

149
Zej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL,
TOPOGRAFICA Y GEODESICA**

***INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL CON-
JUNTO HABITACIONAL LA COLMENA***

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERA CIVIL

P R E S E N T A :

FRANCISCA JANETTE TOBAR PORTILLO CRUZ



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

CAPITULO PRIMERO

- 1. Introducción
- 1.1 Antecedentes
- 1.2 Aspecto general de las instalaciones

Anexos

CAPITULO SEGUNDO

- 2. OBRAS DE CAPTACION
- 2.1 Generalidades
- 2.2 Elección de la obra de captación
- 2.3 Localización de acuíferos
- 2.4 Procedimientos de perforación
- 2.5 Diseño del pozo
- 2.6 Limpieza, desarrollo y aforo del pozo
- 2.7 Equipamiento del pozo
- 2.8 Cálculo y diseño del pozo

2.9 CANTIDADES DE OBRA

CAPITULO TERCERO

3. LINEA DE CONDUCCION

3.1 Generalidades

3.2 Descripción del proyecto

3.3 Datos de proyecto

3.4 Topografía

3.5 Datos de cálculo

3.6 Cálculo de la conducción

3.7 Elementos de control y protección

3.8 Planos de proyecto

Anexos

CAPITULO CUARTO

4. ESTRUCTURA DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

4.1 Generalidades

4.2 Descripción de la obra

- 4.3 Criterios de proyecto
- 4.4 Datos de proyecto
- 4.5 Topografía
- 4.6 Datos de cálculo
- 4.7 Cálculo de la capacidad del tanque
- 4.8 Análisis y diseño de la estructura del tanque
- 4.9 Materiales
- 4.10 Expresiones de análisis, revisión y diseño
- 4.11 Conclusiones y recomendaciones
- 4.12 Planos de proyecto

Anexos

C A P I T U L O Q U I N T O

- 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- 5.1 Introducción
- 5.2 Conclusiones
- 5.3 Recomendaciones

CAPITULO PRIMERO

1.- INTRODUCCION

El presente trabajo no es nada nuevo en la Ingeniería Civil, si no más bien una recopilación ordenada a mi juicio de los diversos puntos a tratar en la planeación, diseño y funcionamiento de las obras de "INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA", destinados a captar agua en un punto y trasladarla a otro.

He considerado de gran importancia el presente estudio desde el punto de vista técnico, tomando en cuenta que en la actualidad el adelanto y civilización de los pueblos depende en gran parte de la cantidad de obras de Ingeniería, con que ellos cuenten como lo podemos palpar en países desarrollados, que con este tipo de obras salvaguardan el bienestar de los habitantes.

El proyecto en estudio, esta destinado a servir al conjunto habitacional "LA COLMENA", vivienda de tipo popular, cuyo sembrado se puede observar en el anexo No. 4. Mismo que forma parte del programa de abastecimiento de Agua Potable del Estado de México y en congruencia con las políticas de desarrollo urbano, en el municipio de Atizapán de Zaragoza, existe la necesidad de dotarlos de agua potable, ya que debido al surgimiento de nuevos conjuntos habitacionales, las instalaciones existentes del sistema resultan insuficientes para cubrir las necesidades del municipio.

El gobierno del Estado de México a través de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (C.E.A.S.), llevó a cabo la construcción de dicho sistema

para dar servicio a una población estimada en el año 2,000 de 7,800 habitantes, con una dotación de 200 L/HAB/DIA.

1.1 ANTECEDENTES

1.1.1 POSICION POLITICA

La zona en estudio se encuentra localizada en la porción noroeste del Estado de México, dentro del municipio de Atizapán de Zaragoza.

1.1.2 LOCALIZACION GEOGRAFICA

El predio denominado La Colmena se encuentra geográficamente ubicado entre las coordenadas 19 grados 35 minutos y 19 grados 37 minutos de Latitud Norte y 99 grados 16 minutos y 99 grados 18 minutos Longitud Oeste y colinda al Sureste con el camino Atizapán de Zaragoza - Villa Nicolas Romero y al Nor-Oeste con Villa Nicolas Romero según muestran las cartas escala 1:50,000 (anexo 1,2 y 3).

1.1.3 DATOS METEOROLOGICOS

El municipio presenta un clima templado y subhúmedo el régimen térmico medio oscila entre 12 grados y 18 grados centígrados. Es intermedio en cuanto a humedad, con lluvia de verano y porcentaje invernal menor de 5. La precipitación media anual tiene un rango entre 100 y 800 mm, la mayor incidencia de lluvias se registra en el mes de julio, con un valor entre 150 y 160 mm, la menor se da en el mes de febrero, con una precipitación menor de 5 mm.

La máxima temperatura corresponde a mayo, con un valor que oscila entre 17 y 18 grados centígrados la mínima a diciembre con una temperatura de 10 a 11 grados centígrados.

1.1.4 PLANOS Y ESTUDIOS EXISTENTES

Los planos de proyecto del conjunto que forman parte de la información básica fueron.

- Poligonal de apoyo y de lindero (Planimetría).
- Curvas de nivel del predio de proyecto (Alimetría).
- Proyecto de lotificación y uso del suelo.
- Trazo de ejes de vialidad.
- Red de distribución de agua potable con datos de proyecto.

1.1.5 VIAS DE COMUNICACION

El acceso es partiendo de la ciudad por la carretera México-Queretaro, tomando la desviación para Atizapán a 15 kilómetros aproximadamente.

1.1.6 TOPOGRAFIA

Orográficamente en el municipio se presentan dos formas de relieve, la primera corresponde a zonas semiplanas con lomerías, abarcando aproximadamente el 95%, la segunda forma corresponde a las zonas accidentadas, y abarca aproximadamente el 5% de la superficie; esta formada por zonas altamente agrícolas, con posibilidad de uso del suelo de especies maderables y no maderables.

1.1.7. MARCO GEOLOGICO GENERAL

El área de estudio se localiza dentro de la provincia del eje neovolcánico, cuyas características principales es presentar un alineamiento, NE de franjas volcánicas que cruzan al país en esa dirección. Se observan una serie de fosas de carácter tectónicas entre dichos volcanes los cuales forman lagos, estando algunos de ellos ya secos, en la actualidad como el Vaso de Texcoco.

1.1.8 HIDROLOGIA

En el Estado de México queda comprendido en parte por las siguientes regiones hidrológicas "Lerma Chapala Santiago: "Rio Balsas" y "Alto Pánuco"; presentándose una permeabilidad alta, es decir que los acuíferos que existen bajo estas condiciones son libres y su comportamiento depende de la forma de depósito en que se encuentran localizados. La existencia de agua esta comparada debido a que actualmente hay explotación económica.

1.1.9 AGUAS SUBTERRANEAS

Uno de los factores primordiales que sustentan el desarrollo del Estado de México es el agua subterránea. En efecto, la mayor parte de las zonas industriales de la entidad se abastecen mediante pozos profundos. Aunque en algunas áreas la intensidad del bombeo están ocasionando efectos nocivos.

1.2 ASPECTO GENERAL DE LAS INSTALACIONES

Las partes que integran el sistema de abastecimiento de agua potable incluye los elementos necesarios para captar el agua de la fuente (pozo profundo), conduciéndola en la distancia requerida y finalmente almacenarla para así distribuirla a la población.

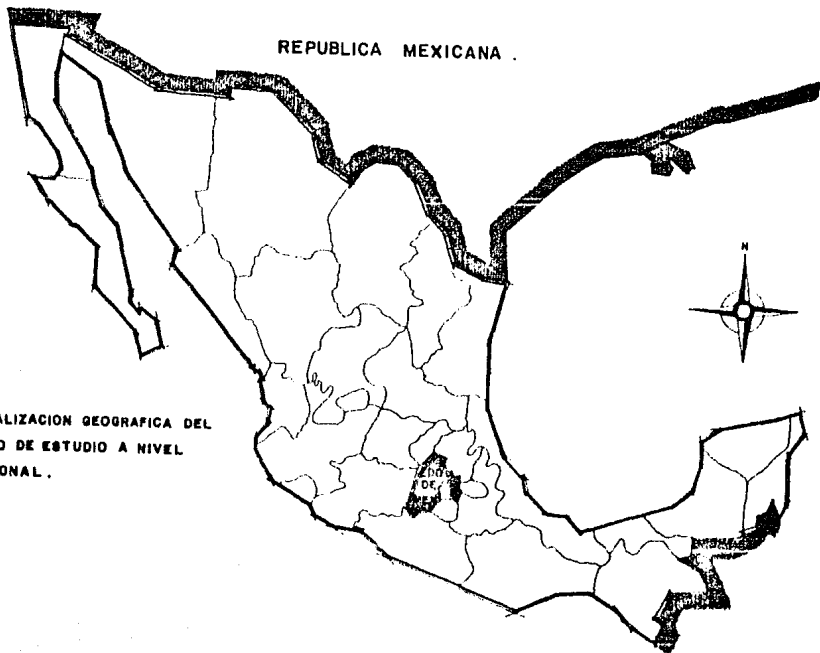
El proyecto de esta secuela de pasos, se ha pretendido agrupar el los capítulos subsiguientes de la siguiente manera.

- Obra de Captación (Fuente de Abastecimiento)
- Obra de Conducción
- Obra de Almacenamiento

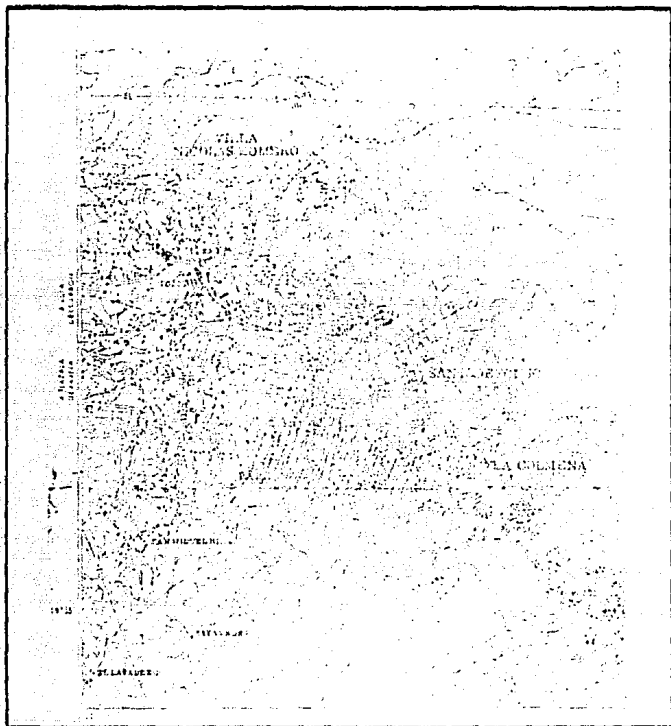
Que son los temas centrales del presente trabajo.

REPUBLICA MEXICANA .

LOCALIZACION GEOGRAFICA DEL
SITIO DE ESTUDIO A NIVEL
NACIONAL .



ANEXO I.1

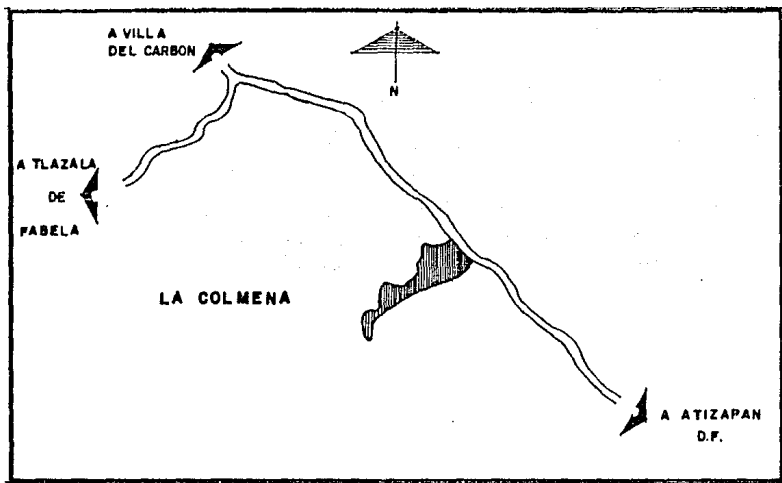


CROQUIS DE LOCALIZACION EN SITIO DE ESTUDIO A NIVEL MUNICIPAL

ESCALA 1:50,000

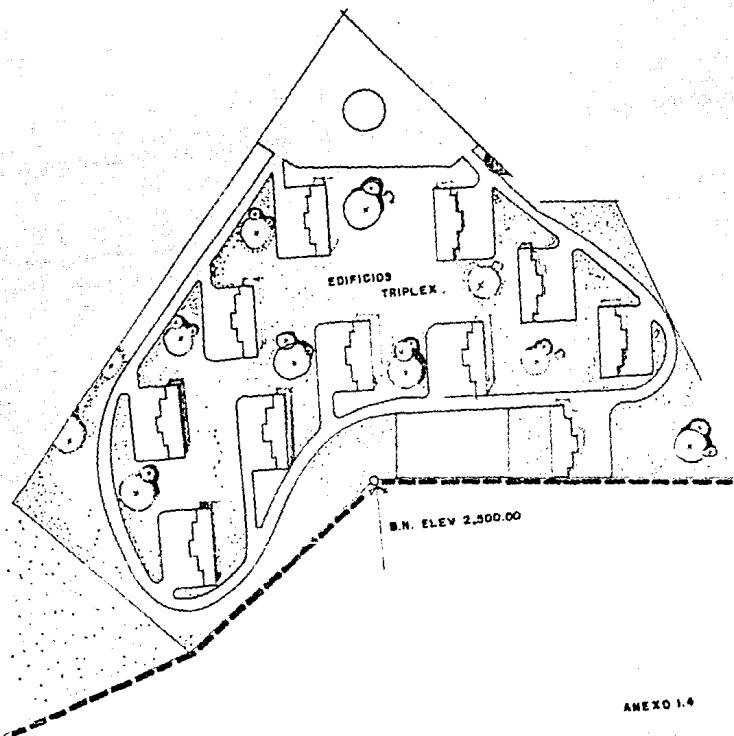
ANEXO 1.2

FALLA DE ORIGEN



CROQUIS DE LOCALIZACION.

UBICACION DE LOS EDIFICIOS TRIPLEX.



CAPITULO SEGUNDO

OBRAS DE CAPTACION

1.- GENERALIDADES

Se designa con este nombre, a las estructuras de ingeniería destinadas, a la explotación de fuentes de agua superficiales o subterráneas, susceptibles de ser aprovechadas para el abastecimiento de las diversas necesidades demandadas por la actividad humana.

La formación de los escurrimientos superficiales y subterráneos, tienen como origen el CICLO hidrológico en la naturaleza, cuyas etapas son: evaporación, precipitación, circulación por el suelo y/o subsuelo, retornando al mar, cerrandose nuevamente con la evaporación.

Las aguas que se escurren o se embalsan sobre el suelo, se denominan; "Superficiales", encontrándose en gran cantidad, pero por estar expuestas a todo tipo de contaminantes, no es recomendable, emplearlas directamente para el abastecimiento, siendo necesario un proceso de tratamiento antes de usarlas.

Las aguas subterráneas, se encuentran en el subsuelo, son consideradas como inofensivas para el consumo humano, por lo que son muy usadas para el abastecimiento, ya que ofrecen las siguientes ventajas:

- a) Estan excentas de bacterias patógenas.
- b) Es fácil encontrarlas en las inmediaciones de las comunidades.
- c) Su captación y distribución es práctica y económica.

Los acuíferos, resultan del almacenamiento subterráneo, estan formados por estructuras geológicas cuyas rocas contienen agua en sus poros y,

son capaces de transmitirla en cantidades suficientes para alimentar manantiales (afloramientos naturales), o galerías filtrantes, pozos y norias (aprovechamientos mediante obras de Ingeniería).

Las galerías filtrantes, son excavaciones en forma de túnel a cielo abierto, revestidas o no, que penetran en la zona de saturación del terreno para captar y coleccionar por gravedad, el agua del subsuelo.

Los pozos profundos, son: estructuras constituidas para extraer las aguas de los acuíferos profundos, constan de: una perforación vertical, un ademe metálico provisto de cedazos, generalmente sellado en la parte superior y un filtro de grava, complementando esta obra el equipo de bombeo correspondiente.

Las norias son: obras generalmente empleadas para obtener agua de los acuíferos, que consisten: en una excavación vertical, ademada o no según el caso, un brocal y el mecanismo de extracción correspondiente.

2.- ELECCION DE LA OBRA DE CAPTACION

El estudio de las fuentes de aprovisionamiento de agua, constituye una tarea básica de responsabilidad directa, del profesional que interviene y, su acertada elección debe considerarse de primordial importancia para el abastecimiento de agua.

Naturalmente, debe prevalecer el criterio de dar todo su peso a los aspectos higiénicos y de seguridad en el aprovisionamiento, que se vinculan con la calidad y cantidad del agua y de la simplicidad de la del servicio.

En consecuencia, al hacer una comparación entre las diferentes obras de

captación susceptibles de ser usadas en el presente caso y considerando todas las ventajas que presenta la explotación de aguas subterráneas, se elige la construcción de un "POZO PROFUNDO" y sus obras complementarias, que cubren las necesidades señaladas en el proyecto a resolver.

Para el alumbramiento de aguas subterráneas por medio de pozos profundos, las perforaciones tienen que cruzar diversas formaciones de rocas, hasta llegar a los estratos que por sus propiedades constituyen "acuíferos", cuyas técnicas para localizarlos se describe a continuación.

3.- LOCALIZACION DE ACUIFEROS.

La localización de acuíferos y aguas subterráneas es un trabajo, que técnicamente corresponde a Geohidrólogos y Geólogos, sustentada en el profundo conocimiento de la Geología, Geohidrología e Hidráulica, y a que el problema no se reduce a localizar formaciones que contengan agua, siendo preciso determinar cuanta habrá disponible y su origen.

Este conocimiento ha propiciado el desarrollo de diversos métodos indirectos, tendientes a obtener indicaciones respecto a la presencia de agua subterránea, desde la superficie, lo que ha permitido la aplicación de los métodos GEOHIDROLOGICOS y GEOFISICOS.

3.1 METODOS GEOHIDROLOGICOS.

Este método debe considerarse como el primer paso en la valorización del recurso de agua subterránea, ya que no se requiere equipo e instalaciones y la información respecto a la hidrología, a las formaciones y estructuras geológicas de la región, permitirá señalar el método más

adecuado para las exploraciones específicas.

El conocimiento de los eventos geohidrológicos ocurridos, indicará la extensión y regularidad de los acuíferos. La estratigrafía y la historia geohidrológica pueden revelar la presencia de buenos acuíferos subyacentes o formaciones inadecuadas, así como la interconexión y continuidad de los acuíferos, o sus fronteras; la naturaleza y espesor de los mantos superiores, así como la ubicación probable de los acuíferos, permitirá estimar la profundidad de los pozos necesarios.

3.2 METODOS GEOFISICOS

La principal finalidad de una exploración es la localización de las estructuras geológicas. la experiencia ha demostrado que la mayoría de las estructuras subterráneas pueden localizarse, siempre y cuando existan diferencias identificables en sus propiedades físicas.

Las propiedades principales que exhiben las rocas y formaciones comunes son: magnetismo, densidad y conductividad eléctrica. Esto define 4 métodos geofísicos principales: MAGNETICO, GRAVIMETRICO, SISMICO Y ELECTRICO; los tres primeros metodos, en la actualidad resultan, antieconomicos y su aplicacion es muy restringida, en alumbramiento de aguas subterráneas; el método de exploración por sondeos geoelectricos, aún cuando no es procedimiento perfecto y completo, que dé pruebas tangibles, suministra un buen caudal de información, que por la rapidez con que se obtiene y su simplicidad, resulta ser el mejor método disponible.

3.2.1 "EXPLORACION POR SONDEOS GEOELECTRICOS"

Investigar el agua subterránea desde la superficie de la tierra es

difícil, aún en el mejor de los casos, no siempre se obtienen resultados satisfactorios, sin embargo, la aplicación de este método resulta mucho mas económica, que las investigaciones directas profundas, las cuales requieren perforaciones y muestreos cuidadosos.

La exploración por sondeos geoelectricos se realiza con el fin de conocer la estratigrafía del subsuelo, así como su profundidad, consiste en hacer pasar una corriente eléctrica, mediante electrodos insertados en el terreno e interconectados con cables, extendiéndose en dirección de los cuatro puntos cardinales, colocados entre si a igual distancia y profundidad, creando un campo eléctrico en el manto atravesado cuya información se obtiene por un módulo receptor de impulsos eléctricos y que a su vez grafica la curva de resistividad en función de la separación de los electrodos, misma que al ser interpretada determina no sólo la dureza y profundidad del estrato, si no también las formaciones porosas, contenido y calidad del agua, presencia de sales, etc.

4.- PROCEDIMIENTOS DE PERFORACION.

Para llevar a cabo una perforación, es necesario seleccionar el equipo adecuado y una cuidadosa secuela de trabajos, lo que en términos generales dependerá; de las características que presenta la formación, como: dureza, textura, fracturamiento y tipo de formación; la profundidad, que para alumbramiento de aguas subterráneas oscila entre 100 y 400; metros de diámetro, el cual varía entre 154.2 mm (6") y 914.4 mm (36 pulgadas); La técnica de los trabajos; la rapidez de las - maniobras y finalmente la factibilidad de la máquina al lugar. Siendo estos los factores que determinan económicamente la selección del método a emplear.

4.1 METODOS DE PERFORACION

4.1.1 PERCUSION

4.1.2 ROTATORIO

4.1.3 NEUMATICA

DESCRIPCION DE LOS METODOS

4.1.1 PERCUSION

La perforación con máquinas de percusión de cable, conocidos simplemente con el nombre de "pulseta", se efectúa aplicando el principio de la caída libre de un peso formado por las herramientas o sarta de perforación, que en su extremo inferior lleva montada la barrena o barretón, que es la herramienta encargada de golpear la roca del fondo del pozo, triturando, mezclando y removiendo el corte o producto de la perforación.

Entre las ventajas que presenta este método se enumeran algunas.

- a) Se pueden obtener un magnífico muestreo de las formaciones perforadas.
- b) Cada estrato cruzado puede ser ensayado, tanto por lo que respecta a su capacidad productora, como a la calidad de sus aguas.
- c) Se requiere una cantidad mínima de agua para los trabajos de perforación.
- d) En la mayoría de los casos las perforadoras de percusión con cable son más ligeras que las rotatorias y pueden ser más fácilmente transportadas en regiones abruptas y con caminos difíciles.
- e) Su valor de adquisición es mucho más bajo que el de las rotarias.
- f) Su costo de operación horaria es muy reducido, por lo que trabajando en formaciones adecuadas compete muy ventajosamente con las rotarias.

g) Cualquier cruce con formaciones acufferas se detecta fácil e inmediatamente, pudiéndose ensayar el acuífero, aunque sea en forma burda; por lo que este tipo de máquina es ideal para perforar en las fronteras de acuíferos ya identificados, así como en sus regiones desconocidos de las que no se tienen previas experiencias.

Las desventajas que presenta este método y que son el motivo principal de que este cayendo en desuso, son:

Los derrumbes en las paredes interiores de los pozos, suelen causar serios problemas, para las máquinas tipo pulseta cuando llegan a atrapar la sarta, ocasionando pérdida de tiempo y algunas veces pérdida de las herramientas y con ello la pérdida del pozo.

La pulseta se esta usando en caso que no se puede usar la rotaria, este tipo de perforación y su herramienta anexa ha evolucionado a tal grado, que en casi todos los casos se puede aplicar y es más conveniente que el de percusión para grandes profundidades.

4.1.2. METODO ROTARIO.

Se emplea una tubería hueca de perforación, que en su extremo inferior lleva una barrena de diseño especial y corta los materiales por medio de movimientos giratorios y de presión.

El material cortado es extraído del fondo de la perforación por medio de inyección de "lodos", que circulan por la tubería hueca y por el espacio anular formado entre la tubería y el agujero.

Los lodos son fluidos preparados con arcilla bentonítica, cuyas

funciones son las siguiente:

- 1.- Estabilizar las paredes mediante un líquido económico y recuperable, debido a la presión hidrostática que genera el mismo.
- 2.- Debido a la viscosidad de los lodos, se forma en las paredes una especie de ademe provisional, llamado enjarre.
- 3.- Sirven como vehículo para transportar hacia afuera del pozo el corte realizado por la barrena.
4. Sirven como medio de enfriamiento de toda la línea de perforación, incluyendo las barrenas, las cuales adicionalmente lubrican en su contacto con el frente de ataque.

Dado el elevado costo del lodo bentonítico, este es usado nuevamente, para ello es necesario tener dos fosas de lodos a cielo abierto, que generalmente son de 3 por 1.50 metros por h, dependiendo directamente del diámetro y profundidad del pozo, la función de las fosas de lodos es recibir el caudal extraído de la perforación, mediante canales y después de permitir la precipitación del recorte y envíe los lodos a una segunda fosa donde ya desprovistos del recorte, vuelven a ser succionados por la "bomba de lodos" para su inyección através de las tuberías huecas hacia el fondo del pozo, complementándose así el ciclo.

El volumen de lodo a usar, antes de iniciar los trabajos de perforación, será cuando menos tres veces mayor que el volumen teórico calculado, que tendrá el cilindro que se va a perforar, por lo que en toda perforación se deberán fabricar en cantidades sobradas para prevenir cualquier pérdida súbita en la circulación, que pondría los trabajos en serios apuros.

Del correcto mezclado de la bentonita, dependerá que resulte un lodo adecuado, para la perforación, midiéndose por medio de la viscosidad del lodo, esta prueba es cómoda de efectuar en el campo: se toma una muestra de la fosa de lodos, se llena el embudo Marsh Funer, que tiene por su parte superior una malla, a efecto de detener grumos e impurezas, manipulación durante la cual se mantiene tapada con un dedo la descarga del embudo hasta ser colmada su capacidad, la medición se inicia al dejar fluir el lodo por la parte inferior del embudo descargando a un recipiente, hasta llenarlo al nivel de la marca que es de un litro, y el tiempo que tarda este llenado medido en segundos, indica la viscosidad.

La viscosidad de fabricación inicial la varía el perforista de acuerdo con las necesidades de perforación, y solamente se puede estimar en forma empírica, así pues, un lodo apropiado para la perforación debe tener de 33 a 39 segundos, este resultado se obtiene mezclando entre 6 y 9 sacos de bentonita de 50 kilogramos, para formar 1 metro cúbico de lodo.

Frecuentemente durante el proceso de la perforación se debe vigilar el comportamiento de estos lodos, ya que un adelgazamiento provocaría, acumulación de recortes en el fondo del pozo y desestabilización de la paredes.

Las principales ventajas que presenta este método son:

- 1.- Evitar caídas y derrumbes de las paredes interiores del pozo.
- 2.- Gran rapidez en los trabajos.
- 3.- Es aplicable a la mayoría de las formaciones.
- 4.- El uso de una técnica mas especializada, permite obtener mejores

resultados.

5.- Trabajan a grandes profundidades.

Las desventajas son:

1.- Mayor costo inicial en los trabajos de perforación y desarrollo del pozo.

2.- Otra desventaja importante es que cuando atraviesa formaciones muy permeables, es casi imposible aplicar este tipo de perforación, pues todo el lodo de perforación se escapa por las fisuras a distancias insospechadas.

Finalmente, entre los dos tipos de perforación, enumeradas, para perforaciones de grandes diámetros, y por las ventajas señaladas el método mas usado es el de perforación rotaria.

4.1.3 PERFORACION NEUMATICA.

Consiste en la aplicación de un golpe "percutante" de un martillo accionado por un fluido que es aire comprimido, actuando sobre una barrena. Aprovechando la propiedad del aire como gas comprimido y poderlo transmitir a una cierta potencia, se prefiere el uso de este fluido, sobre todo en los sitios donde se carece de agua para preparar los llamados lodos de perforación, sin embargo el aire tiene ciertos límites de compresión por lo que su uso debe limitarse a ciertos diámetros y profundidades, motivando pensar en el diseño del llamado pozo "mínimo y necesario"; o sea aquel que permita alojar todos los elementos que constituyen un pozo, a diferencia únicamente de sus diámetros.

Sin embargo, cuando se justifica el sistema neumático, la perforación es muy rápida y económica por lo que, si se requiere una mayor explotación,

se puede recurrir a un mayor número de pozos "mínimos necesarios".

4.2. RECUPERACION Y CLASIFICACION DE MUESTRAS.

4.2.1. CON MAQUINA DE PERCUSION.

El recorte es extraído del fondo por medio de baldes, durante la operación conocida como "cuchareo del pozo". La sarta de perforación y de cuchara o balde de limpieza son manejadas por cables independientes, cada uno embobinado al tambor con su respectivo malacate de maniobras.

La clasificación de los materiales que se estan cruzando se hace por dos procedimientos a saber: el primero es completamente empírico y depende de la experiencia y sensibilidad del perforista operador, pues se basa fundamentalmente en el hecho de que la vibración del cable de la sarta varía de acuerdo con la dureza y otras propiedades de las formaciones, lo cual se refleja muy ligeramente en la velocidad del motor de la perforadora.

El segundo procedimiento, considerado como reglamentario y rutinario, consiste en un examen visual del corte sin lavar, extraído durante el cuchareo, por lo que cada vez el perforista se da cuenta que está empezando a atacar un estrato diferente debe interrumpir la perforación y cucharear, al efecto de que no se mezclen los dos estratos diferentes. Por lo que requiere de experiencia de campo para su correcta identificación.

4.2.2 CON MAQUINA ROTARIA

La recuperación del recorte mediante este método, es por el torrente de lodos, proporcionando información muy valiosa para determinar mediante

el análisis de la "muestra" lavada y, con la observación de la densidad de lodos, la supuesta presencia de horizontes productores o bien impermeables; de manera que si el corte se identifica como posible conductor de agua (permeable como la arena, gravas, basaltos fracturados, tezontles, etc.), aunado a un adelgazamiento de lodos, se anota seguramente haber atravesado un acuífero. Si por el contrario la muestra corresponde a un material impermeable (arcilla, yesos, lutitas y lavas, etc.) y por lo tanto el lodo regresa con mayor densidad, se anotará como un horizonte "no productor de agua".

Para la correcta clasificación se debe tener en cuenta, además:

- 1.- El peso total de la sarta de perforación.
- 2.- El registro de penetración, o sea el avance en metros por hora.
- 3.- El diseño de la broca
- 4.- La viscosidad de los lodos.

Una clasificación práctica de materiales, usada por perforadores y es aceptada en forma arbitraria pero convencional, se agrupan a continuación.

MATERIALES TIPO A (I)

Arcillas

Arenas y gravas hasta 7.5 cm (3 pulgadas) de diámetro.

Limos

Tobas sedimentarias

Pómez, tezontle, lapilli y cenizas volcánicas

Las formaciones que integran este grupo son suaves.

MATERIALES TIPO B (II)

Areniscas.

Conglomerados.

Lutitas.

Pizarras.

Calizas y dolomitas.

Rocas ígneas y metamórficas alteradas de mediana dureza.

Aluviones formados predominantemente por boleos de (5 pulgadas).

Brecha volcánica alterada.

Este grupo presenta una dureza media.

MATERIALES TIPO C (III)

Aluviones gruesos, sueltos de más de 5 pulgadas.

Aglomerados volcánicos.

Rocas ígneas intrusivas y extrusivas.

Gneiss y esquisto sanos.

Calizas silificadas.

Tobas volcánicas.

Brecha volcánica.

Los materiales que integran este grupo son de dureza alta.

Con la anterior clasificación se han abarcado las formaciones más importantes desde el punto de vista de dureza.

4.2.3 CON MAQUINARIA NEUMÁTICA

Ya que el proceso de perforación rotaria neumática, es similar al rotario con lodos, salvo que como lodo se utiliza aire comprimido, este se encarga en su corriente ascendente de arrastrar el corte hasta la

superficie, esta corriente de salida se establece por el espacio anular comprendido entre la tubería de perforación y las paredes del agujero. LA RECUPERACION DE LAS MUESTRAS, es similar al rotario y su clasificación depende de las características específicas del equipo usado.

Todo esto con la finalidad de producir el corte geológico en el punto perforado, recolectando muestras de los materiales existentes.

En cualquier caso de perforación las muestras no son representativas, por estar mezclados con los materiales existentes desde varios metros arriba. Debido a esta incertidumbre tienen que emplearse otros medios para obtener la información deseada entre los cuales se destaca por su exactitud, seguridad y sencillez, el registro eléctrico. El que a continuación se describe.

