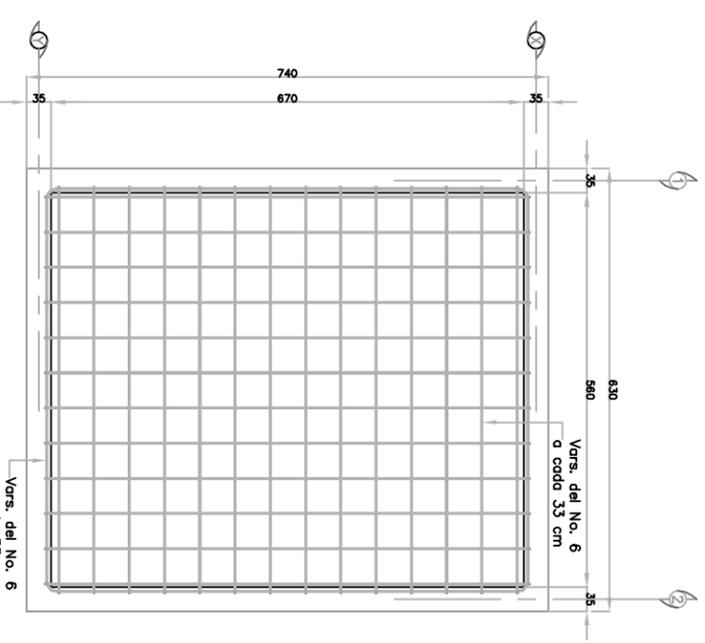
CORTE C - C  
ARMADO DE LOS MUROS DE LA CAJA L-2  
ESCALA 1:100



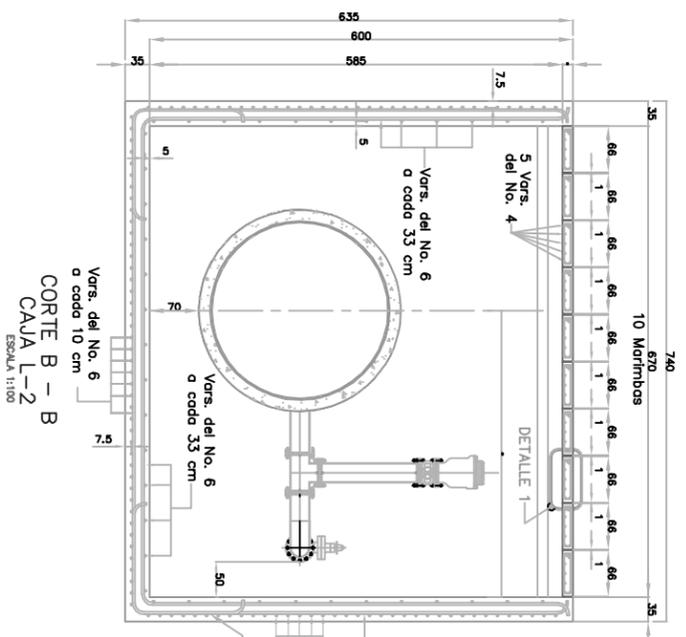
DISTRIBUCION DE MARIMBAS EN LA CAJA L-2  
P L A N T A  
ESCALA 1:100



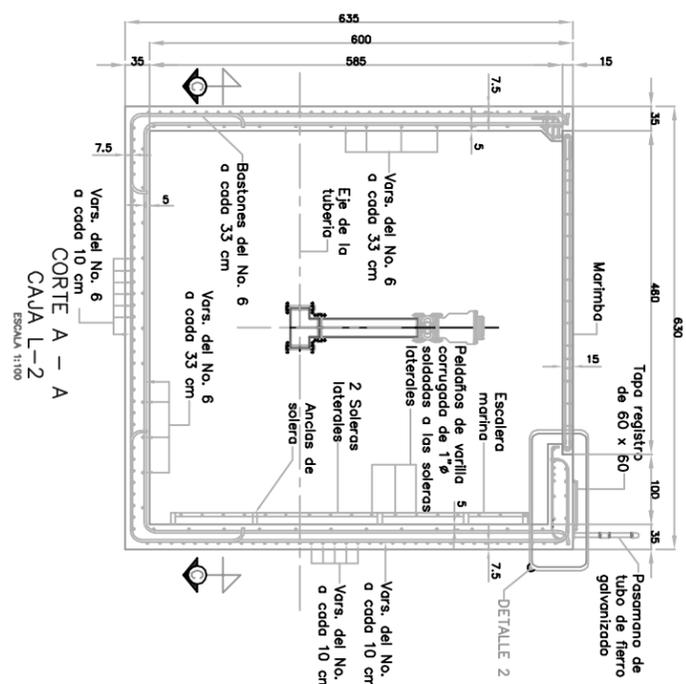
ARMADO DEL LECHO INFERIOR  
DE LA LOSA DE FONDO DE LA CAJA L-2  
ESCALA 1:100



ARMADO DEL LECHO SUPERIOR  
DE LA LOSA DE FONDO DE LA CAJA L-2  
ESCALA 1:100



CORTE B - B  
CAJA L-2  
ESCALA 1:100



CORTE A - A  
CAJA L-2  
ESCALA 1:100

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación para desplante de caja	m <sup>3</sup>	735.0
Concreto f'c=250 kg/cm <sup>2</sup> para losa cimentación	m <sup>3</sup>	53
