

12 870115

2ej

Universidad Autónoma de Guadalajara

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

REGULACION DE AGUA POTABLE PARA LA UNIDAD
HABITACIONAL "FSTSE DE ZAMORA, MICH."

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

REFUGIO MUÑOZ FLORES

GUADALAJARA, JALISCO. 1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

C O N T E N I D O

	Pag.	
CAPITULO I	INTRODUCCION	1
	a) Dotación de Agua Potable	13
	b) Alimentación prevista	14
CAPITULO II	ALMACENAMIENTO	
	a) Cálculo del volumen necesario	17
	b) Diseño y Cálculo Estructural	23
CAPITULO III	REGULACION	
	a) Demandas	33
	b) Cálculo del Volumen	34
	c) Diseño de funcionamiento	37
	d) Equipo de Bombeo	38
CAPITULO IV	CALCULO ESTRUCTURAL DEL TANQUE ELEVADO	
	a) Cálculo y diseño del tanque	39
	b) Cálculo y diseño de la estructura	40
	c) Cálculo y diseño de cimentación	47
CAPITULO V	PRESUPUESTO	
	a) Presupuesto de la cisterna	55
	b) Presupuesto del tanque elevado	56

I.- INTRODUCCION

GENERALIDADES.- La ciudad de Zamora en el estado de Michoacán, se encuentra localizada a la altura del kilómetro 473 de la carretera 115, México-Morelia-Guadalajara.

Situada a una altura sobre el nivel del mar de 1,633 mts.- Su clima es templado, su población es de 117,000 habitantes (1974), aunque existe algo de industria en la localidad la principal fuente de trabajo es la agricultura, y aprovechando la fertilidad de su suelo y sus características climatológicas de su situación geográfica, pues se encuentra en una ciénega. Zamora es en la actualidad el primer productor y exportador de fresa en México, siendo muy buenas también sus cosechas de papa, cebolla, jitomate y varios cereales.

Zamora es lluviosa, sin llegar a una forma extraordinaria como se ve en la tabla No. 1, elaborada con datos obtenidos por el servicio meteorológico del Distrito de Riego No. 61 de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, con sede precisamente en Zamora.

Zamora por estar rodeada de poblaciones pequeñas como: Santiago Tangandapio, Jacona, Purépero, Chilchota, Tangancícuaro, Ecuandureo, Ixtlán y Tlazazalca por nombrar algunos ha propiciado que Zamora se convierta en cabecera de varios dependencias y oficinas de gobierno, como el Distrito de Riego No. 61 de la Secretaría de Recursos Hidráulicos -

que mencionamos anteriormente.

Debido a esta circunstancia la población de empleados federales es muy considerable. En 1974 la F.S.T.S.E. (FEDERACION DE SINDICATOS DE TRABAJADORES AL SERVICIO DEL ESTADO), organismo coordinador de los sindicatos de los trabajadores de las diferentes secretarías y dependencias oficiales, tenía registrados a 2,500 agremiados en la delegación de Zamora.

La F.S.T.S.E., siguiendo el plan nacional de vivienda para los trabajadores del Estado, realizó una promoción para la posible realización de una Unidad Habitacional, habiendo recabado 800 solicitudes de aspirantes a la obtención de una vivienda.

Las solicitudes fueron presentadas al FOVISSSTE (Fondo de la Vivienda del ISSSTE), el cual determinó y aprobó la realización de una Unidad Habitacional de 450 viviendas.

La misma F.S.T.S.E., por medio de su coordinador local, se encargó de la localización del terreno apropiado para la construcción de dicha Unidad.

El terreno seleccionado quedó localizado al sur de la población, por la salidad a Jacona, contiguo al Fraccionamiento Jardinadas, con la ventaja de tener al pie todos los servicios y estar completamente integrado a la población.

El proyecto para este terreno de aproximadamente 11 hectá

PRECIPITACION EN Mm.

AÑOS	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGT.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
1960	0.5	8.5						225.6				12.5	247.1
1961	31.0	5.0	8.0	10.8	60.0	240.4	259.3	52.3	185.0	67.7	1.8	0.0	848.8
1962	0.0	0.0	0.0	22.5	11.0	152.8	161.1	153.5	213.0	55.1	2.0	2.0	773.0
1963	0.0		25.5	2.0	49.7	165.5	287.5	229.5	90.3	77.0	20.5	40.0	987.5
1964	25.5	0.5	1.5	24.5	19.1	240.0	231.0	147.5	240.6	5.0	33.0	7.8	876.0
1965	26.0	17.0	0.0	18.0	19.5	133.0	230.0	151.7	119.5	107.5	0.5	1.5	671.0
1966	29.0	0.0	13.5	12.5	75.0	142.0	222.9	165.7	132.0	91.5	0.5	2.0	886.6
1967	40.5	2.0	5.5	11.0	35.0	208.7	164.5	248.5	102.2	9.0	3.6	1.8	826.9
1968	4.0	38.3	46.0	11.0	42.0	95.4	291.8	136.5	76.8	44.9	4.7	4.7	846.1
1969	2.0	0.4	2.4	0.0	35.8	79.3	161.1	113.1	172.8	22.5		14.5	603.9
1970	0.0	15.1	0.0	0.0	13.7	151.8	131.2	100.2	158.5				570.5
1971								55.5		33.7	13.6	0.0	102.8
1972	2.0	0.0	5.0	15.3	91.2	151.1	153.2	254.4	104.6	63.3	51.8	0.0	891.9
1973	0.0	0.0	0.0	6.6	27.6	85.3	196.8	195.7	180.6	154.8	19.0	0.0	866.4
1974	0.0	0.0	6.6	5.8	36.8	240.0	183.4	217.7	131.3	16.0	8.8	0.0	846.4
1975	19.4	0.0	0.0	0.0	38.9	192.3	200.5	189.0	96.5	1.3	0.0	8.4	
1976	8.8	0.0	12.0	6.2	7.0	70.60	224.0	232.6	102.6	74.2	53.0	5.4	
1977	0.6	11.01	0.0										

TABLA No. 1

reas, lo realizó el FOVISSSTE, proyectando una lotificación para 447 viviendas unifamiliares todas, así como ce mercios, plazas, estacionamientos, jardines, banquetas y calles dándole el uso al suelo como indica la Tabla No. 2.

Como habíamos dicho el número de lotes es de 447, considerando 6 habitantes por vivienda, tendremos 2,682 habitantes, se propuso la construcción de la Unidad en 4 eta pas, con los siguientes alcances:

ETAPAS	VIVIENDAS	HABITANTES	AREA M2.	%
1	120	720	26,519.37	24.55
2	111	666	33,341.35	30.86
3	106	636	29,902.47	27.68
4	110	660	18,268.14	16.91
Totales	447	2,682	108,031.33	100.00

Respecto a la viviendas se hicieron 5 tipos, a las -
cuales se les designó con su clave y tienen las siguientes características:

TIPO D-1: Dos plantas, tres recámaras, un baño completo en la planta alta y medio baño en la planta baja, estancia comedor, cocina y jardín y patio posterior.

TIPO D-2: Dos plantas, tres recámaras, un baño, estancia comedor, cocina y jardín y patio posterior.

TIPO U-1: Dos plantas, cuatro recámaras, dos baños, estancia, comedor, cocina y jardín y patio posterior.

RESUMEN DE AREAS

AREA TOTAL	108,031.33 m2.	100%
AREA VENDIBLE HABITABLE	51,424.00	47.60%
AREA VENDIBLE COMERCIAL	3,984.00	3.60%
Total Area Vendible	<u>55,408.00</u>	<u>51.20%</u>
AREA DE CIRCULACION VEHICULOS		
AREA DE CALLES	25,236.05	23.36%
AREA ESTACIONAMIENTOS	1,026.29	0.95%
Total Circulación Vehículos	<u>26,262.34</u>	<u>24.31%</u>
AREAS BANQUETAS	4,418.47 m2.	4.09%
AREAS DE DONACION		
ESCUELA Y JARDIN DE NIÑOS	2,625.15 m2.	2.43%
GIMNASIO - AUDITORIO	540.16	0.50%
ADMON. VIGILANCIA Y MANTENIMIENTO	118.83	0.11%
PLAZAS	3,467.80	3.21%
ANDADORES JARDINES Y PLAZOLETAS	<u>15,189.16</u>	<u>14.06%</u>
	21,941.10	20.31%

TABLA No. 2

TIPO U-2: Dos plantas, tres recámaras, un baño, estancia, - comedor, cocina y jardín y patio posterior.

TIPO U-3: Una planta, tres recámaras, un baño, estancia, - comedor, cocina y jardín y un patio posterior.

El número y sembrado de cada tipo de vivienda quedó según la tabla No. 3.

Respecto a la urbanización se determinaron las siguientes especificaciones para su realización.

P A V I M E N T O S

RASANTES.- Las rasantes del pavimento terminado, deberán ajustarse a las proyectadas. Se admite una diferencia máxima de 1 cm., en más o en menos con relación a las cotas del proyecto.

TERRACERIAS.- El material producto del corte, se utilizará para formar los terraplenes y el sobrante se tirará a una distancia máxima de 8 kms. Los terraplenes se construirán por capas no mayores de 20 cms, de espesor; con humedad óptima se compactarán las terracerías en corte o terraplén hasta el 90% mínimo.

CAPA SUB-BASE.- Tendrá un 40% de arena, 40% de canto rodado o grava triturada y 20% de material del lugar. El espesor será de 12 cms, mínimo y la compactación del 95% mínimo. Un laboratorio de ensaye de materiales, determinará -

V I V I E N D A S

MANZANA	CASA U - 3 3 REC. 1 NIV.	CASA U - 2 3 REC. 2 NIV.	CASA D - 2 3 REC. 2 NIV.	CASA D - 1 3 REC. 2 NIV.	CASA U - 1 4 REC. 2 NIV.	TOTAL
1	40	8				48
2	15	1			2	18
3	19	1				20
4	9	9			2	20
5	10	23				33
6	10	2				18
7	20	1			2	23
8	17	3				20
9	10	4			1	15
10	5	5				10
11	6	6			2	14
12	10	9			1	20
I			8	4		12
II			4	4		8
III			20	4		24
IV			4	4		8
V			4	4		8
VI			4	4		8
VII			20	4		24
VIII			8	4		12
IX			4	4		8
X			4	4		8
XI			16	4		20
XII			16	4		20
XIII			8	4		12
XIV			12	4		16
TOTAL	177	72	132	56	10	447

TABLA No. 3

las compactaciones de terracerías y sub-base.

RIEGO DE IMPREGNACION.- Se aplicará asfalto FM-1 sobre la sub-base debidamente compactada, barrida y con humedad adecuada. La penetración del producto será de 3 m.m., como mínimo.

GUARNICIONES.- Serán del tipo "integral", colocadas en el lugar. Se utilizarán moldes de lámina que deberán limpiarse y aceitarse antes de cada uso. El concreto tendrá una resistencia mínima de 300 kg/cm². a la compresión, a los 28 días. Durante el colado se aplicará vibrador de chicote procurando el perfecto acomodo del concreto dentro de los moldes. Las guarniciones irán machihembradas con las losas del pavimento, sus dimensiones serán las siguientes: 65 cms, en la base, incluyendo la parte de la losa integral; en la corona y 15 cms, al nivel del pavimento, debiendo sobresalir 15 cms, sobre el mismo. Se construirán juntas de contracción cada 6.00 metros.

PAVIMENTO.- Estará formado por losas de concreto coladas sobre la capa sub-base. El espesor de las losas será de 20 cms. La resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días, será como mínimo de 300 kg/cm².

CARACTERISTICAS DEL CONCRETO Y METODOS DE CONSTRUCCION.-

(a).-Por lo menos el 90% de los cilindros ensayados, deberán soportar una fatiga a la compresión de 300 kg/cm², mínimo, es decir de cada 10 cilindros ensayados se admite que uno acuse resistencia menor a la especificada. Los pa-

vimentos con menor resistencia que la especificada, deberán levantarse y reponerse por otros, cuyo concreto cumpla las especificaciones.

(b).- El coeficiente de variación no será mayor del 15%.

(c).- El revenimiento del concreto en el sitio del colado - deberá ser de 4 a 6 cms, para losas y de 8 a 10 cms, para - guarniciones.

(d).- El tamaño máximo de la grava utilizada será de 1 1/2" tanto este material como la arena utilizada, deberán cumplir con las especificaciones respectivas de la Secretaría de Obras Públicas.

(e).- Para comprobar la eficiencia del vibrado, el espesor de losa y la resistencia del concreto, se extraerán núcleos de concreto endurecido a criterio de la supervisión de la obra.

(f).- El curado del concreto podrá hacerse mediante alguno de estos procedimientos: aplicaciones continuas de agua, una capa de arena humedecida o aplicando superficialmente un producto industrial registrado y aprobado por la supervisión de la obra.

(g).- Si el concreto se fabrica en el lugar, deberá utilizarse revolvedora mecánica, y si se usa premezclado, deberá ser transportado en camiones equipados con motorrevolvedora.

(h).- La revoltura se distribuirá uniformemente sobre la superficie humedecida de la sub-base y se compactará mediante

vibrador de inmersión, seguido de rasero vibrador. El terminado del concreto se hará usando banda de hule, plana y escoba.

(i).- El tiempo que transcurra entre el vaciado de una re-voltura y la siguiente, no deberá ser mayor de 45 minutos, pues de lo contrario será necesario hacer una junta de - construcción.

JUNTAS EN EL PAVIMENTO.- El pavimento se dividirá en carrilles de tránsito de 3.25 a 4.00 mts, de ancho, mediante juntas de construcción longitudinales machihembradas. Estos -carriles se cortarán transversalmente a cada 6 mts., para -obtener juntas de contracción, pudiendo hacerse cortando -el concreto con sierra de carborundum o de diamante dentro -de las primeras 24 horas de colada la losa, o insertando -una placa de 6.5 mm., de espesor con el filo redondeado -cuando el concreto esté fresco. La profundidad a que debe-rán de cortarse las losas o insertarse las placas, será de -1/4 a 1/3 del espesor de la losa. Sólo se dejarán -juntas -de dilatación en las intersecciones de las calles. Las juntas transversales de construcción se harán al terminar el -trabajo o por interrupciones imprevistas, las cuales debe-rán ser machihembradas.

Todas las juntas se sellarán con un producto termoplástico a base de alquitranes, mica activa, hule sintético clorinado y plastificantes estabilizadores.

GENERALIDADES.- Deberán colocarse barreras, señalamientos y todos aquellos obstáculos convenientes para evitar el tránsito sobre un concreto que tenga menos de 15 días de edad. En caso de lluvias, se evitará que se lluevan las losas recién coladas y se formen corrientes sobre el pavimento que no haya terminado de fraguar. De no tomarse las precauciones necesarias para que no haya tránsito sobre un pavimento sin la resistencia debida o que sea dañado por la lluvia, se ordenará la reposición de aquellas losas que sufrieran desperfectos tales, que a juicio de la supervisión de la obra, no sea conveniente reparar. Para ser recibido el pavimento, deberá quedar libre de escombros y barrido.

A L C A N T A R I L L A D O

EXCAVACIONES.- El ancho de cepa deberá ser como mínimo 50 cms., mayor que el diámetro exterior del tubo.

Cuando se encuentre roca, o material clasificado como tal se profundizará la excavación 15 cms, bajo la cota de plantilla, efectuando un relleno con arena húmeda pisonada, para obtener una compactación satisfactoria.

Se colocarán puentes con niveletas cada 10 mts, sobre las cepas, para fijar los trazos y cotas que deberán de tener los colectores.

TUBERIAS.- Las tuberías serán de concreto y deberán tener -

las resistencias mínimas que a continuación se indican:

PRUEBA DE KOS TRES APOYOS	
DIAMETRO	RESISTENCIA
20 cms.	1,935 kg/Ml.
25 "	2,083 "
30 "	2,232 "
38 "	2,604 "
45 "	2,976 "
61 "	3,572 "

PRESION INTERNA O PRUEBA HIDROSTATICA

0.350 kg/cm ² .	durante	5 Minutos.
0.700 "	"	10 "
1.050 "	"	15 "

Terminada la entubación de un tramo, se procederá a la verificación de alineamiento y pendiente, por medio de hilos laterales y escantillón, medido sobre el lomo de los tubos. - Para el junteo se usará mortero de cemento-arena en proporción de 1:3, debiendo quedar perfectamente revocado todo el perímetro de la campana. Para la preparación del mortero se utilizará mezcladora o tarima.

Tanto en planta como en perfil, no se tolerarán discrepancias de más de 4 m.m., en tuberías hasta de 60 cms, de diámetro, y de 7 m.m., en tuberías de 76 a 183 cms, de diámetro. No se recibirán tramos que no estén totalmente terminados entre pozos de visita o estructuras especiales. Terminado un tramo, se procederá al relleno de las cepas, efectuándose en capas de 30 cms, de espesor, debidamente humedecido

el material y pisonado para lograr una buena compactación.

POZOS DE VISITA.- Antes de colocar las tuberías en los puntos de enlace, deberá estar construida la cimentación de los pozos de visita, con mampostería de piedra, mortero de cemento arena en proporción 1:4. El cuerpo del pozo se construirá con tabique colocado a teñón, junteado y aplanado interiormente con mortero cemento-arena en proporción de 1:3. Se colocarán escalones a cada 40 cms., hechos con varilla de 1/2" a partir de las banquetas. Las anilletas y tapas serán de concreto reforzado, prefabricadas y con una $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$.

LONGITUD MAXIMA DE POZO A POZO.- Los pozos de visita deberán ubicarse en los lugares donde existan cambios en los diámetros de tubería, donde existan cambios en la dirección de las líneas, donde confluyan varias líneas y a distancias no mayores de 70 metros, los pozos de cada se colocan en los lugares donde la profundidad es menor que la mínima permisible, colocando una caída en el interior no mayor de 1.5 metros.

a) Dotación de Agua Potable a la Unidad.

La fuente de abastecimiento de agua tanto para Zamora como para Jacona es el manantial "El Bosque". El manantial está situado en medio de un grupo de cerros, Cerro Azul, Cerro del Aire y Cerros Cuates, tiene en ellos su zona de recarga, ya que dichos cerros están formados por basaltos fragmentados. En el lugar del manantial se efectuó una obra de toma-

consistente en un tanque el cual capta y regula el agua, - que por medio de un canal cubierto, va a dos tanques de al macenamiento de donde sale la tubería de alimentación para la red Municipal.

El canal que alimenta los tanques es de mampostería de tabique y aplanado de sección rectangular 0.50 x 0.50 m., y - tiene por lo general un tirante constante de 32 cms., y - una longitud de 3 kms. La localización de los tanques se - eligió en tal lugar que tanto la alimentación a ellos, co- mo de ellos a la red es por gravedad. Los tanques de alma- cenamiento tienen una capacidad de 9,000 m³., uno 7,000 - m³., el otro y están a una diferencia de nivel con Zamora- de 29.90 m. El aforo del manantial es de 92 Lts/seg., re - sultado obtenido por el Distrito de Riego No. 061 de la Se- cretaría de Recursos Hidráulicos.

b) Alimentación Prevista.

Ahora bien, la alimentación de agua potable para la Unidad- se previó hacerse directamente de la red municipal, para lo cual se solicitó y consiguió la autorización del municipio- a través de la oficina urbanística.

La autorización fue para que se conectara con una tubería - de diámetro de 4", directamente a la línea de alimentación- de la red municipal de Zamora, tubería de 16" de diámetro - que pasa por la carretera Zamora-Jacona a 400 metros de la- Unidad, siendo el lugar más indicado y elegido para la co- nección, en el cruce de la carretera con la Calle Virrey de

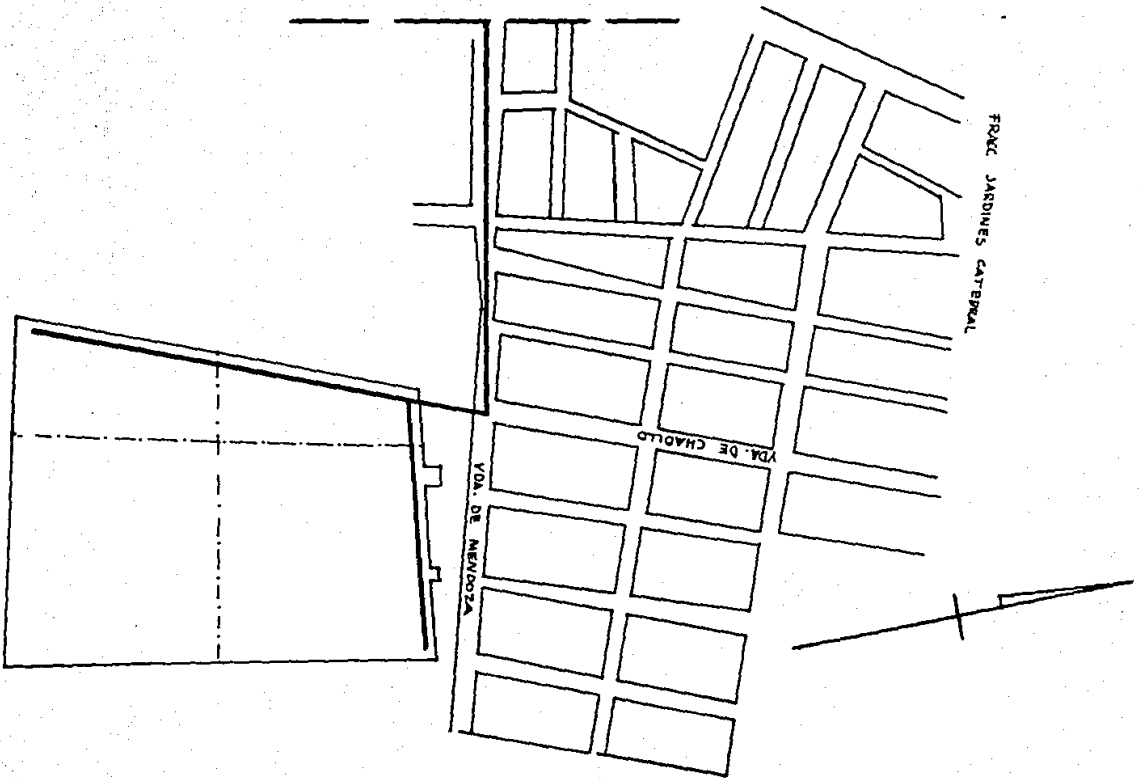
Mendoza.

Este acueducto tiene un recorrido de 3,150 mts., hasta el punto de alimentación para la Unidad Habitacional; haciendo mediciones directamente en dicho punto, arrojaron los siguientes resultados:

Gasto: 90.00 lts/seg.

Presión manométrica: de 22.3 a 5.4 kg/cm².

Con estos datos y de acuerdo a la toma autorizada de 4", que descargará directamente a la cisterna, nos dá un gasto de 12 lts/seg., en las 24 horas del día. (se adjunta plano de localización).



CAPITULO II

ALMACENAMIENTO

Dado que la presión disponible en la toma es variable entre 5.4 y 22.3 kg/cm²., debido a los consumos de la población de Zamora en las diferentes horas del día, no tendremos una presión constante para alimentar la red de distribución de la Unidad Habitacional, deben de hacerse las siguientes observaciones para el proyecto:

1).- Cuando la presión en la toma es alta, la alimentación directa a la red de distribución tiene capacidad suficiente para absorber las pérdidas de carga.

2).- Cuando la presión es baja, no hay carga suficiente para absorber las pérdidas de la red de distribución y por lo tanto, es necesario almacenar y dar carga, ya sea por medio de un tanque elevado o bien bombeando directamente a la red.

Tomando en cuenta estas consideraciones se vió la necesidad de proyectar y calcular un sistema de regulación, el cual por economía se decidió de la siguiente manera: Un tanque de almacenamiento (cisterna), de la capacidad suficiente de acuerdo a las horas de bombeo previstas; y un tanque de regulación, a una elevación hasta de 10.00 mts., para absorber las pérdidas de carga de la red.

a) CALCULO DEL VOLUMEN NECESARIO.

Para realizar el cálculo del volumen de la cisterna, tomaremos en cuenta las demandas probables a las diferentes horas del día, de acuerdo a la tabla proporcionada por el Banco de México (tabla No. 4).

Puesto que las aportaciones que se darán por bombeo y la demanda, prácticamente coinciden en un lapso de tiempo muy corto, (de 19 a 20 y de 20 a 21 horas), tendremos que calcular el volumen de la cisterna de tal forma, que permita almacenar los excedentes de las aportaciones en las horas de poco consumo y tener capacidad para satisfacer las extracciones durante las horas del día, en que las demandas son máximas y el bombeo resulta insuficiente para abastecerlo.

Las aportaciones se calcularán para diferentes horas de bombeo, ya que resulta antieconómico por el alto consumo de energía, bombear las 24 horas del día. Se proponen tres períodos de bombeo: de 8, 12 y 16 horas, de los cuales resultan porcentajes de aportación del orden de 300, 200 y 150 % respectivamente.

El equipo de bombeo deberá tener la capacidad suficiente para dar la potencia necesaria en la aportación que se decida.

Teniendo los porcentajes de demanda y los porcentajes de aportación, se elaboró la siguiente tabla (tabla No. 4),

TABLA No. 4

TABLA DE DEMANDAS Y APORTACIONES (8, 12 y 16 HRS.)

HORA	CONSUMO %	% DE BOMBEO			DIFERENCIAS			ACUMULATIVAS		
		8 HRS.	12 HRS.	16 HRS.	8 HRS.	12 HRS.	16 HRS.	8 HRS.	12 HRS.	16 HRS.
0 - 1	- 45				- 45	- 45	- 45	- 45	- 45	- 45
1 - 2	- 45				- 45	- 45	- 45	- 90	- 90	- 90
2 - 3	- 45				- 45	- 45	- 45	- 135	- 135	- 135
3 - 4	- 45				- 45	- 45	- 45	- 180	- 180	- 180
4 - 5	- 45				- 45	- 45	- 45	- 225	- 225	- 225
5 - 6	- 60		+ 200		- 60	+ 140	- 60	- 285	- 85	- 285
6 - 7	- 90	+ 300	+ 200	+ 150	+ 210	+ 110	+ 60	- 75	+ 25	- 135
7 - 8	- 135	+ 300	+ 200	+ 150	+ 165	+ 65	+ 15	+ 90	+ 90	- 120
8 - 9	- 150	+ 300	+ 200	+ 150	+ 150	+ 50	0	+ 240	+ 140	- 210
9 - 10	- 150	+ 300	+ 200	+ 150	+ 150	+ 50	0	+ 390	+ 190	- 210
10 - 11	- 150	+ 300	+ 200	+ 150	+ 150	+ 50	0	+ 540	+ 240	- 200
11 - 12	- 140	+ 300	+ 200	+ 150	+ 160	+ 60	+ 10	+ 700	+ 300	- 200
12 - 13	- 120	+ 300	+ 200	+ 150	+ 180	+ 80	+ 30	+ 880	+ 380	- 170
13 - 14	- 140	+ 300	+ 200	+ 150	+ 160	+ 60	+ 10	+1040	+ 440	- 160
14 - 15	- 140		+ 200	+ 150	- 140	+ 60	+ 10	+ 900	+ 500	- 150
15 - 16	- 130		+ 200	+ 150	- 130	+ 70	+ 20	+ 770	+ 570	- 130
16 - 17	- 130		+ 200	+ 150	- 130	+ 70	+ 20	+ 640	+ 640	- 110
17 - 18	- 120			+ 150	- 120	- 120	+ 30	+ 520	+ 520	- 80
18 - 19	- 100			+ 150	- 100	- 100	+ 50	+ 420	+ 420	- 30
19 - 20	- 100			+ 150	- 100	- 100	+ 50	+ 320	+ 320	+ 20
20 - 21	- 90			+ 150	- 90	- 90	+ 60	+ 230	+ 230	+ 80
21 - 22	- 90			+ 150	- 80	- 80	+ 80	+ 140	+ 140	+ 140
22 - 23	- 80				- 80	- 80	+ 80	+ 60	+ 60	+ 60
23 - 24	- 60				- 60	- 60	- 60	00	0	0

que nos servirá para calcular los diferentes volúmenes del tanque de almacenamiento y en base a ello, tomar la alternativa más conveniente desde el punto de vista económico, - arquitectónico y de las limitaciones que en base a superficie y naturaleza, el terreno pudiera presentar.

El volumen de la cisterna se calcula con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Q_m (\Sigma \text{ máx. y mín})}{1,000} \cdot 3,600 = m^3.$$

DONDE:

V = volumen de la cisterna en m³.

Q_m = gasto máximo diario en lts/seg.

Σ máx. y mín. = suma de los valores absolutos de las diferencias acumuladas, máximas y mínimas.

Para la aplicación de la fórmula anterior necesitamos conocer cada uno de sus términos, por lo tanto procederemos a definir el gasto máximo diario, para lo cual utilizaremos la siguiente fórmula:

$$Q_m = \frac{D E \times \text{No. Hab} \times \text{CVD}}{86,400}$$

DONDE:

D E = Dotación específica por habitante y por día.

CVD = Coeficiente de variación diaria.

86,400 = Número de segundos en un día.

La dotación específica la tomaremos de la tabla No. 5, la cual esta elaborada de acuerdo a lo que estipula la S.A.R.H.

TABLA No. 5

POBLACION	MINIMA	MEDIA	MAXIMA
De : 0 a 2,000	50	100	150
2,000 a 5,000	100	150	200
5,000 a 20,000	150	200	250
20,000 a	200	250	300

Para nuestro caso tomaremos el valor máximo, que para la población de la Unidad Habitacional que está entre 2,000 y 5,000, la dotación específica será de 200 litros por habitante y por día.

Para el número de habitantes, recordaremos que considerando 6 habitantes por vivienda y siendo 447 las viviendas de la Unidad nos da un total de 2,682, pero para efectos de cálculo tomaremos 3,000 habitantes.

$$Q_m = \frac{200 \times 3,000 \times 1.4}{86,400} = 9.72 \text{ lts/seg.}$$

Ahora calcularemos la suma de porcentajes máximos y mínimos, como ya habíamos dicho para bombeo de 8, 12 y 16 horas; para lo cual utilizaremos la tabla No. 4, tomando y sumando de las columnas de las diferencias acumuladas los valores mayores tanto positivos, como negativos.

Para un bombeo de 8 horas:

Valor mayor positivo	=	1,040	
Valor mayor negativo	=	<u>285</u>	
Suma	=	1,325	= 13.25 l

Para un bombeo de 12 horas:

Valor mayor positivo	=	640	
Valor mayor negativo	=	<u>225</u>	
Suma	=	865	= 8.65 l

Para un bombeo de 16 horas:

Valor mayor positivo	=	140	
Valor mayor negativo	=	<u>285</u>	
Suma	=	428	= 4.25 l

Ahora sí, ya conociendo todos los valores, calcularemos los volúmenes de la cisterna para los diferentes tiempos de bombeo.

Para 8 horas de bombeo el volumen de la cisterna será:

$$V = \frac{9.72 \times 13.25 \times 3,000}{1,000} = 463.60 \text{ m}^3.$$

Para 12 horas de bombeo, el volumen de la cisterna será:

$$V = \frac{9.72 \times 8.65 \times 3,600}{1,000} = 302.68 \text{ m}^3.$$

Para 16 horas de bombeo, el volumen de la cisterna será:

$$V = \frac{9.72 \times 4.25 \times 3,600}{1,000} = 148.71 \text{ m}^3.$$

Debido al poco espacio disponible para alojar la cisterna y - ante la inconveniencia de hacerla muy profunda, dada la naturaleza del terreno (arcilloso con características expansivas, como se verá en el estudio de mecánica de suelos que se muestra más adelante), así como el hecho de encontrarse el nivel freático muy superficial; se decidió construir una cisterna - de una capacidad de 150 m³, es decir el volumen que requiere 16 horas de bombeo, el cual se iniciaría a las 6 de la mañana para terminar a las 22:00 horas.

II b).- DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL.

Como habíamos dicho anteriormente la capacidad que se decidió para la cisterna fue de 150 m³. Cabe hacer notar los siguientes puntos que deberán tomarse en cuenta al proyectar la cisterna de la capacidad ya decidida:

1o.- En primer lugar el espacio disponible el cual es muy reducido, las dimensiones serán de 8.00 mts, x 8.00 mts, y 2.35 mts., de profundidad, adosando la caseta de bombeo de 4.00 x 4.00 mts, y 2.65 mts., de profundidad. Tipo semienterrada para garantizar el llenado debido a la presión de la toma y por motivos arquitectónicos.

2o.- Dado que la localización del terreno destinado para en él construir la cisterna, es precisamente en el frente de la Unidad y entre los dos únicos accesos a la misma, lo ideal sería que la cisterna fuera completamente enterrada, evitando, así el mal aspecto que daría ese gran volumen de mampos-

tería precisamente frente a la Unidad.

3o.- Buscar la forma de aprovechar el área de terreno destinada para la cisterna, para algún otro uso más, ayudando, así a resolver en algo, la falta de terreno disponible para áreas comunes.

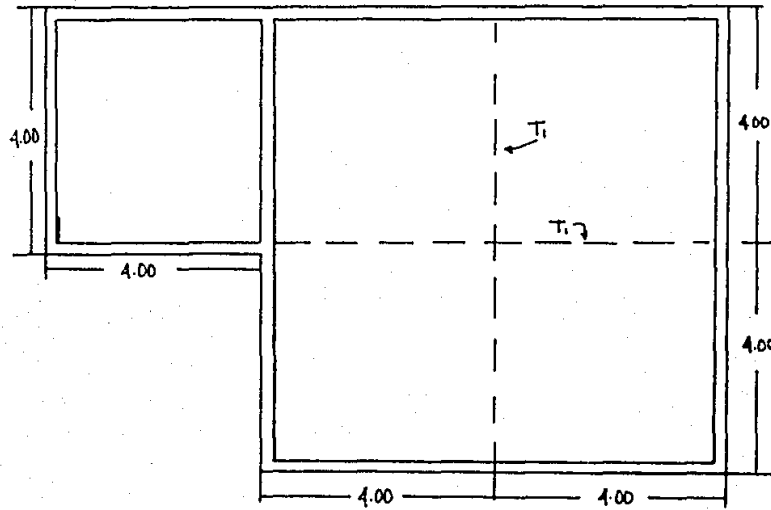
Tomando en cuenta los puntos anteriores el proyecto de la cisterna quedó de la siguiente manera:

Respecto al punto primero, al escogerse la cisterna del volumen mínimo, aunque con el máximo bombeo, así se resolvió en lo posible la limitación del terreno tan reducido.

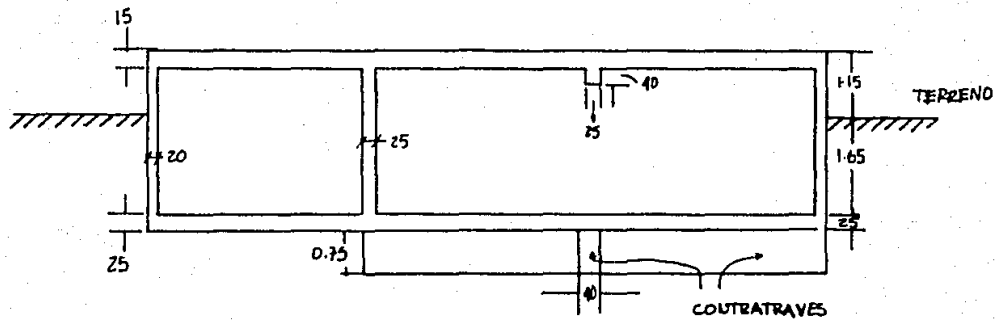
Respecto al segundo punto, no era posible que quedará totalmente enterrada, por el problema que representaría el nivel freático, el cual ejercería un fenómeno de sub-presión, sobre todo al estar la cisterna vacía.

Cabe hacer notar que además de la conveniencia estética de que la cisterna fuera completamente enterrada, habría también la ventaja de que al ser la descarga de la alimentación, a la cisterna, al nivel más bajo posible nos evita cualquier carga necesaria adicional la cual inclusive se puede aprovechar como presión directa a la red.

De todo lo anterior, se concluyó que la cisterna fuera semi-enterrada, esto es, que sobresaliera 1.00 metro por encima del terreno natural.

CISTERNA 150 M²

PLANTA.



ELEVACION.

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA CISTERNA.

Análisis de cargas. Losa de cubierta.

Carga muerta	0.15 x 1.00 x 2400	360 kg/M2.
Carga viva		<u>250</u> "
Carga total		610 kg/M2.

Consideraciones de cálculo para la cubierta.

Se diseña como losa perimetral, apoyada en muros y trabes centrales T-1, utilizando el Método de "IGUALACION DE FLECHAS"

$$m = \frac{4.00}{4.00} = 1 \quad W_s = W_L = \frac{Wt}{1+m^4} = 1/2 (610) = 305 \text{ k/M2.}$$

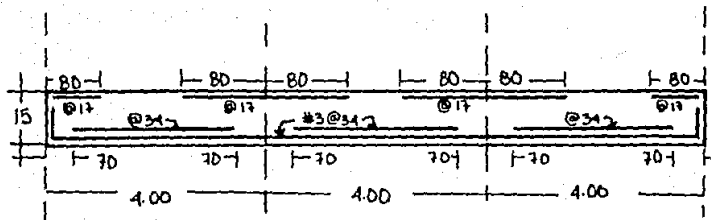
$$M_s = M_L = \frac{305 \times 4^2}{10} = 488 \text{ K-Mto., utilizando concreto de -}$$

$f'c = 200 \text{ kg/cm2.}$, y acero de $f_y = 4,200 \text{ k/cm2.}$, tenemos las -

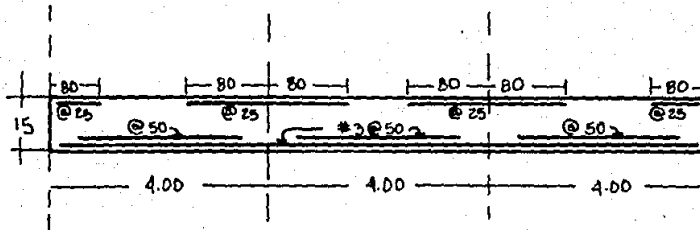
constantes de cálculo: $R = 12.5 \quad K = 0.3 \quad J = 0.89$

$$d = \sqrt{\frac{48,800}{12.5 \times 100}} = 6.24 \text{ cms. se propone } t = 15 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{48,800}{2100 \times 0.89 \times 6.24} = 4.18 \text{ cm}^2. \quad \# 3@17 \times 17 \text{ cm.}$$



ARMADO LOSA FRANJA CENTRAL.



ARMADO LOSA FRANJA COLUMNAS.

CALCULO MUROS PERIMETRALES. (Tanque vacio)

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2. \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2. \quad Q = 28^\circ$$

Empuje del terreno.

$$E = 1/2 \gamma h^2 t_g^2 (45 - Q/2) = 1/2 (1.41) (1.65)^2 t_g^2 31^\circ = 0.6929 \text{ Ton/ML.}$$

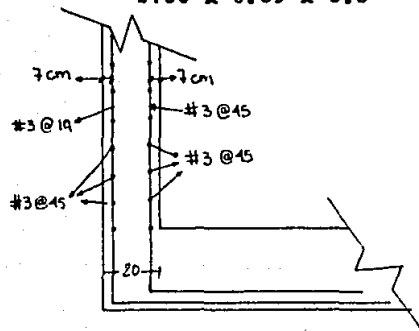
$$E = 693 \text{ kgs.}$$

$$M = 693 \times \frac{1.65}{9} = 381.15 \text{ K-M}$$

$$d = \sqrt{\frac{38115}{12.5 \times 100}} = 5.52 \text{ cm}^2., \text{ se dan } 7 \text{ cms, de recubrimiento a}$$

$$\text{cada lado } t = 5.52 + 14 = 19.52 \quad 20 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{38115}{2100 \times 0.89 \times 5.5} = 3.71 \text{ cm}^2. \quad \# 3 @ 19 \text{ cms.}$$



$$A_s \text{ min} = 0.002 \times 5.5 \times 100 = 1.1 \text{ cm}^2.$$

$$\# 3 @ 65$$

$$\text{Separación máxima } 3h = 45 \text{ cm.}$$

MURO INTERIOR.- (Tanque lleno)

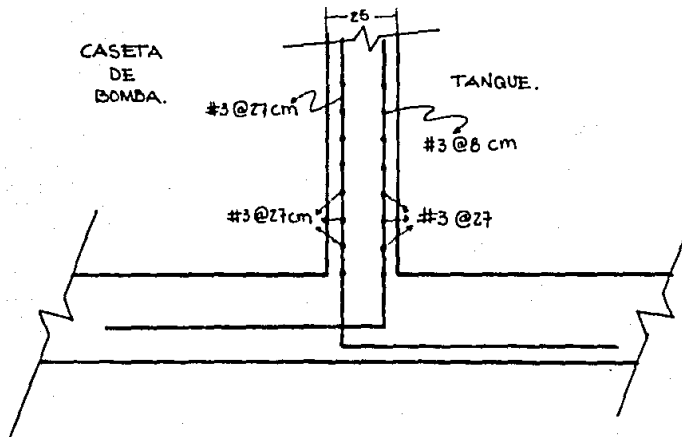
$$E = 1/2 \gamma h^2 = 1/2 1000 (2.35)^2 = 2761.25 \text{ kgs.}$$

$$M = 2761.25 \times \frac{2.65}{9} = 2162.98 \text{ K-M}$$

$$d = \sqrt{\frac{216298}{12.5 \times 100}} = 13.15 \text{ cm. } t = 25 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{216298}{2100 \times 0.89 \times 13.15} = 8.8 \text{ cm}^2. \quad \# 3 @ 8 \text{ cms.}$$

$$A_s \text{ mfn} = 2.63 \text{ cm}^2. \quad \# 3 @ 27 \text{ cm.}$$



CALCULO DE TRABES DE SOPORTE CUBIERTA:

$$\text{Carga equivalente: } W = 2 W_s (s/3) = \frac{305 \times 2 \times 4}{3} = 813.33 \text{ kg/ML}$$

Peso propio 200 k/ML

Carga total: 1013.33 K/ML.

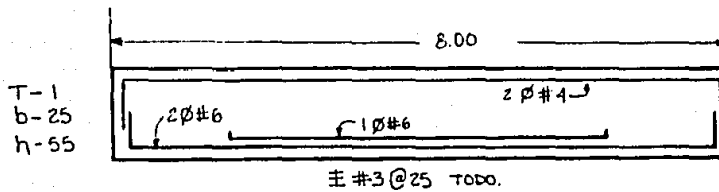
$$M = \frac{1013.33 \times 8^2}{8} = 8106.66 \text{ K-M.}$$

$$d = \sqrt{\frac{810666}{12.5 \times 25}} = 50.9 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{810666}{2100 \times 0.89 \times 50.9} = 8.52 \text{ cm}^2.$$

4 # 15 @ 3 # 16

$$A_s \text{ mfn} = 2.55 \text{ cm}^2 \quad \# 4$$



$$V = \frac{1013.3 \times 8}{2} = 4053.32 \quad v = \frac{4053.32}{25 \times 51} = 3.17 \text{ k/cm}^2.$$

$$v_c = 0.26 \sqrt{200} = 3.27 \quad v < v_c \quad \text{estribos } \#3 @ 25 \text{ cm.}$$

adherencia:

$$u = \frac{4053.32}{3 \times 6 \times 51} = 4.41 \text{ k/cm}^2 < 23.82 \text{ k/cm}^2.$$

LOSA DE CIMENTACION:

Peso muros:

$$\begin{aligned} 7 \times 4.00 \times 0.20 \times 2.65 \times 2.40 &= 35.62 \text{ Ton.} \\ 1 \times 4.00 \times 0.25 \times 2.65 \times 2.40 &= 6.36 \text{ "} \\ &= 41.97 \text{ Tons.} \end{aligned}$$

Peso cubierta:

$$64 \times 0.15 \times 2.4 = 23.0 \text{ Tons.}$$

Peso losa fondo:

$$64 \times 0.30 \times 2.4 = 46.1 \text{ "}$$

Peso agua = 150.0 "

$$\begin{aligned} \text{Carga viva} &= 16.0 \text{ "} \\ &= 277.07 \text{ Tons.} \end{aligned}$$

PRESION SOBRE EL TERRENO:

$$q = \frac{277.07}{70.56} = 3.93 \text{ Ton/M}^2. < 5.0 \text{ Ton/M}^2. \text{ (Admisible)}$$

Diseño losa fondo:

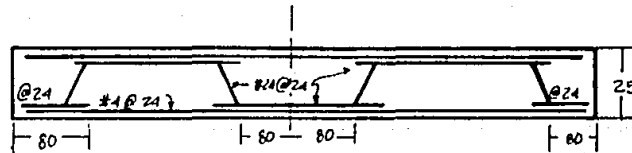
$$W_s = W_L = \frac{3.93}{2} = 1.965 \text{ Ton/M}^2.$$

$$M = \frac{1.965 \times 4^2}{10} = 3.144 \text{ Ton-M.}$$

$$d = \sqrt{\frac{314400}{12.5 \times 100}} = 15.86 \text{ cm. } h = 25 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{314400}{2100 \times 0.89 \times 15.86} = 10.61 \text{ cm}^2. \#4 @ 12 \text{ cms.}$$

ARMADO LOSA FONDO CENTRAL.



CONTRATRABES CIMENTACION:

$$W = \frac{1.965 \times 2 \times 4}{3} = 5.24 \text{ Ton/ML.}$$

$$M = \frac{5.24 \times 8^2}{8} = 41.92 \text{ Ton-Mto.}$$

$$d = \sqrt{\frac{4192000}{12.5 \times 40}} = 91.6 \text{ cm} \quad h = 100 \text{ cms.}$$

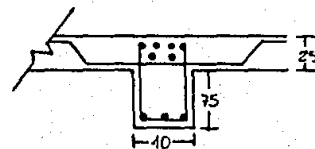
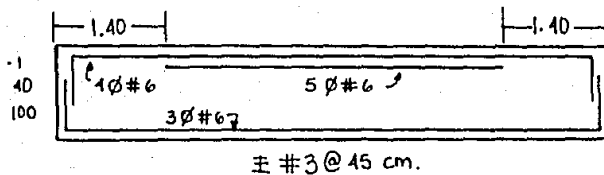
$$A_s = \frac{4192000}{2100 \times 0.89 \times 91.6} = 24.48 \quad 9 \text{ } \phi \text{ } \#6$$

$$V = \frac{5.24 \times 8}{2} = 20.96 \text{ Ton.} \quad v = \frac{20960}{40 \times 91.6} = 5.72 \text{ k/cm}^2$$

$$v_c = 0.29 \sqrt{200} = 4.1 \quad v' = 5.72 - 4.1 = 1.61 \text{ k/cm}^2.$$

$$S = \frac{2 \times 1700}{1.61 \times 40} = 850 \text{ cm,} \quad S = d/2 = 45 \text{ cms.}$$

$A_s \text{ min.} =$



CAPITULO III.-

REGULACION

Debido a que las demandas de la Unidad son diferentes en las 24 horas del día y que el bombeo nos aporta un gasto constante, nos vemos en la necesidad de buscar un sistema que nos regule los caudales de la demanda, de acuerdo a las necesidades de la población. También deberá de tomarse en consideración la carga o presión necesaria para que el flujo del agua llegue a los lugares más alejados de la red de distribución y con la presión suficiente para dar un servicio eficiente. Con estas consideraciones las alternativas posibles para regular presión y caudales serán:

- a) Un tanque elevado con la altura suficiente de acuerdo con las pérdidas de carga de la red de distribución y a la presión de trabajo establecida.
- b) Bombeo directo a la red, con un equipo de potencia suficiente para dar la carga necesaria de acuerdo a la alternativa anterior.
- c) Un equipo Hidroneumático que opere automáticamente de acuerdo a las necesidades de gasto y presión de la red de distribución.

En la Unidad se proveen por experiencias en este tipo de obras las demandas horarias mostradas en la siguiente gráfica o curvas de demandas (tabla No. 4).

b) CALCULO DEL VOLUMEN.

De acuerdo a las alternativas enunciadas anteriormente se des ci di ó por el empleo de un tanque elevado.

La capacidad del tanque elevado necesariamente depende de las características del sistema de distribución, que en nuestro caso, por la topografía uniforme del terreno prácticamente a nivel con pendiente descendente entre la localización del y tanque y el punto mas alejado del orden de 10 cms, lo cual nos obliga a tener una altura en el tanque de 10 mts, ajustando nuestros diámetros de los circuitos de alimentación, para tener pérdidas de carga mínimas y una carga disponible en toda la red mayor de 7 mts, que es el mínimo que especifica la S.A.R.H., se adjunta la tabulación y el plano constructivo de los circuitos de la red de distribución.

El volumen se determinó de acuerdo a la recomendación de la S.S.A., así como de S.A.R.H., que especifican que, para equilibrar el rendimiento del bombeo y hacer que se mantenga uniforme éste durante todo el día, se requiere un almacenamiento del orden del 15 al 30% del volumen calculado para la cisterna. En nuestro caso tomamos 18.5% lo cual nos resulta un volu men de 27 m³, a una altura de 10 mts.

RED DE DISTRIBUCION

TRAMO	LONG.	GASTOS		LQ ^{1/3}	(LQ ^{1/3}) ^{1/2}	PERDIDA ECONOM.	D	PERDIDA EFECT.	COTA PIE ZA M.	COTAS- TERR.
		PARCIAL	ACUMUL.							
TUBO 1										
1	22.5	0.24	14.57	54.9	122.33	0.46	6"	0.125	109.47	99.65
TUBO 2										
1	62	0.67	5.82	111.46	286.1	1.42	6	0.06	109.47	
2	23	0.25	5.15	39.72	82.94	0.51	6	0.019	109.45	
3	88	0.95	4.90	149.46	406.85	1.9	6	0.065	109.386	
4	46	0.49	3.95	72.71	171.37	0.93	6	0.022	109.36	
5	79	0.85	3.46	119.48	311.00	1.52	6	0.03	109.33	
6	26	0.28	2.61	35.8	73.22	0.46	6	0.006	109.324	
7	38	0.41	2.33	50.38	110.33	0.64	6	0.0072	109.3168	99.70
8	30	0.32	1.92	37.29	76.89	0.48	6	0.008	109.3128	
9	33	0.35	1.60	38.60	80.14	0.49	6	0.0029	109.3099	
10	19	0.20	1.25	20.47	37.43	0.26	6	0.0015	109.3084	
11	98	1.05	1.05	99.61	250.0	1.27	6	0.001	109.3074	
				774.98	1886.27					
TUBO 3										
1	40	0.43	8.51	81.66	196.99	0.94	6	0.08	109.45	
2	109	1.17	8.08	218.71	642.45	2.52	6	0.21	109.24	
				300.37	839.44					
TUBO 4										
1	24	0.26	4.24	38.84	80.75	0.71	6	0.014	109.226	
2	38	0.41	3.98	60.22	136.67	1.11	6	0.019	109.207	
3	30	0.32	3.57	45.85	98.54	0.84	6	0.013	109.194	
4	46	0.49	3.45	68.14	158.51	1.25	6	0.017	109.177	99.60
5	117	1.26	2.76	164.11	455.17	3.02	6	0.03	109.147	
6	98	1.05	1.50	112.18	288.34	2.06	6	0.009	109.138	
7	42	0.45	0.45	32.19	64.44	0.59	6	0.001	109.137	99.74
				521.53	1282.42					

TRAMO	LONG.	GASTOS		LQ ^{1/3}	(LQ ^{1/3}) ^{1/2}	PERDIDA ECONOM.	D	PERDIDA EFFECT.	COTA PIEZA M.	COTAS TERRE NO.
		PARCIAL	ACUMUL							
TUBO 5										
1	50	0.54	2.67	69.36	161.94	0.04	4"	0.04	109.20	
2	58	0.62	2.13	74.63	176.80	0.05	4	0.05	109.15	
3	49	0.53	1.51	56.22	125.84	0.042	4	0.042	109.108	
4	91	0.98	0.98	90.39	222.51	0.078	4	0.078	109.03	
	248			290.60	687.09			.210		

SUMA $l = 1356.5$

QM DM = $9.72 \times 1.5 = 14.58$ lts/seg.

$q = 14.58/1356.5 = 0.010748$

PERDIDA TOTAL 0.46

IIIc.- Diseño del Funcionamiento.- Para dar la carga necesaria a la red de distribución, de tal forma que se absorban las pérdidas y se tenga presión suficiente en el lugar más alejado de los circuitos de alimentación, se deberá bombear directamente a la Red, interconectando a la tubería de alimentación la descarga al tanque elevado, en esta forma y de acuerdo a las pérdidas calculadas, se tendrá durante las horas de bombeo el caudal suficiente, así como la presión necesaria; en las horas en que no hay bombeo, o que la demanda sea menor, el sistema de distribución estará alimentado por el tanque elevado, el cual contará con un equipo automático de tal forma que cuando se vacíe, ponga en marcha a la bomba para restituir su volumen durante las horas de mínima demanda, completándose el ciclo, durante las 24 horas del día. El tanque de almacenamiento se llenará durante las horas de la noche en que prácticamente no tenemos demanda de agua en la Unidad Habitacional, y el acueducto que alimenta a la ciudad estará con su máxima capacidad. Este sistema nos asegurará que las demandas sean surtidas eficientemente durante las 24 horas del día.

IIIe.- Equipo de Bombeo.- El volumen del tanque elevado resulta de 27.00 M^3 , dado que la demanda diaria es de $.840 \text{ M}^3$, la capacidad del tanque elevado resulta lo suficiente para surtir de agua en las horas de máxima demanda, que serían entre las 9:00 y las 18:00 horas con un excedente promedio de: 38.8% de la demanda normal, por lo que deberá de llenarse en un lapso de 3 horas, a partir del inicio del bombeo que consideramos de 16:00 horas, para tener el volumen suficiente en las horas de máxima demanda, reforzando el caudal en estos períodos críticos, por lo que el Gasto de Bombeo resulta de:

$$QB = \frac{24}{16} (9.72) = 14.58 \text{ Hts/seg.}$$

Con este gasto, la longitud de la tubería de Bombeo y la altura necesaria de 10.00 mts, efectuamos un análisis para determinar el diámetro conveniente, así como la potencia necesaria.

D	L Mts	Hf Mts.	H Mts	Ht Mts	HP
4"	20.00	0.85	10.00	10.85	2.81
6"	20.00	0.15	10.00	10.15	3.94
8"	20.00	0.03	10.00	10.03	2.60

$$MP = \frac{Q \times Ht}{E \times 75} \quad Hf = 3.02 (v/c)^{1.85} \quad L/D^{1.17} \quad (\text{WILLIAMS-HAZEN})$$

Si utilizamos la tubería de 6", por ser la más comercial y económica, el equipo de Bombeo resulta de una Potencia de 4 HP.

CAPITULO IV

CALCULO ESTRUCTURAL DEL TANQUE ELEVADO

a).- Cálculo y Diseño del Tanque.

De acuerdo al volumen propuesto de 27.00 m^3 , y de una elevación de 10.00 mts, el tanque será de las siguientes dimensiones $3.00 \times 3.00 \times 3.00$, será de concreto reforzado, soportado por cuatro columnas, también de concreto reforzado, de una altura de 9.50 mts., colocando vigas intermedias a cada 3.15 mts, de la altura, para cortar la esbeltez de las columnas, ya que se sobreeleva 1.00 mto., sobre el nivel del terreno, obteniéndose se una carga hidráulica de 10.00 mts, para absorber las pérdidas en los circuitos de alimentación.

La estructura consistirá en cuatro marcos rígidos de 3.00 mts, de claro, con vigas a cada 3.15 mts, para dar el nivel máximo de altura de 9.45 mts, sobre la losa del fondo del tanque.

Las dimensiones propuestas para las columnas son de 40×40 cms, con un valor de $I = 213.333 \text{ cm}^4$.

Las vigas serán de 25×50 cms, con $I = 260.417 \text{ cm}^4$.

El muro del tanque se supone como una trabe de gran peralte con $I = 13'320,000$.

b).- Cálculo y Diseño de la Estructura:

Sismo.- Debido a que la condición más desfavorable, para la estabilidad de la estructura, es el empuje lateral por los efectos sísmicos, se calculará la estructura para estas sollicitaciones, y se revisará para las cargas estáticas verticales. El coeficiente sísmico que se propone es de: -

$C = 0.20$, de acuerdo al Reglamento del D.F., considerando - la zona de alta compresibilidad, por tratarse de material - arcilloso en el sub-suelo, tomando un factor de ductilidad - de 2, por tratarse de estructura rígida a base de marcos, - lo que resulta un empuje horizontal igual:

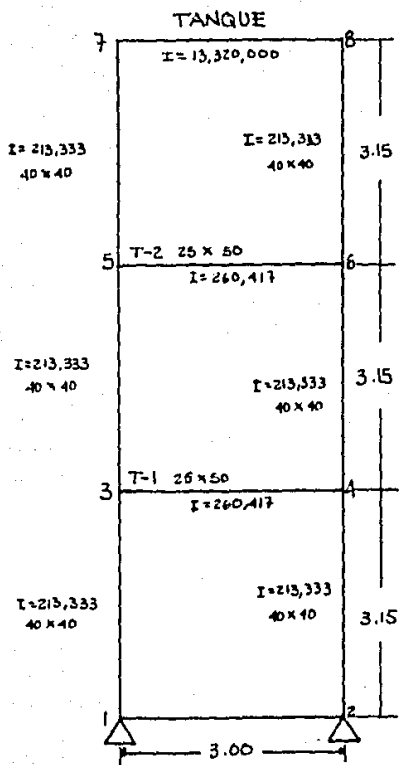
$$H = 0.1 (27.00 + 23.76) = 5.07 \text{ Tons.}$$

Este empuje se considera en la base del depósito, suponiendo que el tanque siempre se encontrara lleno de agua, el empuje será resistido por dos marcos exactamente iguales - paralelos a la dirección del sismo. Se suponen articulaciones en la base como medida de seguridad, pues las sollicitaciones en los nudos superiores serán máximas.

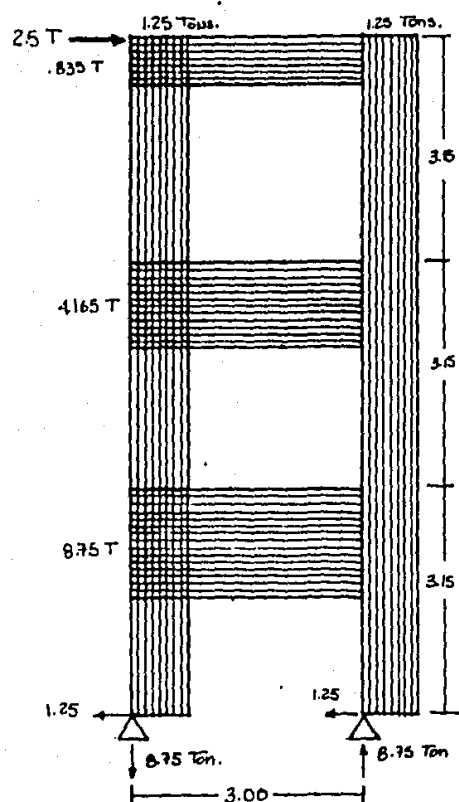
Se adjuntan los diagramas de momentos y cortantes obtenidos de los análisis estructurales.

Revisión de columnas: $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$. $f_y = 4200 \text{ k/cm}^2$.

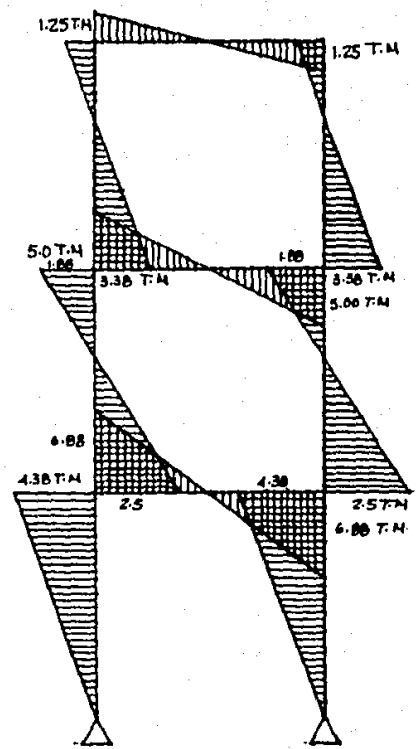
Carga por sismo: 8.75 Tons.



MARCO RIGIDO.



CORTANTES.



MOMENTOS.

DIAGRAMAS.

Cargas:

$$W1 = 3 \times 3 \times 3 \times 1 = 27.00 \text{ Ton. Peso Agua.}$$

$$W2 = (3 \times 3 \times 0.2 \times 4 + 3 \times 3 \times 0.1 \times 1 + 3 \times 3 \times 0.2 \times 1) 2.4$$

$$W2 = 17.28 + 4.32 + 2.16 = 23.76 \text{ Ton. Peso del tanque de concreto.}$$

$$Wt = 27.00 + 23.76 = 50.76 \text{ Tons.}$$

Peso de columnas.

$$4 \times 0.4 \times 4 \times 0.4 \times 9.5 \times 2.4 = 14.59 \text{ Tons.}$$

Peso de cimentación.

$$4.5 \times 4.5 \times 0.25 \times 2.4 = 12.15 \text{ Tons. Losa}$$

$$3.00 \times 3.00 \times 0.2 \times 2.4 \times 4 = 17.28 \text{ Tons. cajón}$$

$$4.5 \times 4.5 \times 0.1 \times 2.4 = \frac{4.32 \text{ "}}{48.34 \text{ Tons.}} \text{ cubierta.}$$

Peso relleno de la cimentación.

$$4.5 \times 2.5 \times 0.75 \times 2 \times 1.6 + 0.75 \times 2.5 \times 3 \times 2 \times 1.6 = 45 \text{ Tons.}$$

$$\text{Peso Total} = 50.76 + 14.59 + 48.34 + 45.00 = 158.69 \text{ Tons.}$$

Carga vertical

$$\frac{50.76 + 14.59}{4} = \underline{\underline{16.33 \text{ Tons.}}}$$

Carga total 25.08 Tons.

Momento Flector máximo = 4.38 Ton.-Mto.

$$\text{Excentricidad} = \frac{4.38}{25.08} = 0.1746 \text{ mts.}$$

Carga admisible axial:

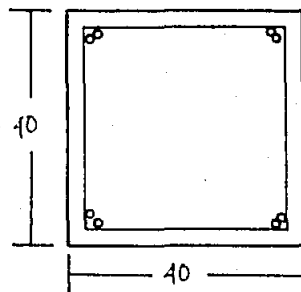
$$P_o = 35 \times 35 \times 0.85 (0.25 \times 200 + 0.01 \times 2000) = 72,887.5 \text{ kgs.}$$

Reducción de carga por excentricidad:

$$P_n = \frac{P_o}{1 + 3e/B} = \frac{72,887.5}{1 + \frac{3 \times 17.46}{40}} = 31,560 \text{ kgs.}$$

$$P_n > 25,080 \text{ kgs.}$$

Se adopta la sección de 40x40 con 8 # 3 y E # 3 @ 20cm.



8 # 3

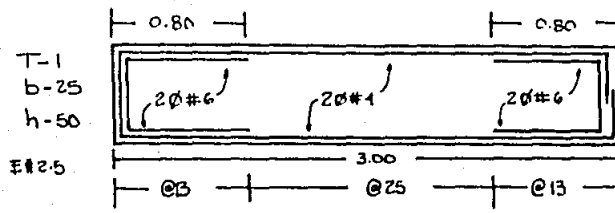
3 @ 20

Revisión de Traves:

Sección de 25 x 50 cms.

Trabe inferior:

$$M = 6.88 \text{ T-Mto.} \quad A_s = \frac{688000}{2100 \times 0.89 \times 48} = 7.66 \text{ cm}^2.$$



$$V_s = 8750 \text{ Kgs.} \quad v = \frac{8750}{25 \times 48} = 7.29 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v_c = 0.29 \sqrt{200} = 4.1 \text{ k/cm}^2.$$

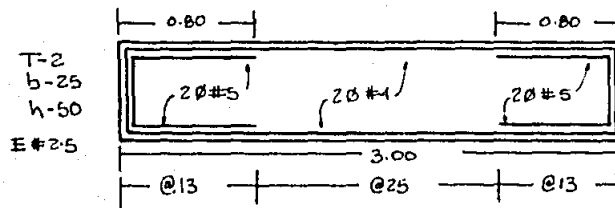
$$v' = 7.29 - 4.1 = 3.19 \text{ kg/cm}^2.$$

$$S = \frac{2 \times 0.49 \times 2000}{25 \times 3.19} = 25.8 \text{ cm.} \quad E \#2.5 @ 13 \text{ 6 primeros}$$

25 resto.

Trabe intermedia:

$$M = 5.0 \text{ Ton-Mto.} \quad A_s = \frac{500000}{2100 \times 0.89 \times 48} = 5.57 \text{ cm}^2.$$



$$V_s = 4165 \text{ kgs.} \quad v = \frac{4165}{25 \times 48} = 3.47 \text{ k/cm}^2 < v_c.$$

E #2.5 @ 13 6 primeros

" " @ 25 resto

Trabe muro del tanque

Carga viva (agua) $\frac{25}{4} = 6.25 \text{ Ton.}$

Carga muerta $3 \times 0.2 \times 3 \times 2.4 = \underline{4.32 \text{ "}}$

Carga total 10.57 Ton.

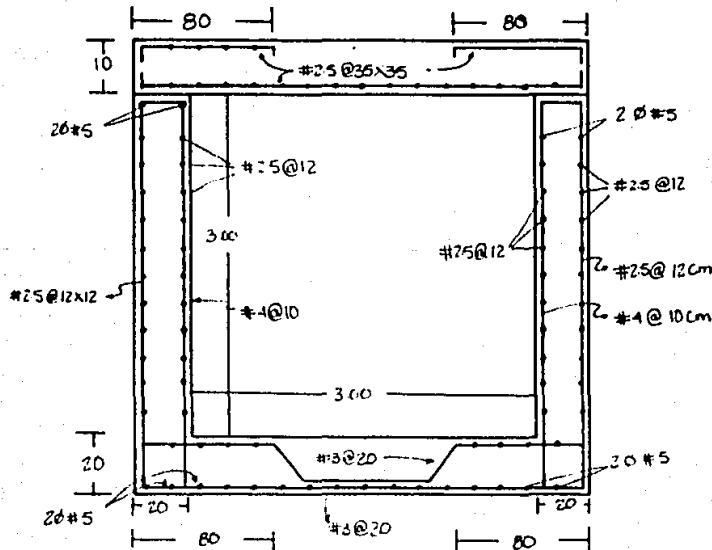
M1 (carga vertical) 7.92 Ton-Mto.

M2 (sismo) $\frac{1.25}{1} \text{ " "}$

M total: 9.17 Ton-Mto.

$A_s = \frac{917000}{2100 \times 0.89 \times 200} = 2.45 \text{ cm}^2.$ menor que A_s mínimo

$A_s \text{ mín} = 20 \times 200 \times 0.002 = 8.0 \text{ cm}^2.$ # 2.5 @ 12x12 cms.



$$E = \frac{1}{2} \rho h^2 = 4500 \text{ kgs.} \quad M = 4500 \times \frac{3}{3} = 4500 \text{ k-M.}$$

$$d = \sqrt{\frac{450000}{12.43 \times 100}} = 19.02 \text{ cm.} \quad A_s = \frac{450000}{2100 \times 0.89 \times 19} = 12.67 \text{ cm}^2 \#4 @ 10$$

Losa cubierta de tanque:

Método 3 del A.C.I.

$$W = 4.50 \text{ kg/M}^2,$$

$$M + = 0.036 \times 0.45 \times 3.0^2 = 0.146 \text{ T.Mto.}$$

$$M - = 0.045 \times 0.45 \times 3.0^2 = 0.182 \text{ T.Mto.}$$

$$d = \sqrt{\frac{18200}{12.43 \times 100}} = 3.8 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cms.}$$

$$A_s + = \frac{14600}{2100 \times 0.89 \times 7} = 1.11 \text{ cm}^2. \quad \#2.5 @ 35 \text{ cm.}$$

$$A_s - = \frac{18200}{2100 \times 0.89 \times 7} = 1.39 \text{ cm}^2. \quad \#2.5 @ 35 \text{ cm.}$$

Losa fondo de tanque:

$$W = 3.0 + 0.48 = 3.48 \text{ Ton/M}^2. \text{ (Agua y peso propio)}$$

$$M + = 0.036 \times 3.48 \times 3.0^2 = 1.127 \text{ T-Mto.}$$

$$M - = 0.045 \times 3.48 \times 3.0^2 = 1.41 \text{ T-M.}$$

$$d = \sqrt{\frac{141000}{12.43 \times 100}} = 10.65 \text{ cm.} \quad h = 20 \text{ cms.}$$

$$A_s + = 5.48 \text{ cm}^2. \quad \#3 @ 13$$

$$A_s - = 6.78 \text{ " } \quad \#3 @ 10 \text{ cm.}$$

c).- Cálculo y Diseño de la Cimentación.

Estudio de Mecánica de Suelos.- Se realizó un sondeo en el lugar donde se proyecta la construcción de la cisterna y el tanque elevado, con perforadora mecánica de 4" de diámetro hasta la profundidad de 5.00 mts, con respecto al nivel superficial del terreno. El nivel freático se localizó a una profundidad de 2.20 mts, sobre un terreno constituido por material arenarcilloso de baja plasticidad, estrato donde se recomienda - desplantar la cimentación del tanque y la cisterna para evitar efectos de sub-presión por las aguas subterráneas.

A la profundidad de 4.00 mts, se localizó una arcilla de origen orgánico de plasticidad media, de consistencia relativa - de 97.7% su cohesión es del orden de 15 Ton/M2., y su esfuerzo de compresión sin confinar de 2.5 kgs/cm2., el índice de - liquidez $IL = 0.2$ indica que es un material normalmente consolidado de sensibilidad baja o sea que no presenta expansiones el Índice de compresibilidad es de: $Cc = 0.43$ y coeficiente - de compresibilidad $av = 0.244$ cm²/kgr. El Módulo de compresibilidad de estas arcillas resultó de $mv = 0.123$ cm²/kgr.

Dadas las características arenolimosas y arcillosas de los - estratos existentes, las capacidades de carga se obtienen - aplicando la Teoría de Terzaghi - Meyerhof donde:

$$q_0 = \frac{\gamma B}{2} N\gamma + c' N_c + q' N_q.$$

Para nuestro caso, y con los ángulos de fricción interna de 9°, 12°, 8° y 14° para las profundidades de 1 a 4 mts., se obtienen las siguientes capacidades de carga:

a 1.00 mts.

$$\phi = 9^\circ \quad \gamma = 1.1 \text{ Ton/M}^3. \quad N_\gamma = 1 \quad N_c = 7 \quad \text{y} \quad N_q = 2.5$$

$$q_0 = \frac{1.1B}{2} (1) + 1.0 (7) + 1.1 (2.5) = 10.3 \text{ T/M}^2.$$

$$\text{Para F.S.} = 2 \quad q_a = 5.15 \text{ Ton/M}^2.$$

a 2.00 mts.

$$\phi = 12^\circ \quad \gamma = 1.15 \quad N_\gamma = 1, \quad N_c = 10 \quad \text{y} \quad N_q = 3$$

$$q_0 = \frac{1.15B}{2} (1) + 1.0 (10) + 1.15 \times 2 (3) = 12.5 \text{ T/M}^2.$$

$$\text{F.S.} = 3 \quad q_a = 4.16 \text{ Ton/M}^2.$$

a 3.00 mts.

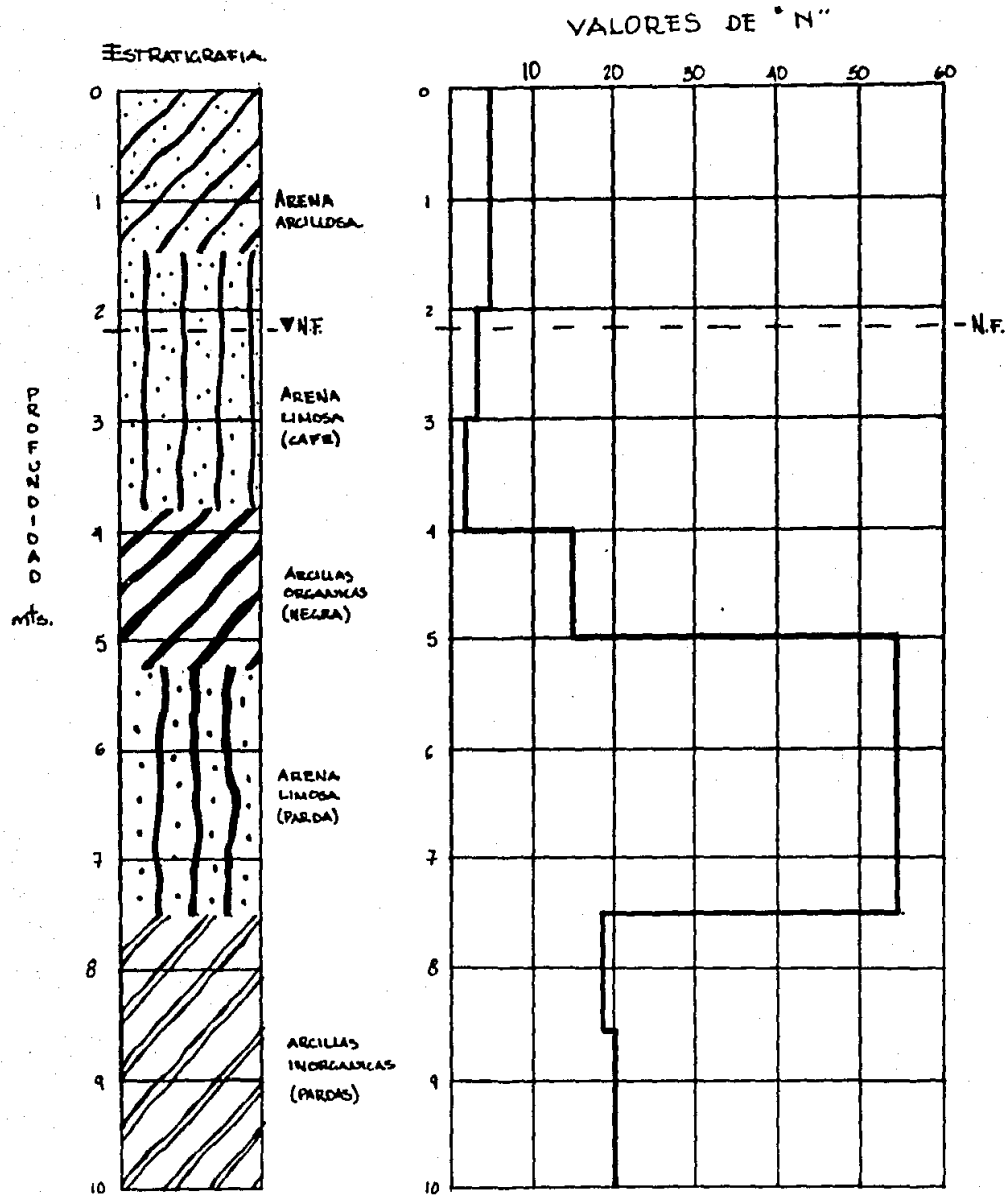
$$\phi = 8^\circ \quad \gamma = 1.4 \quad N_\gamma = 1, \quad N_c = 7 \quad \text{y} \quad N_q = 2.5$$

$$q_0 = \frac{1.4 B}{2} (1) + 1.2(7) + 1.4 \times 3(2.5) = 18.9 \text{ T/M}^2.$$

$$\text{F.S.} = 3 \quad q_a = 6.3 \text{ Ton/M}^2.$$

Para la profundidad propuesta de 2.00 mts., se tomará una capacidad de carga del orden de:

$$q_a = 4.2 \text{ Ton/M}^2.$$



DISEÑO Y CALCULO DE LA CIMENTACION

Carga total del tanque: 65.35 Toneladas

Tomando una $q_a = 3.0 \text{ Ton/M}^2$, obtenemos el área necesaria

$$S = \frac{65.35}{3} = 21.78 \text{ M}^2. \quad B = 4.67 \text{ mts,}$$

Tomamos una sección de $4.5 \times 4.5 \text{ mts}$, con una presión sobre el terreno de: 3.23 Ton/M^2 .

El momento máximo por sismo para la estructura completa resulta de $M_s = 5.0 \times 9.45 = 47.25 \text{ Ton-Mto.}$, la excentricidad del conjunto es de:

$$e = \frac{47.25}{158.69} = 0.298 \text{ Mts.}$$

Los esfuerzos transmitidos al terreno son:

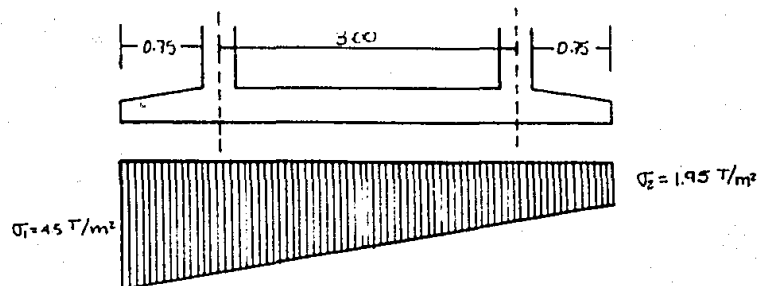
$$\sigma = \frac{65.35}{20.25} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.298}{4.5} \right) = 3.23 (1 \pm 0.397)$$

$$\sigma_1 = 4.5 \text{ T/M}^2. \approx 4.2$$

$$\sigma_2 = 1.95 \text{ " } \quad \text{No hay esfuerzos de tensión por-}$$

lo que las dimensiones propuestas están correctas.

DIAGRAMA DE PRESIONES BAJO LA ZAPATA

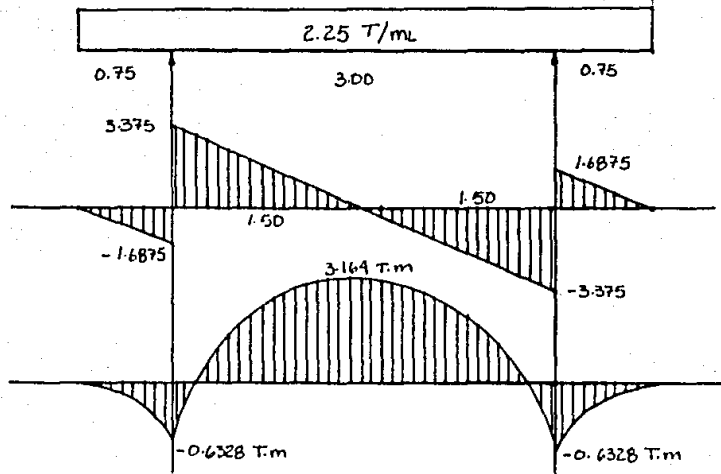


Losa de Cimentación.

Presión unitaria máxima : 4.5 Ton/M².

$$m = \frac{4.5}{4.5} = 1; W_s = 2.25 \text{ T/M}^2.$$

$$R_1 = R_2 = \frac{2.25 \times 4.5}{2} = 5.0625 \text{ Ton.}$$

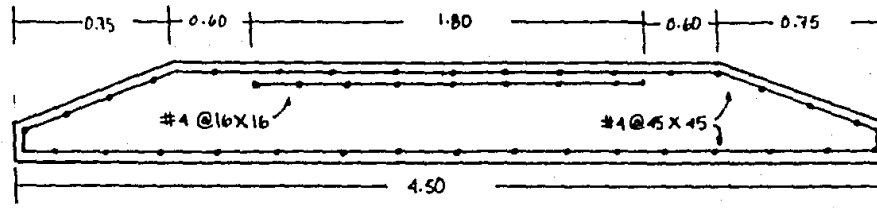


$$m_{\text{máx.}} = 3.164 \text{ T-M.}$$

$$d = \sqrt{\frac{316400}{12.43 \times 100}} = 15.95 \text{ h} = 25 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{316400}{2100 \times 0.89 \times 15.95} = 10.61 \text{ cm}^2. \quad \#4 @ 4.5 + \#4 @ 16 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{63280}{2100 \times 0.89 \times 15.95} = 2.12 \text{ cm}^2. \quad \#4 @ 45 \text{ cms.}$$



$$V = 3,375 \times 2 = 6,750 \text{ kgs. } v = \frac{6,750}{15.95 \times 100} = 4.2 \text{ kg/cm}^2.$$

$vc = 0.53 \sqrt{200} = 7.49 \text{ kg/cm}^2.$ $4.2 \text{ kg/cm}^2.$, la dimensión propuesta está correcta.

Cajón de la Cimentación.- El objetivo de éste es el de lastrar a la torre en la base, para evitar el volteamiento por los efectos sísmicos, dado que la altura de 10.00 mts, se concentra un peso de 25.00 Ton., es conveniente equilibrar este peso en la base, lo cual se logra construyendo un cajón de 3.00x3.00x3.00, rellenándolo de material inerte, pudiendo utilizar arena compacta.

Muros perimetrales cajón vacío:

$E = \frac{1}{2} h^2 \text{tg}^2 (45 - \phi/2)$ para el tipo de terreno, consideramos $\phi = 15^\circ$ y $\gamma = 1.5 \text{ Ton/M}^3$, lo que nos da un empuje de:

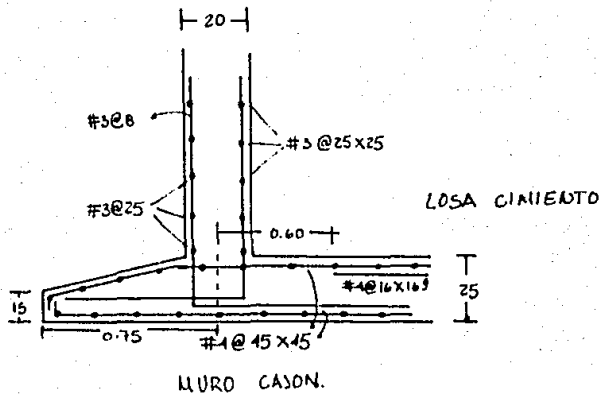
$$E = \frac{1}{2} (1.5) 2.5^2 \operatorname{tg}^2(45 - 15/2) = 2.76 \text{ Ton/Ml.}$$

$$M = 2.76 \times \frac{2.5}{9} = 2.3 \text{ T-Mto.}$$

$$d = \sqrt{\frac{230000}{12.43(100)}} = 13.6 \text{ cms.} \quad t = 20 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{230000}{2100 \times 0.89 \times 13.6} = 9.04 \text{ cm}^2. \quad \#3 @ 8 \text{ cms.}$$

$$A_s \text{ min.} = 0.002 \times 100 \times 13.6 = 2.72 \text{ cm}^2. \quad \#3 @ 25$$



Cubierta de cajón.

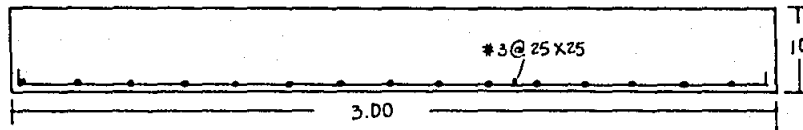
$$W = 450 \text{ kg/M}^2. \quad m = \frac{3.00}{3.00} = 1 \quad W_s = W_1 = 225 \text{ kg/M}^2.$$

$$M = \frac{225 \times 3^2}{8} = 253.125 \text{ K-M.}$$

$$d = \sqrt{\frac{25312.5}{12.43 \times 100}} = 4.51 \text{ cms. se adopta } h = 10 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{25312.5}{2100 \times 0.89 \times 7} = 1.9 \text{ cm}^2. \quad A_s \text{ mfn} = 0.002 \times 7 \times 100 = 1.4 \text{ cm}^2.$$

#3 @ 25 x 25 cms.



LOSA CUBIERTA CAJON.

PRESUPUESTO

CISTERNA

.- Limpia y trazo	78.40 M2.	\$ 305.00	\$ 23,912.00
.- Excavación de 0 a 2 m.	288.80 M3.	629.53	181,814.04
.- Excavación de 2 a 3 m.	91.22 "	812.85	74,148.18
.- Acarreo en carretilla	189.33 "	873.90	165,455.49
.- Retiro de excedentes	760.04 "	384.60	292,311.38
.- Relleno compactado	196.42 "	2055.00	403,643.10
.- Plantilla de concreto	144.40 M2.	682.05	98,488.02
.- Cimbra en muros	360.81 "	3037.50	1'095,960.38
.- Cimbra en losas y trabes	87.08 "	2931.75	255,296.79
.- Acero de refuerzo fy=4200	4714.24 Kg.	750.00	3'535,680.00
.- Concreto f'c=200	65.21 M3.	16699.35	921,971.11
.- Acabado pulido en losas	160.02 M2.	213.75	34,204.28
.- Aplanado pulido en muros	183.60 M2.	2975.55	546,310.93
.- Aditivo en juntas de colado	76.12 Ml.	90.15	6,862.22
.- Juntas de P.V.C.	76.12 Ml.	1952.70	148,639.52
.- Escalera marina	10.97 Ml.	2430.45	26,662.04
.- Tapas met. de 1.00x1.00	2 Pza.	55249.65	110,499.30
.- Tapas met. de 1.5x1.5	1 "	84315.00	84,315.00
.- Equipo de bombeo 4 HP	1 Lote	695355.00	695,355.00
.- Troquelamientos	139.42 M2.	940.65	131,145.42
.- Andamiaje perimetral	101.60 "	1270.00	129,032.00
.- Carcamo de bombeo	1 Pza.	22500.00	22,500.00
.- Bases para bombas	2 "	17500.00	17,500.00
.- Relleno de tierra en talud	88.60 M3.	2130.00	188,718.00
.- Sembrado pasto	105.5 M2.	288.45	30,431.48
.- Instalación eléctrica	1 Lote	2585000.00	2'585,000.00

T O T A L \$11'823,355.73

Importa el presente presupuesto, la cantidad de:

\$ 11'823,355.73 (ONCE MILLONES OCHOCIENTOS VEINTITRES MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y CINCO PESOS 73/100 M.N.).

TANQUE ELEVADO

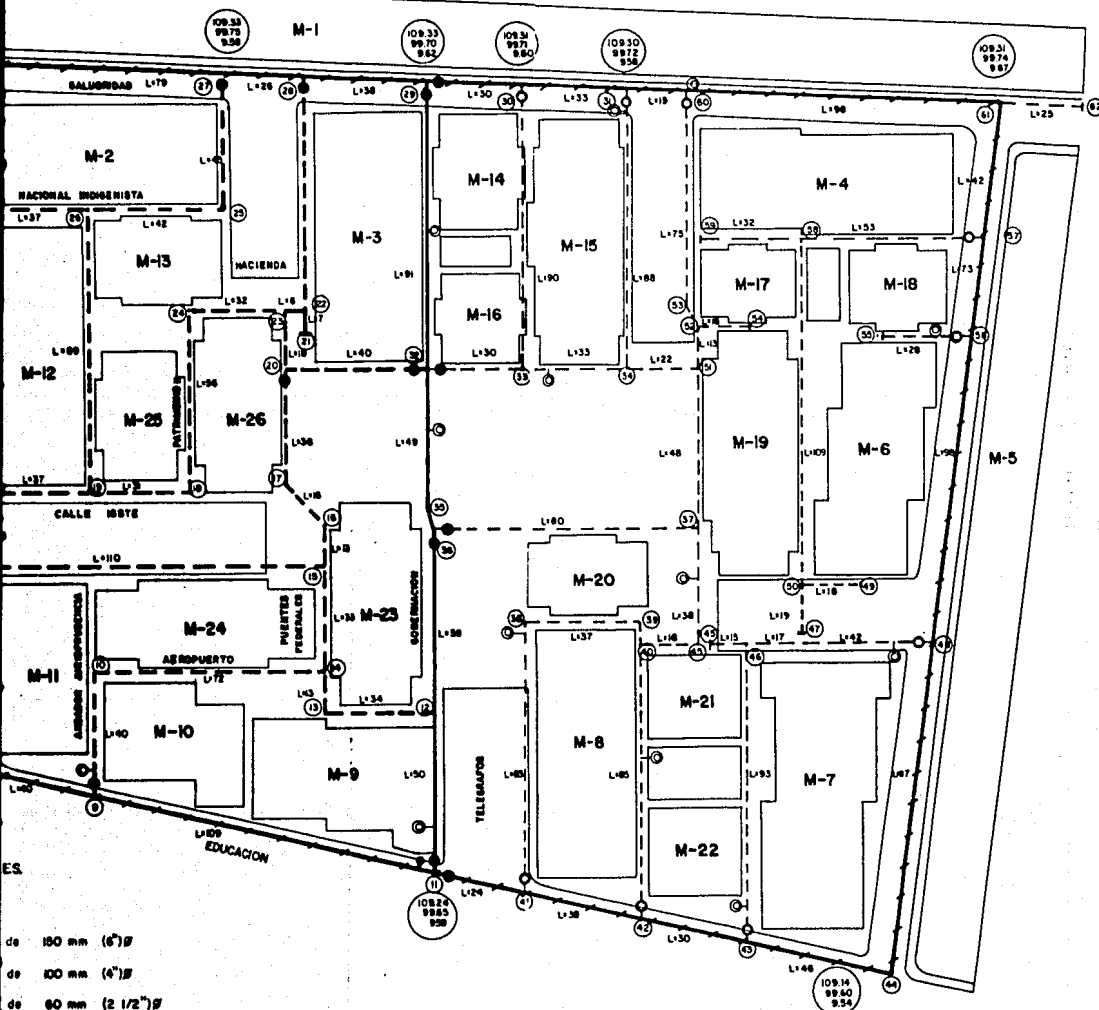
1.- Limpia y trazo	20.25 M2.	\$ 305.00	\$ 6,176.29
2.- Excavación de 0 a 2m.	112.50 M3.	629.55	70,824.38
3.- Excavación de 2 a 3m.	22.50 "	812.85	18,289.13
4.- Acarreo en carretilla	94.50 "	873.90	82,583.55
5.- Retiro de excedentes	270.00 "	384.60	103,842.00
6.- Relleno compactado	116.02 "	2055.00	238,421.10
7.- Plantilla de concreto	30.25 M2.	682.05	20,632.01
8.- Cimbra en muros (cajón)	59.65 "	3037.50	181,186.88
9.- Cimbra perdida (base)	6.00 "	7560.00	45,360.00
10.- Cimbra en columnas y trabes hasta 3.65 m.	25.01 "	1948.35	48,728.23
11.- Idem de 3.65 a 6.80 m.	25.01 "	2195.25	54,903.20
12.- Idem de 10.0 a 13.0 m.	14.64 "	3409.20	49,910.69
13.- Idem de 6.80 a 10.0 m.	26.17 "	2789.55	73,002.52
14.- Cimbra en muros h=13.00	74.85 "	4198.95	314,291.41
15.- Cimbra en losa h=13.00	15.78 "	4198.95	66,259.43
16.- Acero de refuerzo fy=4200 a 3.65 m. altura	1159.23 Kg.	750.00	869,422.50
17.- Idem de 3.65 a 6.80 m.	226.83 "	890.00	201,878.70
18.- Idem de 6.80 a 10.0 m.	232.01 "	1100.00	255,211.00
19.- Idem de 10.0 a 13.0 m.	939.05 "	1650.00	1,549,432.50
20.- Concreto f'c=200 a 3.65 m.	112.22 M3.	16699.35	204,066.06
21.- Idem de 3.65 a 6.80 m.	1.90 "	18500.00	35,150.00
22.- Idem de 6.80 a 10.0 m.	1.92 "	21000.00	40,320.00
23.- Idem de 10.00 a 13.0 m.	9.47 "	25200.00	238,644.00
24.- Banda P.V.C. juntas	25.00 M1.	1952.70	48,817.50
25.- Aditivo en juntas	25.00 M1.	90.15	2,253.75
26.- Acabado pulido en losas	15.24 M2.	213.75	3,257.55
27.- Aplanado	72.79 "	2975.55	216,590.28
28.- Escalera marina	12.75 M1.	2430.45	30,988.24
29.- Tapas metálicas 60x60	2 pza.	15000.00	30,000.00
30.- Troquelamientos	75.00 M2.	940.65	70,548.75
31.- Andamiaje perimetral	121.20 M2.	1270.00	153,924.00
32.- Instalación eléctrica (autom)	1 lote	250000.00	250,000.00
33.- Tubería de alimentación	18.00 M1.	45000.00	810,000.00
34.- Descarga y conexiones	1 lote	320000.00	320,000.00

T O T A L \$6' 704,915.61

Importa el presente presupuesto, la cantidad de:

\$ 6'704,915.61 (SEIS MILLONES SETECIENTOS CUATRO MIL NOVECIENTOS QUINCE PESOS

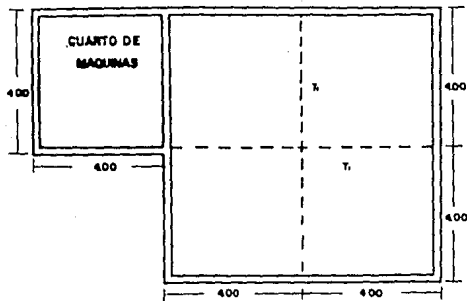
61/100 M.N.)



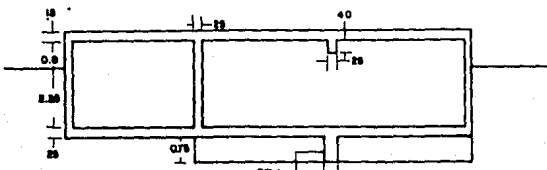
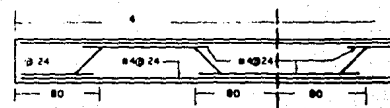
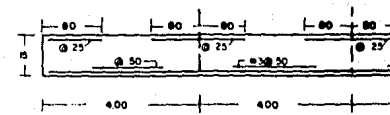
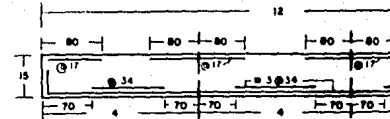
- d 150 mm (6")
- d 100 mm (4")
- d 80 mm (2 1/2")

GEOMETRICA
 DE TERRENO
 DISPONIBLE

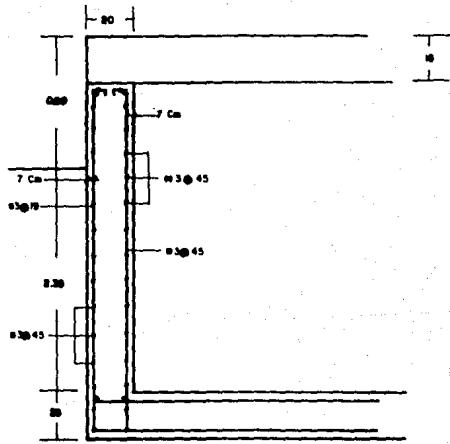
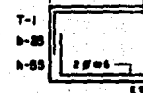
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA	
ESCUELA DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
REFUGIO MUNOZ FLORES	
RED DE ABASTECIMIENTO	
OCTUBRE 1987	LAMINA - I



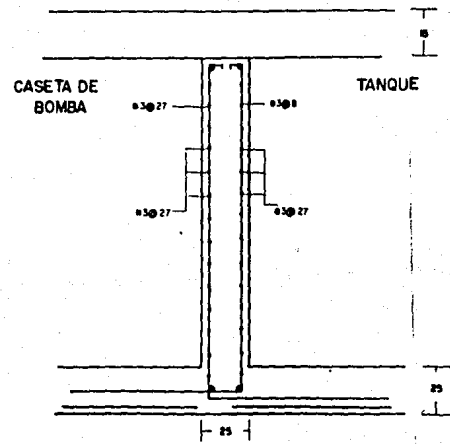
PLANTA.



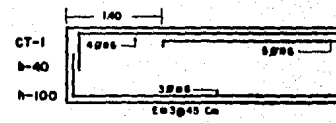
ELEVACION

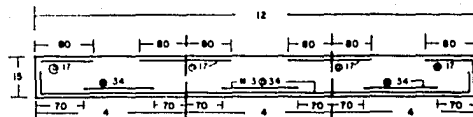
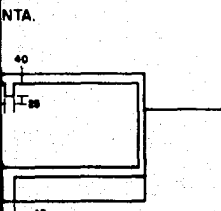
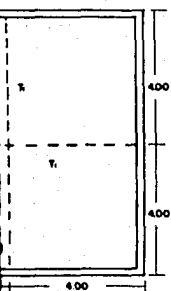


MURO PERMETRAL

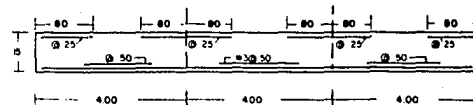


MURO INTERIOR

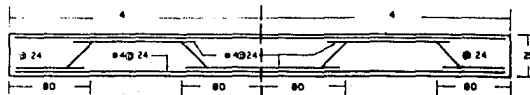




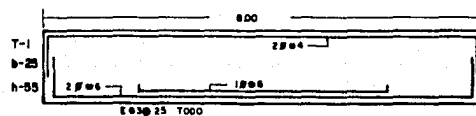
ARMADO LOSA
FRANJA CENTRAL



ARMADO LOSA
FRANJA COLUMNAS



ARMADO LOSA FONDO
FRANJA CENTRAL



CASETA DE
BOMBA

3Ø27

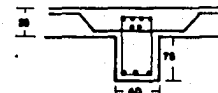
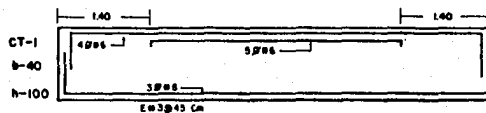
3Ø8

TANQUE

3Ø27

3Ø27

MURO INTERIOR



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

ESCUELA DE INGENIERIA

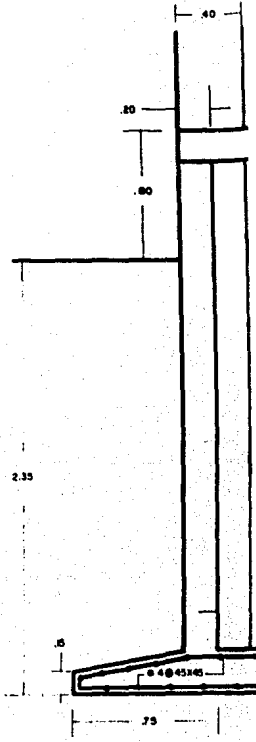
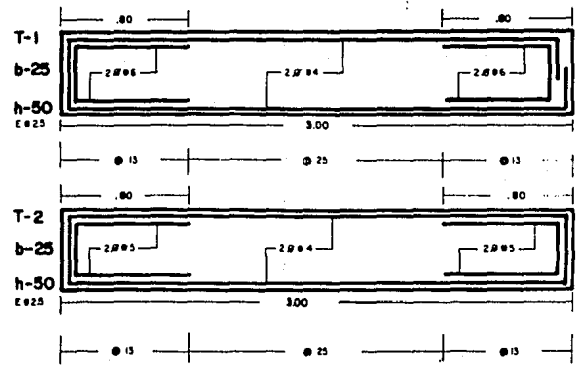
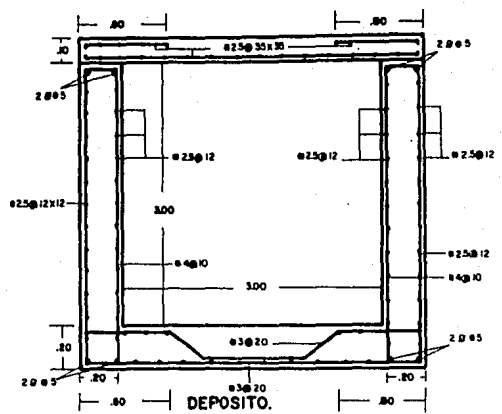
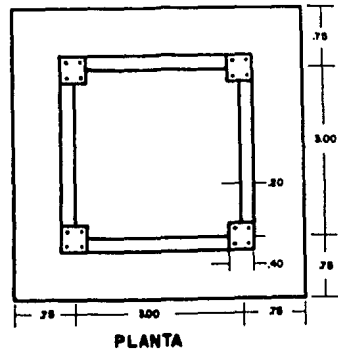
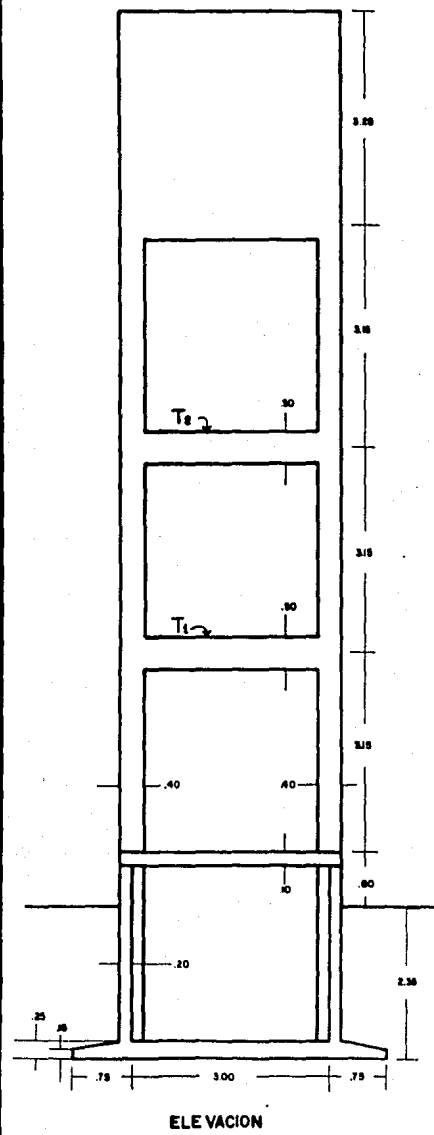
TESIS PROFESIONAL

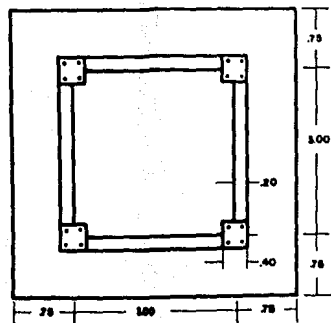
REFUGIO MUÑOZ FLORES

CISTERNA

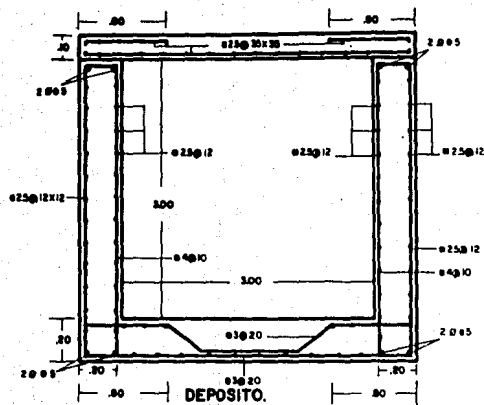
OCTUBRE 1987

LAMINA-2

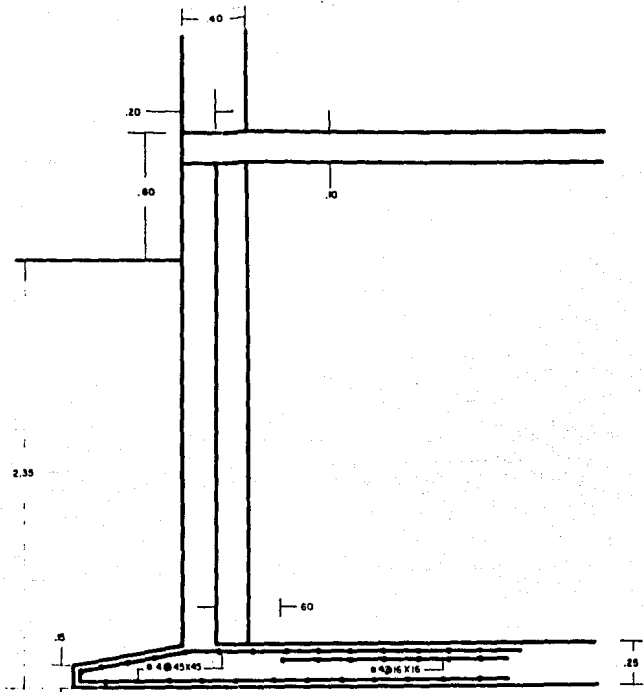
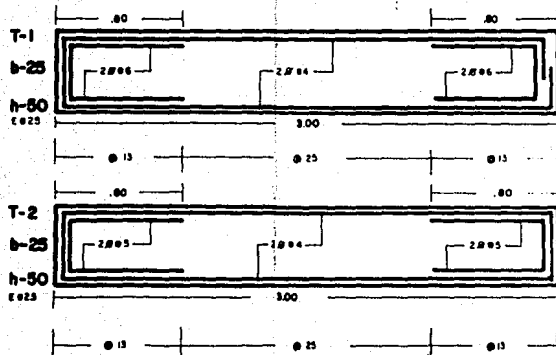




PLANTA



DEPOSITO.



CIMENTACION

UNIVERSIDAD. AUTONOMA DE GUADALAJARA

ESCUELA DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

REFUGIO MUÑOZ FLORES

TANQUE ELEVADO

OCTUBRE 1987

LAMINA - 3