4.3 REGISTRO ELECTRICO

Un registro eléctrico acompañado de un corte geológico obtenido con las muestras extraídas en la perforación da una información valiosa respecto a la naturaleza de los estratos que han sido atravesados durante la perforación indicando la profundidad y espesor de cada estrato.

En la perforación de todo pozo, bien sea durante la propia perforación o a la terminación de la misma, se efectuara una prueba de registro eléctrico, con el objeto de medir los índices de potencial natural y resistividad de las formaciones perforadas, para que por comparación con el muestreo Litológico obtenido de la misma, se forma un criterio acerca de la permeabilidad de las formaciones cruzadas, así como la salinidad de los diversos mantos acuíferos cruzados, como también la información

necesaria para cementar los mantos no adecuados y localizar los lugares más convenientes, para colocar los cedazos del ademe. De esta manera, es posible establecer un corte exacto de la formación, el cual resulta muy valioso en el desarrollo de los campos de pozos, para el abastecimiento con aguas subterráneas.

Cuando la resistividad se mide en forma continua, se obtiene una curva en función de la profundidad; a esta curva se le denomina "Curva de Resistividad" y puede obtenerse haciendo descender en la perforación uno o varios electrodos, efectuando las medidas mediante un equipo con dos dispositivos eléctricos apropiados. La siguiente tabla proporciona valores típicos de resistividad.

Arenas y gravas conteniendo	Agua dulce	30 a 200 ohm/m
Areniscas y calizas conteniendo	Agua dulce	50 a 500 ohm/m
Arenas y grava conteniendo	Agua salobre	4 a 30 ohm/m
Arenas y grava conteniendo	Agua salada	0.1 a 4 ohm/m
Arcillas y lutitas		2 a 10 ohm/m
Formaciones compactas		1,000 a 10,000 ohm/m
Agua potable		10 a 100 ohm/m
Lodo de perforación		1 a 10 ohm/m

Observando la tabla anterior, se aprecia que los buenos acuíferos y las formaciones compactas, tienen una resistividad bastante mayor que los acuíferos con agua salada y las arcillas o lutitas.

La medida del potencial se hace entre un electrodo dentro del pozo y un electrodo fijo en la superficie, registrándolo en función de la profundidad.

Partiendo de una curva de potenciales, es posible determinar los límites de las formaciones y obtener datos respecto a la naturaleza de algunos de los estratos. El potencial de la arcilla se considera como referencia; por ejemplo: cuando se dice que un acuífero tiene un potencial negativo, significa que tiene un valor negativo mayor que el potencial de la arcilla que lo rodea.

A continuación se muestra una tabla con escalas de potencial de las rocas más comunes.

Roca	Calidad del agua en las formaciones.	Escalas adecuadas del rango de potencial.
Arena, grava, arenisca	Dulce	De 20 a + 20
Caliza porosa	Salobre	De 20 a - 60
Caliza porosa	Salada	De 60 a - 200
Caliza densa anhidra		Pocos milivolts

Es indudable que un buen registro eléctrico es de gran valor para efectuar el diseño definitivo de un pozo, ya que en base a este se decide si continuar los trabajos o no.

5.- DISEÑO DEL POZO.

Es preciso tener en cuenta que en la actualidad se debe considerar un pozo como una auténtica obra de Ingeniería; cuya construcción se basa en un cuidadoso diseño, para obtener la mayor productividad, reducir al mínimo los costos de operación y mantenimiento.

Los principios básicos en el diseño de un pozo son los siguientes:

5.1 PROFUNDIDAD

5.2 DISEÑO DEL DIAMETRO

5.3 ADEME

5.4 CONTRA-ADEME

5.5 CEMENTACION

5.6 DISEÑO DEL FILTRO DE GRAVA

DESCRIPCION

5.1 PROFUNDIDAD

La profundidad total de un pozo se rige fundamentalmente por los factores siguientes:

- 1).-Espesor y niveles relativos del acuífero o acuíferos que se vayan a explotar, puesto que el pozo se llevará a una profundidad que garantice un gasto alto, y el mayor abatimiento disponible, que permita incrementar la producción razonablemente.
- 2).- La profundidad a que se encuentre la cima del acuífero más profundo por explotar, cuando existen varios.
- 3).- La calidad del agua, factor que en ocasiones limita la profundidad y en otras la propicia.

5.2 DISEÑO DEL DIAMETRO

Al igual que la profundidad el diámetro queda definido fundamentalmente por el gasto que se va a explotar, ya que de esto depende el diámetro de la bomba. Generalmente al ademe ciego que formará la cámara de bombeo, se le asigna un diámetro mínimo de 7.62 cm (3 pulgadas).

Por especificación, se deben satisfacer los siguientes requisitos:

- a).- La bomba, se debe alojar holgadamente en la cámara de bombeo.
- b).- Obtener una satisfactoria eficiencia hidráulica, con pérdida por

fricción razonable.

c).- Absorber pequeñas desviaciones y torceduras de la cámara, por lo que la columna de la bomba queda sensiblemente vertical.

Por excepción, en casos muy especiales, el diámetro de la cámara podrá ser tan solo 2 pulgadas mayor que el del exterior de los tazones de la bomba, para diámetros pequeños.

5.3 ADEME

La mayoría de los pozos para alumbramiento de aguas subterráneas requieren ser ademados, con objeto de impedir derrumbes y caídas de las paredes de la formación; los pozos perforados en roca compactas y masivas, normalmente solo suelen requerir de ademe en su parte superior, con el fin de formar un cámara de bombeo que alojará el equipo con que se explotará el pozo.

En caso de colocar ademe, parte de esta tubería deberá estar perforada en zonas ubicadas frente a las formaciones acufferas que se van a explotar con objeto de dar paso al interior del pozo, al flujo que se establece durante el bombeo del mismo.

La tubería de ademe que se encuentra perforada es conocida con los nombres de ranurada, cedazo o tubo filtro, según el tipo de perforación que se haya practicado sobre la misma. Las tuberías no perforadas se conocen con los nombres de ciegas o lisas.

Tanto las tuberías ciegas como las ranuradas o cedazos, quedarán sujetas a las presiones naturales del terreno, así como la acción dinámica producida por el bombeo del pozo, por la cual deberán ser de suficiente

resistencia para garantizar una larga vida a la estructura.

5.3.1 ESPESOR DE LA TUBERIA

Para normar un criterio respecto al espesor de las tuberías que se deberán emplear como ademe en pozos, se adoptan las recomendaciones del American Petroleum Institute, el cual a partir de métodos experimentales proporciona información referente a los espesores que conviene utilizar para el caso que nos ocupa, recomendando la siguiente fórmula por aplastamiento:

$$H = \frac{28.64 \times 10^6}{D/t (D/t - 1)^2} \times 2$$

En la que:

H = Profundidad límite del ademe, en metros.

D = Diámetro exterior del ademe en centímetros.

t = Espesor de la tubería de acero que forma el ademe

Cuando se tengan problemas derivados de activa corrosión electrofítica, los espesores obtenidos mediante la fórmula propuesta se incrementan en 6.35 mm (1/4 pulgada).

En la práctica, tanto los diámetros como los espesores de los ademes y cedazos se tienen que ajustar a los existentes en el mercado. Igual ocurre en lo que respecta al tipo y dimensiones del ranurado.

5.3.2. LONGITUD DE LA TUBERIA PRODUCTORA

Depende básicamente del tipo de acuífero, del abatimiento máximo disponible y del espesor y estratificación de los acuíferos.

Por lo demás, no es necesario que el cedazo cubra totalmente el espesor del acuífero para obtener la máxima producción del pozo.

Si la formación es homogénea, la longitud del tubo de cedazo se seleccionará entre 70 y 80 por ciento de espesor del acuífero, obteniéndose así el 90 o 95 por ciento del máximo gasto disponible.

Si la formación es heterogénea, el tubo cedazo se colocará frente a los estratos más permeables o productivos, y su longitud será igual al 90 o 100 por ciento de los estratos aprovechados.

Cuando la formación es homogénea, la teoría y la práctica ha demostrado que el tubo cedazo conviene ubicarlo en la parte inferior del acuífero, con un longitud entre un tercio y medio de su espesor, tendiendo a ser mayor en tanto se quiera mejorar la eficiencia y obtener un elevado gasto.

5.3.3. ABERTURA DEL CEDAZO

Su diseño depende de los siguientes factores:

I) Longitud.- Se fija en función de la permeabilidad y espesor de los estratos productores.

II) Abertura.- Se selecciona para proteger el material de las formaciones alrededor del tubo filtro, impidiendo el paso de finos al interior de este, ya sea con o sin el auxilio del filtro artificial de grava.

III) Diámetro.- Se determina en función de la velocidad del agua através del cedazo, la cual no deberá ser mayor de 3cm/seg., para minimizar las pérdidas por fricción a través de la ranuras, reducir las

posibilidades de arrastre de arenas finas y contrarrestar los fenómenos de corrosión e incrustación de las aguas.

Por consiguiente se debe revisar la velocidad en función del gasto esperado. El diámetro también depende del área de infiltraciones del cedazo.

La ranuración del ademe se hace en sentido longitudinal, con el fin de conservar en lo posible la sección resistente de la tubería.

5.3.4 COLOCACION DE ADEME

Las tuberías de ademe son suministradas generalmente por los fabricantes en tramos de 6.10 metros de longitud, y su colocación en el pozo se efectúa soldando eléctricamente a tope cada tramo subsecuente que se va colocando en tramos preparados previamente de 12 o más metros de longitud, con la ayuda de un cable elevador de la torre perforadora, según sea su capacidad.

5.4 CONTRA - ADEME

Es una tubería con características similares del ademe cuya finalidad es proteger los acuíferos que se vayan a explotar contra la contaminación, derivadas de la infiltración de las aguas superficiales, así como de las aguas de acuíferos que contengan sales o materiales orgánicos perjudiciales para los fines de explotación del pozo y para incrementar la vida útil del ademe metálico, contrarrestando los efectos de su corrosión exterior; impedir el paso al sistema de conducción de aguas de calidad química y sanitaria inconvenientes y estabilizar las formaciones superficiales, suelos o rocas que fácilmente se socaban.

El diseño del contra-ademe, es similar al ademe en cuanto a espesor. El

diámetro esta en relación directa del diámetro del ademe y de espesor del filtro de grava, dado que su colocación es inmediatamente después del filtro.

La profundidad del contra-ademe, conjuntamente con la cementación, se deberá llevar hasta una profundidad razonable, que impida la entrada de contaminantes al acuífero sujeto de explotación, la profundidad será variable dependiendo de la permeabilidad de las formaciones superficiales y tomando en cuenta la profundidad de fuentes contaminantes que suelen ser depresiones o hundimientos naturales, fosas sépticas, pozos artesianos, trabajos mineros, ciertos cultivos y pozos profundos abandonados o mal construidos.

Cuando el espejo freático se encuentre a profundidades someras, tanto el contra-ademe como la cementación se deberá llevar hasta una profundidad mínima de 5 a 6 metros por abajo del nivel dinámico de bombeo.

La colocación del contra-ademe, se hace igual que el Ademe.

5.5 CEMENTACION

En pozos destinados para el abastecimiento de agua para usos domésticos, la parte superior de las tuberías de ademe, deberá ser cementada, con la finalidad de proteger los acuíferos contra la contaminación derivada de la percolación de aguas superficiales que se infiltran entre grietas producidas en el terreno por la perforación, así como por el espacio existente entre la tubería de ademe y las paredes del cilindro perforado. Esto es más imperativo en formaciones superficiales permeables o de roca fracturada.

Puesto que la contaminación se limita a la parte superior del acuífero, la cementación deberá ser llevada hasta una profundidad de 3 a 6 metros mayor que el abatimiento esperado en el pozo durante su explotación, nivel dinámico.

Un segundo caso, será cuando el acuífero este confinado en su parte superior por alguno o algunos estratos de materiales impermeables, en cuyo caso la cementación deberá ser llevada hasta una profundidad del orden de 3 a 5 metros abajo del nivel superior del estrato impermeable.

Cuando durante el curso de los trabajos de perforación sean cruzados acuíferos de agua salada, o con contenido de materiales minerales u orgánicos no convenientes, las zonas del pozo frente a tales acuíferos deberán ser también cementadas, con objeto de librar de contaminación los acuíferos de agua dulce. Por lo demás, la cementación alarga la vida del pozo, protegiendo su ademe metálico contra la corrosión exterior, y eventualmente, contra la generada por el ataque de agua salobres.

5.5.1. PROCEDIMIENTOS

En pozos cuya profundidad de cementación no excede de 30 metros la cementación se efectúa; por el espacio anular existente entre la tubería de 1 1/2 pulgada de diámetro, llevándolo hasta la profundidad total de cementación. En su parte superior la tubería estará conectada a un embudo, en el cual previamente se hará pasar un fuerte cantidad de agua, con objeto de expulsar el aire que se encuentre en la línea de inyección, pues al obstruirse, impide una correcta cementación.

La lechada para la cementación se fabrica con una mezcla de agua, cemento con relación 0.8:1 con un 3 por ciento de bentonita, la adición

de la bentonita tiene por objeto reducir los agrietamientos de la cementación.

La lechada puede ser inyectada mediante una bomba adecuada con agua o con aire a presión. Tratándose de profundidades someras, se puede cementar por gravedad, vaciando la lechada mediante baldes.

Cuando la cementación se hace mediante inyección, se instala dentro del ademe, o bien en el espacio anular entre el ademe y las paredes del pozo, sin llegar al fondo del mismo. La lechada es bombeada a través de un tubo de 1 pulgada a 2 pulgadas de diámetro, descargándose en el espacio anular en donde se mueve hacia arriba hasta emerger a la superficie. Es conveniente desechar en suficiente cantidad la lechada, que emerge primero. En siete días fraguará la lechada, y el pozo estará en condiciones de terminarse y ponerse en operación.

Cuando el tubo de inyección se instala dentro del ademe, este se soporta algunos centímetros arriba del fondo, para permitir a la lechada fluir por el espacio anular.

El procedimiento a usar es a criterio del contratista, siempre y cuando satisfaga los requisitos mínimos estipulados en las especificaciones de construcción.

5.6 FILTRO DE GRAVA

En la mayor parte de las formaciones constituidas por materiales granulares, existe un porcentaje variable de granos finos, que durante el bombeo del pozo tienden a ser arrastrados hacia el interior del ademe, y, posteriormente, arrojados por la bomba. Si la cantidad de finos existentes en las vecindades del pozo es grande, y durante el

bombeo se arrastran significativamente, el equipo de bombeo resultará destruido en sus partes vitales por la abrasión derivada de los sólidos bombeados; pero lo más frecuente será que el pozo llegue a un total fracaso por rotura o aplastamiento, derivado de derrumbes de las formaciones vecinas, que pueden llegar a dejar atrapado el equipo de bombeo.

Para evitar estas funestas consecuencias, es necesario adoptar medidas encaminadas a impedir un inmoderado arrastre de sólidos, las cuales pueden consistir: en un cedazo debidamente proyectado o de un filtro de grava colocado en el espacio anular que para el efecto se dejará entre las paredes de la formación y el ademe del pozo.

El filtro que rodea el colador constituye una transición entre este y el acuífero, y tiene por finalidad incrementar el rendimiento del pozo y evitar la obstrucción del mismo. Los filtros aumentan el diámetro efectivo del pozo; se traducen en un aumento del área de aberturas del colador y al disminuir la velocidad del agua de la formación se controla al arrastre de finos, impidiendo el paso de ellos por los huecos de la grava.

5.6.1. DISEÑO DEL FILTRO

El diseño del filtro de grava se basa en los resultados del análisis granulométrico, de las muestras representativas de las formaciones perforadas, estableciéndose el tamaño o diámetro efectivo y el coeficiente de uniformidad, con cuyos resultados se proyectará la tubería de ademe y la granulometría del filtro de grava; el cual en ningún caso deberá ser menor de 76.2 mm (3") de espesor.

La grava será uniforme y especialmente graduada, para que los diámetros de sus intersticios sean superficialmente grandes, y a la vez capaces de impedir el paso de los finos, por lo que su granulometría será función de la formación.

De acuerdo con los experimentos de K.V. TERZAGHI, un filtro debe cumplir las siguientes especificaciones:

- a) Su permeabilidad será cien veces mayor que la del material del acuífero protegido, permitiendo así un flujo fácil, con un mínimo de pérdida de carga hidráulica derivada del flujo de agua a través del filtro. La limitación anterior queda comprendida en la relación granulométrica siguiente: el 15 por ciento del material que forma el filtro sea cuando menos cuatro veces más grande que las partículas mayores de las formaciones a proteger y no más de cuatro veces mayor que el 85 por ciento de la graduación de las partículas más finas de la formación.
- b) Los granos del acuífero serán retenidos por el filtro sin obstruirse.
- c) Las partículas menores del propio filtro serán retenidas por sus granos de mayor tamaño, para lo cual todo su material debe estar bien graduado y contener un máximo de 5 por ciento de finos.

La granulometría del filtro se fijará en cada caso particular y sus diámetros deberán estar comprendidos entre 6.35 mm (1/4") y 19.05 mm (3/4").

La grava deberá estar dosificada de tal forma, que el pozo quede dotado de un filtro artificial con un coeficiente de uniformidad que varía

entre 1.5 y 2.0. Ahora que si difícilmente se dispone de los cedazos adecuados para cada formación será necesario recurrir a reglas prácticas.

Cualquier clase de materiales, por finos que sean, se pueden controlar con un filtro construido por grava graduada con partículas limitadas entre 1/4 y 1/2 pulgadas de diámetro.

La granulometría del filtro debe ser proporcionada con las aberturas de las ranuras del cedazo.

5.6.2 CALIDAD DE LA GRAVA.

Esta debe estar formada por partículas redondas, lisas y uniformes para incrementar la porosidad y la permeabilidad del filtro.

Las arenas y las gravas deben ser perfectamente silicosas, libres de arcillas, limo, polvo o materia orgánica.

El empleo de grava triturada no es recomendable, pues se acuñan entre sí reduciendo notablemente la porosidad y permeabilidad por su geometría.

La colocación de la grava para construir el filtro artificial de un pozo, se realiza de la forma siguiente:

Una vez terminada la maniobra de entubación del pozo, se monta la tubería de perforación de la máquina, para introducir hasta el fondo del pozo a fin de continuar con la circulación de los fluidos de perforación e impedir los derrumbes y caídas de las paredes de las formaciones, los que podrían ocasionar punteos y obstrucciones, que impedirían una correcta colocación de la grava. Se procederá de inmediato a vaciar la

grava a fondo perdido, por el espacio anular existente entre el ademe y las paredes del cilindro perforado. La colocación debera realizarse con palas de mano y en forma lenta para no provocar caídas de las paredes de la perforación. Durante el curso de la colocación se deberá estar sondeando constantemente el espacio anular a fin de asegurarse que el filtro se va formando con continuidad. Durante todo el proceso continuará el inyectado de lodos, pero ya rebajados con agua.

6. LIMPIEZA, DESARROLLO Y AFORO.

6.1 LIMPIEZA Y LAVADO PRIMARIO.

Como quedo expuesto oportunamente en la mayoría de las formaciones que se perforan con máquina rotaria, es indispensable el empleo de fluidos de perforación, mismo que provoca una relativa impermeabilidad impartida a las formaciones acuíferas de las vecindades del pozo, también las maniobras de engravado se realiza en plena circulación de lodos, el filtro suele quedar muy contaminado con la bentonita, reduciéndose así su permeabilidad.

Por lo anterior, inmediatamente después de terminar de engravar un pozo hasta el nivel natural del terreno se deberá montar la tubería de perforación conectada a la bomba de lodos para proceder a lavado primario, inyectando agua, operación que continuará ininterrumpidamente, hasta que por el brocal del pozo, esté brotando agua limpia, libre de sólidos y coloides en suspensión.

No obstante el lavado que se aplica a los pozos por medio de inyectado de agua con la bomba de lodos de la máquina perforadora solamente se

logra extraer parte de las arcillas empleadas en la perforación; generalmente el pozo queda azolvado, y el filtro obstruido por granos finos arrastrados de las formaciones y por los propios lodos de perforación, especialmente en formaciones arenosas o de grano fino.

Proceder a desarrollar un pozo, sin haber antes realizado la limpieza del mismo, además de que resultaría parcialmente inútil, sería altamente perjudicial para el equipo, puesto que el agua bombeada arrastraría consigo gran cantidad de sólidos en suspensión, lo cual acarrearía la abrasión y destrucción de la bomba. Esto ocurre en formaciones arenosas y regiones áridas y semiáridas.

Es por ello que el pozo deberá ser limpiado previa y cuidadosamente y agitado por medio de procedimientos mecánicos, con lo cual se avanzará notablemente en su desarrollo primario.

6.2 DESARROLLO.

Se define como desarrollo de un pozo, al conjunto de operaciones por medio de las cuales, se logra un aumento en la porosidad y permeabilidad del filtro y de las formaciones acuíferas circunvecinas del mismo, desalojando en las zonas periféricas de máximo diámetro posible, los materiales finos de las formaciones, así como los lodos de perforación infiltrados con ellos con anterioridad. La operación se continúa hasta lograr un equilibrio dinámico y estático tal, que los gastos máximos bombeados se obtengan libres de sólidos en suspensión, o al menos que se reduzcan al mínimo posible, para que se pueda explotar el pozo, sin problemas de abrasión en los equipos de bombeo. Adicionalmente durante el desarrollo podran ocurrir descensos de grava con lo cual se com-

plementará la continuidad del mismo, y se efectuará un acomodamiento que irá acercándose a la estabilización total a medida que avanza el curso del desarrollo del pozo. Un buen desarrollo culmina con un absoluto equilibrio dinámico y estático en el pozo.

6.2.1. PROCEDIMIENTOS.

- 1.- Bombeo
- 2.- Pistoneo
- 3.- Aire Comprimido
- 4.- Retrolavado
- 5.- Inyección de Aire Saco
- 6.- Dispersores de Arcilla

1.- Bombeo

Requiere de una bomba con tubería de succión que llegue cerca del centro de las perforaciones. Se debe operar a baja descarga hasta que el agua sea clara, después de lo cual el proceso debe repetirse de una manera gradual a sucesivas descargas mayores, hasta que se alcance la máxima capacidad del pozo. Después de tener agua clara a máxima descarga, se para la bomba y se permite que el agua recobre su nivel normal; repitiéndose entonces el procedimiento. Este bombeo irregular y discontinuo agita el material fino que rodea el pozo, para poder extraerlo.

2.- Pistoneo.

Este método emplea un pistón cuyos empaques se ajustan al diámetro interior del ademe, pero no en forma rígida con el objeto que durante la carrera ascendente del pistón no se provoque un vacío que pudiera causar

la destrucción del ademe por aplastamiento. El pistón puede accionarse por los cables de una máquina perforadora; y tratándose de pozos poco profundos se pueden usar los cables del tambor de una grúa. Se toma en cuenta que la carrera del pistón debe limitarse a un metro.

En su movimiento recíprocante del pistón produce una acción dinámica que, aprovechando la incompresibilidad del agua se convierte en un flujo y reflujo de ondas de compresión. Esta acción desaloja hacia el interior del ademe una gran cantidad de granos finos que se encuentran obstruyendo los poros del filtro de las formaciones acuíferas circunvecinas al cedazo, aumentando así la porosidad y permeabilidad. El azolve que se vaya acumulando se limpia periódicamente extrayendo los sedimentos por medio de una cuchara de arena con válvula de pie.

3.- Aire comprimido.

Procedimiento práctico y económico que consiste en inyectar aire comprimido al interior del pozo, por medio de una tubería conectada al tanque regulador de una compresora, haciendo descender dos tuberías por el interior del ademe, una para inyectar aire comprimido, y la otra para descarga de la emulsión agua-aire que arrastra gran cantidad de sólidos en suspensión.

Se inicia la operación aumentando la presión del aire, con la tubería cerrada, hasta 7 o 10.5 Kg/cm², después de lo cual se libera rápidamente por medio de una válvula de apertura rápida. La intrusión de aire crea un oleaje fuerte dentro del pozo, incrementando primero la presión y después decreciéndola, mientras el agua es forzada por la tubería de descarga. El proceso arrastra el material fino que rodea la perforación

y dentro del pozo se crea un verdadero elevador de aire. La operación se repite a intervalos, hasta que sea imperceptible el arrastre de arena.

4.- Retrolavado.

En este método se fija la corona del pozo con una cubierta a prueba de aire. Las tuberías de descarga y de aire se instalan en forma similar que en el proceso de aire comprimido, usándose en el conjunto una tubería corta de aire y una válvula de tres pasos. El aire es liberado a través de la tubería larga, forzándose aire y agua fuera del pozo por la tubería de descarga. Después de tener agua clara, se cierra la inyección de aire, permitiéndole al agua retornar a su nivel estático. Entonces se gira la válvula para admitir aire por la parte superior del pozo a través de la tubería de descarga y al mismo tiempo agita los granos de arena que rodean el pozo.

El aire es forzado dentro del pozo hasta que comienza a escapar por la tubería de descarga. Después de esto se gira la válvula, suministrándose de nuevo aire por la tubería larga. El retrolavado se repite hasta que el pozo se desarrolle completamente.

5.- Inyección de Aire Seco.

El gas carbónico en estado sólido al ser arrojado al interior de un pozo se sublima rápidamente pasando al estado gaseoso y aumentando en unos cuantos minutos su volumen en función del cambio de temperatura que sufre. El enorme volumen de gas sublimado no puede salir del interior en la misma proporción de su aumento de volumen aparte de que la carga

hidrostática del fondo del pozo donde se realiza el cambio del estado, retarda notablemente su salida, por lo que el gas penetra en las formaciones circunvecinas del pozo en virtud de que la fuerte presión que se origina en la cámara gaseosa confinada por la columna de agua de este.

En su avance hacia los acuíferos, el gas impulsa grandes cantidades de emulsión agua-gas, ejerciéndose así una intensa acción dinámica en los espacios intergranulares del filtro de grava y formaciones vecinas. Esta primera etapa del fenómeno, generalmente termina cuando casi toda la columna de agua que existía en el pozo ha descendido, penetrando en los acuíferos en forma de emulsión; y al culminar esta etapa toda la masa desplazada origina un poderoso gradiente hidráulico hacia el pozo invirtiéndose entonces la dirección del flujo. Llegándose a un estado de equilibrio instantáneo entre la presión ejercida por el gas y el gradiente hidráulico establecido en los acuíferos; a partir del cual, se genera un flujo cuya velocidad es constantemente acelerada. Y en el curso de unos cuantos minutos no solo se llena el pozo con la emulsión que regresa a los acuíferos, sino que incluso gran cantidad de emulsión agua-gas es arrojada a gran altura sobre el brocal del pozo, arrastrando consigo todos los sólidos removidos del filtro y del acuífero, con gran carga de hielo seco el fenómeno se repite varias veces con intervalos de unos cuantos minutos. Se recomienda la aplicación a cielo abierto.

6. Dispensor de Arcillas.

Tratamiento eficaz para pozos contaminados con lodos de perforación, su acción es defloculante al entrar en contacto con las arcillas y/o bentonita. Se vacían a fondo perdido en el interior del pozo, con

objeto de mezclar la sustancia con el agua. La dosis es de 20 a 40 litros por cada 30 metros de profundidad, dejándose reposar por un periodo de 3 a 7 días. En ocasiones es necesario ejercer la acción dinámica que facilite la penetración, utilizándose la agitación mecánica por medio de pistón.

6.3 AFORO.

Después del desarrollo de un pozo nuevo, deberá probarse para determinar su rendimiento y abatimiento. Esta información proporciona una base para determinar el abatimiento de agua disponible, para seleccionar el tipo de bomba, y para estimar el costo del bombeo.

Se entiende por aforo de un pozo a la determinación de la productividad específica de ese, o sea, la ley de variación y comportamiento de su estructura bajo diferentes condiciones de extracción.

El aforo debe iniciarse cuando el pozo presente condiciones estables ante diferentes extracciones o sea cuando deje de observarse arrastres de bentonitas, arcillas. La prueba se hace, midiendo el nivel estático de agua, bombeándose después con gastos escalonados hasta un máximo en que el nivel de agua en el pozo tiende a estabilizarse, registrándose los tiempos de las distintas secuencias. De aquí se puede estimar la capacidad o rendimiento específico de un pozo.

7.- EQUIPAMIENTO DEL POZO.

7.1.1 SELECCION DEL EQUIPO DE BOMBEO.

Para calcular y seleccionar un equipo de bombeo vertical tipo turbina,

para pozo profundo, es indispensable contar con información obtenida en la recepción de los trabajos de perforación, en las pruebas de aforo; de la exactitud con que se obtenga se tendrá una adecuada selección y diseño del equipo de bombeo. Esta información requerida es la siguiente.

a) Diámetro Libre del Ademe

Es indispensable determinar el diámetro libre, hasta la profundidad a donde se va a instalar el equipo de bombeo, ya que este limita el tamaño, tipo y capacidad de la bomba que se alojara en el. Este diámetro libre se obtiene mediante una prueba de verticalidad con el diámetro libre del ademe y la relación de este con los diámetros máximos de los tazones, nominal y exterior y el espacio anular mínimo adecuado entre el ademe y el cuerpo de tazones, se podrá conocer la capacidad máxima de extracción de la bomba.

b) Profundidad Total del Pozo.

Es importante conocer la profundidad total del pozo, ya que en algunos casos no se deja suficiente cámara de bombeo lo que puede ser una limitación para la instalación del equipo.

c) Capacidad Requerida o Gasto de Explotación.

Una vez que se tienen tabulados todos los puntos tomados en el campo durante el aforo, se trazará la curva Gasto-Abatimiento, sobre la cual se determinará el punto mas conveniente para la explotación del pozo.

d) Carga en la Bomba.

Es el nivel de bombeo: más las pérdidas por fricción y velocidad que se tienen desde el cono de descarga hasta el cabezal de la bomba, es decir, en la longitud de la columna de bombeo.

e) Carga Adicional en la Descarga.

Es la carga que tiene que vencer la bomba a partir de su cabezal hasta el punto libre del sistema y comprende el desnivel topográfico o carga estática de descarga, las pérdidas por fricción en la tubería de conducción y en los dispositivos instalados en ella, tales como válvulas, codos, tees, piezas especiales, etc.

f) Carga Dinámica Total.

Que es la suma de las energías contra las que debe operar una bomba para mover determinada cantidad de agua de un punto a otro.

g) Tipo de Fuerza Motriz.

Tipo de energía con que se cuenta para la operación del equipo de bombeo: Es necesario saber si los motores serán eléctricos o de combustión interna. En caso de que se trate de energía eléctrica, se requiere el voltaje de la línea de alta tensión para poder seleccionar al equipo adecuado, si es de combustión interna se requerirá conocer la altitud del sitio de instalación.

7.2 TREN DE DESCARGA.

Lo constituyen las válvulas y piezas especiales, colocadas a partir de la bomba, y sirven de transición entre la bomba y la línea de conducción, que se encargará de llevar el agua desde una fuente de

abastecimiento a un tanque de almacenamiento.

La instalación de los equipos de bombeo no debe afectar al consumo de potencia debido a pérdidas por fricción y alta carga de velocidad, y debe ser tal, que se optimice la eficiencia de la bomba evitando, turbulencia, vórtices y entrada de aire en la succión.

Debido a los esfuerzos causados por Golpe de Ariete y sobre presiones, se hace necesario proteger la bombas instalando válvulas, para vencer los distintos fenómenos presentados, como también accesorios para tomar esfuerzos causados por movimientos diferenciales, cambios de temperatura y vibraciones.

El Golpe de Ariete.- Es un fenómeno frecuente en la práctica de los sistemas de agua. Puede deberse a la rápida apertura o cierre de válvulas o compuertas, el arranque súbito, la parada o la variación en la velocidad de las bombas; la apertura de tuberías; y otras condiciones.

El Golpe de Ariete es una pulsación de presiones sobre y bajo la presión de operación resultante de la rápida desaceleración o aceleración de la columna confinada, deben absorberse o suministrarse por propiedades elásticas de las tuberías y el agua.

En cada caso se establecerá la fracción de la sobrepresión que podrá tomar la tubería y el exceso deberá reducirse a un dispositivo reductor de presión.

Para suprimir el efecto de cavitación, se deben evitar las siguientes condiciones:

- a) Carga total muy abajo de la carga en el punto de mayor eficiencia.
- b) Caudal de operación muy arriba de la capacidad de la bomba en el punto de mayor eficiencia.
- c) Carga positiva de succión inferior o superior a las recomendadas por el fabricante.
- d) Velocidades superiores a las recomendadas por el fabricante.

7.3 CASETA DE OPERACION DE BOMBEO Y CLORACION.

Es una estructura, cuya finalidad es proteger los equipos de bombeo y control y prestar los servicios derivados, como son habitación para el vigilante, sistema de drenaje y agua potable. El sistema de bombeo llevará, partiendo de la captación a través de una línea de conducción, el agua hasta un tanque de regularización, del que alimentará a la red de distribución del conjunto o población que se vaya a dotar.

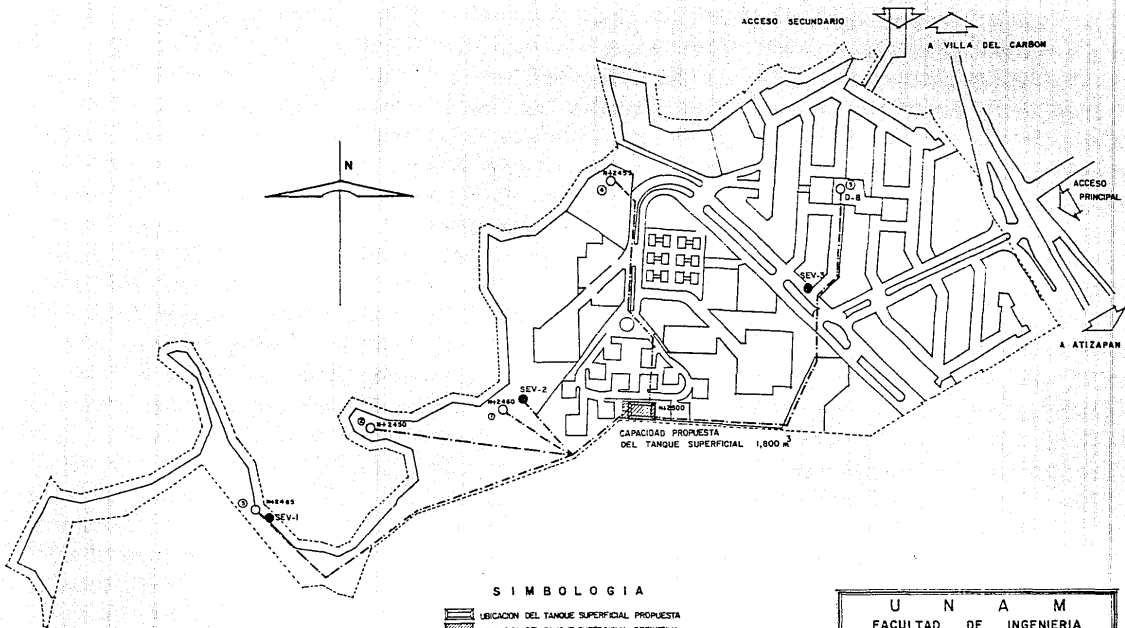
8.- CALCULO Y DISEÑO DEL POZO

8.1 LOCALIZACION DEL ACUIFERO









8.1.1. INTRODUCCION

El Gobierno del Estado de México, a través de la Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento (CEAS) ha realizado una serie de estudios enfocados a localizar y explotar los recursos hidráulicos subterráneos en diversas zonas del Estado de México. Estudiando la localidad de "LA COLMENA", en el Municipio de Atizapán de Zaragoza, dicho estudio consiste en tres sondeos eléctricos verticales.

Los sondeos eléctricos verticales fueron realizados en sitios



S I M B O L O G I A

-  UBICACION DEL TANQUE SUPERFICIAL PROPUESTA
-  UBICACION DEL TANQUE SUPERFICIAL DEFINITIVA
-  POZO
-  DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
-  SONDED ELECTRICO VERTICAL
-  NUMERO DE ALTERNATIVA
-  NIVEL DE ELEVACION
-  LINDEPO

U N A M	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
FRANCSCA JANETTE TOBAR PORTILLO CRUZ	
ALTERNATIVA DE LOCALIZACION DE POZO Y TANQUE REGULADOR	
ANEXO - 2 - I	MEXICO, D.F. 1988

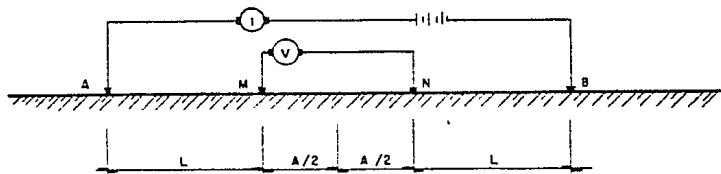
FACULTAD DE INGENIERIA

previamente seleccionados por personal autorizado de la Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento, con el fin de diferenciar las unidades litológicas encontradas en el subsuelo, así como conocer su comportamiento hidráulico y finalmente recomendar el sitio favorable para la perforación del pozo de agua. (Anexo 2.1)

8.1.2 EXPLORACION ELECTRICA

RESUMEN DEL METODO

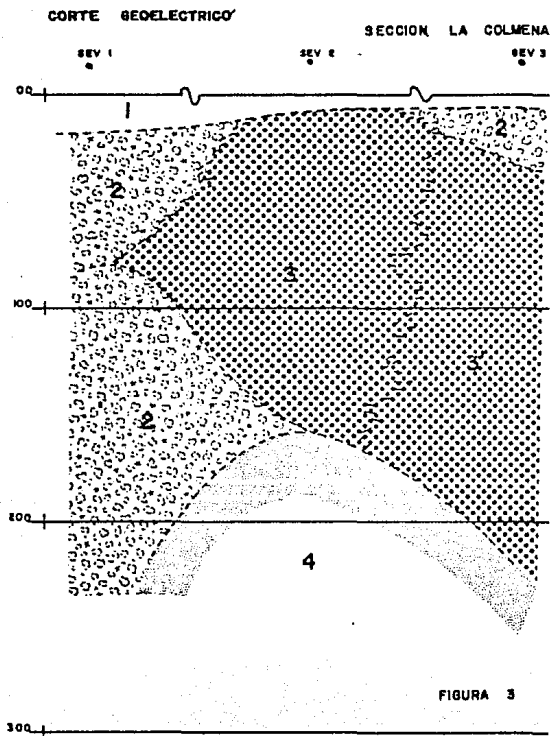
Para alcanzar los objetivos de este estudio se efectuaron sondeos eléctricos verticales, por el método de resistividad. El dispositivo empleado fue arreglo Schlumberger (Fig. 2) consistente en cuatro electrodos alineados de los cuales los extremos corresponden a los de corriente y los internos a los de potencial, designados como A, B y M, N respectivamente. La metodología de estos electrodos es ir moviendo paulatinamente a intervalos determinados los externos manteniendo fijos los internos según se cumpla la relación $AB = MN/s$. Al ir variando la distancia de electrodos de corriente se observa la variación de la resistividad con la profundidad, implicando que a mayor abertura de electrodos mayor profundidad de exploración. Debido a que el area de estudio es muy abrupta la abertura máxima de electrodos fue de 300 metros y la menor de 150 metros.



ARREGLO ELECTRODICO SCHLUMBERGER

8.1.3. INTERPRETACION

De las curvas de resistividad aparente tomadas en campo y espesor verdaderos interpretados de cada capa que con la ayuda del reconocimiento geológico y de la información de los datos piezométricos de algunos pozos cercanos se correlacionarán obteniéndose los cortes mostrados en la figura 3.



8.1.4 RESULTADOS DE LAS INTERPRETACIONES

En esta localidad según la interpretación de los Sondeos Eléctricos Verticales, se logró diferenciar un total de 4 unidades geoelectricas, las cuales se describen a continuación: (y se observan en la figura 3).

Unidad 1: Esta unidad presenta un espesor promedio de 11 metros cuyos valores resistivos van de 11 a 31 ohms-metro, se asocian con materiales granulares que forman la delgada capa de relleno aluvial, esta unidad carece de interés geológico.

Unidad 2 : Consiste en lentes formados de arenas y gravas con arcilla, los valores resistivos son de 28 y 62 ohms-metro, el espesor considerado es de 35 metros se considera de baja permeabilidad.

Unidad 3 y 3': Los valores de resistividad encontrados para esta unidad son de 120 y 96 ohms-metro, respectivamente y por la variación lateral que se observa, se considera que en la zona marcada con 3' se encuentra aparentemente saturada considerándose en parte permeable. Esta unidad se asocia con una toba cuya compacidad, fracturación y alteración es variable.

Unidad 4: Este se localiza en el sondeo eléctrico vertical 2 y por su posición se considera que es el basamento eléctrico asociado a una roca ígnea compacta e impermeable, la resistividad encontrada para esta unidad fue de 240 ohms-metro.

De lo que se observa en el corte geoelectrico la heterogeneidad de los materiales en el subsuelo así como su distribución es grande por lo que en general su comportamiento hidráulico no es estable.

En el Sondeo Eléctrico Vertical 3 se encuentra la mejor posibilidad para almacenar agua en el subsuelo y es de esperarse que esta se encuentre en tobas.

8.1.5 RECOMENDACIONES

Del análisis de la información se recomienda que la perforación se realice donde se encuentre el sondeo eléctrico vertical 3, ya que es el que presenta mejores características físicas con posibilidad de almacenar agua.

Conforme al plano de lotificación analítica, el lote marcado como donación No. 8 resulto ser el sitio favorable para el emplazamiento de la perforación. (Ver Fig. 1)

8.2 PERFORACION

DATOS DE PROYECTO PERFORACION

Profundidad perforada: 250 metros.

Tipo de Máquina Utilizada: Rotaria

Fluido de Perforación: Lodo Bentonítico

Diámetros y Profundidades Sucesivas de Perforación:

Diámetro de Perforación Exploratorio 30.48 cm. (12 pulgadas) a una profundidad de 250 mts.

Ampliación de Diámetro de 44.45 cm (17 1/2 pulgadas) a 250 metros de profundidad.

Ampliación de Diámetro a 60.96 cm. (24 pulgadas) y 250 metros de profundidad.

Ampliación de Diámetro a 81.28 cm. (34 pulgadas) y 60 metros de profundidad.

8.3 REGISTRO ELECTRICO

Un ejemplo de las curvas del mismo se pueden observar en la Figura 4.

8.3.1. INTERPRETACION

La perforación registrada presenta horizonte con buena saturación entre los 80 y los 130 metros y a partir de los 170 metros se presente una zona con buena saturación incrementándose esta entre los 230 a los 250 metros.

8.4 CLASIFICACION DE MATERIALES OBTENIDOS EN LA PERFORACION

MATERIAL TIPO"	PROFUNDIDAD (MTS)	DESCRIPCION
I	0-18	TOBA ARENOSA
II	18-68	AGLOMERADO VOLCANICO
III	68-99	BRECHA VOLCANICA
II	99-142	BRECHA VOLCANICA ALTERADA
III	142-183	BRECHA VOLCANICA
II	183-196	BRECHA VOLCANICA ALTERADA
III	196-238	BRECHA VOLCANICA
II	238-250	BRECHA VOLCANICA ALTERADA

REGISTRO ELECTRICO.		
POZO	No	LA COLMENA
PERFORADO PARA C E A S		
MUNICIPIO VILLA NICOLAS ROMERO		
ESTADO DE MEXICO		
Profundidad Perforada		255 metros
Lectura Inferior		254 metros
Lectura Superior		16 metros
Tipo de máquina perf.		ROTARIA
Diámetro de Barrena		12 1/4 de 0 a 250 m.
Fluido de Perforación		Lodo Bentonítico

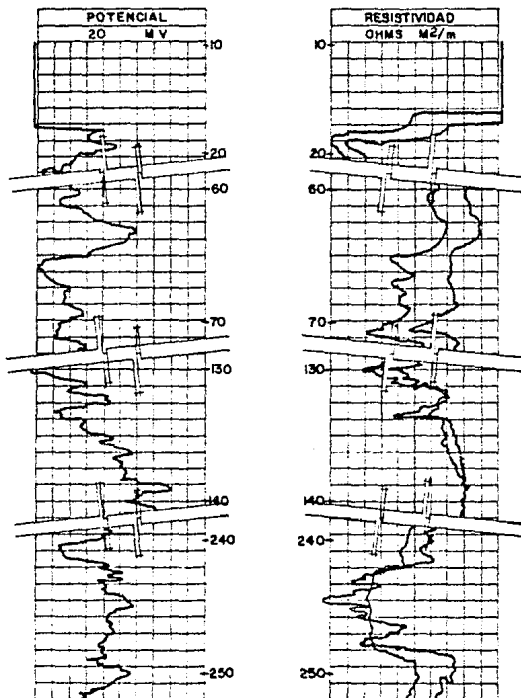
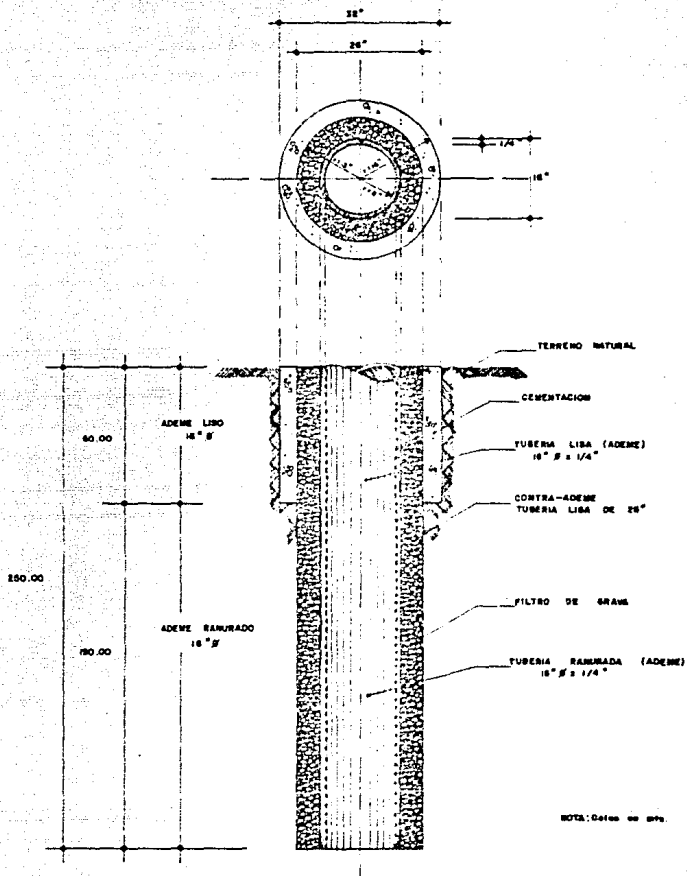


FIG. 4



DISEÑO DEL POZO

8.5 DISEÑO DEL POZO (Figura 5)

8.5 ADEME

ESPESOR.- Revisando el espesor por aplastamiento según la American Petroleum Institute

$$H = \frac{28.64 \times 10^6}{D/t (D/t-1)^2} \times 2$$

Donde:

H = Profundidad del pozo

D = Diámetro

t = Espesor

Datos:

Diámetros del ademe = 16 pulgadas

Profundidad = 250 metros

$$H = \frac{28.64 \times 10^6}{\frac{16'' \times 0.0254}{t} \left(\frac{16 \times 0.0254}{t} - 1 \right)^2} \times 2$$

t = 0.00657 m. = 0.2586 pulgadas.

Ajustándolo a un diámetro comercial se usará 1/4 pulgada.

Otra forma de conocer el espesor es por medio de gráficas, que calcula el fabricante en base a profundidades, presiones internas, diámetros, etc.

LONGITUD DE TUBERIA LISA PARA ADEME 60 mts

LONGITUD DE TUBERIA RANURADA 190 MTS, se colocó en esta longitud, dado

que a partir de esa profundidad hacia abajo se presentan horizontes con buena saturación.

8.5.2. CONTRA - ADEME

Se usará un Contra-Ademe de 60 mts. de profundidad por 1/4 pulgada de espesor en un diámetro de 26 pulgadas.

8.5.3. FILTRO DE GRAVA

El perforista basado en la experiencia y el corte litológico determinó que el mejor diámetro para la grava es 2 1/2", colocado en una profundidad de 248.85 mt. y con un espesor de 5 pulgadas de espesor.

8.5.4 CEMENTACION

Se realizará en los primeros 60 mts. de profundidad en un espesor de 4 pulgadas.

8.6 AFORO DEL POZO

Los resultados del aforo del pozo son:

El aforo se realizó con una bomba de las siguientes características.

Longitud de Flecha con Impulsores	110.00 m
Diámetro de Columna	203 mm (8" diam.)
Diámetro de Descarga de la Bomba	152 mm (6" diam.)
R.P.M. Al inicio del Aforo	1200
P.P.M. Al final del Aforo	1800
Gasto final Aforado	52 L.P.S.
Nivel Diámetro	50.00 metros
Tiempo Total del Aforo	85.00 horas

8.7 SELECCION DE LA BOMBA

8.7.1 DATOS NECESARIOS

Abatimiento Pozo (Carga Dinamica Supuesto)	60.00 mts.
Longitud de Línea de Conducción	419.50 mts.
Desnivel entre Pozo y Tanque	54.40 mts.
Nivel de Terreno Natural en Pozo	N + 2,446.71 mts.
Nivel Dinámico en Pozo	N + 2,386.71 mts.
Nivel Descarga en Tanque	N + 2,501.10 mts.
Gasto Máximo Diario (Q)	20 L.P.S.
Eficiencia del Sistema Motor, Bomba (E)	70 %

8.7.2 POTENCIA DEL MOTOR

La potencia necesaria del sistema de bombeo fue calculada a partir de la expresión siguiente:

$P = \frac{GQH}{76E}$; en la que:

P = Potencia del motor en H.p.

G = Peso específico del fluido en KG/m³

Q = Gasto máximo diario, en m.

H = Pérdida de carga

E = Eficiencia del sistema motor-bomba

Así:

G = 1,000 kg/m³; Q = 0.02 M³/seg:

P = 44.42 Hp

La bomba será de 50 HP., que es la capacidad comercial más cercana a la calculada . Cabe hacer notar que la potencia real necesaria de la bomba,

solo podra ser calculada después de haber realizado el desarrollo y Aforo del pozo.

Así la carga de elevación disponible será de:

$$HpD = 50 \times 76 \times 0.7 / 1,000 \times 0.02; \quad HpD = 133.00 \text{ mts.}$$

8.7.3 SELECCION DE LA BOMBA

La selección de la bomba se inicia con la selección del tazón, misma que se realizó con la carga dinámica total y el gasto requerido, transformando sus unidades al sistema inglés, resultando ser el modelo del tazón 10 - AC- II, con esta característica y la velocidad angular el fabricante propone la gráfica 1 a la que se entra con los datos siguientes:

$$n = 75 \%$$

$$n \text{ por paso} = 49.5$$

$$H \text{ de pasos} = 8$$

$$H = 394 \text{ Galones por minuto}$$

$$Q = 20 \text{ LPS} = 317 \text{ G.P.M.}$$

$$CDT = 120 \text{ mts.} = 394 \text{ pies}$$

$$CD = 60 \text{ mts.} = 197 \text{ pies}$$

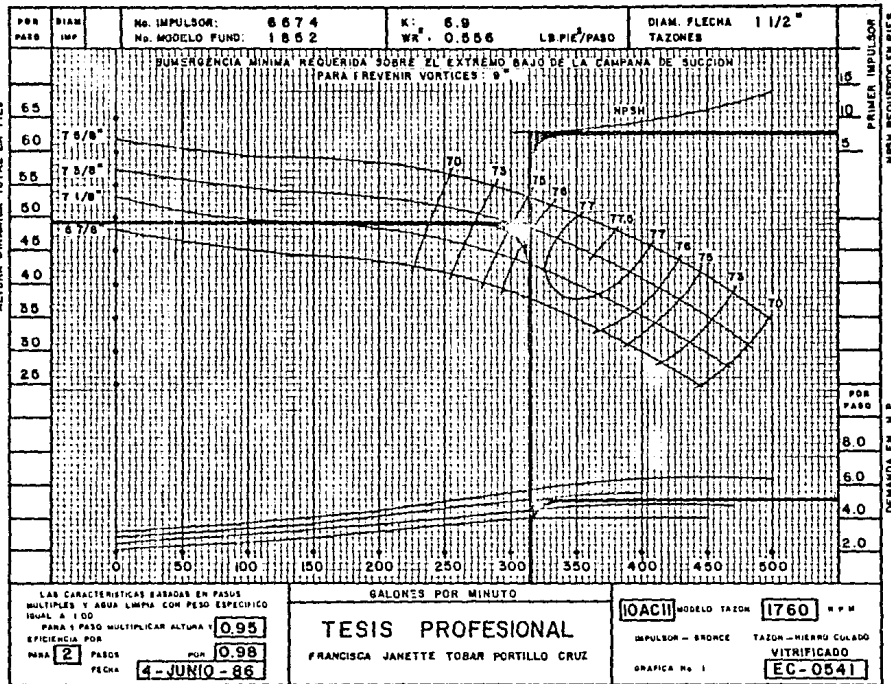
$$\text{Diámetro del Pozo} = 16 \text{ pulgadas}$$

Conforme a los resultados obtenidos en la gráfica 1 se conoce la potencia y carga dinámica total para finalmente seleccionar la bomba con sus características particulares.

MOD: 10 AC II

$$n = 75$$

$$h = 45.5$$



ALTURA DINAMICA TOTAL EN PIES

 PRIMER IMPULSOR
NPSH REQUERIDO EN PIES

 DEMANDA EN H. P.
POR PASO

TESIS PROFESIONAL
 FRANCISCA JANETTE TOBAR PORTILLO CRUZ

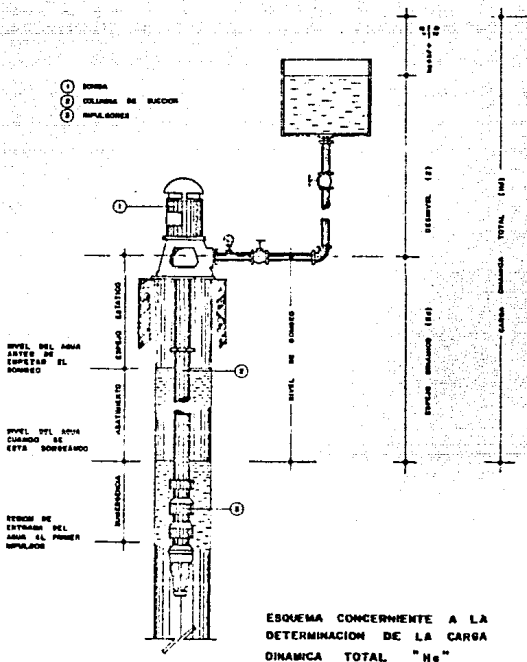
= Pasos = 8

43 HP

H = 394

HP/peso = 58

$$\text{HP} = \frac{317 \times 394}{3960 \times 0.75} + 1 = 43.05$$



Se selecciona una bomba de 50 HP centrífuga vertical tipo turbina para pozo profundo, de 20 L.P.S., con carga de diseño de: 120 mts y 1,760 R.P.M.

1 Cuerpo de Taz. 10 AC II/8 pasos

1 Tubo de Succión de 6 x 5 pies

1 Colocador Cónico de 6 pulgadas

200 pies de columna 6 x 1

Motor eléctrico vertical flecha hueca de 50 H.P. 3 fases, 4 polos, 440/220 volts, 1,760 R.P.M.

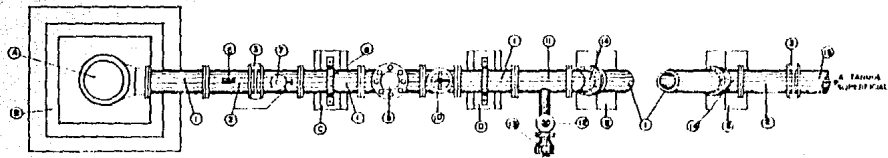
La capacidad calculada para la estación de bombeo puede no ser la adecuada, puesto que el nivel dinámico de la fuente fue supuesta conforme a la experiencia y podrá variar según las condiciones de los acuíferos.

8.8 TREN DE DESCARGA DE LINEA DE CONDUCCION DE POZO PROFUNDO A TANQUE SUPERFICIAL.

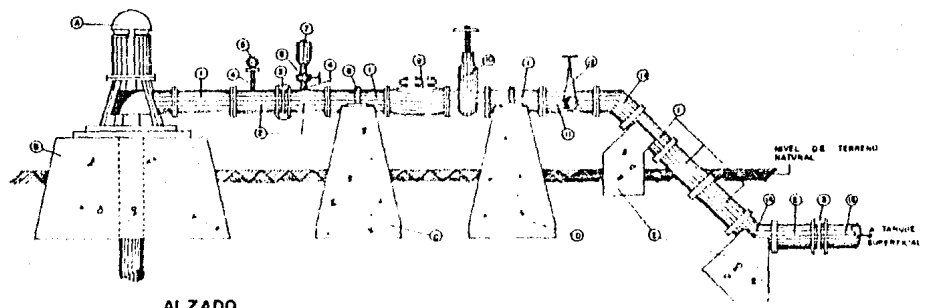
Dado que los prototipos del tren de descarga son diseñados y reglamentados por, La Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento del Estado de México, es necesario para determinar su diámetro el cálculo de la línea de conducción, que partirá del pozo profundo hacia el Tanque superficial.

El cálculo del diámetro de la línea de conducción basado en datos de proyecto, que se describe en el capítulo tres, dió como resultado, una tubería de asbesto cemento clase A-7 de 203 milímetros (8 pulgadas de diámetro), determinando este valor el diámetro del Tren de descarga.

Para la descripción de las piezas especiales y válvulas que incluye, se recurrió a su diseño, mismo que lo contiene La fig. 7 y calculándose el volumen de material en las cantidades de obra del tren de descarga.



PLANTA



ALZADO

DETALLE DE TREN DE SALIDA DE LINEA DE CONDUCCION DE POZO PROFUNDO A TANQUE SUPERFICIAL 8"φ, A-7

DESCRIPCION DE PIEZAS QUE CONSTITUYEN EL TREN DE DESCARGA DE LINEA DE CONDUCCION DE POZO PROFUNDO A TANQUE SUPERFICIAL.

- 1.- Carrete de fo.fo., bridado, clase A-7 de 203 mm (8 pulgadas de diámetro).
- 2.- Extremidad de fo.fo., bridado, clase A-7 de 203 mm (8 pulgadas) de diámetro.
- 3.- Junta Gibault completa, clase A-7 de 203 mm (8 pulgadas) de diámetro.
- 4.- Niple de fierro galvanizado, roscado en sus extremos de: 19 mm (3/4 pulgadas) de diámetro.
- 5.- Manómetro tipo "Bourdon" con elemento de bronce carátula de 150 mm y escala de 0 a 20 kg/cm².
- 6.- Válvula de Compuerta de fierro galvanizado, roscada de 19 mm (3/4 pulgadas) de diámetro.
- 7.- Válvula de Admisión y expulsión de aire, de 19 mm (3/4 pulgada) de diámetro.
- 8.- Abrazadera de solera de 51 mm (2 pulgadas) de ancho por 6.3 mm (1/4 pulgada) espesor, en "u" para tubo de 203 mm (8 pulgadas) de diámetro.
- 9.- Válvula de compuerta (seccionamiento) 720 F, de 8.5 a 10.5 kg/cm, completa, vástago fijo de 203 mm (8 pulgadas) de diámetro.
- 10.- Válvula de no retorno (check) de 203 mm, (8 pulgadas) de diámetro.
- 11.- Tee de fo.fo bridada, clase A-7, de 203 mm x 63 mm (8 pulgadas x 2 1/2 pulgadas) de diámetro.
- 12.- Válvula de Compuerta (seccionamiento) 720 F, de 8.5 a 10.5 kg/cm, completa, vástago fijo de 63 mm (2 1/2 pulgadas) de diámetro)

13.- Válvula de alivio autocontrolada de 63 mm (2 1/2 pulgadas) de diámetro.

14.-Codo de fo.fo. bridado, clase A-7 de 203 mm (8 pulgadas) de diámetro.

15.- Tubería de asbesto-cemento clase A-7 de 203 mm (8 pulgadas) de diámetro.

A.- Bomba tipo turbina vertical de 50 H.P. 220 v.c.a.

B.- Base de concreto para bomba.

C.- Atraque tipo III

D.- Atraque tipo I

E.- Atraque tipo II

8.9 CASETA DE OPERACION Y BOMBEO

El proyecto arquitectónico y estructural de la caseta de control se fundamentó en lo prototipos proporcionados por la Comisión de Aguas y Saneamiento del Estado de México, adecuado al espacio disponible.

La caseta fue proyectada con los servicios necesarios para el vigilante, durante su permanencia normal de trabajo.

Las instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias y de ventilación fueron proyectadas para cubrir las condiciones mínimas de funcionamiento, durante la operación del sistema de bombeo.

9 CANTIDADES DE OBRA

9.1 PERFORACION DE POZO PROFUNDO

1.- Cálculo de grava para filtro de 2 1/2 pulgadas.

Colocada en un espesor de 4 pulgadas y a una profundidad de 248.85 ml.

Profundidad $(PI \times D1^2 / 4 - PI \times D2^2 / 4) = \text{Volumen de espesor}$

D1 = Diámetro mayor

D2 = Diámetro menor

Volumen de grava = $248.85 (PI \times 0.3048^2 - 0.2032^2)$

Volumen de grava = 40.35 m³

2.- Cálculo de lodo Bentonítico

Usado en diámetros de 34 y 26 pulgadas en fosa de lodos, usando la siguiente fórmula.

Profundidad $\times (PI \times r^2) = \text{Volumen de cilindro perforado.}$

VOLUMENES DE LODO BENTONITICO

34 pulgadas de diámetros $60.00 (PI \times 0.41^2) = 31.69 \text{ m}^3$

26 pulgadas de diámetros $190.00 (PI \times 0.31^2) = 57.36 \text{ m}^3$

Fosas de lodos cuyas dimensiones son: $4.80 \times 3.60 \times 1.40 = 24.19 \text{ m}^3$

113.24 m³

Volumen de lodo $\times 3 = \text{Volumen total ya que se calculan 3 veces por las pérdidas.}$

VT = $113.24 \text{ m}^3 \times 3 = 339.72 \text{ m}^3$

3.- CONSUMOS DE LECHADA AGUA - CEMENTO PARA CEMENTACION 0.8:1, se agrega un 3 % de bentonita:

VOLUMEN DE LECHADA: $(PI \times 0.412^2 - PI \times 0.20^2) \times 60 = 24.14 \text{ m}^3$ para calcular la bentonita, el agua y el cemento se multiplica el volumen de

lechada por un factor de abundamiento y por el porcentaje de material a usar.

$$\begin{aligned} \text{BENTONITA} &: 24.14 \times 1.10 \times 0.03 = 0.80 \text{ m}^3 \times 1.00 = 0.80 \text{ ton} \\ \text{AGUA} &: 24.14 \times 1.30 \times 0.80 = 25.11 \text{ m}^3 \\ \text{CEMENTO} &: 24.14 \times 1.05 = 25.35 \text{ m}^3 \times 1.00 = 25.35 \text{ ton} \end{aligned}$$

4.- CALCULO DE MATERIAL A GRANEL PARA ACARREOS

Los pesos totales seran afectados por un factor de abundamiento o acomodamiento.

$$\begin{aligned} \text{GRAVA: } 40.35 \times 1.30 &= 52.46 \text{ m}^3 \\ \text{BENTONITA LECHADA} &= 339.72 \times 0.05 \times 0.80 = 13.59 \text{ m}^3 \\ \text{BENTONITA LECHADA} &= 0.80 \times 0.80 = 0.64 \text{ m}^3 \\ \text{CEMENTO LECHADA} &= 25.35 \times 0.80 = 20.28 \text{ m}^3 \\ & \underline{\hspace{10em}} \\ & 86.97 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

El acarreo en 15 km. será un total de: $86.97 \times 15 = 1,304.55 \text{ m}^3$

5.- TIEMPO DE BOMBA DE 76 mm. (3 pulgadas de diámetro)

El uso de la bomba durante las maniobras de perforación fueron 300.00 horas.

6.- EXCAVACION DE FOSAS DE LODOS

1 Fosa de 4.80 x 3.60 x 1.40

Clasificación de material A = 70 % B = 30 % y C = 0

SUMINISTROS

Tubería de acero ranurada de 406 mm (16 pulgadas) de diámetro por 6.4 mm

(1/4 pulg.) Espesor, para ademe, 70 cm. Tubería de acero liso para ademe 406 mm (16 pulgadas) de diámetro por 6.4 mm (1/4 pulgada) Espesor para ademe 180 mts. Tubería de Contra-Ademe de 24 pulgadas de diámetro 60 mts. Tubo Engravador de 51 mm (2 pulgadas) diámetro.
Grava para Filtro con pozo. de 60.96 cm. (24 pulgadas) con ademe de 40.64 cm. (16 pulgadas) de diámetro.

9.2 TREN DE DESCARGA

1.- VALVULAS

- 1 Válvula Check 8 pulgadas de diámetro
- 1 Válvula de Compuerta 8 pulgadas de diámetro
- 1 Válvula de Compuerta 2 1/2 pulgadas de diámetro
- 1 Válvula de Compuerta de Fo. Go. Roscada 3/4 pulgada de diámetro
- 1 Válvula de Admisión y Expulsión de Aire 3/4 pulgadas de diámetro
- 1 Válvula de Alivio Autocontrolada 2 1/4 pulgadas de diámetro.

2.- PIEZAS ESPECIALES

	PESO/PIEZA KG	PESO TOTAL KG
7 Carretes Fo.Fo. brindado 8 pulg. de diam. largo (50 cm.)	59.00	413
2 Codos de Fo.Fo. 45 grados	42.00	84
2 Extremidades de Fo.Fo. 8 pulg. de diam.	41.00	82
1 Junta Gibault 8 pulgadas de diam.	15.5	15.50
1 Tee de Fo.Fo. 8 pulg. x 2 1/2 pulg. diam.	59	59.00
13 Empaques de Plomo 8 pulg. de diam.	1	13.00
2 Empaques de Plomo 2 1/2 pulg. de diam.	0.23	0.46

8 Tornillos de Tuerca Hexagonal 5/8 x 2 1/2 pulg.	0.17	1.36
104 Tornillos de Tuerca Hexagonal 3/4 x 3 1/2 pulg.	0.35	36.40
		<hr/>
PESO TOTAL EN KG. DE PIEZAS =		704.72KG

3.- ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS

1 Niple de Fo. Galv. de 3/4 pulgadas de diámetro

1 Manometro Tipo "BOURBON" con elemento de Bronce, carátula de 150 mm.
con escala de 0 a 20 kg/cm²

2 Abrasaderas de solera de 2 pulgadas de ancho por 1/4 espesor en "u"
para tubo de 8 pulgadas de diámetro.

CAPITULO TERCERO

3.- LINEA DE CONDUCCION

3.1 GENERALIDADES

La obra de conducción tiene la finalidad de efectuar el transporte de agua, desde la obra de captación hasta el tanque de almacenamiento.

Para el diseño de la línea de conducción, se tomaron en cuenta los siguientes aspectos técnicos y económicos.

a) CAPACIDAD DE CONDUCCION.- Aspecto que depende directamente del gasto máximo.

b) HIDRAULICA DE CONDUCCIONES.- Los factores hidráulicos de control, son las cargas disponibles y las velocidades permisibles, así como requisitos de carga en puntos estratégicos.

c) DETERMINACION DEL DIAMETRO ECONOMICO.- Para este fin se equilibra el costo de la energía de bombeo anual con el costo anual de las instalaciones en las que se incluyen los costos de conservación.

El estudio se realiza para una serie de diámetros de entre los cuales se selecciona uno.

d) ACCESORIOS DE SEGURIDAD PARA FACILITAR LA OPERACION.- Estos son de gran importancia en la conducción, ya que evitan que la tubería se colapse en un momento dado, debido a los fenómenos transitorios que se presentan en el agua.

3.2 DESCRIPCION DE PROYECTO

La línea de conducción transportará el agua a partir de un pozo profundo

y su estación de bombeo correspondiente, hasta un tanque de almacenamiento del cual se alimtará a la red de distribución del Conjunto Habitacional recorriendo una longitud total de 420.00mts. con un desnivel de 54.39 mts.

Para llegar al trazo definitivo de proyecto, se estudiaron varias alternativas de ubicación de pozo, trayectorias de la línea. En el Anexo 1 se presentan croquis y cálculos preliminares.

La selección del trazo definitivo de la línea de conducción, fue fundamentada en el Estudio Georesistivo, realizado en el predio, el cual se presenta en el Anexo 2; además de tomar en consideración las restricciones y condiciones topográficas, de lotificación y vialidad.

Forman parte de la información básica del Conjunto, los siguientes planos de proyecto.

- Poligonal de apoyo y de lindero (Planimetría)
- Curvas de nivel del predio de proyecto (Altimetría)
- Proyecto de lotificación y uso del suelo
- Trazo de ejes de vialidad
- Proyecto de rasantes
- Red de distribución de agua potable con datos de proyecto.

3.2.1. CRITERIOS DE PROYECTO

El área de proyecto considerada estará delimitada por los linderos definidos del predio, sin tomar en cuenta preparaciones o conexiones para futuras ampliaciones del conjunto u otros fraccionamientos.

El conjunto "La Colmena" será para la construcción de vivienda tipo

3.4 TOPOGRAFIA

Con la finalidad de ubicar el trazo de la línea de conducción dentro del predio, y fundamentandose en los puntos de poligonal de lindero y apoyo recibidos, se procedio a calcular los datos básicos de distancia angulos y rumbos, de los lados de la poligonal abierta que conforman la línea de conducción; para su posterior trazo y nivelación en campo. Anexo 3-3

Todos estos trabajos de trazo y seccionamiento de la línea de conducción, así como restitución altimetrica a partir de la topografía general, son representados en el perfil y la configuración en plano de proyecto del Anexo 7.

3.5 DATOS DE CALCULO

Gasto máximo diario en m ³ /seg.	0.020
Longitud nominal	421.56
Longitud equivalente por piezas especiales y válvulas, en mts.	52.30
Nivel dinámico en pozo, en mts.	N + 2,386.71
Nivel de descarga en tanque, en mts.	N + 2,501.10
Coefficiente de rugosidad para tubería de asbesto	
Cemento	0.010
Coefficiente de rugosidad para tubería de acero conducción a presión por bombeo	0.014

La longitud de la línea se obtuvo de la planta de configuración topográfica, ver Anexo 7. La longitud equivalente por piezas especiales y válvulas, se presenta en la tabla indicada como Anexo 4.

El nivel dinámico en el pozo fue obtenido considerando un abatimiento,

durante el bombeo, de 60.00 M. respecto al nivel de terreno natural.

En el Anexo 4 se presentan datos adicionales de diferentes cuadros.

- Definición de tramos
- Cotas de terreno natural y plantilla

3.6. CALCULO DE CONDUCCION

3.6.1. ALTERNATIVAS

Debido a las condiciones topográficas y restricciones de lotificación, se plantean diferentes trayectorias de la línea de conducción, conforme a las posibles localizaciones del pozo; los calculos preliminares correspondientes se presentan en el Anexo 1.

La localización definitiva del pozo, quedo determinada por el estudio georesistivo que aparece como Anexo 2.

3.6.2. PROYECTO

La característica principal del proyecto es "Conducción a Bombeo", que consiste en elevar el agua desde el pozo, hasta el depósito de regularización, utilizándose un equipo de bombeo.

La bomba produce siempre un salto brusco en el gradiente hidráulico que corresponde a la energía H_m , transmitida al agua por la bomba. H_m es siempre mayor que la carga total de elevación contra la cual trabaja la bomba, para poder vencer todas las pérdidas de energía en la tubería.

La carga de presión H_m , generada por la bomba es llamada "Carga Dinámica Total", e indica siempre la energía dada al agua a su paso por la bomba.

3.6.2.1. EXPRESIONES DE CALCULO

Las expresiones utilizadas en el cálculo de la línea dadas sus características fueron:

$H_m = h_e + h_f + h_i + h_c + h_d + h_v$ CARGA DINAMICA (Total de elevación, en M).

h_e = Altura entre desnivel de pozo - descarga en M.

H_f = Pérdidas de carga por fricción en la tubería, en M.

h_i = Pérdidas secundarias o de carga local producida por piezas especiales, cambios de dirección o sección, en M.

h_c = Pérdidas de carga por fricción en la columna de succión

h_d = Abatimiento del espejo del agua durante el bombeo, en M.

h_v = Pérdidas de carga por velocidad en la descarga al tanque.

Para la determinación de las pérdidas por fricción en el conducto se utiliza la fórmula de Manning.

$h_f = K L Q^2$ pérdidas de carga en línea

En la cual

$K = 10.29 n^{16/3} / D^5$ constante de cálculo

L = Longitud total de la conducción (incluyendo longitud equivalente por piezas especiales y válvulas), en M.

Q = Gasto total (Gasto Máximo Diario), en m³/seg.

n = Coeficiente de rugosidad

D = Diámetro de la tubería, de conducción, en M.

$h_c = K L_e Q^2$ Pérdidas de carga por fricción en la columna de succión.

En la que

$K = 10.29 n^{16/3} / D_e^5$

L_e = Longitud de la columna de succión, en m.

De = Diámetro de la columna de succión, en m.

$h_v = V_s^2 / 2g$

Vs = Velocidad de descarga en la conducción, en m

g = Aceleración de la gravedad en metros.

Con la carga dinámica obtenida, se determina la potencia real de la bomba que se requiere colocar, misma que se calcula con la siguiente fórmula.

$$P = GQ H_m / 76 E$$

En la cual:

P = Potencia de la bomba, en H.P.

G = Peso específico del agua en kg/m³

E = Eficiencia del sistema Motor-Bomba

H_m = Carga dinámica

3.6.2.2 CALCULO PRELIMINAR DEL DIAMETRO DE LA CONDUCCION

El cálculo preliminar del diámetro de la línea de conducción se realizó, para obtener el fundamento del análisis económico de la conducción; es decir, conocidas las pérdidas por fricción en la línea "hf" y la longitud de la línea "L" valores que se obtienen del plano topográfico de la conducción, así como el gasto "Q" por conducir y, analizando los factores mencionados, se determina el tipo (asbesto cemento, p.v.c., acero, etc.); de diámetro y clase de tubería por usar (de acuerdo a las presiones operación).

El diámetro preliminar se obtuvo, siguiendo la secuela que se indica:

hf = 54.39 M.; L = 421.56 M. Q = 0.020 Mc/seg. n = .01

$$D = (10.29 \cdot n^2 \cdot L \cdot Q^{3/16} / hf)^{4/5} = 0.09321 \text{ m.}$$

Aproximadamente 4 pulgadas.

3.6.2.3. CALCULO DEL DIAMETRO ECONOMICO

Para efectuar el proyecto de una línea de conducción a bombeo, se determina primeramente el diámetro más económico para el gasto por conducir, tomando en cuenta las características topográficas de la línea. Se utiliza la tabla impresa por la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarilados de la S.A.H.O.P. (V.C. 1921).

Los diámetros por utilizar en el cálculo del diámetro más económico deben satisfacer el requisito de que la velocidad que se obtenga con ellos, sea menor a 1.60 m/seg., eligiendo previamente el tipo de tubería por usar.

La tabla de cálculo del diámetro más económico esta constituida de 4 partes:

En la primera, se establecen las características hidráulicas para los tres diámetros considerados, las pérdidas totales de energía y la potencia requerida en función de estas.

En la segunda parte se determina la clase de tubería por usar, tomando en cuenta la presión normal de operación más la sobre presión por golpe de Ariete*.

* Para la protección del equipo de bombeo y de la tubería de conducción, se deberá considerar los efectos dinámicos producidos por golpe de

ariete.

En la tercera parte se obtiene el presupuesto (costo total de la conducción) para las tuberías consideradas y, finalmente; en la cuarta parte, se obtiene el costo anual de bombeo, el costo anual de amortización y el costo anual de bombeo para operación de 365 días, cuyo valor mínimo corresponderá al diámetro más económico.

La revisión y cálculo de la línea de conducción por golpe de ariete y diámetro económico, se muestra en el anexo (5), del cual se concluye lo siguiente:

D = 0.203 M. (8 pulg.) Diámetro económico de la línea de conducción.

HT = 6.86 Kg/cm² Presión de Trabajo

Tipo y clase de tubería, asbesto-cemento A-7

3.6.2.4. PERDIDAS DE CARGA

Dentro de las pérdidas de carga importante que se presentan en el trayecto del agua a lo largo de la línea de conducción son:

- a) - Pérdidas por fricción y,
- b) - Pérdidas locales.

a).- Las pérdidas por fricción, se originan debido a la turbulencia que acompaña el movimiento; que dependen principalmente de la rugosidad relativa y del número de Reynolds.

Dado que la tubería trabaja a presión, el cálculo hidráulico de la línea, consiste en utilizar la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que las secundarias se desprecian por ser muy pequeñas y su expresión es la siguiente:

$$hf = KL \frac{Q^2}{D^5}$$

Donde:

$$K = 10.29 n^{16/3} / D^5$$

L = Longitud de conducción en m.

Q = Gasto en L/s

n = Rugosidad de la tubería

D = Diámetro

b).- PERDIDAS LOCALES.-

Las tuberías de conducción están compuestas por tramos rectos y curvos, para ajustarse a los accidente topográficos del terreno, así como a los cambios que se presentan en la geometría de la sección y de los distintos dispositivos para el control de las descargas (Válvulas y compuertas)*. Estos cambios originan pérdidas de energía, distintas a la fricción localizadas en el sitio mismo del cambio geométrico o de la alteración del flujo. Tal tipo de pérdida se conoce como local, su magnitud se expresa como una fracción de la carga de velocidad, inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida; la fórmula general del pérdida local es $h_v = \frac{V^2}{2g}$

Donde:

h_v = Pérdida de energía en metros;

$V / \sqrt{2g}$ = Carga de velocidad aguas abajo.

*Las pérdidas por válvulas cuyos coeficientes varían de acuerdo con el tipo y para distintas posiciones.

Las pérdidas por fricción y locales se presentan en el anexo 5.

Las pérdidas por velocidad en la descarga al tanque se calcularon como sigue:

$$H_v = V_s^2 / 2g ;$$

$$V_s = Q/A$$

$$Q = 0.020 \text{ m}^3/\text{s} \text{ y } A = 0.09321 \text{ m}^2$$

$$V_s = 0.61794 \text{ m/s}; \quad V_s^2 = 0.38185 \text{ m}^2/\text{s}^2$$

$$g = 9.81 \text{ M/seg.}$$

$$H_v = 0.38185/2 \times 9.81 = 0.02 \text{ M.}$$

Las pérdidas de carga debidas a las deflexiones son despreciables, dado que los cambios de pendiente son menores de 15 grados y, resultan menores de 1 cm.

3.6.2.5. CARGA DINAMICA TOTAL

La carga de elevación total se cálculo de forma siguiente:

$$H_m = h_e + h_f + h_i + h_d + h_v$$

$$h_e = 54.39 \text{ m}$$

$$h_f + h_i = 0.957 \text{ m}$$

$$h_d = 60.00 \text{ m}$$

$$h_v = 0.02 \text{ m}$$

$$h_c = 2.795 \text{ m}$$

$$H_m = 118.162 \text{ m.}$$

3.6.2.6 POTENCIA DE LA BOMBA

La potencia necesaria del sistema de bombeo, sera:

$$P = GQH_m/76 \text{ E}$$

$$G = 1,000 \text{ kg/M3}$$

$Q = 0.02 \text{ M}^3/\text{seg.}$

$H_m = 118.162 \text{ M.}$

$E = 70 \%$

$P = 44.42 \text{ H.P.}$

La bomba será de 50 H.P. que es la capacidad comercial más cercana a la calculada. Así la carga de elevación disponible será de:

$H_m = 50 \times 76 \times 0.7/1,000 \times 0.02$; $HMD = 133.00 \text{ M.}$

3.6.2.7 GRADIENTE DE ENERGIA Y GRADIENTE HIDRAULICO (G.E. y G.H)

El gradiente de energía (componente escalar según el flujo) permite calcular las diferentes transformaciones de la energía mecánica dentro del flujo y las cantidades disipadas en energía calorífica que en el caso de los líquidos no se aprovecha.

Una parte de la energía de la corriente se utiliza para vencer las fuerzas de resistencia originados por los efectos de la turbulencia o los debidos a cambios en la geometría de la conducción (cambios de dirección, ampliaciones, reducciones, etc.) y otra las válvulas.

La línea de energía no puede ser horizontal o con inclinación ascendente en la dirección del escurrimiento, si el líquido es real y no adquiere energía adicional desde el exterior. La diferencia de nivel de la línea de energía, en dos puntos distintos representa la pérdida de carga o disipación de energía por unidad de peso del líquido fluyente.

EL GRADIENTE HIDRAULICO.- Está representado por la línea de cargas piezométricas unidad por puntos que marcan en cada sección por arriba del plano de referencia.

El cálculo de gradiente de energía hidráulica y carga disponible se muestra en la tabla correspondiente, del anexo 5.

La cota piezométrica a la salida de la bomba será de:

C.P.S.B. = Cota piezométrica a la salida de la bomba

C.P.S.B. = $2,446.71 + (2,447.76 - 2,446.71) + 133.00 - 60.00$

C.P.S.B. = 2,520 M.

3.7 ELEMENTOS DE CONTROL Y PROTECCION

Parte importante del proyecto de conducción lo constituye los elementos de control y protección y las estructuras adicionales, ya que casi siempre es necesario el empleo de ciertos elementos, cuyo objetivo es controlar y proteger a las tuberías y al equipo de bombeo en general, principalmente del fenómeno llamado "Golpe de Ariete", utilizándose una válvula de admisión y expulsión de aire cuya función es la de eliminar el aire acumulado en ese punto alto de la conducción, dado que su proximidad en relación a la línea piezométrica se acentúa notablemente, teniéndose en consecuencia disminuciones de presión en el interior del conducto, afectando la circulación de la misma, al formarse burbujas de aire en ese punto.

Las estructuras del proyecto la constituyen los Atraques (Típicados por las normas y especificaciones de La Comisión Estatal de Agua y Saneamiento). Para evitar la posibilidad de movimientos indeseables en la tubería, como también muros rompe corriente, proyectados para evitar que el agua pluvial, en pendientes fuertes, arrastre el relleno de la cepa a que esta expuesto antes de construir la vialidad.

Finalmente se efectua el diseño de cruceros, mismos que tienen la

finalidad de absorber los cambios de dirección por la topografía del terreno y están integrados por piezas especiales y por cambios de dirección, considerando las piezas especiales.

Todo el diseño se realizó basándose en especificaciones de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, lo mismo que la realización de la obra se apoyo en especificaciones para la instalación de tuberías de agua potable . Anexo (6).

3.8 PLANOS DE PROYECTO

Los planos de proyecto, resultantes, se presentan en el Anexo 7 de esta tesis siendo los que a continuación se relacionan:

- Planta y perfil topográficos de la línea de conducción
- Planta y perfil hidráulicos de la línea de conducción.

ANEXO No. 3.1

ANTECEDENTES:

El Instituto Auris en cumplimiento a sus funciones, dotó de infraestructura hidráulica al conjunto habitacional "La Colmena".

Estudiándose así la factibilidad de abastecimiento, así como el proyecto ejecutivo de la conducción y regularización, analizando así y justificando las alternativas de localización de pozos, línea o trayectoria y tanques de almacenamiento; que se detallan más adelante.

UBICACION DE POZOS

Con la finalidad de minimizar, la longitud de perforación y carga dinámica, se seleccionaron conforme a la configuración del terreno varios puntos, con alternativas de ubicación de pozos, localizados hasta donde fue posible en área de donación, sin dejar de lado la opción de abastecimiento al conjunto de pozo externo al terreno, de conexión a línea de alimentación primaria en proyecto de CEAS.

LOCALIZACION DE TANQUE SUPERFICIAL:

Debido a la configuración del terreno, se presenta una sola posibilidad de la localización del tanque superficial, aunque esta no permite el abastecimiento por gravedad a los 9 edificios proyectados alrededor del tanque, por lo cual para dotar a estos se recomienda cisternas propia y de bombeo.

LINEA DE CONDUCCION:

Las alternativas de localización de pozos y ubicación del tanque, llevaron al estudio de varios trazos para la línea de conducción.

Cada una de las posibles líneas de conducción fue calculada hidráulicamente, estimándose los volúmenes de obra más significativos.

Los cálculos efectuados se muestran a continuación del presente anexo.

ANEXO 1.- (Ver fig.-1 cap. 2)

Croquis y alternativas de ubicación del pozo y trayectorias.

1.- DATOS DE PROYECTO

POBLACION	7,800 Hab.
DOTACION	200 Lt/Hab./Dia
GASTO MEDIO DIARIO (Q.ME.D.)	18.05 L.P.S.
GASTO MAXIMO DIARIO (Q.M.D.)	21.67 L.P.S.
GASTO MAXIMO HORARIO (Q.M.H.)	32.51 L.P.S.
ELEVACION TANQUE	N + 2,500 M.

2.- REVISION DE LOS GASTOS

$$(Q.ME.D.) = 7800 \times 200/86400 = 18.06 \text{ L.P.S.}$$

$$(Q.M.D.) = 1.2 \times (Q.M.E.D.) = 21.67 \text{ L.P.S.}$$

$$(Q.M.H.) = 1.5 \times (Q.MA.D.) = 32.50 \text{ L.P.S.}$$

3.- CARACTERISTICAS POZO Y LINEA DE CONDUCCION (ALTERNATIVAS)

ALTERNATIVA	LONGITUD MT.	ELEV. POZO MT.	DESNIVEL MT.	DIAMETRO MT.	PULG.
1	165.00	2460	40.00	0.0854	4
2	300.00	2460	40.00	0.0955	4
3	485.00	2465	35.00	0.1071	4
4	270.00	2455	45.00	0.0916	4

Expresiones utilizadas en el cálculo:

Pérdidas de carga por fricción $H_f = K L Q^2$, en m.
 $2 \quad 16/3$

Donde: $K = 10.3 n^2 / D$

L = Longitud de conducción en metros.

Q = Diámetro del tubo, en m.

n = Coeficiente de rugosidad

(n = 0.010 para tubería de asbesto-cemento).

4.- CANTIDADES DE OBRA

ALTERNATIVA	LONGITUD M	EXCAVACION M3	PLANTILLA M3	RELLENO M3
1	165.00	99.00	9.90	87.76
2	300.00	180.00	18.00	159.57
3	485.00	291.00	29.10	257.97
4	270.00	162.00	16.20	143.61

5.-CAPACIDAD DEL TANQUE REGULADOR O ALMACENAMIENTO.

Considerando un tiempo de suministro al tanque de 24 horas, la capacidad necesaria será de:

$$c = 14.58 \times (Q.M.D.); (Q.M.D.), \text{ en L.P.S.}$$

$$c = 14.58 \times 21.67 = 315.95 \text{ m}^3 = 320 \text{ m}^3$$

Pensando en la posibilidad de suspensión del bombeo y tiempo de reparación de dos días, la capacidad final de regulación sería de:

$$Cf = 320 \times 2 = 640 \text{ m}^3$$

Por otra parte se pretende evitar el uso de tinacos en multifamiliares y habitación unifamiliar, la capacidad del tanque, como almacenamiento, sería cuando menos de:

$$Cf = 7800 \text{ Hab.} \times 200 \text{ Lt/Hab/día}$$

$$Cf = 1560 \text{ m}^3 = 1600 \text{ m}^3$$

Debido a que la elevación del tanque será insuficiente para abastecer a los edificios multifamiliares, dispuestos a su alrededor, es conveniente recomendar que cada uno de ellos cuente con cisterna y sistema de bombeo.

6.- CAPACIDAD DE LA BOMBA

ALTERNATIVA	He M	Hf M	Hf1 M	Hp M	POTENCIA H.P.
1	40.00	15.80	18.96	58.96	25
2	40.00	28.72	34.46	74.46	30
3	35.00	46.44	55.72	90.72	40
4	45.00	25.85	31.02	76.02	30

Expresiones utilizadas en el cálculo:

$$H_f = \frac{K L Q^2}{2 D^{16/3}} \text{ pérdidas de carga por fricción}$$

$$K = 10.3 \text{ m}^5 / \text{D}^5 ; (K = 203.894)$$

L = Longitud de la conducción, en m.

Q = Gasto máximo diario, en m³ /s.

D = Diámetro del tubo, en m.

n = Coeficiente de rugosidad.

P = QHP/76n, potencia de la bomba.

Hp = Carga total de elevación

Q = Peso específico del fluido

n = Eficiencia de la bomba (70%)

$$H_{f1} = 1.20 \times H_f$$

7.- REVISION DE VELOCIDADES

Gasto máximo diario (Q.M.D.) 21.67 L.P.S.

ALTERNATIVA	DIAMETRO M	VELOCIDAD M/seg.
1	0.1016	2,673
2	0.1016	2,673
3	0.1016	2,673
4	0.1016	2,673

ANEXO NO. 3.2

ESTUDIO DE MECANICO DE SUELOS O (GEORESISTIVO)

El estudio de mecánica de suelos, tiene como principal objetivo obtener información respecto a las propiedades mecánicas del suelo producto de corte y que resulte ser útil como relleno para nivelar la superficie de desplante del tanque y de la cepa para alojar la tubería.

TRABAJOS DE CAMPO.

Con el objeto de evaluar la naturaleza de los suelos producto de corte en el terreno donde se localiza la obra, se obtuvieron muestras representativas del material en sitio, dentro de las profundidades de corte; el que se realizó a cielo abierto mediante pozos de donde se tomaron muestras y se midieron los espesores de los estratos.

TRABAJOS DE LABORATORIO.

Las muestras obtenidas fueron procesadas en laboratorio mediante los ensayos de: Composición granulométrica, peso volumétrico seco máximo; por el procedimiento de proctor estándar, límites de consistencia, contracción lineal y densidad de la fase sólida.

Se modificaron probetas a 90 y 95 % de compactación las cuales se ensayaron a compresión inconfinaada, por tratarse de suelos de alta resistencia al esfuerzo cortante.

INFORME DE ESTUDIO GEOTECNICO DE CLASIFICACION DE SUELOS, EN LA EXCAVACION DE CEPAS PARA EL TENDIDO DE TUBERIA.

El criterio utilizado en evaluación tomo en cuenta los siguientes

aspectos: clasificación geológica, resistencia del material determinada con penetrómetro, grado de dificultad de paleo y tamaño de la partícula.

Se siguió el procedimiento recomendado por S.C.T., en las especificaciones generales de construcción, parte segunda, capítulo 9-03, cuarta edición.

CARACTERISTICAS DEL TERRENO

CAPACIDAD DE CARGA DEL RELLENO

Las capacidades de carga de rellenos compactados a 90 y 95%, se determinaron por el criterio de Pech-Hanson Thornburn para zapatas corridas de 0.75 m. de ancho desplantadas sobre los suelos friccionantes y desplantadas a 0.75 m. de profundidad, como sigue:

ANEXO 2

Sabemos

$$q_a = \frac{C N_c + r D_f}{F_s}$$

Para el tipo de suelo:

	90 %	95%
r (ton/m ³) =	1.426	1.505
c (Ton/m ²) =	4.1	6.25
N _c =	6.4	6.4
F _s =	3	3
D _f =	0.75	0.75

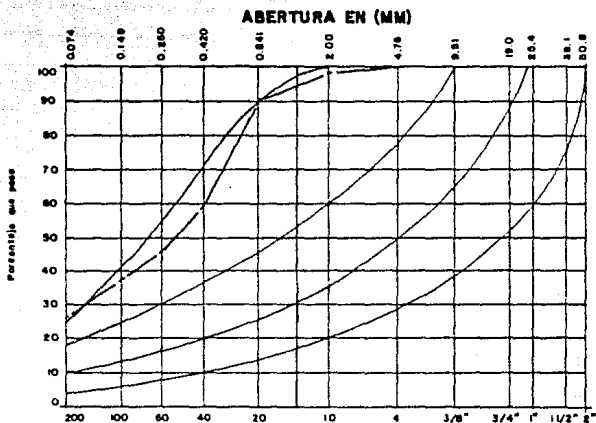
Los valores de capacidad de carga admisible del material de relleno

compactado se establecieron.

9.8 Ton/m ²	para 90%
14.5 Ton/m ²	para 95%

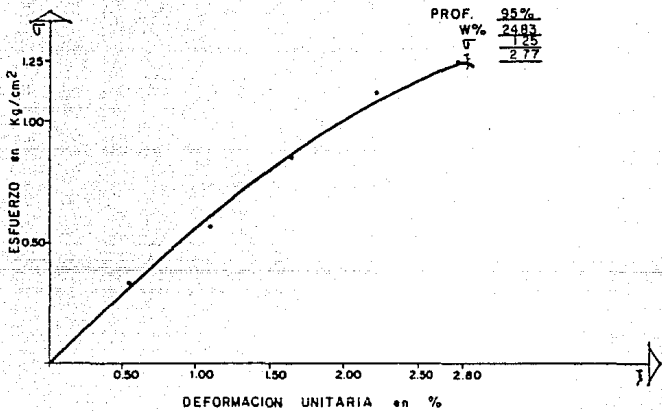
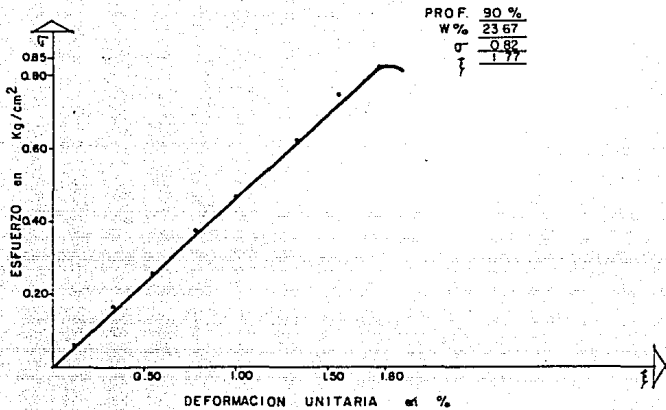
La excavación total que incluye línea de conducción del tanque 10-40-50.

Los resultados de los ensayos físicos se reportan en las hojas de registro adjuntos, así como las curvas de esfuerzo-deformación de los ensayos de compresión simple.



Composición		ENSAYE		ESPECIFICACIONES
Brasilométrica		Peso Vol. Sueto	947	Kg/m ³
MALLA	%	Peso Vol. Variado	1043	Kg/m ³
3"		Peso Vol. Máximo	1584	Kg/m ³
2"		Humedad Óptima	23.5	%
1 1/2"		Absorción		%
1"		Oswald	3/8"	
3/4"			No. 4	2.80
3/8"		Límite Líquido	35	%
No. 4	100	Límite Plástico	26	%
No. 10	98	Índice Plástico	9	%
No. 20	90	Contracción Líquida	4.2	%
No. 40	59	VRS. 100%		%
No. 60	48	VRS. 95%		%
No. 100	38	VRS. 90%		%
No. 200	27	Expansión		%
		Valor Comensal		Kg/cm ²
		Equivalente de Arena		%
Desarrollo		OBSERVACIONES		

DESCRIPCIÓN: Araya limosa café amarillenta, pumítica.ELEMENTO: Relleño



ANEXO No 3.3
 CONJUNTO "LA COLMENA"
 PROYECTO LINEA DE CONDUCCION
 APOYO DE TRAZO DE LINEA DE CONDUCCION

EST	P.V.	DISTANCIA	Y	X	RUMBO
	E-7		5,000.0000	5,000.0000	
E-7	3-18	277.8011	4,980.1369	5,277.0901	SE 85G 53' 59.2"
	47	7.5294	4,996.4795	5,006.6557	SE 62G 07' 25.0"
47	48	274.0836	4,976.0512	5,279.9170	SE 85G 43' 32.2"
	PA-1	0.7500	4,997.2274	5,006.7161	NE 4 G 16' 27.8"
PA-1	A	1.7167	4,997.3554	5,004.9997	SE 85G 43' 32.2"
E-7	A	5.6560	4,987.3554	5,004.9997	SE 62G 07' 25.0"
A	47	1.8734	4,996.4795	5,006.6557	SE 62G 07' 25.0"
	PI-1	31.7167	4,994.9915	5,036.6282	SE 85G 43' 32.2"
47	PA-2	174.0800	4,983.5048	5,180.2515	SE 85G 43' 32.2"
PA-2	PA-3	89.1000	5,062.7783	5,220.9274	NE 27G 09' 45.8"
	PA-4	0.8141	4,984.2291	5,180.6232	NE 27G 09' 45.8"
PA-4	PI-2	0.8141	4,984.1684	5,181.4350	SE 85G 43' 32.2"
A	2000	175.7967	4,984.2527	5,180.3074	SE 85G 43' 32.2"
	PA-4	176.1133	4,984.2292	5,180.6232	SE 85G 43' 32.2"
	PI-2	176.9274	4,984.1685	5,181.4350	SE 85G 43' 32.2"
PA-3	PA-5	23.9900	5,061.445	5,244.8803	SE 86G 48' 46.2"
PI-2	PI-3	0.7500	5,062.4359	5,221.5947	SE 62G 50' 14.2"
	PI-3	87.9693	5,062.4359	5,221.5947	NE 27G 09' 45.8"
48	49	55.3460	5,003.2287	5,328.1907	NE 60G 35' 26.0"
	220	54.6460	5,002.8850	5,327.5809	SE 60G 35' 26.0"
220	261	166.5000	5,118.5346	5,207.8002	NW 46G 00' 19.0"
261	262	42.2300	5,148.9150	5,237.1328	NE 43G 59' 41.0"
262	259	72.0900	5,220.7930	5,242.6569	NE 4 G 23' 41.0"
359	1009	8.4853	5,226.3156	5,249.0990	NE 49G 23' 41.0"
1009	1000	0.7500	5,226.3731	5,248.3512	NW 85G 36' 19.0"
262	1010	6.0000	5,148.4552	5,243.1152	SE 85G 36' 19.0"
1009	1010	78.0900	5,148.4552	5,243.1152	SW 4 G 23' 41.0"
1009	1011	80.2500	5,146.3016	5,242.9497	SW 4 G 23' 41.0"
1010	1011	2.1600	5,146.3016	5,242.9497	SW 4 G 23' 41.0"
1000	PI-5	79.9800	5,146.6283	5,242.2226	SW 4 G 23' 41.0"
PI-5	PI-6	89.9800	5,236.3437	5,249.1175	NE 4 G 23' 41.0"
1000	PI-6	10.0000	5,236.3437	5,249.1175	NE 4 G 23' 41.0"
PI-5	PI-4	30.3900	2,124.7656	5,221.1139	SW 43G 59' 0.00"
PI-4	PI-3	62.3316	5,062.4359	5,221.5947	SE 0 G 26' 31.1"

CONJUNTO "LA COLMENA":

ANEXO (3.3)

APOYO DE TRAZO PERIMETRO DE MUROS

TANQUE DE ALMACENAMIENTO

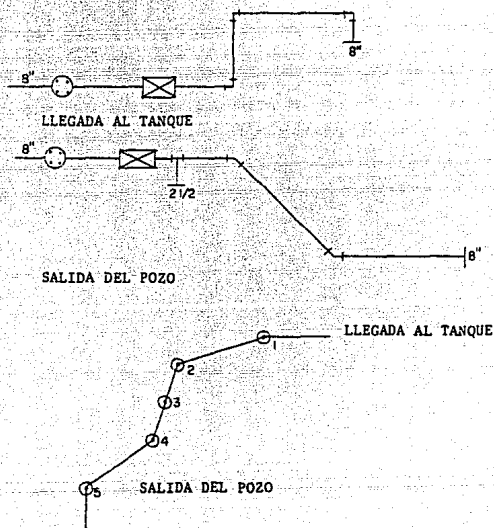
EST.	P.V.	DISTANCIA	COORDENADAS		R U M B O
			Y	X	
	47	274.0836	4,996.4795	5,006.6557	
47	48	274.0836	4,976.0512	5,279.9770	SE 85G 43' 32.2"
	1	0.1000	4,996.5792	5,006.6632	NE 4 G 16' 27.8"
	2	20.1000	5,016.5236	5,008.1538	NE 4 G 16' 27.8"
2	PC-1	18.0278	5,005.4334	5,022.3668	SE 52G 02' 08.0"
	3	30.0000	5,014.2876	5,038.0704	SE 85G 43' 32.2"
3	4	20.0000	4,994.3432	5,036.5797	SW 4 G 16' 27.8"
4	1	30.0000	4,996.5792	5,006.6631	NW 85G 43' 32.2"
PC-1	500	15.0000	5,006.5514	5,007.4085	NW 85G 43' 32.2"
	501	15.0000	5,004.3154	5,037.3551	SE 85G 43' 32.2"

ANEXO No. 3.4

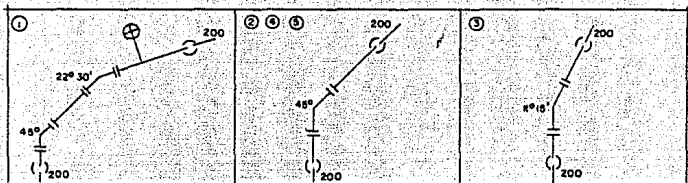
CONJUNTO "LA COLMENA"

LINEA DE CONDUCCION
LONGITUD EQUIVALENTE POR PIEZAS ESPECIALES

En los croquis presentados a continuación se pueden observar los cambios de dirección o cruceros y la salida del pozo como la llegada al tanque.



CRUCEROS



SIMBOLOGIA

PERFIL DEL TERRENO

NIVEL DE CORTE CONTRACTOR

RASANTES DE VIALIDAD O BANQUETA

FONDO DE EXCAVACION

VALVULA DE ADMISION Y EXPULSION DE AIRE DE
19 mm. (3/4 pulgada) DIAMETROLINEA DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE TUBERIA
A.C. DE 200 mm. (8 pulgadas) DE DIAMETRO

NUMERO DE CRUCERO

ANEXO No. 3.4

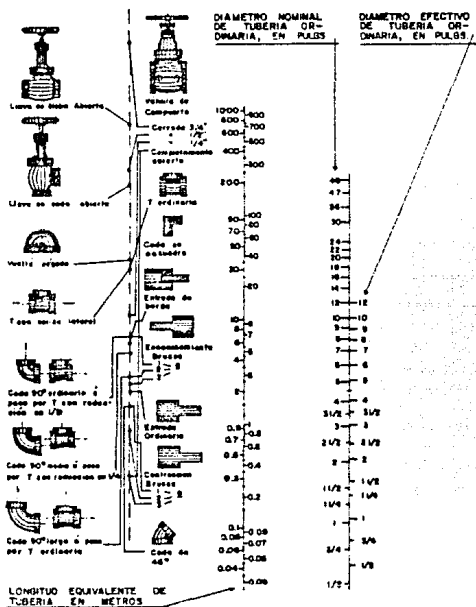
CRUCEROS EXISTENTES EN LA LINEA DE CONDUCCION
 BASANDONOS EN LOS CROQUIS ANTERIORES OBTENEMOS LA TABLA PIEZAS
 ESPECIALES Y VALVULAS
 CONJUNTO: "LA COLMENA"

LINEA DE CONDUCCION
 LONGITUD EQUIVALENTE POR PIEZAS ESPECIALES

CRUCERO	C O D O S			VALVULAS		
	90 GRADOS	45 GRADOS	22 GRADOS	CHECK	COMPUERTA	TEE
1		1	1			
2		1				
3		1	1			
4		1				
5		1				
LLEGADA TANQUE	3			1	1	
SALIDA POZO		2		1	1	1
TOTALES	3	7	2	2	2	1

LA LONGITUD EQUIVALENTE POR INFLEXION Y VALVULAS SE ORIGINA
 POR LAS PERDIDAS DE CARGAS POR FRICCION EN VALVULAS Y ACCE-
 SORIOS, MISMA QUE SE OBTIENEN DE EL MONOGRAMA ADJUNTO.

PERDIDA DE CARGA POR FRICCION EN VALVULAS Y ACCESORIOS



- NOTAS 1.- Para ensanchamientos y reducciones bruscos léase el diámetro menor d , en la escala de los diámetros de los tubos.
- 2.- Adaptado a unidades métricas de un diagrama de la Crane, Co.
- 3.- 9 19 $d/D=1/4$; 29 $d/D=1/2$; 39 $d/D=3/4$

CONJUNTO "LA COLMENA"

(ANEXO 3.4)

LINEA DE CONDUCCION
LONGITUD EQUIVALENTE DE PIEZAS ESPECIALES Y VALVULAS UNITARIAS

PIEZA	DIAMETRO PULGADA	LONGITUD UNITARIA METROS	CODIGO
TEE	8"X2 1/2"	6.50	A
CODO 90 G	8"	4.20	B
CODO 45 G	8"	3.60	C
CODO 22G 30'	8"	3.00	D
CODO 11G 15'	8"	2.60	E
VALV. SECC.	8"	1.50	F
VALV. CHECK	8"	1.50	G
VALV. PARO	8"	1.50	H

PIEZAS Y LONGITUD EQUIVALENTE TOTAL POR TRAMO

CODIGO	T		R		A		M		O	
	PZAS NO.	LONG M	PZAS NO.	LONG M	PZAS NO.	LONG M	PZAS NO.	LONG M	PZAS NO.	LONG M
A	1	6.50								
B									3	12.6
C	3	10.80	1	3.60	1	3.60	1	3.50		
D							1	3.00		
E					1	2.60				
F	1	1.50							1	1.50
G	1	1.50								
H									1	1.50
SUMA	5	20.30	1	3.60	2	6.20	2	6.60	5	15.6

LINEA DE CONDUCCION
DEFINICION DE TRAMOS

CONJUNTO :LA COLMENA:

(ANEXO 3.4)

DE	A	TRAMO	L O N G I T U D		LONG.
			NOMINAL	EQUIVALENTE	TOTAL
			M	M	M
BOMBA	PI-15	1	95.780	20.30	116.080
PI-5	PI-4A	2	30.926	3.60	34.526
PI-4A	PI-3A	3	62.665	6.20	68.865
PI-3A	PI-2	4	86.977	6.60	93.577
PI-2	PI-1	5	145.211	15.60	160.811
S U M A			421.559	53.300	473.859

COTAS DE TERRENO NATURAL Y PLANTILLA

PUNTO	C O T A S	
	TERRENO NATURAL	PLANTILLA
	M	M
PI-1	2,498.00	2,496.95
PI-2	2,478.32	2,447.27
PI-3A	2,459.20	2,458.15
PI-4A	4,451.95	2,450.75
PI-5	2,451.07	2,449.52
BOMBA	2,447.76	2,446.71

CONJUNTO "LA COLMEHA" (ANEXO 3.5)
 LINEA DE CONDUCCION
 REVISION POR GOLPE DE ARIETE Y DIAMETRO ECONOMICO

93

Diámetro Nominal	Área en m ²	Gasto en Veloc. m ³ /seg.m ³ /seg.	Long. Línea en mts. (L)	Coef. Fric. Manning (n)	Const. Manning (K)	Pers. Fricción 5% h.f. (h _f)	Otras pérdidas	Desnivel (H)	Q _H (Q en l.p.s.)	78 ^a (n = 70%)	HP = $\frac{Y \cdot Q \cdot H}{76}$				
mm.	pulg.	(A)	(C)	(V)	(L)	(Q ²)	n	x	ft.	ft.	ft.				
102	4	0.0082	0.020	2.44	473.86	0.0004	0.01	199.472	37.81	1.89	54.39	94.09	1,881.80	53.20	35.36
152	6	0.0181	0.020	1.11	473.86	0.0004	0.01	23.764	4.50	0.23	54.39	59.12	1,182.40	53.20	22.23
203	8	0.0324	0.020	0.62	473.86	0.0004	0.01	5.078	0.96	0.05	54.39	55.40	1,108.00	53.20	20.83

V = Velocidad inicial del agua (m/seg.) E = Módulo de elasticidad del agua (20670 kg/cm²) E1 = Módulo de elasticidad de las paredes del tubo (para asbesto-cemento = 328,000, para acero = 2,000,000)

CONCEPTO	Diámetro = 102 mm. (4") Clase ACERO			Diámetro = 152 mm. (6") Clase A - 10			Diámetro = 203 mm. (8") Clase A - 7						
	CANTIDAD	U	P. U.	IMPORTE	CANTIDAD	U	P. U.	IMPORTE	CANTIDAD	U	P. U.	IMPORTE	
Excav. Mat. clase I	25.30	m ³	454.19	11,491.01	32.46	m ³	454.19	14,743.01	36.34	m ³	454.19	16,505.26	
Excav. Mat. clase II	151.76	m ³	648.80	98,461.89	194.76	m ³	648.80	126,360.29	218.03	m ³	648.80	141,457.86	
Excav. Mat. clase III	75.88	m ³	2,696.78	204,631.67	97.38	m ³	2,696.78	262,612.44	109.01	m ³	2,696.78	293,975.99	
Plantilla episonada	25.30	m ³	908.36	22,981.51	29.51	m ³	908.36	26,805.70	31.61	m ³	908.36	28,713.26	
Inst., junta y prueba de tub.	4.21	56 m	525.37	221,474.98	4.21	56 m	289.84	122,184.95	4.21	56 m	298.84	125,978.99	
Relleno Compactado	98.23	m ³	608.46	59,769.03	125.20	m ³	608.46	76,179.19	143.33	m ³	608.46	87,210.57	
Relleno a volteo	129.42	m ³	227.09	29,389.99	169.89	m ³	227.09	38,580.32	188.44	m ³	227.09	42,792.84	
Costo de tubería	4.21	56 m	1,130.00	4,756.20	4.21	56 m	1,303.25	5,482.68	4.21	56 m	1,412.60	5,945.95	
COSTO TOTAL DE CONDUCCION				124,562.88					129,487.58				

RESUMEN

Presión de trabajo tubería kg/cm.	Diámetro Nominal	H.P.	K.W.b.	Costo por hora bombeo	Carga anual de bombeo	Costo total de conducción	Carga anual de amortización (Conducción)	Costo anual de bombeo para operación de 365 días
	mm. pulg.	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
15.84	102	4	35.36	26.37	131.83	124,562.88	291,396.73	1,446,402.73
8.46	152	6	22.23	16.56	82.40	129,487.58	313,402.42	1,039,606.42
8.86	203	8	20.83	15.53	77.05	133,130.43	345,181.64	1,025,395.64

COSTO DEL K.W.b. = \$ 5.00 (2) x (1) = 0.7457 (3) = (2) x \$ 5.00 (4) = (3) x 8760 (5) = (7) x anualidad (7) = (4) + (6)

NOTA: EL DIAMETRO MAS ECONOMICO ESTA DADO POR EL MEJOR COSTO DETERMINADO EN LA COLUMNA (7) - PARA 10" LA VELOCIDAD ES MENOR QUE LA PERMISIBLE.

ANEXO 3.5
CONJUNTO "LA COLMENA"

LINEA DE CONDUCCION
GRADIENTE DE ENERGIA E HIDRAULICO

PUNTO	Hf+H1 M	$v^2/2g$ M	COTA DE PLANTILLA	COTA TOTAL	COTA PIEZA	CARGA DISPONIBLE
			M	G.E. M	G.H. M	
BOMBA			2,446.71	2,520.76	2,520.76	74.05
PI-5	0.230	0.020	2,449.52	2,520.53	2,520.51	70.99
PI-4A	0.070	0.020	2,450.75	2,520.46	2,520.42	69.67
PI-3A	0.140	0.020	2,458.15	2,520.32	2,520.26	62.11
PI-2	0.190	0.020	2,477.27	2,520.13	2,520.05	42.78
PI-1	0.327	0.020	2,501.10	2,519.80	2,519.70	18.60

ANEXO No. 3.5

CONJUNTO "LA COLMENA"

LINEA DE CONDUCCION

PERDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN Y LOCALES

TRAMO	D I A M E T R O		LONGITUD TOTAL	Hf+H1	S(Hf+H1)
	MM	PULG.		M	M
1	203	8	116.080	0.230	0.230
2	203	8	34.526	0.070	0.300
3	203	8	68.865	0.140	0.440
4	203	8	93.577	0.190	0.630
5	203	8	160.811	0.327	0.957
S U M A				0.957	

$$(Hf+H1) = KQ (LN+LE) ; K = 10.29 n^2 / D^{5/3}$$

LN = LONGITUD NOMINAL, ENM.

LE = LONGITUD EQUIVALENTE POR PIEZAS ESPECIALES Y VALVULAS, EN M.

n = 0.01 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

D = DIAMETRO DE LA CONDUCCION EN M.

k = CONSTANTE DE CALCULO

PENDIENTE HIDRAULICA

TRAMO	LONGITUD	Hf+H1	P E N D I E N T E
	NOMINAL		A L M I L L A R
	M	M	
1	95.780	0.230	2.40
2	30.926	0.070	2.26
3	62.665	0.140	2.23
4	86.977	0.190	2.18
5	145.211	0.327	2.25

ANEXO 3.5

CONJUNTO "LA COLMENA"

LINEA DE CONDUCCION

DIAMETROS DE CONDUCCION

TRAMO	LONGITUD TOTAL	PENDIENTE AL MILLAR	DIAMETRO (PULG)	GASTO (l.p.s.)	C A D E N A M I E N T O	
					DE	A
1	112.280	2.86	8	21.67	0 + 419.50	0 + 325.72
2	33.926	2.62	8	21.67	0 + 325.72	0 + 295.72
3	70.165	2.66	8	21.67	0 + 295.72	0 + 232.99
4	91.477	2.51	8	21.67	0 + 232.99	0 + 145.21
5	160.211	2.63	8	21.67	0 + 145.21	0 + 000.00

L = LONGITUD

S = PENDIENTE HIDRAULICA

D= DIAMETRO DE CONDICION

G = GASTO

ANEXO No. 3.6

CONJUNTO "LA COLMENA"

LINEA DE CONDUCCION
ESPECIFICACIONES PARA INSTALACION
DE TUBERIA DE AGUA POTABLE

ALINEAMIENTO Y DIMENSIONES.- Las cepas para las tuberías, deberán alinearse cuidadosamente y serán lo suficientemente anchos para permitir, facilitar el trabajo alrededor del tubo. La profundidad será la suficiente para dar protección contra cargas pesadas o tránsito de vehículos.

Los anchos de cepa se medirán en el fondo si se tratara de tierra y entre dos planos paralelos donde no sobresalga ninguna roca si el terreno es rocoso.

La profundidad se refiere a la rasante de la cama.

CAMA.- Cada tubo deberá ser colocado sobre una base firme y uniforme tanto para evitar deformaciones que puedan originar ruptura o fugas, como para conservarlo en su lugar durante la construcción y mantenerlo rígido contra presiones desiguales.

No deberán sobresalir del fondo de la cepa: terrones, filones rocosos o cualquier objeto solido que impida el apoyo uniforme, del tubo.

CAMA EN TERRENO FIRME.- La cepa deberá excavar no más de 15 cm. ni menos de 8 cms., abajo de la rasante de la cama. Este espacio deberá llenarse con arena, arcilla o algun material similar.

El fondo de la cepa deberá ser firmemente apisonado hasta conseguir una compactación que asegure un apoyo continuo y uniforme para el tubo.

CAMA DE TERRENO DE MALA CALIDAD.- Cuando el fondo de la cepa sea inestable o contenga vegetales, basura, o cualquier otro material orgánico o grandes masas de material inorgánico. Se excavará y quitará el material inadecuado en el momento que se considera conveniente, el espacio resultante se llenará con material aprobado.

TENDIDO DE TUBERIA.- Los materiales que se usen en la instalación, deberán ser previamente inspeccionados y aprobarse si cumplen las especificaciones respectivas en cuanto a calidad de materiales, fabricación o pruebas y rechazar las piezas que se encuentren defectuosas.

Cualquier pieza defectuosa que haya sido instalada sin notar los defectos, deberá ser reemplazada por otra libre de defectos.

EL MANEJO.- El manejo de las tuberías deberá hacerse con todas las precauciones necesarias para evitar daños a las mismas y por ningún motivo deberán golpearse entre sí ni contra el suelo.

LIMPIEZA.- Aunque se espera que los tubos estén limpios al salir de la fábrica, siempre estarán expuestos a ensuciarse en el embarque, almacenamiento y transporte, debido a lo cual deberán limpiarse un poco antes de instalarse, para lo cual se usará un fuerte chorro de agua y friccionar con un cepillo duro, o algún otro accesorio adecuado.

INSTALACION.- Todas las tuberías, piezas especiales, válvulas o accesorios, deberán dejarse cuidadosamente dentro de la cepa con el

equipo adecuado para evitar deterioros. Por ningún motivo se dejará caer los materiales en la cepa.

PRUEBA DEL MARTILLO.- Todos los tramos de tubo y piezas especiales deberán inspeccionarse y mientras estén suspendidas para bajarlas al sitio de instalación. se golpearán con un martillo ligero para descubrir grietas.

COLOCACION.- Deberá tomarse toda clase de precauciones para mantener limpios los tubos durante la colocación cuando se interrumpa el trabajo, deberán taparse los extremos abiertos con objeto de evitar la entrada de piedras, animales y otros objetos.

CORTE DE TUBOS.- Deberá ser efectuado con un buen acabado sin ocasionar daños al tubo, dejando los extremos lisos y en su plano perpendicular al eje del tubo.

Por ningún motivo se colocará tubo en cepas inundadas o en condiciones inadecuadas.

DEFLEXIONES PERMISIBLES EN JUNTAS.- Donde sea necesario desviar el tubo de un alineamiento ya sea en un plano horizontal o vertical, el monto de desviación permisible no deberá sobrepasar de los valores dados en la siguiente tabla:

DIAMETRO		MAXIMA DEFLEXION CM/M
MM.	PULG.	
102	4	7.7
152	6	7.7
203	8	6.7

254	10	6.4
305	12	5.5

INSTALACION DE VALVULAS Y PIEZAS ESPECIALES.- Las válvulas se colocarán en los cruceros que indica el plano, serán instaladas dentro de cajas como se indica en el plano relativo a los tipos de cajas de válvulas. La caja se pondrá a plomo y se centrará con respecto al vástago de la válvula que también estará a plomo.

Las válvulas se apoyarán sobre una base de concreto.

Todos los tapones, tees, tapas y codos de 4 pulgadas de diametro y mayores, deberán tener atraques.

Los atraques deberán ser de concreto de $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$

PRUEBAS HIDROSTATICAS

POR INSPECCION.- La prueba deberá hacerse dentro de los primeros tres días después de terminada la instalación del tramo, si los atraques se colocan con cemento de fraguado rápido. En caso de que los atraques se hayan hecho con cemento portland normal, las pruebas se harán después de 5 días de haber colocado el último atraque.

PRESION DE PRUEBA.- Esta deberá ser de 150% de la presión normal de trabajo y deberá mantenerse por un periodo de una hora como mínimo.

Se deberá tener la seguridad de que todo el aire de la tubería ha sido expulsado y por lo tanto esta se encuentra totalmente llena de agua.

Todas las piezas especiales, tubos, válvulas, etc. deberán

inspeccionarse cuidadosamente durante la prueba.

Cualquier material defectuoso o dañado descubierto, deberá ser removido y reemplazado y la prueba deberá ser repetida.

Después de inspeccionada la tubería se procederá a cuantificar las fugas.

CUANTIFICACION DE FUGAS.- La presión para la prueba de fugas, será la máxima a que se someterá normalmente la instalación y la duración de esta será de dos horas.

Ningún tramo de tubería podrá ser aceptado hasta que las pérdidas de agua sean menor que las indicadas en la tabla siguiente:

Presión de Prueba Kgs/cm ²	Lbs/pg.2	Fugas permisibles en lts. por cm. de diámetro por - Km. de tubería por hora.
10.5	150	3.875
8.5	125	3.542
7.0	100	3.166
5.0	75	2.708
3.5	50	2.250

Cuando las pérdidas sean mayores que las permisibles, se deberán hacer las reparaciones necesarias en las juntas y conexiones defectuosas, hasta que el monto se haya reducido al monto permisible.

RELLENO.- Todas las capas deberán rellenarse a mano desde la cama hasta la mitad del tubo, con arcilla arena a otro material adecuado en capas de 8 cm. y compactados a pisón.

De la mitad del tubo hasta 30.0 cm. arriba del lomo del tubo, la cepa deberá rellenarse a mano y teniendo cuidado para evitar daños o movimientos de la instalación. Este relleno no se podrá hacer con arena, arcilla, grava u otro material adecuado, en cepas apisonadas de 8.0 cm., según la clase de material.

El relleno hasta la superficie podrá hacerse a mano o por métodos mecánicos con material producto de la excavación, grava, arena, arcilla u otro material que se juzgue adecuado, pero libre de escorias, basura u otros materiales orgánicos.

DESINFECTACION DE LA TUBERIA.- Antes de la desinfectación, la tubería deberá llenarse y drenarse para eliminar bolsas de aire y servir de lavado inicial. Con la tubería vacía, deberá aplicarse lentamente el agua con desinfectante, deberá dejarse por un periodo de tres horas como mínimo, debiéndose reponer el agua que se pierde por fugas. Al finalizar las tres horas, deberá drenarse la tubería y comprobarse que el cloro residual no sea menor de 0.5 P.P.M. En caso contrario deberá repetirse la operación hasta lograr el resultado deseado.

Para la desinfectación se podrá usar cualquiera de los siguientes compuestos:

a) Una solución de hipoclorito de calcio o cal clorada en la siguientes proporciones:

Hipoclorito al 70 %	1 gr. en 14 lts. de agua
Cal Clorada al 25 %	1 gr. en 5 lts. de agua

b) Una mezcla de gas cloro y agua, no menor de 50 P.P.M.

Para aceptar definitivamente un tramo, una vez aprobado por desinfección, deberá enjuagarse hasta que desaparezca el olor a cloro.

CAJAS DE VALVULAS

La losa del fondo se hará de concreto simple en proporción 1:3:6 con un espesor de 15 cm. Esta losa descansará sobre una plantilla de tabique de 5 cm. de espesor.

Los muros serán de mampostería de tabique de 28 cm. de espesor, juntado con mortero de cemento 1:3, pero se agregará al cemento 15 % de su volumen de cal hidratada en polvo. El tabique empleado sera compacto, recocido y de color uniforme; su forma y dimensiones deberán ser uniformes sin torceduras ni alabeos. Al golpe, debe dar un sonido metálico.

El acabado interior de los muros deberá ser un aplanado con mortero de cemento 1:3 agregando al cemento 10 % de cal hidratada en polvo; con un afinado con mortero de cemento en proporción 1:1.

Se rematará en la parte superior con una corona de concreto de 10 cm. de espesor, armado con dos varillas de 3/8.

La losa de la cubierta, será de concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. de 15 cm. de espesor, armada con varilla de diámetro 3/8 pulgada de resistencia $f_y = 1265 \text{ kg/cm}^2$. Espaciada 10 cm., centro a centro y en ambos sentidos.

Los contra marcos seran de canal de acero de 4 pulgadas de peralte y tendrán un apoyo de 20 cm. sobre los muros.

ANEXO No. 3.7

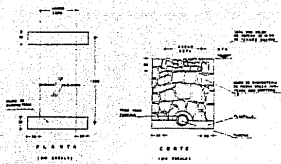
CONJUNTO "LA COLMENA"

LINEA DE CONDUCCION

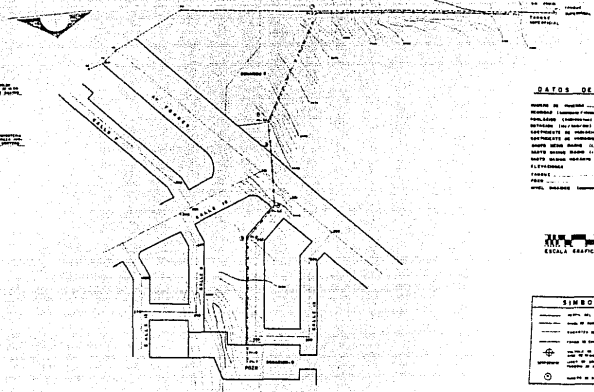
PLANOS

- 1.- **PLANTA Y PERFIL TOPOGRAFICAS DE LA LINEA (PP1)**
- 2.- **PLANTA Y PERFIL HIDRAULICO DE LA LINEA DE CONDUCCION (PP2)**

PLANTA



DETALLE DE MUROS FORMADOS EN LINEA DE CONDUCCION CON PENDIENTES SUY FUERTES



DATOS DE PROYECTO

AREA DE DISEÑO: 10.000 m²
 ESTUDIO: 10/10/1970
 DISEÑO: 10/10/1970
 EJECUCION: 10/10/1970
 MONITOREO: 10/10/1970
 MANTENIMIENTO: 10/10/1970
 COSTO: 10.000.000
 FUENTE: 10.000.000
 PRESUPUESTO: 10.000.000
 ESTADO: 10/10/1970
 AUTOR: 10/10/1970



ESCALA GRAFICA 1/750

SIMBOLOGIA

[Symbol]	ALICATA
[Symbol]	ALICATA DE BARRIL
[Symbol]	ALICATA DE BARRIL EN CONDUCCION
[Symbol]	ALICATA DE BARRIL EN CONDUCCION EN TUBERIA
[Symbol]	ALICATA DE BARRIL EN CONDUCCION EN TUBERIA EN TUBERIA
[Symbol]	ALICATA DE BARRIL EN CONDUCCION EN TUBERIA EN TUBERIA EN TUBERIA
[Symbol]	ALICATA DE BARRIL EN CONDUCCION EN TUBERIA EN TUBERIA EN TUBERIA EN TUBERIA

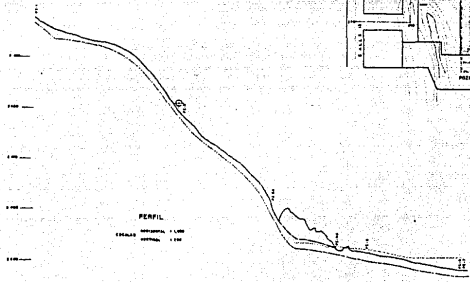
PLAN DE COSEMENTO DE CANCHALES DE BARRIL

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

PLAN DE COSEMENTO DE CANCHALES DE BARRIL

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

E
L
E
V
A
C
I
O
N



TITULO DE OBRA: DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION DE AGUAS RESIDUALES DE LA ZONA DE SAN JUAN

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

U N I V E R S I D A D
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL
 PLANTA Y PERFIL FORMACION DE LA LINEA DE
 CONDUCCION DE AGUAS RESIDUALES
 P.P. 1. JUNIO-37

C A P I T U L O C U A T R O
"ESTRUCTURA DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO"

4.1 GENERALIDADES

La estructura del tanque de almacenamiento se construye de acuerdo a las necesidades por cubrir, a las características del terreno, tirante máximo de agua, y tipo de tanque.

El tipo de tanque recomendado, en el presente proyecto, es un TANQUE SUPERFICIAL, llamado así por construirse a nivel del suelo.

La función principal de las obras de almacenamiento es regular la demanda en función del gasto captado (entradas y salidas en el tanque), compensando así las demandas de agua a la red, de tal manera que siempre se tenga suficiente flujo a una presión adecuada en todos los puntos del sistema; así como también proporcionar agua para combatir incendios.

Es de primordial importancia determinar la CAPACIDAD del tanque; su diseño esta en función de la localidad y de acuerdo a:

- Número de habitantes
- Tipo de población
- Horario de trabajo más comun
- Costumbres

Una vez determinada la capacidad del tanque se obtienen sus medidas, mismas que sirven de apoyo para su análisis y diseño estructural.

4.2. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

El tanque de almacenamiento será alimentado mediante una línea de conducción que tendrá como fuente un pozo profundo, abasteciendo a su vez a la red de distribución del fraccionamiento: Las dimensiones, en longitud, ancho y alto (30.00 x 20.00 x 3.10m), se determinaron conforme a la capacidad necesaria y disponibilidad del terreno.

La selección del sitio definitivo para ubicación del tanque, se hizo con fundamento en el equilibrio de presiones, el terreno disponible, la altimetría y el proyecto original de la red de distribución.

La estructuración del tanque de almacenamiento fue proyectada, empleando las especificaciones adoptadas por la Subdirección de proyectos de la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillados, contenidas en el Reglamento para las construcciones, del Departamento del Distrito Federal; cambiando las alternativas de muros intermedios por columnas sobre zapatas aisladas; y muros perimetrales de concreto reforzado, calculado por trabajar con y sin empuje de tierra: para la base se considero el terreno firme; para el techo se utilizo una losa de concreto reforzado.

Los detalles complementarios, para asegurar la adecuada funcionalidad de la obra como almacenadora de agua fueron proyectadas siguiendo las características determinadas por la SEDUE, mismos que se adjuntan a plano estructural de proyecto.

4.3 CRITERIOS DE PROYECTO

El conjunto será para construcción de vivienda de tipo popular, con la

densidad de población y dotación correspondientes.

Las casas habitación no tendrán sistemas de almacenamiento de agua potable y los edificios del conjunto, cercanos al tanque, contarán con una cisterna.

El tanque de almacenamiento solo dará servicio al conjunto habitacional dentro del área delimitada por los linderos del predio, sin tomar en cuenta preparaciones o conexiones para futuras ampliaciones del conjunto u otros fraccionamientos.

El desplante de la estructura del tanque se hará sobre terreno natural y relleno con material producto de excavación, compactado al 90% proctor estandar, según recomendaciones del estudio geotécnico que como anexo (1) se presenta adjunto a este capítulo. Se empleará el análisis y diseño de la cimentación de la capacidad obtenida del estudio anterior.

Para el análisis de la estructura del tanque se considero la influencia de los efectos de las solicitaciones permanentes, de la presión hidrostática y del empuje suelo sobre los muros. En el anexo (3) se presentan los cálculos del proyecto.

4.4.- DATOS DE PROYECTO

4.4.1.- BASICOS

Densidad de población	6	Hab/Viv.
Número de viviendas	1,200	Viv.
Dotación	200	L/HAB/DIA

Coefficiente de Variación	1.2
Coefficiente de Variación horaria	1.50

4.4.2.- CALCULADOS

Población servida	6,000x1,200	7,200 Hab.
Gasto Medio	7,200x200/86,400	16.67 L.P.S.
Gasto Medio Diario	16.67 x 1.20	20.00 L.P.S.
Gasto Máximo Horario	20.00 x 1.50	30.00 L.P.S.

4.5.- TOPOGRAFIA

Con fundamento en los estudios de campo, se procedió a la revisión de la información básica para trazar el eje longitudinal y paredes del tanque.

Se calcularon las esquinas perimetrales de los muros del tanque y las esquinas exteriores de las zapatas. Anexo 3-3

Una vez calculados, los datos necesarios para el trazo del eje longitudinal y los paramentos exteriores de los muros del tanque, se procedió a efectuar en campo la referenciación suficiente de ejes y a realizar el seccionamiento transversal del área de construcción.

4.6.- DATOS DE CALCULO

4.6.1.- BASICOS

Gasto Medio en L.P.S.		16.67
	3	
Gasto Máximo Diario en m /seg.		0.02
Número de hidratantes contra incendio		

en L.P.S.	2.00
Gasto por hidratante contra incendio	
en L.P.S.	12.6
Tiempo mínimo para capacidad contra incendio en horas	
	2.0
Capacidad de carga admisible del relleno compactado al 90% prueba proctor estándar, en ton./m ²	
	9.8

4.6.2.- OBTENIDOS

$$\begin{aligned} \text{Volumen medio} &= \text{Gasto medio en m}^3 \times 3600 \text{ seg.} \\ &= 0.01667 \times 60 \times 60 = 60.01 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$\text{Volumen contra incendio} = 2 \times 0.0126 \times 2 \times 60 \times 60 = 181.44 \text{ m}^3.$$

4.7.- CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE

Debido a las restricciones del proyecto, en función de la economía que representa evitar la colocación de tinacos, para cada una de las casas habitación, no obstante que no es recomendable en la mayoría de los casos, se propuso un tanque de almacenamiento que cubriera las necesidades de consumo normales durante el día y la demanda mínima contra incendio.

4.7.1.- PROYECTO HIDRAULICO

4.7.1.1 CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE COMO REGULADOR.

En el anexo (2) se presentan el cuadro de simulación de entradas y salidas, así como la gráfica de variación de la demanda.

En la primera se obtienen los coeficientes de variación horaria en porcentaje, los que aplicados al volumen medio horario permiten obtener

el volumen de regularización necesario; en la tabla siguiente se muestra lo anterior,

Tiempo de Bombeo	Volumen Medio horario	Coefficiente de variación	Volumen de regulación
Hrs.	M3	%	M3
24	60.01	464	278.45
20	60.01	217	130.22
16	60,01	406	240.00

En todos los casos se tomará como volumen necesario de regularización máximo resultante; a éste será conveniente sumarle el volumen contra incendio requerido según el tipo y tamaño de la población. Así, la capacidad total del tanque funcionando como regulador será

$$CR = 278.45 + 181.44 = 459.44 \text{ m}^3$$

Con este volumen se selecciona el tanque tipo con capacidad más cercana, el cual resulta ser de 450 m³ del tipo I conforme la Secretaría de Ecología y Desarrollo Urbano. (SEDUE).

4.7.1.2 CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Considerando que el tanque funcionará como almacén, éste deberá cubrir, como mínimo, la demanda para satisfacer las necesidades de la población por un día que sumada a la demanda mínima contra incendios, la capacidad de almacenamiento será:

$$CA = (7,200 \text{ HAB} \times 200 \text{ L/HAB./DIA})/1,000 \text{ LTS} + 181.44 \text{ m}^3$$

$$CA = 1,621.44 \text{ m}^3$$

Posteriormente con este volumen se determinaron las dimensiones a ejes del tanque a saber:

$$V = 29,80 \times 19,80 \times 2,65 = 1,563.61 \text{ m}^3$$

Este valor se incrementará si se toman en cuenta las pendientes, que para efectos de drenaje y lavado del tanque se deberá proyectar y construir.

Es importante señalar por otra parte que el tanque, debido a su localización y cota de desplante, no logrará abastecer a los edificios proyectados en torno a el por lo cual se recomienda para dichos edificios la construcción de cisternas que aseguren el servicio.

4.8 ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL TANQUE

4.8.1 CRITERIOS DE ANALISIS

4.8.1.1. CARGAS ACTUANTES

El análisis de la estructura del tanque se efectuó considerando la influencia de los efectos de las solicitaciones, a que se encontrará sujeto durante su operación, a saber:

- CARGAS PERMANENTES (Peso propio de la estructura)
- EMPUJES HIDROSTATICOS Y DE SUELO
- CARGA ACIDENTAL (Sismo)

La acción del viento no se consideró por ser despreciables sus efectos en este tipo de estructuras.

Las cargas estimadas para efectos de análisis de la estructura del tanque,

se muestran en la memoria de cálculo que como anexo (3) aparece adjunta

4.8.1.2. ESTIMACION DE LA DESCARGAS

La estimación de las descargas, a nivel de desplante, se realizó considerando que todos los tableros de losa descansarían sobre traveses y muros perimetrales. Las traveses transmiten las cargas a columnas y muros, y los elementos verticales descansan sobre zapatas aisladas y corridas que descargan sobre el terreno.

4.8.2. SUB-ESTRUCTURA

El tipo de cimentación obedece a los factores siguientes.

- Dimensiones de la estructura

- Forma de estructuración del tanque

- Características del terreno del desplante (capacidad de carga).

- Magnitud de los elementos mecánicos actuantes conforme las condiciones del terreno para desplante de las zapatas, corridas y aisladas bajo muros y columnas respectivamente; la presión máxima permisible para efectos de análisis fue de 9.80 ton/m² con un grado de compactación del 90% prueba proctor estándar. Con los elementos mecánicos resultante ante la acción de las solicitaciones permanentes y accidentales se determinaron las propiedades de diseño de las zapatas, muros y columnas.

4.8.3. LOSA TAPA

El análisis de la losa se hizo tomando en cuenta la distribución de carga en cada uno de los tableros, mediante el conocido método de los

coeficientes.

Para el cálculo del acero de refuerzo de la losa de concreto reforzado se utilizó el método de resistencia última de acuerdo a lo especificado por el Reglamento para las Construcciones de Departamento del Distrito Federal (RDF-76).

4.8.4. COLUMNAS Y TRABES

Con las acciones procedentes de carga vertical se analizan los marcos de la estructura en ambos sentidos utilizando el método de cross, posteriormente se evalúan los efectos para sismos, siguiendo lo establecido por RDF-76.

Una vez obtenidos los elementos mecánicos, resultantes de las combinaciones más críticas de las solicitaciones gravitacionales y accidentales, se pasó a la revisión y diseño de las secciones de trabes y columnas; para ello se utilizó el método de resistencia última.

4.8.5 MUROS

El análisis de muros se realizó tomando en cuenta, las condiciones de trabajo durante el proceso de construcción y operación del tanque bajo las acciones de empuje del agua y del suelo; se consideró también la posibilidad de volteo de los muros.

Los efectos sísmicos no se tomaron en cuenta por considerarse de poca importancia debido al tipo de estructura y al suelo en que esta se desplantará.

Para el cálculo del refuerzo de acero, se idealizó el muro, como viga en

voladizo sobre zapatas corridas y losa de fondo no estructural, se uso este tipo de estructuración ya que las dimensiones horizontales del tanque son mayores 5 o 6 veces su altura, y el terreno es firme.

El refuerzo mínimo vertical y horizontal cumple esencialmente los fines de evitar que hayan agrietamientos previos por cambios volumétricos; se colocó en dos capas de refuerzo para evitar que resultaran críticos dichos efectos.

4.8.6 CIMENTACION

La resistencia considerada en el diseño fue de 9.8 ton/m² en cuyo dato se baso la revisión y diseño de las secciones, y el cálculo de los aceros, siguiendo las especificaciones (R.D.F. -76).

La losa de fondo no se calculo dado que no es una losa estructural por razones de funcionamiento del tanque, de modo que se armará con el acero mínimo que rige por cambios volumétricos; su desplante se hara directamente sobre el terreno natural de 10 cm de espesor con ligeras pendientes que parten del centro hacia los cárcamos de la limpieza.

El desplante de las zapatas se hará en todos los casos a una profundidad mínima de 60 cm, por abajo del nivel del terreno.

En el anexo 3 de este capítulo se muestran el análisis y diseño efectuado, y en el plano estructural se pueden observar todos los detalles.

4.9 MATERIALES

Las características de los materiales a utilizar son las siguientes:

1.- Tepetate para rellenos compactados al 90% proctor estandar, y para la formación de desplantes y taludes perimetrales de banquetas.

2.- Concreto de $f'c=100\text{kg/cm}^2$, $f'c=150\text{kg/cm}^2$ y $f'c=200\text{kg/cm}^2$ para plantillas, losa de piso del tanque, y estructura principal del mismo. Las especificaciones en los planos de proyecto complementa lo anterior.

3.- Mortero Cemento-Arena 1:3 y 1:5, en zampeado y junteo de tubería de concreto simple para drenes.

4.- Alambión de acero del # 2 $f_y=2530\text{ kg/cm}^2$; varillas del # 2.5 al # 8 con $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$.

5.- Grava de tamaño máximo 38mm (1 1/2 pulgada de diámetro) para concreto en zapatas y filtros de drenes; grava de tamaño máximo de 19 mm (3/4 de pulgada) para concreto en plantillas, losa de piso, columnas, trabes y losa tapa.

6.- Piedra braza de 20 cm. de espesor para recubrimiento de taludes, perimetrales al tanque.

4.10 EXPRESIONES DE ANALISIS, REVISION Y DISEÑO

Al inicio del anexo 3 se presentan las expresiones de cálculo empleadas.

4.11 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.11.1 CONCLUSIONES

De lo descrito en el presente capítulo se desprende lo siguiente:

La estructura del tanque esta proyectada para resistir las solicitaciones del tipo permanente, variables y accidentales que se presentaran durante su vida útil.

4.11.2 RECOMENDACIONES

Durante la construcción del tanque, desde el punto de vista de funcionamiento hidráulico, se deberá seguir lo prescrito en las Normas y Especificaciones para este tipo de obra de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología y, en la Construcción de la estructura misma es conveniente seguir, lo establecido por el Reglamento del Distrito Federal.

4.12 PLANOS DE PROYECTO (ANEXO 4.4)

Los planos del proyecto resultante, se presentan en el anexo 4 de este capítulo, son los que a continuación se relacionan

1.- PLANO ESTRUCTURAL (PP3)

2.- DETALLES COMPLEMENTARIOS.- Estos se presentan en hojas en forma independiente, ordenados, secuencialmente y en orden constructivo.

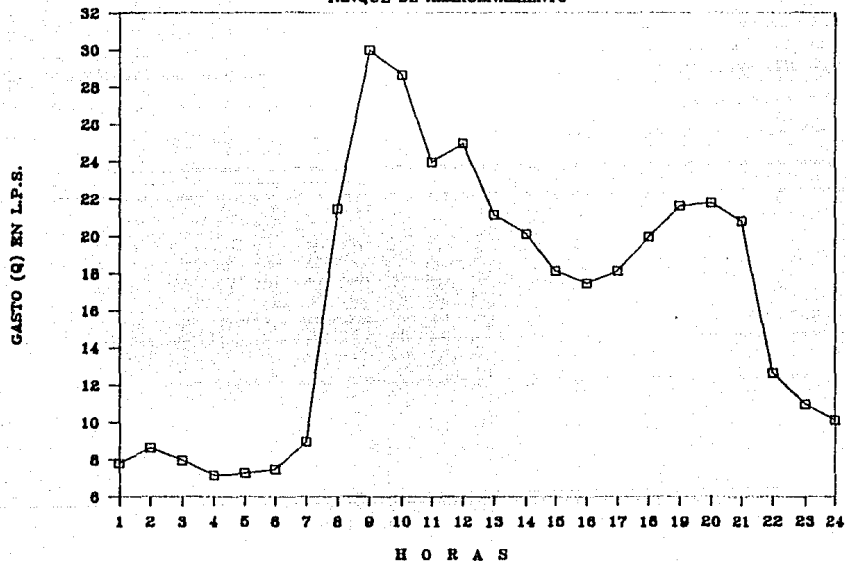
Nota: Anexo 4-1 se presenta en Anexo 3-2

CONJUNTO LA COLMENA (ANEXO 4.2)
 TANQUE DE ALMACENAMIENTO
 SIMULACION DE ENTRADAS Y SALIDAS

HORA	L. P. S	DEMANDA	PARA BOMBEO	24 DIF.	HORAS DIF-ACOM	PARA BOMBEO	20 DIF.	HORAS DIF-ACOM	PARA BOMBEO	16 DIF.	HORA DIF-ACOM	
0-1	7.83	47	+100	+53	+ 53	0	- 47	- 47	0	- 47	- 47	
1-2	8.67	52	"	+48	+101	0	- 52	- 99	0	- 52	- 99	
2-3	8.00	48	"	+52	+153	0	- 48	-147	0	- 48	-147	
3-4	7.17	43	"	+57	+210	0	- 43	-190	0	- 48	-190	
4-5	7.3	44	"	+56	+266	120	+ 76	-114	0	- 44	-234	
5-6	7.50	45	"	+55	+321	"	+ 75	- 39	0	- 45	-279	
6-7	9.00	54	"	+46	+367	"	+ 66	+ 27	150	+ 96	-183	
7-8	21.50	129	"	-29	+338	"	- 9	+ 18	"	+ 21	-162	
8-9	30.01	180	"	-80	+258	"	- 60	- 42	"	- 30	-192	
9-10	28.67	172	"	-72	+186	"	- 52	- 94	"	- 22	-214	
10-11	24.00	144	"	- 4	+142	"	- 24	-118	"	+ 6	-208	
11-12	25.01	150	"	-50	+ 92	"	- 30	-148	"	0	-208	
12-13	21.17	127	"	-27	+ 65	"	- 7	-155	"	+ 23	-185	
13-14	20.17	121	"	-21	+ 44	"	- 1	-156	"	+ 29	-156	
14-15	18.17	109	"	- 9	+ 35	"	+ 11	-145	"	+ 41	-115	
15-16	17.50	105	"	- 5	+ 30	"	+ 15	-130	"	+ 45	- 70	
16-17	18.17	109	"	- 9	+ 21	"	+ 11	-119	"	+ 41	- 29	
17-18	20.00	120	"	-20	+ 1	"	0	-119	"	+ 30	+ 1	
18-19	21.67	130	"	-30	- 29	"	- 10	-129	"	+ 20	+ 21	
19-20	21.84	145	"	-46	- 75	"	- 26	-155	"	+ 4	+ 25	
20-21	20.94	122	"	-22	- 97	"	- 2	-157	"	+ 28	+ 53	
21-22	12.67	76	"	+24	- 73	"	+ 44	-113	"	+ 74	+127	
22-23	11.00	66	"	+34	- 39	"	+ 34	- 39	"	- 66	+ 61	
23-24	10.17	61	"	+39	0.00	"	+ 59	0	"	- 61	0	
COEFICIENTES DE VARIACION HORARIA						464				217	406	

CONJUNTO LA COLMENA

TANQUE DE ALMACENAMIENTO



1.- CONSTANTES DE CALCULO UTILIZADAS SEGUN EL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL 1976

$f'c$

Resistencia a la compresión de los cilindros de concreto a los 28 días de edad.

$f^*c=0.8 f'c$

Resistencia nominal del concreto a la compresión.

$f''c=0.85 f'c$

Resistencia de diseño a la compresión.

$1/2$

$E_c = 10,000 (f'c)$

Módulo de elasticidad del concreto.

f_y

Esfuerzo específico de fluencia del acero.

$f_s = 0.6 f_y$

Esfuerzo del acero en condiciones de servicio.

$P_b = (f''c/f_y) 4800 / (f_y + 6000)$

Porcentaje del refuerzo para la sección balanceada

$P_{max} = 0.75 P_b$

Porcentaje máximo de refuerzo permisible al diseñar por flexión

cuando se tienen efectos sísmicos

$P_{min} = (0.7 (f'c)^{1/2}) / 4,200$

Porcentaje mínimo de refuerzo

$A_s = P b d$

Area de refuerzo longitudinal en tensión

b Ancho total de la sección

d Peralte efectivo

$q = P (f_y / f''c)$ Constante

FR = 0.90 Factor reductivo de capacidad a la flexión

FR = 0.80 Factor reductivo de capacidad al cortante

FR = 0.85 Factor reductivo de la capacidad a flexocompresión

2. EXPRESIONES PARA DISEÑO

2.1 FLEXION

h Peralte total de la sección

r Recubrimiento efectivo

$MR = FR b d^2 f''c q(1 - 0.5q)$

Momento resistente a la flexión de secciones rectangulares simplemente armadas

$F_s = 1.4$

Factor de seguridad para combinación de carga muerta y viva actuantes sobre la estructura

$F_s = 1.1$

Factor de seguridad para combinación de cargas muerta, viva y sismo

$W_s = W_m + W_v$ Carga vertical en condiciones de servicio

W_u Carga Última de Diseño

W_v Carga Viva

W_m Carga Muerta

W V I Carga Viva Instantánea, para Análisis Sísmico

2.2 CORTANTE

$$VCR = FR b d (0.2 + 30P) (f''c)^{1/2}$$

Fuerza Cortante Total que toma el concreto

$$2.5 FR b d (f''c)^{1/2}$$

Resistencia al cortante siempre mayor o igual al actuante

V u Cortante máximo actuante

$$S = (FR Av fy d) / (Vu - VCR) \quad \text{Separación de estribos necesaria}$$

Av Area del refuerzo transversal

$$S \leq (FR Av fy) / (3.5 b) \quad \text{Separación máxima permisible}$$

$$S \leq 0.5 d \quad \text{Separación máxima}$$

$$VR = 1.5 FR b d (f''c)^{1/2} \quad \text{Cortante resistente permisible}$$

2.3 FLEXOCOMPRESION

$$G = 0.00$$

Coefficiente de restricción al desplazamiento lateral en el nudo

columna - zapata

$$G_n = S (I_c / L_c) / S(IG/LG)$$

Coefficiente de restricción al desplazamiento lateral en los nudos

columna - trabe

S Sumatoria

Ic, IG Momentos de Inercia de Columnas y Trabes

Lc, Ic Longitudes de columnas y trabes

$$E = (K H \sqrt{R}) \leq 22$$

Relación de esbeltez de columnas cumpliéndose la desigualdad se desprecian los efectos de esbeltez por movimiento general

K Coeficiente de longitud efectiva

H Altura total de la columna

R Radio de giro de la sección

$H' = K H$ Altura efectiva de la columna

$$F_a = 1.0 / (1.0 - (S P_u / S P_c)) \leq 1 \quad \text{Factor de amplificación}$$

P_u Descarga sobre Columna en el Extremo Analizado

$$P_c = (F R E_c 1 (P I)^2) / (H')^2$$

Carga crítica sobre la columna

$$(P I) = 3.1416$$

$$E_c T = (0.4 E_c I_c) / (1 + U)$$

$U = MIP / (MSP + MSS)$ Coeficiente de flexión

MIP Momento flexionante extremo inferior carga permanente

MIS Momento flexionante extremo inferior debido a sismo

MPS Momento flexionante extremo superior debido a sismo

$$H'/R \leq (34 - 12(M_1 / M_2))$$

Relación de esbeltez de columnas cumpliéndose la desigualdad se desprecian los efectos de esbeltez por extremos restringidos lateralmente en revisión local

$e_a = 0.05 \text{ ó } 0.05 b$ Excentricidad accidental

t Longitud de la sección

b Ancho de la sección

$$R_y = M_{uy} / (FR b^2 d f''c)$$

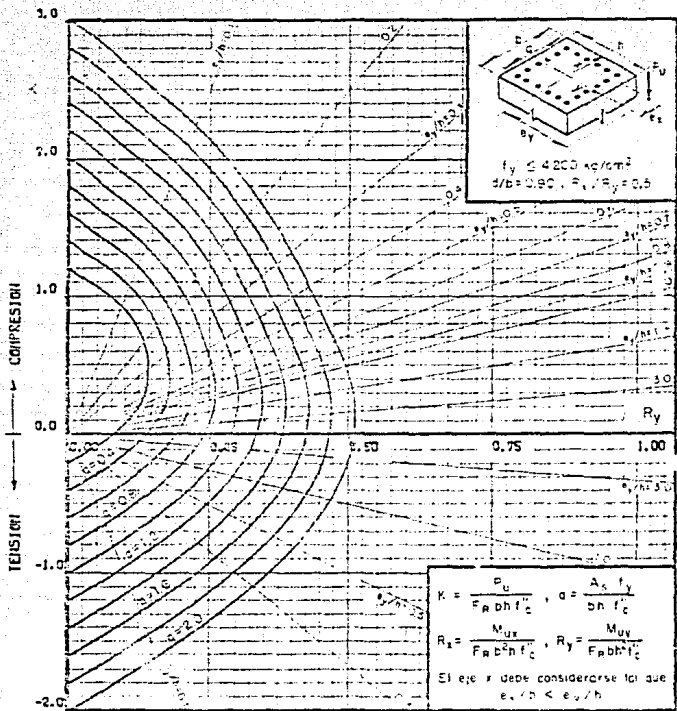
$$K = P_u / (FR b d f''c)$$

R_y, K

Coefficientes calculados para obtener del diagrama de interacción

la cuantía de acero en columnas

Se anexan diagramas de interacción utilizados.



A_s = Área total de refuerzo

$f'_c = 0.85 f'_c$, si $f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = 1.06 - \frac{f'_c}{1250}$ si $f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$

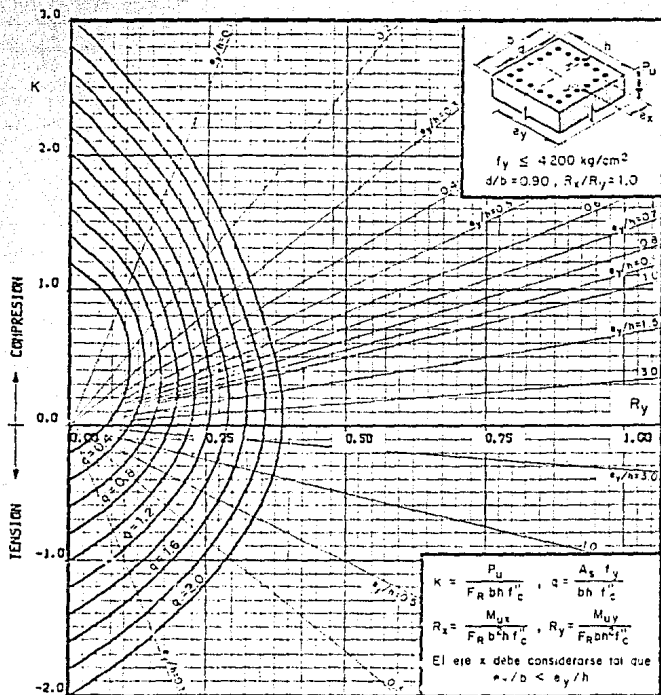
F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig. 40



A_s = Área total de refuerzo

$f'_c = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

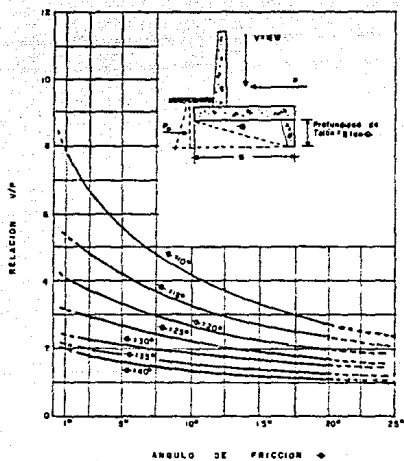
M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 50

REF. 2

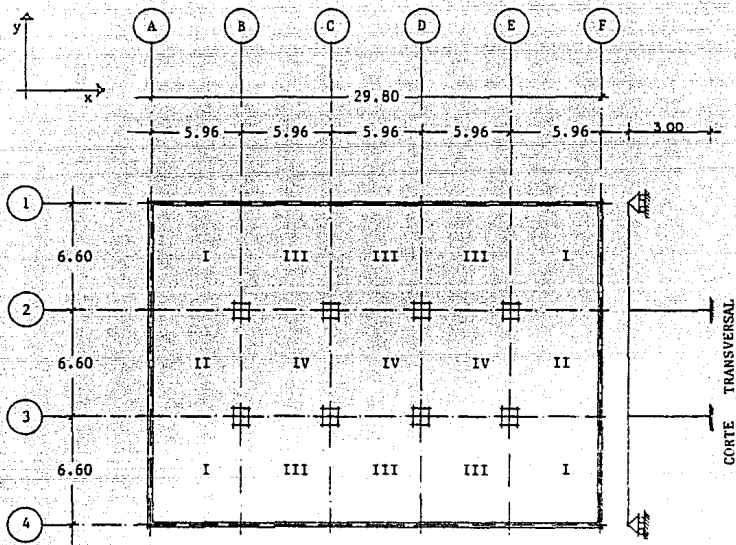
DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS CON TALON EN FUNCION DE PROPIEDADES DEL SUELO



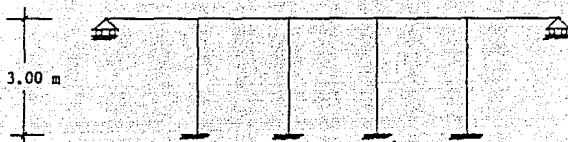
CONJUNTO HABITACIONAL LA COLMENA

(ANEXO 4.3)

TANQUE DE ALMACENAMIENTO

ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA1. ESTRUCTURACION

P L A N T A



CORTE LONGITUDINAL

n número de tableros según condiciones de apoyo

□ columna

— viga

▬ muro

2. ESTIMACION DE CARGAS

2.1 CARGAS MUERTAS

2.1.1. Losa de 15 cm de espesor: $0.15 \times 2,400 \text{ Kg/m}^3$ 3 2
360 Kg/m

2.1.2. Acabado + 40 Kg/m² adicional 2
80 Kg/m

W M 440 Kg/m²

2.2. CARGA VIVA 2
100 Kg/m

2.3. CARGA DE SERVICIO 2
W s 540 Kg/m

3. ANÁLISIS DE MARCOS POR CARGAS GRAVITACIONALES

Se suponen:

Trabes de 0.20 x 0.60 m y

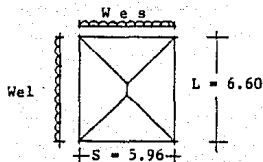
Columnas de 0.45 x 0.45 m

3.1 Peso Propio

Trabes = 0.20 x 0.60 x 2,400 = 288 Kg/m

Columnas = 0.45 x 0.45 x 2,400 = 486 Kg/m

3.2 Análisis de un Tablero para obtener el peso que se transporta de Losa a Trabe



3.2.1. Carga equivalente en el eje X

$$W_{es} = W_s / 3 = 1.07 \text{ Ton / m}$$

donde:

$$W_s = 0.540 \text{ Ton / m}^2$$

3.2.2. Carga equivalente en la dirección X

$$W_{eL} = (W_s L / 3) * (3 - m)^2 / 2$$

donde:

$$W = 0.540 \text{ Ton/m}^2$$

$$S = 5.96$$

$$L = 6.60$$

$$m = S / L = 0.9$$

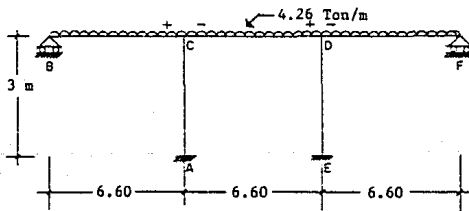
$$W e L = 1.30 \text{ Ton/m}$$

3.3. Cálculo de peso total sobre cada marco

3.3.1. Dirección Y

	Marcos B y E	Marcos C y D
Peso de la Losa	77.22 Ton	51.48 Ton
Peso de Traves	5.74 Ton	5.74 Ton
Peso de Columnas	1.46 Ton	1.46 Ton
	82.42 Ton	58.68 Ton
$W_s \text{ Total} =$	4.26 Ton/m	2.96 Ton/m

3.4. Análisis del Marco B por carga vertical, aplicando el Método de Cross



3.4.1. MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTOS

$$M_{CB} = M_{DF} = WL^2 / 8 = ((4.26)(6.6)^2) / 8$$

$$M_{CB} = 23.20 \text{ T - M} ; M_{BC} = 0$$

$$M_{CD} = M_{DC} = WL^2 / 12 = ((4.26)(6.6)^2) / 12$$

$$M_{CD} = 15.46 \text{ T - M} ; M_{FD} = 0$$

3.4.2. FACTORES DE DISTRIBUCION

$$K_{CB} = 3 EI / L = 3 EI / 6.6$$

$$K_{CD} = 4 EI / L = 4 EI / 6.6$$

$$K_{CA} = 4 EI / L = 4 EI / 3.0$$

$$SK = 2.39 EI$$

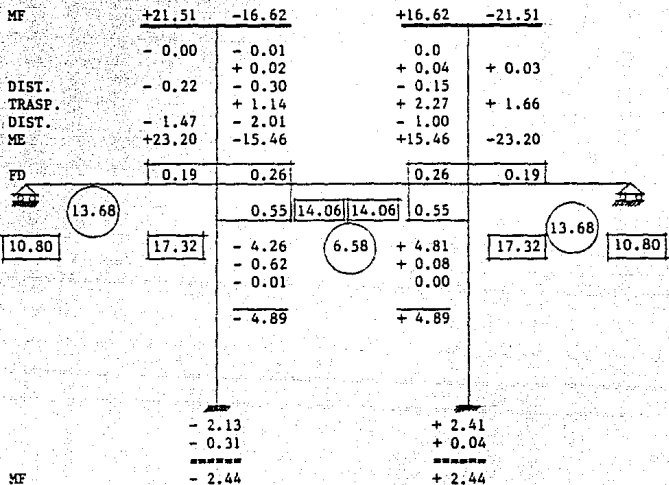
$$\text{NUDO C} = \text{NUDO D}$$

$$d_{CB} = K_{CB} / SK = (3 EI / 6.6) / 2.39 EI = 0.19$$

$$d_{CD} = (4 EI / 6.60) / 2.39 EI = 0.26$$

3.4.3. DISTRIBUCION DE MOMENTOS

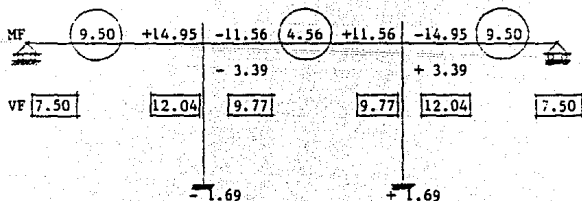
3.4.3.1.



MARCOS B Y E

3.4.3.2. MARCOS C Y D.

De manera similar al marco anterior se llega a los resultados siguientes:



$$X = 2.53 \text{ m}$$

distancia en que se presenta, el momento máximo positivo

3.5. ANALISIS DE LOS MARCOS 2 Y 3, EN LA DIRECCION X.

CALCULO DE CARGAS

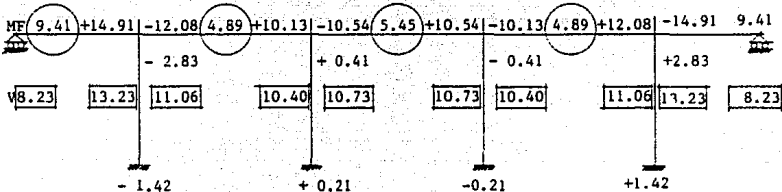
Peso de Losa 95.979

Peso de Trabes 8.61

Peso de Columnas 2.916

107.51

W_s Total = 3.6 Ton/m



$$X = 2.29 \text{ m}$$

distancia en que se presenta el momento máximo positivo

4. ANALISIS DE LA ESTRUCTURA POR CARGAS ACCIDENTALES

4.1. CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA

Según su uso: Grupo A

Según su estructuración: Tipo 2

Por características propias del terreno

ZONA I (Terreno Firme)

Coefficiente Sísmico: $C = 0.21$

Reducción por ductilidad $Q = 2$

4.2. CALCULO DE FUERZAS HORIZONTALES.

$$V = C_s W_T$$

donde:

V = Fuerza Cortante Sísmica Total

W_T = Peso Total de la Estructura

C_s = Coeficiente Sísmico

$C_s = C_s/Q = 0.10$ = Coeficiente sísmico reducido por ductilidad

Q = Factor de reducción por ductilidad

4.2.1. Cálculo de la Carga Total

$$W_s = 0.61 \text{ Ton/m}^2$$

$$A \text{ Losa} = 20 \times 30 = 600 \text{ m}^2$$

Peso de Losa = 366 Ton

Peso de Vigas = 40.32 Ton

Peso de Columnas = 5.83 Ton

$$W_T = 412.15 \text{ Ton}$$

Luego:

$V = 41.22 \text{ Ton}$ en ambas direcciones

- La distribución de cortantes entre los elementos será proporcional en cada marco, según sus rigideces, dado que la estructuración es simétrica, no se considera la influencia de los efectos de torsión.

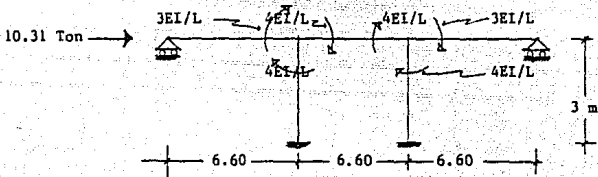
4.2.2. CORTANTES DE CADA MARCO

Sentido X	Marco 2 y 3	$V_{sx} = 20.61 \text{ Ton}$
Sentido Y	Marco B,C,D,E	$V_{sy} = 10.31 \text{ Ton}$

Se supone que la losa es infinitamente rígida en su plano.

4.3. DETERMINACION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS POR EFECTOS DE LAS FUERZAS HORIZONTALES DEBIDAS A SISMO, UTILIZANDO EL METODO DE KANI.

4.3.1. Análisis en la Dirección Y.



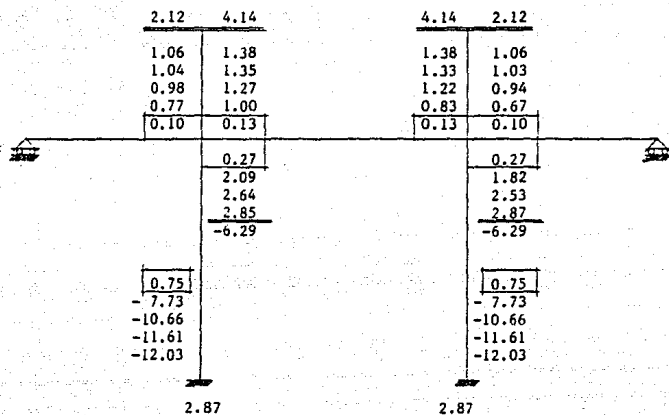
Factores de Distribución

$$d_{CB} = 0.10$$

$$d_{CD} = 0.13$$

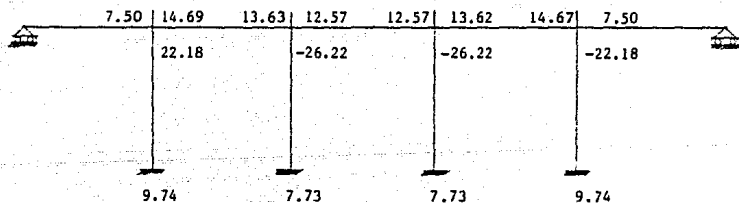
$$d_{CA} = 0.27$$

DISTRIBUCION DE MOMENTOS



4.3.2. ANALISIS EN LA DIRECCION X

MOMENTOS OBTENIDOS



5. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Materiales

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Constantes

$$f^*c = 0.8 f'c = 160 \text{ Kg/cm}^2 < 250 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo tanto:

$$f''c = 0.85 f^*c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

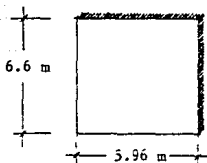
$$P_{max} = P_b = (f''c/fy) (4800/(fy+6000)) = 0.0152$$

$$P_{min} = (0.7(f'c)^{1/2}) / fy = 0.002357$$

5.1. DISEÑO DE LA LOSA.

5.1.1. ESTIMACION DEL PERALTE

Se hará para el tablero crítico I (de esquina)



$$d \geq \frac{(576+640)1.50+(576+640)}{300} = 10.13 \text{ cm}$$

$$\text{Si } fs = 0.6fy \text{ y } Ws \{ 380 \text{ Kg/m}^2$$

entonces:

$$d_{min} \geq d \times 0.03 \text{ H } (fs \text{ } Ws)^{1/4}$$

$$d_{min} = 10.13 \times 0.034 (2520 \times 540)^{1/4}$$

$$d_{min} = 11.76 \text{ cm}$$

$$h = d_{min} + r$$

$$r = \text{recubrimiento de } 3 \text{ cm}$$

$$h = 14.76 \text{ cm}$$

- Para fines prácticos se considera el peralte efectivo de 15 cm

5.1.2. REVISION DE LA RESISTENCIA A LA FLEXION

Para el tablero más crítico se debe cumplir que $P < P_{max}$.

Se revisará con el momento negativo del claro corto en el tablero crítico (I) de borde interior.

$$m = a_1 / a_2$$

donde:

a_1, a_2 = claro corto y largo del tablero respectivamente

$$a_1 = 576 \text{ cm} ; a_2 = 640 \text{ cm} ; m = 0.90$$

De la Tabla 4.1 de Ayudas de diseño (Ref. 1) se obtiene:

$$K = 0.0412$$

$$M_u = KWu^2 ; M_u = 1.03 \text{ Ton-m}$$

$$P_{nec} = 0.00195 < P_{max}/U$$

EL PERALTE ES ACEPTADO POR FLEXION

5.1.3. REVISION DE LA FUERZA CORTANTE

Se debe cumplir que $VCR > V_u$

$$(0.5 a_1 - d) W_u$$

$$V_u = \frac{\quad}{6} = 1,377 \text{ Kg}$$

$$l = (a_1/a_2)$$

$$VCR = 0.5 FR b d f^*c = 6,072 \text{ Kg}$$

Dado que el $VCR > V_u$, el peralte es aceptado por fuerza cortante.

5.1.4. CALCULO DEL REFUERZO MINIMO Y SEPARACION MAXIMA POR CAMBIOS VOLUMETRICOS.

Peraltes Efectivos

Refuerzo positivo : $d = h - r = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$

Refuerzo negativo : $d = h - r - 3 = 15 - 3 - 3 = 9 \text{ cm}$

El refuerzo por cambios volumétricos se considera $2a_s$ por estar la losa expuesta directamente a la intemperie.

$$A_{sm} = \frac{450}{f_y (h+100)} = 0.013975 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

A_{sm} = Area de refuerzo por cambios volumétricos por unidad de ancho.

$$2a_s = 0.02795 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

En un ancho de 100 cm:

$$A_{s \text{ min}} = 0.02795 \times 100 = 2.795 \text{ cm}^2/\text{m}$$

con varillas del No. 3 ($A_s = 0.71$), la separación máxima resulta:

$$S_{max} = \frac{100 a_s}{A_s} = 25.40 \text{ cm}$$

A_s

cálculo de S máx

$$3.5 h = 3.5 (15) = 52.5 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

por lo tanto, se usará como separación máxima 25 cm

5.1.5. CALCULO DE SEPARACIONES EN UN TABLERO DE ESQUINA.

TABLERO CRITICO I

MOMENTO	CLARO	K	Mu (t-m)	S (cm)	0.6Mu	S
		m=0.9 II				
NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	0.0412	1.03	20	0.62	25
	LARGO	0.0410	1.03	20	0.62	25
POSITIVO	CORTO	0.0199	0.50	25	0.30	25
	LARGO	0.0154	0.39	25	0.23	25

EXPRESIONES UTILIZADAS

$$Mu = K Wu a l^2$$

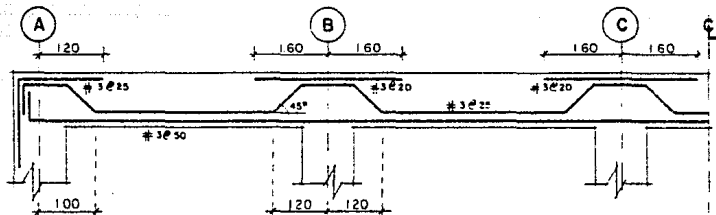
$$P = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \left(1 - \frac{2 Mu}{FR b d^2 f'_c} \right)^{1/2} \right]$$

$$As = P b d$$

$$S = \frac{100 As}{As}$$

5.1.6. DETALLE DE ARMADO DE LOSA

Peralte de 15 cm con varillas del # 3 en ambos sentidos



5.2. DISEÑO DE TRABES.

5.2.1. CALCULO DE MOMENTOS DE DISEÑO

5.2.1.1. DIRECCION X

Momentos en Extremos de Trabes

Carga Vertical	Carga Vertical + Sismo
$(Mu(B-A))_{\bar{B}} = 1.4(-14.91) = -20.27 \text{ T-m}$	$1.1 \times (-14.91-7.50) = -24.65 \text{ T-m}$
$(Mu(B-C))_{\bar{B}} = 1.4(-12.08) = -16.91 \text{ T-m}$	$1.1 \times (-12.08-14.69) = -29.45 \text{ T-m}$
$(Mu(C-B))_{\bar{C}} = 1.4(-10.13) = -14.18 \text{ T-m}$	$1.1 \times (-10.13-13.63) = -26.14 \text{ T-m}$
$(Mu(C-D))_{\bar{C}} = 1.4(-10.54) = -14.76 \text{ T-m}$	$1.1 \times (-10.54-12.57) = -25.42 \text{ T-m}$

Se diseñará con los momentos mas desfavorables, producto de la superposición de momentos por carga vertical mas sismo.

Enseguida se muestran los valores últimos para diseño por flexión y cortante.

$$(Mu(B-C))_{\bar{B}} = 29.45 \text{ T-m}$$

$$(Vu(B-C))_B = 17.38 \text{ Ton}$$

$$(Mu(A-B))_{\bar{A}}^+ = 1.4 \times 9.41 = 13.17 \text{ T-m}$$

5.2.1.2. DIRECCION Y

a) Marcos B y E.

Carga Vertical	Carga Vertical + Sismo
$(Mu 2-1)_{\bar{2}} = (1.4)(-21.51) = -30.11 \text{ T-m}$	$1.1(-21.51-2.12) = -25.99 \text{ T-m}$
$(Mu 2-3)_{\bar{2}} = (1.4)(-16.62) = -23.27 \text{ T-m}$	$1.1(-16.62-4.14) = -22.84 \text{ T-m}$

b) Marcos C y D.

Carga Vertical		Carga Vertical + Sismo
$(M_u 2-1)\bar{2} = 1.4(-14.95) = -20.93$;	$1.1x(-14.95-2.12) = -18.78$
$(M_u 2-3)\bar{2} = 1.4(-11.56) = -16.18$;	$1.1x(-11.56-4.14) = -17.27$

Se diseñará con los momentos mas desfavorables, teniéndose los siguientes valores:

MARCOS B Y E	MARCOS C Y D
$(M_u 2-1)\bar{2} = -30.11 \text{ T-m}$	$(M_u 2-1)\bar{2} = -20.93 \text{ T-m}$
$(V_u 2-1)_2 = 24.25 \text{ T-m}$	$(V_u 2-1)_2 = 16.86 \text{ T-m}$
$(M_u 1-2)^+ = 1.4x13.68 = 19.15$	$(M_u 1-2)^+ = 1.4x9.50 = 13.30$

5.2.2. CALCULO DE REFUERZO EN LA DIRECCION X

5.2.2.1. Diseño por flexión

a) Constantes

$$\begin{aligned}
 (M_u)^- &= 29.45 \text{ T - m} \\
 b &= 20 \text{ cm} \\
 h &= 60 \text{ cm} \\
 d &= 55 \text{ cm} \\
 f'_c &= 200 \text{ Kg / cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ Kg / cm}^2 \\
 f'_c &= 136 \text{ Kg / cm}^2 \\
 P_{\max} &= 0.75 P_b = 0.011430 \\
 A_s \max &= 12.57 \text{ cm}^2 \\
 MR \max &= 21.53 \text{ ton - m} \\
 P \min &= 0.002357
 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = 3.54 \text{ cm}^2$$

$$MR \text{ min} = 6.44 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Para el $M_u^- = 29.45 \text{ t} \cdot \text{m}$, resulta que:

$P_{nec} = 0.015485 > P_{max}$; por lo que diseña como doblemente armada.

$$M_u^- = 29.45 = MR = MR_{max} + MR_2$$

$$MR_2 = 7.92 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A'_s = 4.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s \text{ max} + A'_s = 12.57 + 4.03 = 16.61 \text{ cm}^2$$

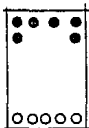
$$A_{smax} = 12.57 \text{ cm}^2$$

y el acero de compresión

$$A'_s = 4.03 / 0.75 = 5.37 \text{ cm}^2$$

y el acero en tensión será 16.61 cm^2 .

La distribución de acero longitudinal en la sección doblemente armada debido a momento negativo será:



$$A_s = 6 \# 6 = 17.10 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 4 \# 4 = 6.35 \text{ cm}^2$$

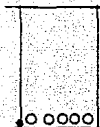
b) DISEÑO DE LA TRABE PARA MOMENTO POSITIVO

$$M_u^+ = 13.13 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$P_{nec} = 0.005787 < P_{max}$$

Por lo que se diseña como simplemente armada

$$A_s = 6.36 \text{ cm}^2$$



$$0.5 \# 4 = 6.35 \text{ cm}^2 \approx 6.36$$

5.2.2.3. Diseño del refuerzo transversal, dirección "X"

Acero en tensión longitudinal = $P = 0.0146 [0.01$

Entonces:

$$VCR = 0.5 FR b d f^*c = 0.5(0.8)(20)(55) 160 = 5,566$$

$$V_u = 17.38 \text{ Ton}$$

$V_u > VCR$ se colocarán estribos tal que $V_s = V_u - VCR$

$$2.5FR b d f^*c = 2.5(0.8)(20)(55) 160 = 27,828 \text{ Kg} > V_u$$

Entonces la separación será menor o igual que,

$$1) \frac{FR A_v f_y d}{V_u - VCR} = \frac{(0.8)(2)(0.49)(4200)(55)}{(27,828 - 5,566)} = 8.14 \text{ cm}$$

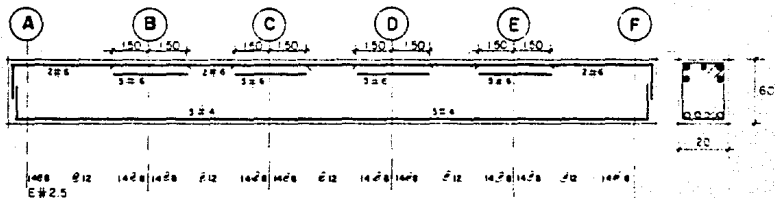
$$2) \frac{FR A_v F_y}{3.5 b} = \frac{(0.8)(2)(0.49)(4200)}{3.5 (20)} = 47 \text{ cm}$$

$$3) \quad d / 2 = 55 / 4 = 13.75 \text{ cm}$$

Usar estribos cerrados perpendiculares del # 2.5 @ 8 cm.

TRABE T-3

DETALLE DE ARMADO



5.2.3. DIRECCION Y

5.2.3.1. Diseño por flexión Marcos B y E

$$(Mu)^- = -30.11 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$(Mu)^+ \text{ centro del claro} = 19.15 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$P_{\text{max}} = 0.01524$$

$$As_{\text{max}} = 16.76 \text{ cm}^2$$

$$MR_{\text{max}} = 26.65 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$P_{\text{nc}} = 0.0184 > P_{\text{max}} ; \text{por lo que se diseña doblemente armada}$$

$$MR_2 = 3.46 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$A's = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$As = As_{\text{max}} + A's = 16.76 + 1.71 = 18.47 \text{ cm}^2$$

El acero en tensión será 16.76 cm^2 , su distribución longitudinal en la sección doblemente armada debido a momento negativo será:



$$As = 6 \# 6 = 17.10 \text{ cm}^2$$

$$A's = 2 \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

El área necesaria para momento positivo resulta $A_s = 10.87 \text{ cm}^2$
 que corresponde a $4 \# 6 = 11.40 \text{ cm}^2$



5.2.3.2. REFUERZO TRANSVERSAL MARCOS B Y E.

$$P = 0.01524 > 0.01$$

$$VCR = 5,566 \text{ Kg} = 5.57 \text{ Ton}$$

$$V_u = 24.25 \text{ Ton}$$

$$1.5 \text{ FR b d } f^*c = 15,393.71 \text{ Kg} < V_u$$

$$2.5 \text{ FR b d } f^*c = 25,656.18 \text{ Kg} > V_u, \text{ pasa por cortante la sección}$$

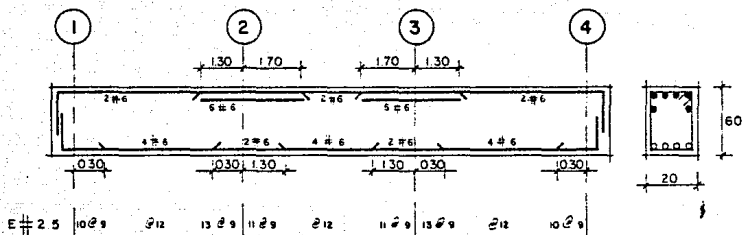
En estas condiciones las separaciones de los estribos no deben ser menores que:

- 1) 9.69 cm
- 2) 47 cm
- 3) 13.75 cm

Se usará estribos cerrados del $\# 2.5 @ 9 \text{ cm}$ en los extremos en el centro del claro a $@ 12 \text{ cm}$

TRABE T-2

DETALLE DE ARMADO



5.2.3.2. Diseño por flexión.

MARCOS C Y D.

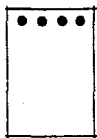
$$(Mu)^- = 20.93$$

$$(Mu)^+ \text{ centro del claro} = 13.30$$

$$P_{max} = 0.01524$$

$$P_{nec} = 0.009881 < P_{max}, \text{ entonces se diseña como simplemente armada}$$

$$A_s = 11.36 \text{ cm}^2 \quad 4 \# 6 = 11.40 \text{ cm}^2$$



4 # 6



3 # 4

Diseño para momento positivo

$$P_{nec} = 0.002780 < P_{max}$$

$$A_s = 3.20 \text{ cm}^2 \quad 3 \# 4 = 3.81 \text{ cm}^2$$

5.2.3.4. Diseño del Refuerzo Transversal

Marcos C y D

$$V_u = 16.86 \text{ Ton}$$

$$P = 0.009881 < 0.01$$

$$VCR = FRbd (0.20 + 30P) \sqrt{f^*c} = 0.8(20)(55)(0.20 + 30(0.009881))\sqrt{160}$$

$$VCR = 3476 \text{ Kg}$$

$$1.5 FR b d f^*c = 15,393.71 \text{ Kg} < V_u; y$$

$$2.5 FR b d f^*c = 25,656.18 > V_u$$

Entonces la separación será:

$$1) \frac{FR Av fy d}{V_u - VCR} = 13.53$$

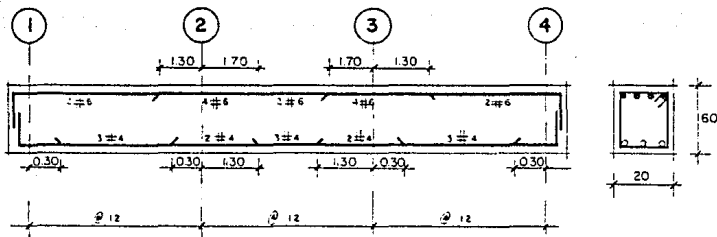
$$2) \frac{FR Av fy}{3.5 b} = 47 \text{ cm}$$

$$3) d / 4 = 13.75 \text{ cm}$$

Así, se usarán estribos cerrados del # 2.5 @ 12

TRABE T-1

DETALLE DE ARMADO



5.3. DISEÑO DE COLUMNAS

5.3.1. CALCULO DE MOMENTOS DE DISEÑO

a) Columnas extremas ubicadas en los ejes B, E, 2, 3.

Los resultados de análisis son los siguientes:

Carga Vertical	Debido a sismo
$P_s = 53.21 \text{ Ton}$	$P_x = 6.01 \text{ Ton}$
$M_x = 2.83 \text{ T-m}$	$P_y = 1.57 \text{ Ton}$
$M_y = 4.89 \text{ T-m}$	$M_{sx} = 22.18 \text{ T-m}$
	$M_{sy} = 6.29 \text{ T-m}$

Combinación de carga para diseño por cargas verticales

$$P_u = 1.4 \times 53.21 = 74.49 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 1.4 \times 2.83 = 3.96 \text{ T-m}$$

$$M_{uy} = 1.4 \times 4.89 = 6.85 \text{ T-m}$$

Para combinación de cargas verticales + sismo

$$P_{ux} = 1.1 (W_v + W_{sx} + (0.3)(W_{sy}))$$

$$P_{ux} = 1.1 (53.21 + 6.01 + 0.3(1.57)) = 65.66 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 1.1 (M_{W_y} + M_{sx} + (0.3)(M_{sy}))$$

$$M_{ux} = 1.1 (2.83 + 22.18 + (0.3)(6.29)) = 29.59 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uy} = 1.1 (4.89 + 6.29 + 0.3(22.18)) = 19.61 \text{ Ton-m}$$

Los efectos de esbeltez no se consideran, dado que el factor de amplificación es próximo a uno.

DIMENSIONAMIENTO

Se hace considerando la flexión es más crítica en la dirección X,

mismo que para efectos de diseño se cambiará a Y.

$$M_{ux} = M_{ux} + M_{ea}$$

La excentricidad accidental es $e = 0.05h = 2.25 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$, tal que:

$$M_{ux} = 19.61 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{uy} = 29.59 + (65.66)(0.2225) = 31.07 \text{ Ton} - \text{m}$$

La columna se diseñará por flexocompresión biaxial; para la determinación del refuerzo longitudinal se usarán las gráficas diseñadas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para lo que se requiere el cálculo de los parámetros siguientes:

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f''c} = \frac{65660}{(0.85)(45)(45)(136)} = 0.28$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_R b h f''c} = \frac{3107000}{(0.85)(45)(45) 136} = 0.29$$

Recubrimiento = 5 cm

$$d = b - r = 45 - 5 = 40 \text{ cm}$$

$$d/b = 40/45 = 0.89 \approx 0.90$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{M_{ux}}{M_{uy}} = \frac{19.61}{31.07} = 0.631$$

Se supondrá acero uniformemente distribuido en todo el perímetro; con d/b y R_x/R_y , seleccionamos la gráfica de interacción, para obtener el refuerzo necesario en la sección, y dado que el valor de R_x/R_y está entre las gráficas diseñadas para 0.5 y 1, habrá que interpolar el valor buscado.

GRAFICA 42 $d/b = 0.9$; $R_x/R_y = 0.5$; $k = 0.28$; $R_y = 0.29$
 $q = 1.35$

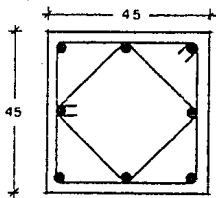
GRAFICA 42 $d/b = 0.9$; $R_x/R_y = 1.0$; $k = 0.28$; $R_y = 0.29$
 $q = 1.35$
 q interpolado = 1.06
 $\therefore A_s = 61.49 \text{ cm}^2$

Se usaran 8 varillas del # 10 - $A_s = 63.36 \text{ cm}^2$.

Separación de estribos

$$\text{Sep} = \begin{cases} C1/2, C2/2 = 22.5 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \\ \left[\frac{350}{f_y} \right]^{1/2} db = 42.66 \text{ cm} \end{cases}$$

E#3 Q 20 en la zona confinada $L_c = 60 \text{ cmts}$ y fuera de la zona de confinamiento Q 35 y su distribución será de la siguiente forma:



8 Var # 10

3 E # 3 Q 20 en los extremos

Los demás estribos Q 35 cm

b) Columnas Centrales

2-C, 2-D, 3-C y 3-D

El dimensionamiento será por combinación de cargas verticales más sismo.

$$Pux = 1.1 (36.43 + 8.96 + 1.57 (0.3)) = 50.44 \text{ ton.}$$

$$Mux = 1.10 (0.41 + 26.22 + 0.3 (6.29)) = 31.37 \text{ ton-m}$$

$$Muy = 1.1 (3.39 + 6.29 + 0.3 (26.22)) = 19.30 \text{ ton-m}$$

DIMENSIONAMIENTO

$$Mux = 19.30 \text{ Ton-m}$$

$$Muy = (31.37 + (50.44)(0.225)) = 32.50 \text{ Ton - m}$$

Cálculo de Parámetros

$$K = \frac{50440}{(0.85)(45)(45)(136)} = 0.215$$

$$Ry = \frac{3250490}{(0.85)(45)^3 \cdot 136} = 0.308$$

$$d/b = 0.9$$

$$\frac{Rx}{Ry} = \frac{19.30}{32.5049} = 0.59$$

$$Ry = 32.5049$$

Gráfica 42
Gráfica 50

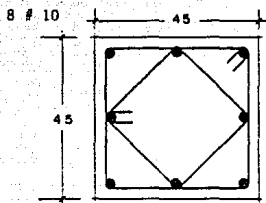
q = 1.00
q = 1.42

q diseño = 1.08

$$As = 62.95 \text{ cm}^2$$

Se usarán

$A_s = 63.36 \text{ cm}^2$; con lo que se necesitan:



5.4 DISEÑO DE ZAPATAS QUE SOPORTARAN COLUMNAS.

5.4.1. ZAPATAS CENTRALES.

Fuerzas actuantes en la base de la columna en condiciones de servicio para la combinación de carga muerta y carga viva son:

$$P = 54.81 \text{ Ton}$$

$$M_y = 2.44 \text{ T - m}$$

$$M_x = 1.42 \text{ T - m}$$

La capacidad del suelo se ha determinado como:

$$q_u = 9.7 \text{ Ton/cm}^2$$

Materiales

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

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

a) Dimensiones de la zapata

$$\text{Peso de zapata} = (3.0 \times 3.0 \times 0.35 - 2.775 \times 2.775 \times 0.15) 2.4 = 5.21 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = N_u = (P+W)F_c = (54.81 + 5.21) 1.4 = 84.02 \text{ Ton}$$

excentricidades en "x" y "y"

$$e = FcM / Nu$$

$$ex = (1.4 \times 1.42) / 84.02 = 0.02$$

$$ey = 0.04$$

La presión sobre el suelo será:

$$Pu = \frac{Nu}{(A - 2ex)(B - 2ey)} = \frac{84.02}{(3 - 2(0.02))(3 - 2(0.04))} = 9.72 \text{ Ton/m}^2$$

Se aceptan las dimensiones, ya que:

$$Pu = 9.7 \text{ Ton/m}^2 = qu = 9.7 \text{ Ton/m}^2$$

b) Revisión de la zapata por punzamiento.

$$Pu = \frac{Fc P}{A'} = \frac{1.4 \times 54.81}{8.64} = 8.88 \text{ Ton/m}^2$$

La sección crítica se encuentra a d/2

$$d = h - r = 35 - 5 = 30 \text{ cm} ; d/2 = 15 \text{ cm}$$

c) Revisión por cortante

$$- \text{Peralte efectivo } d = 33 - 5 = 28 \text{ cm}$$

$$- \text{Area sección crítica} = Ap = 4(45+30)28 = 8400 \text{ cm}^2$$

- Cortante último

$$Vu = Fc P - Pu b1 b2$$

$$Vu = 1.4(54.81) - 8.81(-0.30 + 0.30)$$

$$Vu = 73.57 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante en la sección crítica:

$$V_u = 73570/8400 = 8.76 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de cortante última

$$V_u = \frac{V_u}{4(c+d)d} + \alpha \frac{M_u C}{J_c}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \left[\frac{(c1+d)}{(c2+d)} \right]^{1/2}}$$

$$J_c = \frac{db1^3}{6} + \frac{bid^3}{6} + \frac{db2b1^3}{2}; \quad d = 28; \quad b1 = 75$$

$$J_c = 8.15 \times 10^6$$

$$V_u = \frac{8.76 + 0.4 (2.44 \times 1.4) \times 10^5 \times 37.5}{8.15 \times 10^6} = 9.39 \text{ Kg/cm}^2$$

Según el RDF el esfuerzo cortante resistente máximo vale:

$$V_R = FR \sqrt{f^*c} = 0.8(160)^{1/2} = 10.11 \text{ Kg/cm}^2 > 9.39 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Revisión del peralte de la zapata por cortante de viga

$$V_u = (0.975)(3 - 0.04) \times 8.88 = 25.63 \text{ Ton}$$

$$V_R = 0.8 (6,583.73) 0.5 \sqrt{160} = 33.31 \text{ Ton}$$

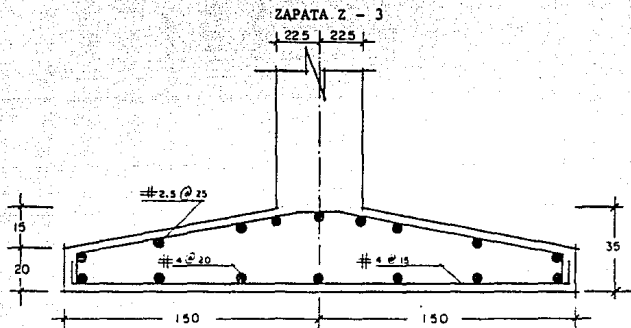
$V_R > V_u$ El peralte propuesto es aceptable

d) Refuerzo por flexión

$$M_u = 8.88 \times 2.96 \times \frac{(1.275)^2}{2} = 21.36 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = 19.48 \text{ cm}^2$$

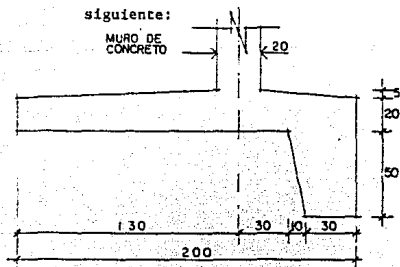
Se emplearán varillas del # 4 15 en la dirección Y y 20 en la otra dirección.



5.4.2. DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA PARA MUROS PERIMETRALES M- 1, EJES A, F, 1

Para mejorar la estabilidad a la cimentación que soportará el muro perimetral y así evitarse falle por deslizamiento se diseñó con un talón lateral, basado en gráficas que varían de acuerdo al coeficiente de fricción del suelo, llegando al dimensionamiento

siguiente:



Constantes :

$$P = 3.17 \text{ Ton}$$

$$q_u = 9.7 \text{ Ton / m}^2$$

Materiales

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

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

a) Revisión de dimensiones de zapata:

$$W = (3.17 + 1.51) \cdot 1.4 = 6.55 \text{ Ton}$$

$$\text{Presión sobre el suelo} = \frac{W}{2.00} = 3.28 \text{ Ton / m}^2 < \text{qu}$$

b) Revisión por punzamiento

$$V_u = \frac{P_u \left[\frac{2}{B} - (C+d) \right]^2}{4d (c+d)} = \frac{14.01}{4500} = 3.11 \text{ Kg / cm}^2$$

$$V_R = FR \sqrt{f \cdot c} = 10.1 \text{ Kg / cm}^2 \quad \therefore \text{ la sección se acepta}$$

c) Refuerzo por flexión

Momento en la sección crítica = 3.6 Ton - m

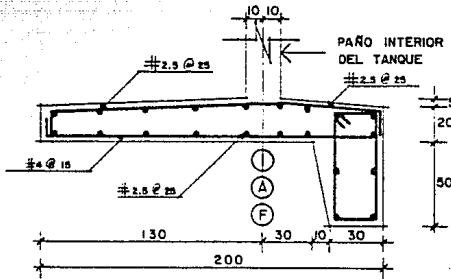
$$A_s = 6.83 \text{ cm}^2$$

Varillas # 4 @ 15 cm en el sentido perpendicular al muro en el sentido paralelo al muro se colocará acero mínimo por temperatura como en la parte superior de la zapata.

Acero en el talón:

$$A_s = 7.62 \text{ cm}^2 \quad 6 \# 4 \quad E \# 2.5 \quad @ \quad 30$$

Z - I



5.4.3. CALCULO DE REFUERZO EN Z-2

Zapata corrida de colindancia para sostener el muro

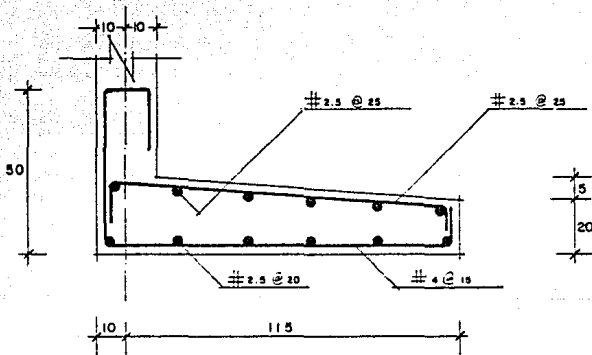
La zapata, según sus dimensiones es aceptable por cortante. Como se puede observar en la Ref. 2.

Refuerzo por flexión

$$M_u = 3.40 \text{ T - m}$$

$$A_s = \# 4 \text{ } 15 \text{ y } \# 2.5 \text{ } 25$$

DETALLE Z - 2



5.5 DISEÑO DE MUROS

- Empuje hidrostático del Agua

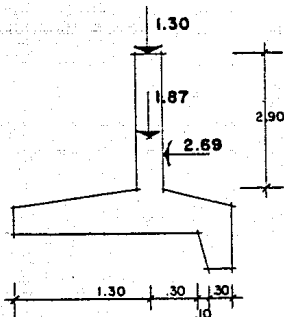
$$E = \frac{\gamma W H^2}{2} ; \gamma_{H2O} = 1.0 \text{ Ton/m}^3 ; H = 290 \times 80\% = 2.32 \text{ m}$$

$$EH = 2.69 \text{ Ton}$$

- Equilibrio del Muro

Peso propio del muro 1.87 Ton / m

Peso sobre estructura 1.30 Ton / m



W _i	Brazo	W _i Brazo
1.87	1.30	2.43
1.30	1.30	1.69
2.69	0.97	2.61
$\Sigma W_i = 5.86$		6.73
$X = 1.15 \text{ m}$		

- Factor de seguridad contra el volteo

$$F_s \text{ volt} = MR/MA = 6.73/2.69 = 2.50 > 1.5 \text{ } \therefore \text{ bien}$$

- Factor de seguridad contra el deslizamiento

$$\mu \Sigma F_v = 0.60 \times 5.86 = 3.52$$

$$\mu = 0.60 \text{ concreto}$$

$$F. S. \text{ des.} = \mu \Sigma F_v / FH = 3.52/2.69 = 1.30 \text{ } \therefore \text{ bien}$$

- Empuje de tierra sobre una de las paredes del muro

$$T = 1.42 \text{ T/m}^3 ; H = 2.80 \text{ M} ; K_a = 0.486$$

$$E = 1/2 K_a \gamma H^2 \quad \text{Teoría de Rankini}$$

donde:

$$K = \tan^2 (45 - \phi/2) ; \phi = 20.20$$

ϕ = Coeficiente de presión activa

$$K = 0.486$$

$$E = (0.486)(1.4)(2.80)^2 / 2 = 2.705 \text{ Ton/m} ; H_1 = 0.933$$

5.5.1.

- Análisis del muro M - l Ejes A , F y l

Se diseñará con la presión ejercida por el empuje hidrostático, ya que los muros en estos ejes no están enterrados, por lo tanto su diseño se hará como una viga empotrada en un extremo y en cantiliver en el otro.

Resultados de diseño

$$M_u = 3.38 \text{ Ton - m}$$

$A_s = 6.38 \text{ cm}^2$ se necesitan varillas del # 3 ϕ 15 cm hasta la mitad del muro y ϕ 35 cm a partir de la mitad del muro ver dibujo.

CARA EXTERIOR

Para la cara interior se utilizará el acero mínimo $A_s = 3.90 \text{ cm}^2$ No. 3

ϕ 20 cm y ϕ 35 cm

El acero colocado para resistir los esfuerzos cortantes se colocará en ambos lechos, con acero mínimo y varillas # 3 @ 35 cm.

5.5.2.

- Análisis del M - 2 Eje 4

Se diseñará con la presión ejercida por el empuje de tierra, considerando el tanque como vacío, puesto que es la condición más desfavorable para este muro enterrado.

Resultados:

$$\mu_u = 6.06 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_s = 12.24 \text{ cm}^2$$

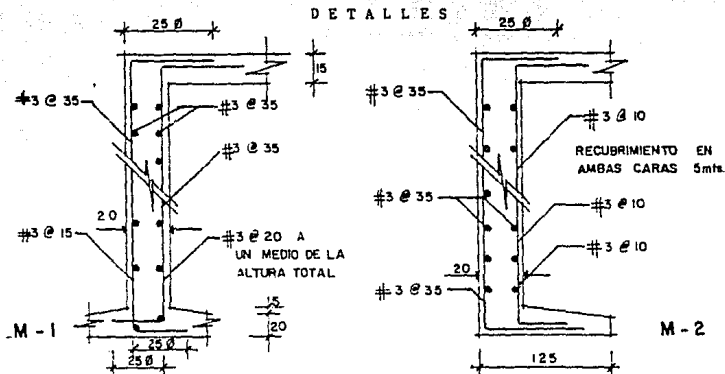
Cara interior # 3 @ 10

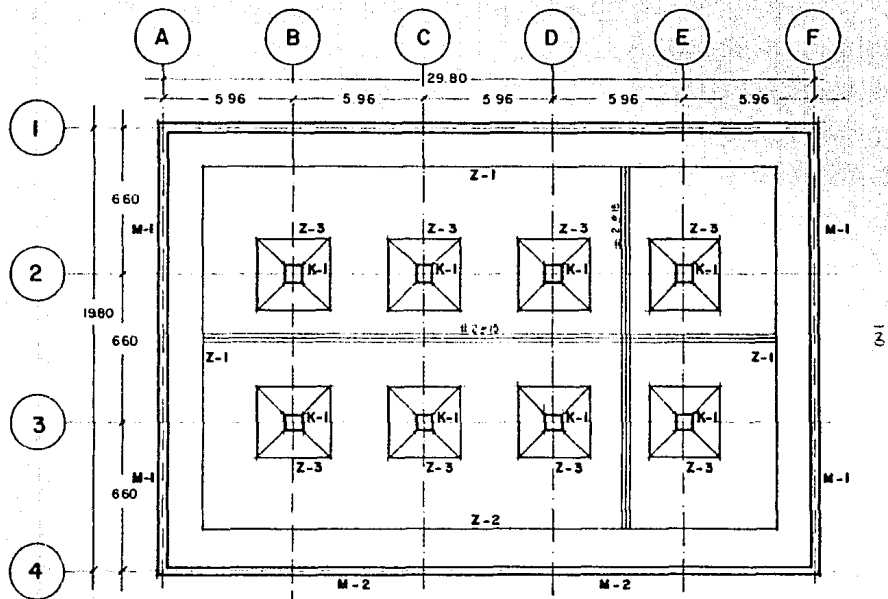
Cara exterior # 3 @ 35

El acero horizontal será

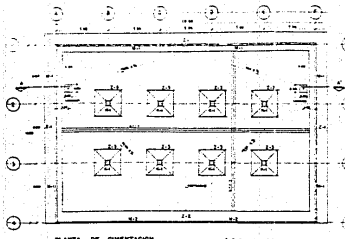
Cara interior # 3 @ 35

Cara exterior # 3 @ 35

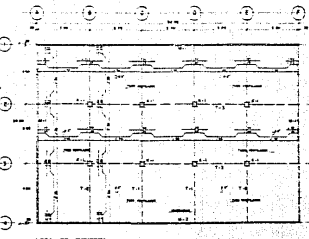




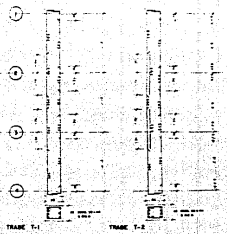
PLANTA DE CIMENTACION



PLANTA DE CIMENTACION

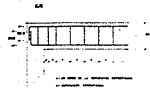


LOSA DE CIMENTACION

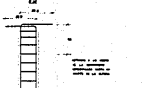


TRAME T-1

TRAME T-2



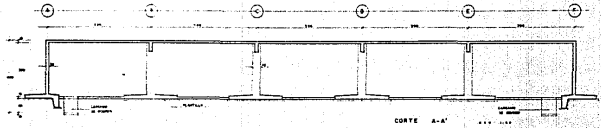
DETALLE DE ANCLAJE DE ARMADO DE TRABES EN MUROS PERIMETRALES



DETALLE DE ANCLAJE DE ARMADO DE LAS COLUMNAS EN TRABES



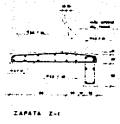
TRAME T-3



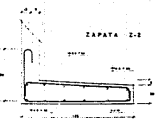
CORTE A-A'



COLUMNA C-1



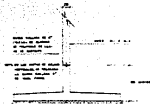
ZAPATA 2-1



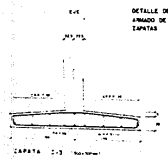
ZAPATA 2-2



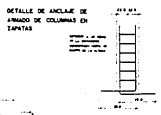
DETALLE DE JUNTA LOSA DE PISO SOBRE ZAPATA 2-1



DETALLE DE JUNTA LOSA DE PISO SOBRE ZAPATA 2-2

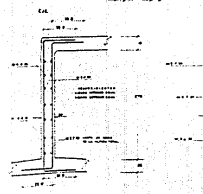


ZAPATA 2-3



DETALLE DE ANCLAJE DE ARMADO DE COLUMNAS EN ZAPATAS

DETALLE DE ARMADO DE MURO M-1



DETALLE DE COLOCACION DE BANDA PARA SELLO EN JUNTA DE COLADO HORIZONTAL



DETALLE DE ARMADO DE MURO M-2

NOTAS GENERALES

1. Verificar el terreno en el sitio de la obra.
2. El terreno debe estar libre de obstáculos.
3. El terreno debe estar libre de agua.
4. El terreno debe estar libre de raíces.
5. El terreno debe estar libre de piedras.
6. El terreno debe estar libre de escombros.
7. El terreno debe estar libre de basura.
8. El terreno debe estar libre de cualquier otro material que pueda afectar la obra.
9. El terreno debe estar libre de cualquier otro material que pueda afectar la obra.
10. El terreno debe estar libre de cualquier otro material que pueda afectar la obra.

MATERIALES

1. Cemento: Tipo 150.

2. Arena: Tipo 1.

3. Grava: Tipo 1.

4. Hierro: Tipo 1.

5. Hierro: Tipo 2.

6. Hierro: Tipo 3.

7. Hierro: Tipo 4.

8. Hierro: Tipo 5.

9. Hierro: Tipo 6.

10. Hierro: Tipo 7.

CONSTRUCCION

1. Preparar el terreno.

2. Colocar la losa de cimentacion.

3. Colocar las zapatas.

4. Colocar las columnas.

5. Colocar las trabes.

6. Colocar el muro.

7. Colocar el piso.

8. Colocar el techo.

9. Colocar los acabados.

10. Colocar los muebles.

PLANTA DE CIMENTACION

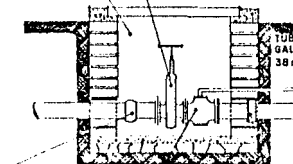
U N I V E R S I D A D
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
ESTUDIOS DE "DISEÑOS COMPLEMENTARIOS"
DEL "MURDE DE ALMACENAMIENTO"
P.P.T. MEXICO 4-6

**DETALLES COMPLEMENTARIOS
DEL TANQUE SUPERFICIAL**

SOPORTE PARA TUBERIA DE SOLERA DE 00.8X48mm (2"X3"/8") ANCLADO CON PERNO DE 13mm (1/2") Ø EN TAQUETE DE EXPANSION METALICO TIPO HAMBOLT VASTAGO SALIENTE TIPO 0-2

VALVULA DE CUPIERTA VASTAGO FIJO DE 200mm (8")

CAJA DE VALVULAS TIPO CT-6 DE 120X140 MEDIDAS INTERIORES (SEGUN PLANO VC (1957 DE LA SARH) CON MARCO Y CONTRAMARCO DESCENTRADO.



JUNTA DE GIBALTY DE 200mm (8") Ø

VALVULA DE PARO AUTOMATICO ACCIONADO POR UN FLOTADOR DE 200mm (8") Ø

JUNTA GIBALTY DE 200mm (8") Ø CON EMPAQUE REFORZADO

CODO DE ACERO LISO DE 6.35mm (1/4") DE ESPESOR DE PARED DE 200mm (8") Ø 90°

ATRAQUE DE CONCRETO.

CODO DE FIERRO GALVANIZADO DE 38mm (1 1/2") Ø 90°

TUBO DE ACERO LISO DE 6.35mm. (1/4") DE ESPESOR DE PARED DE 200mm (8") Ø

BANQUETA PERIMETRAL

TUBERIA DE FIERRO GALVANIZADO DE 38mm (1 1/2") Ø

CODO DE FIERRO GALVANIZADO DE 38mm (1 1/2") Ø 90°

CODO DE ACERO LISO DE 200mm (8") Ø 90°

TUBO DE ACERO LISO DE 200mm (8") Ø

CODO DE ACERO LISO DE 200mm (8") Ø 90°

ATRAQUE DE CONCRETO.

LOSA TAPA DEL TANQUE.

NIVEL MAX.

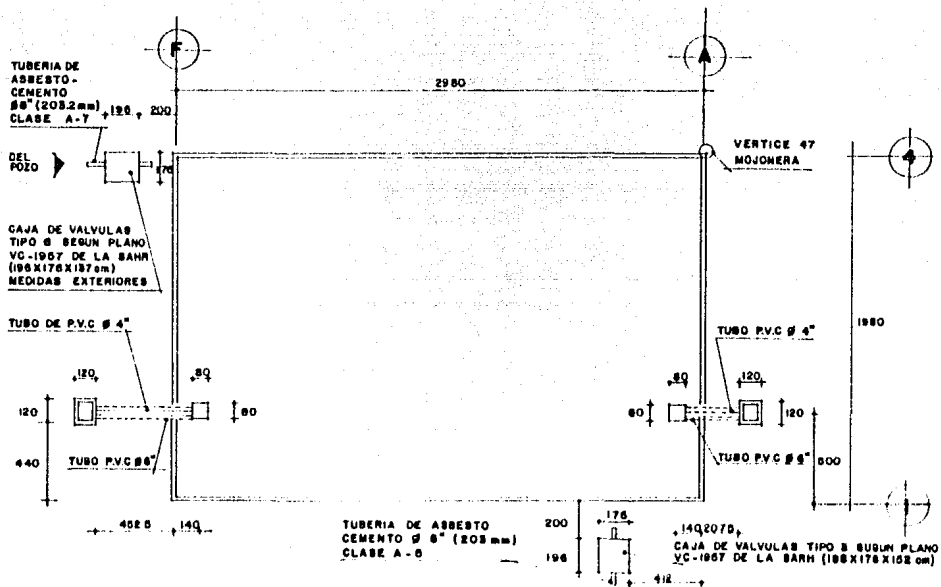
VALVULA CON FLOTADOR DE 38mm (1 1/2") Ø

LOSA PISO DEL TANQUE.

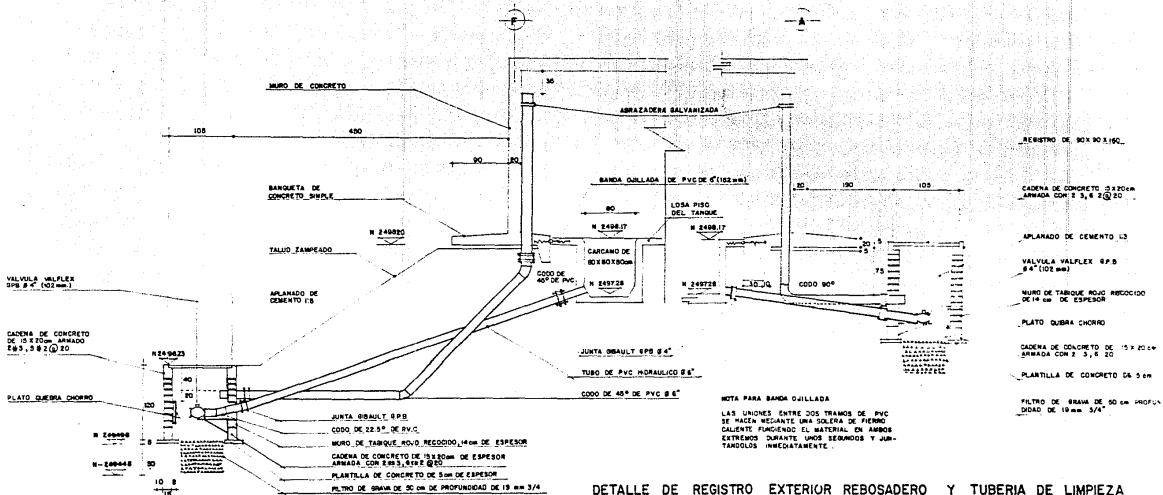
ZAPATA DE CONCRETO.

C O R T E

(DETALLE DE ENTRADA DE LINEA DE CODUCCION 8" Ø A-7 AL TANQUE SUPERFICIAL.)



DETALLE DE LOCALIZACION DE REGISTROS EXTERIORES PARA REBOSADERO Y LIMPIEZA.



DETALLE DE REGISTRO EXTERIOR REBOSADERO Y TUBERIA DE LIMPIEZA EN CORTE

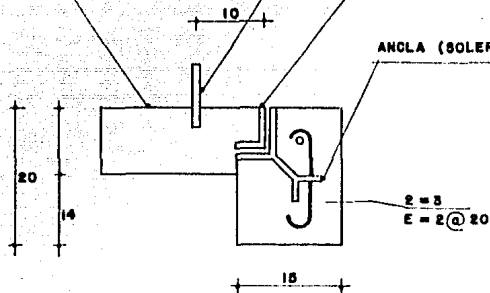
FALLA DE ORGEN

TAPA DE REGISTRO
ARMADA CON = 2 @ 10
SOLDADA CON ANGULO

OREJA 5/8"

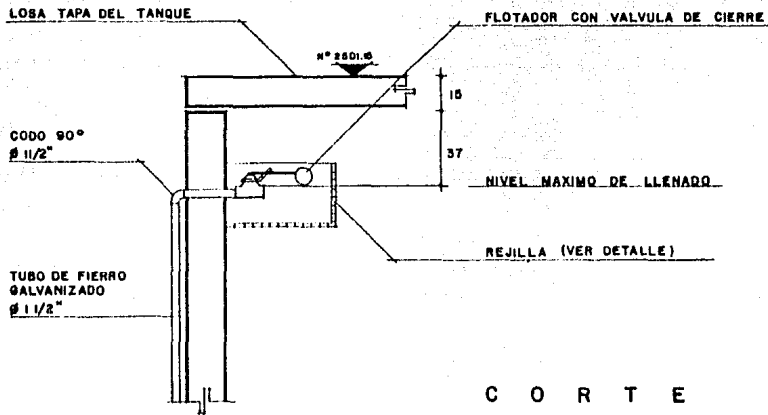
MARCO Y CONTRAMARCO
DE ANGULO 1 1/2"

ANCLA (SOLERA) 1 1/4"



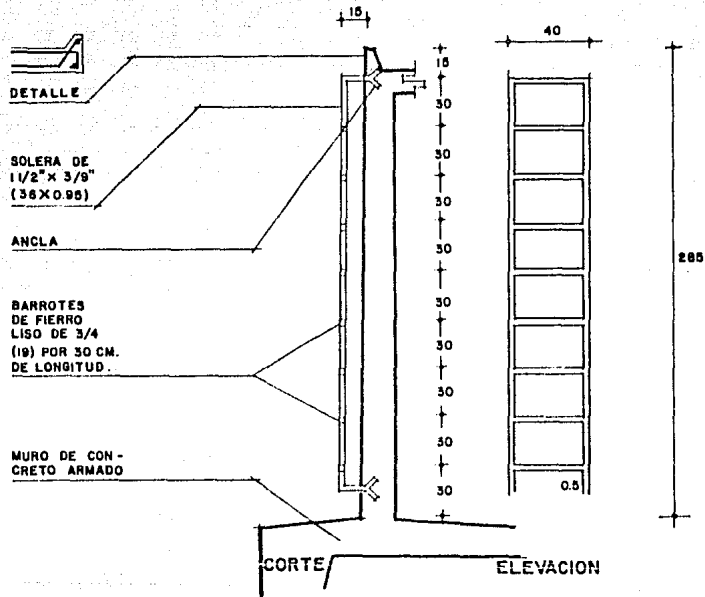
DETALLE DE CADENA EN REGISTRO EXTERIOR

(COTAS EN Cm.)



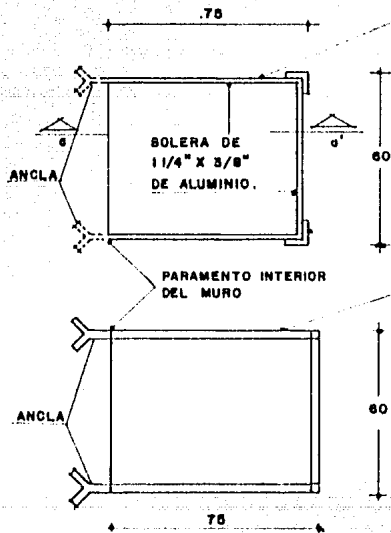
DETALLE DE MECANISMO PARA ACCIONAR VALVULA DE PARO AUTOMATICO

(COTAS EN cm.)



DETALLE DE ESCALERA MARINA

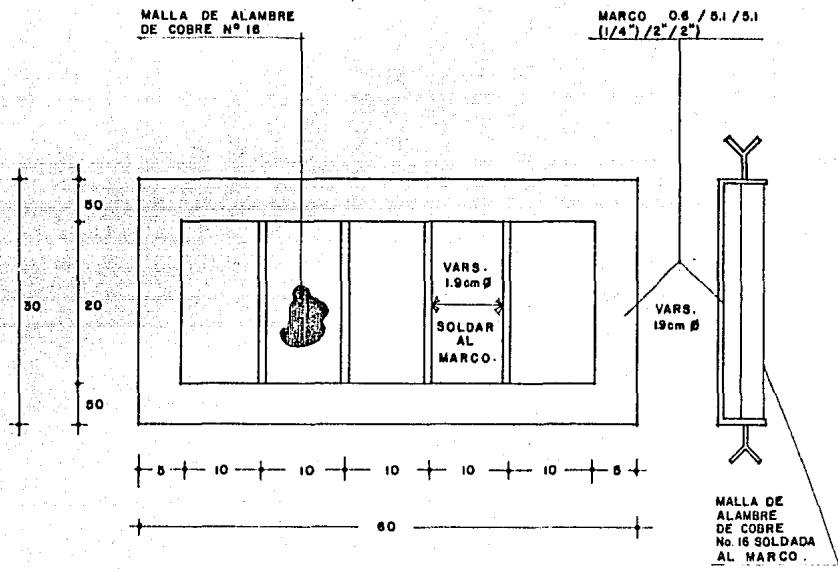
MALLA DE MOSQUITERO DE ALUMINIO
UNIR AL MARCO CON PIJAS DE ALUMI-
NIO CABEZA PLANA No. 10, LONGITUD
25.4 mm.



DETALLE DE
REJILLA EN
PLANTA

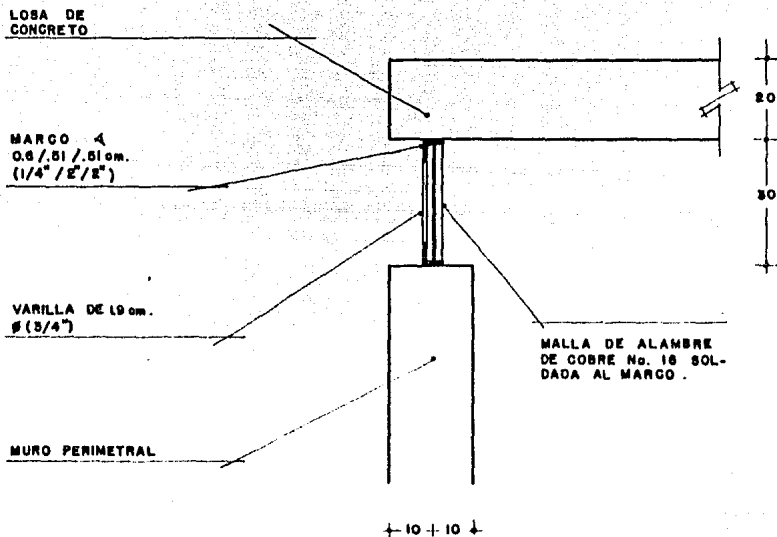
L 0.65 X 5.08 X 5.08 cm.
DE ALUMINIO

DETALLE DE
REJILLA
CORTE $\alpha - \alpha'$



DETALLE DE HERRERIA VENTILAS

(COTAS EN cm.)



DETALLE DE COLOCACION DE VENTILAS

MALLA DE ALAMBRE DE COBRE No. 16 SOLDADA AL CODO.

NIPLE DE CUERDA CORRIDA $\varnothing 2"$ (5 cm.)

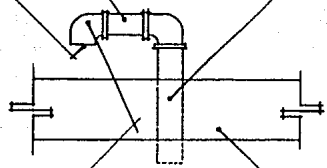
TUBO GALVANIZADO $\varnothing 2"$ (5 cm.)

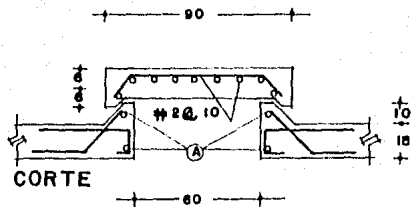
10
18
5

CODO DE 90° $\varnothing 2"$ (5 cm.)

LOSA CUBIERTA DEL TANQUE (VER ARMADO)

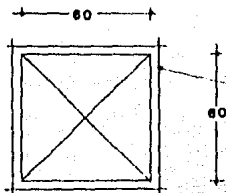
DETALLE DE TUBO DE VENTILACION.
(COTAS EN cm.)





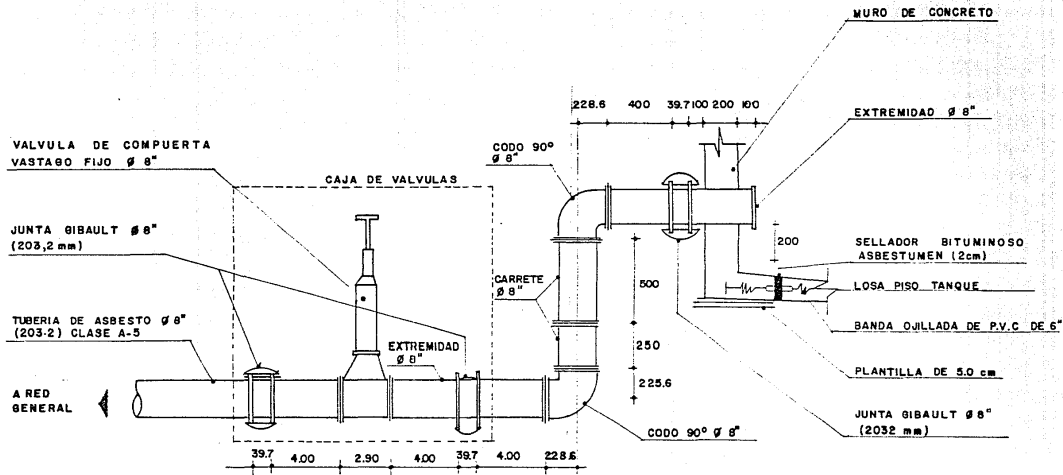
Ⓐ — 243 ADICIONALES AL
AL ARMADO DE LA LOSA
CON SU LONGITUD DE
ANCLAJE HACIA AMBOS
LADOS REGISTRO.

DETALLE DE REGISTRO EN LOSA-TAPA DEL TANQUE



2 #3 ADICIONALES
AL ARMADO DE LA
LOSA.

PLANTA



NOTA: LA CAJA DE VALVULAS SERA TIPO 5 SEGUN PLANO 1958 DE LA S.A.R.H.

DETALLE DE SALIDA DE LA TUBERIA DEL TANQUE SUPERFICIAL HACIA LA RED GENERAL

CAPITULO QUINTO

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 INTRODUCCION

Las metas primordiales del proyecto, fueron obtener como resultado la mejor realización de las obras, tomando en cuenta las limitaciones de construcción, funcionalidad y costos adecuados al tipo de conjunto, que fueron compatibles con las condiciones físicas del terreno y con los criterios de diseño, normas y especificaciones oficiales para cumplir con la aprobación de las autoridades competentes del Estado de México.

Por lo que en una obra de importancia como la propuesta quedan plenamente justificados los métodos que se emplearon en el desarrollo de este trabajo, mismos que permiten hacer un análisis exhaustivo de la estructura que se pretenda resolver.

Siendo de gran importancia la coordinación que debe existir entre el proyecto y la construcción ya que de no ser así, se presentan grandes problemas.

5.2 CONCLUSIONES

5.2.1 La localización de la fuente, mediante estudio georesistivo, se sujetó a la disponibilidad del terreno, accesibilidad para el equipo de perforación y minimizar recorrido de la línea, aunque desde el punto de vista del desnivel topográfico entre el tanque y el pozo no fué el óptimo, dada su magnitud.

5.2.2 La capacidad calculada para la estación de bombeo puede no ser la

adecuada, puesto que el nivel dinámico de la fuente (pozo) fue supuesto conforme a la experiencia y, podrá variar según las condiciones de los acuíferos.

5.2.3 Hidráulicamente el sistema estación de bombeo - línea de conducción, reúne las características necesarias y suficientes para conducir el caudal que cubre la demanda que se representará conforme a la densidad y magnitud de la población.

5.2.4 Hidráulicamente la estructura del tanque reúne las características suficientes para abastecer al conjunto habitacional, desde el punto de vista de la demanda y de la carga necesaria para alimentar a las construcciones de uno y dos niveles.

5.2.5 El abastecimiento para edificios de más de dos niveles, no está garantizado debido a que la altura excede el nivel estático en el tanque.

5.2.6 La estructura del tanque esta proyectada para resistir las solicitaciones permanentes y accidentales que se presenten durante su vida útil.

5.3 RECOMENDACIONES

5.3.1. Es recomendable la revisión de la capacidad del sistema motor bomba, después de tener los datos de gasto y abatimiento, que se observen durante el desarrollo y aforo de la fuente.

5.3.2. En la construcción de la línea, seguir lo prescrito en las normas y especificaciones, de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología

5.3.3. Obsevar que los atraques especificados sean construidos en forma adecuada para evitar la posibilidad de movimientos, indeseables en la tubería.

5.3.4. En la construcción del tanque, desde el punto de vista de su funcionamiento hidráulico seguir lo prescrito en las normas y especificaciones, para este tipo de obra, de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología.

5.3.5 Para la construcción de la estructura es conveniente seguir, lo establecido por reglamentos del Distrito Federal o del A.C.I. vigentes.

5.3.4 Con la finalidad de abastecer a los edificios proyectados en torno al tanque de almacenamiento, se recomienda que se construya en cada uno, una cisterna en planta baja y se coloquen tinacos o tanques de almacenamiento en azotea.

5.3.5 Es recomendable controlar la calidad de ejecución de los rellenos compactados para desplanta de la estructura, la construcción del sistema de drenes propuestos y la elaboración de los concretos de la estructura del tanque.

REFERENCIAS

1.- Departamento del Distrito Federal, "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO" (Normas Técnicas Complementarias de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal), informe 401 del Instituto Ingeniería, UNAM, 1977.

2.- FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN

JOSEPH E. BOWLES 1968

B I B L I O G R A F I A

- 1 Técnicas y Análisis de Costos de Pozos Profundos y Aguas Subterráneas.
Vicente Vargas
- 2 Apuntes de sistemas de abastecimiento de Agua.
Escuela de postgraduados, UNAM. (1967)
- 3 Abastecimiento de Agua potable a Comunidades Rurales, Universidad de Buenos Aires. Pub. No. 7 (1971)
- 4 Hidráulica General, Gilberto Socelo 1980
- 5 Manual de Normas de Proyecto para obras de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado, Sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana.
- 6 Manual de diseño de obras civiles, estructuras C.2.5. Tanques y depósitos, Comisión Federal de Electricidad 1981.
- 7 Reglamento para las construcciones del Departamento de Distrito Federal (R.D.F. 1976).
- 8 Información proporcionada por la Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento (C.E.A.S)
- 9 Diseño estructural, Roberto Malí Piralla (1985)