Concreto f'c=250 kg/cm <sup>2</sup> para muros	m <sup>3</sup>	214
Acero fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> para losa	kg	4,860
Acero fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> para muros	kg	12,700

**NOTAS:**

Acotaciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros.-

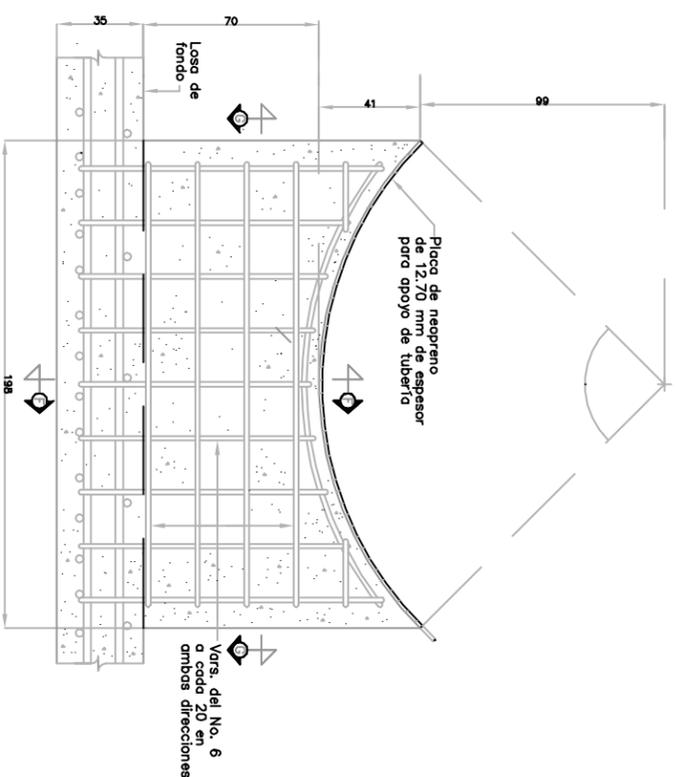


DISENO DE CAJAS DE CONCRETO ARMADO PARA VALVULAS  
CAJA DE VALVULAS L-1 Y L-2  
PLANO ESTRUCTURAL

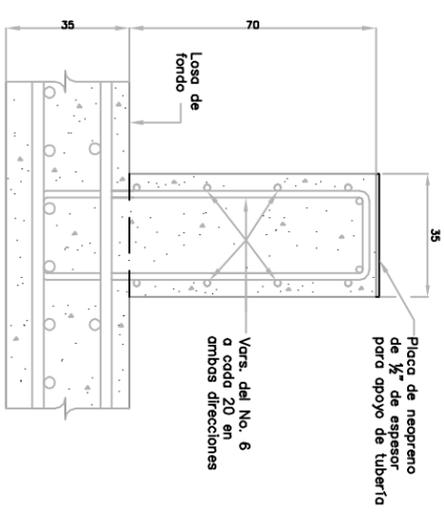


Elaborado por CIEPS CONSULTORES S. A. de C. V.

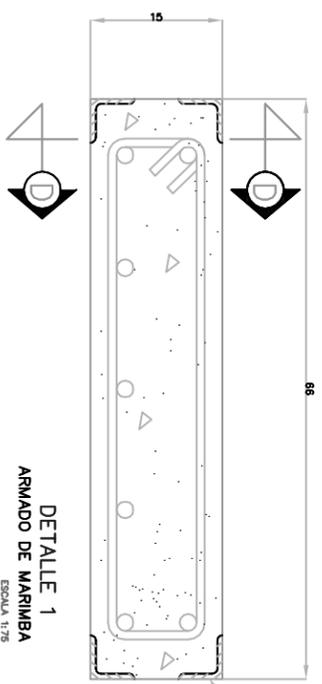
Proyecto: Aldo Morín  
Dibujó:  
Revisó:  
Aprobó:



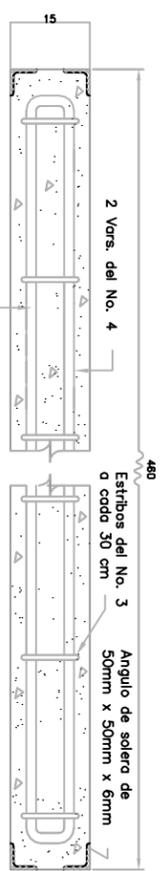
CORTE E - E  
SILETA DE APOYO PARA LA TUBERIA  
ESCALA 1:125



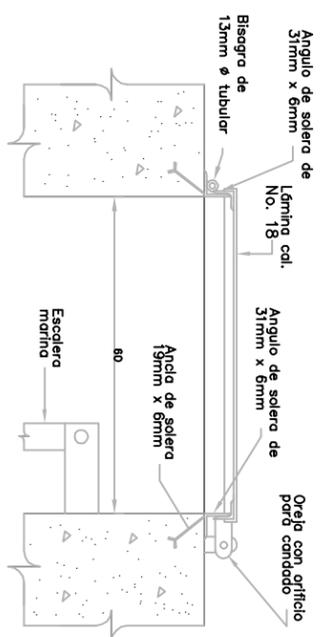
CORTE F - F  
SILETA DE APOYO PARA LA TUBERIA  
ESCALA 1:125



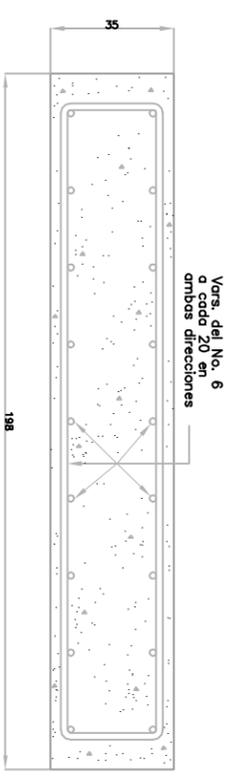
DETALLE 1  
ARMADO DE MARMIBA  
ESCALA 1:75



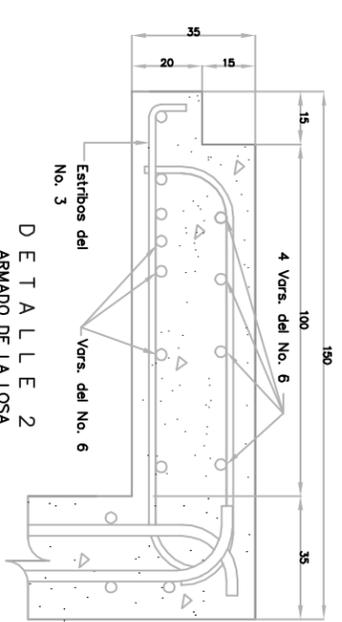
CORTE D - D  
ARMADO DE MARMIBA  
ESCALA 1:75



DETALLE DE LA TAPA REGISTRO  
ESCALA 1:75



CORTE G - G  
SILETA DE APOYO PARA LA TUBERIA  
ESCALA 1:125



DETALLE 2  
ARMADO DE LA LOSA  
ESCALA 1:125

CANTIDADES ESTIMADAS		UNIDAD	CANTIDAD
CONCEPTO			
Concreto	f <sub>c</sub> =250 kg/cm <sup>2</sup> para losa tapa	m <sup>2</sup>	8,2
Concreto	f <sub>c</sub> =250 kg/cm <sup>2</sup> para marimbos	m <sup>2</sup>	8
Concreto	f <sub>c</sub> =250 kg/cm <sup>2</sup> para silleteros	m <sup>2</sup>	4
Acero	f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup> para losa topo	kg	2,032
Acero	f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup> para marimbos	kg	879
Acero	f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup> para silleteros	kg	100
Angulo	de 2"x2"x1/4"	kg	1,550

**NOTAS:**

Acotaciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros.—



DISENO DE CAJAS DE CONCRETO ARMADO PARA VALVULAS  
CAJA DE VALVULAS L-1 Y L - 2  
PLANO DE DETALLES



Elaborado por CIEPS CONSULTORES S. A. de C. V.

CIEPS CONSULTORES S. A. de C. V.

Proyecto: Aldo Morín

Dibujó:

Revisó: Aprobó: