

69

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"ANÁLISIS TEÓRICO-PRÁCTICO DEL PROCESO
CONSTRUCTIVO PARA UNA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL"

T E S I S
PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
QUE PRESENTA:
GENARO ALFREDO HUESCAS VILLEGAS

DIRECTOR DE TESIS: ING. LUIS CANDELAS RAMÍREZ

2005

CIUDAD UNIVERSITARIA

2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/114/00

Señor
GENARO ALFREDO HUESCAS VILLEGAS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. **LUIS CANDELAS RAMIREZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**

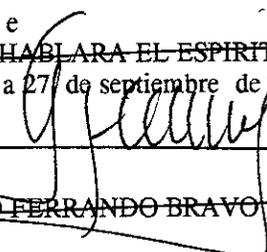
"ANALISIS TEORICO-PRACTICO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO PARA UNA VIVIENDA DE INTERES SOCIAL"

- INTRODUCCION**
- I. ANALISIS TEORICO**
- II. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO**
- III. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DEL TERRENO**
- IV. URBANIZACION**
- V. EDIFICACION**
- VI. ALINEAMIENTO Y ELABORACION DE CALLES PRINCIPALES**
- VII. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFIA**

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

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

Atentamente
~~"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"~~
Cd. Universitaria a 27 de septiembre de 2000.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

DEDICATORIA

A Dios, a la Virgen de Guadalupe, quienes me dieron la dicha de sentir esto que pocas personas logran.

A mis padres María Dolores y Alfredo quienes siempre me apoyaron y guiaron por el camino del bien.

A mis hermanos Raúl, Beatriz, Gustavo y Francisco, con quienes compartí la mayor parte de mi vida.

A mis tíos María Alejandra y Felipe, gracias por su apoyo a lo largo de toda mi vida. A mis primos Víctor Hugo y Adriana a quienes siempre considero como dos más de mis hermanos, esperando que esto les sirva de estímulo para que no decaigan en todo lo que se propongan.

A mis amigos sinceros Víctor Castillo y Edgar Cortés quienes desinteresadamente me dieron apoyo de todo tipo para conseguir esto, y que sin ellos simplemente esto no se hubiese podido lograr.

A la Ing. Maite Martínez, quién fue mi inspiración y modelo a seguir como persona y como ingeniero, jamás olvidaré su ejemplo de lo que es una mujer triunfadora.

A mi maestro el Ing. José Canseco (+), quien me inició en el camino profesional de la Ingeniería civil de manera desinteresada que Dios lo guarde "Inge".

Al Ing. Enrique Gabino García García, quien me ayudo a adaptarme a un mundo que no conocía.

A Graciela, José de la Cruz, Carlos Valerio, José Crispín, Hugo Ramírez, Alfonso Paúl y Bibiana Pérez.

Al Ing. Luis Candela Ramírez, quien me apoyo cuando de verdad lo necesitaba.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, a la Facultad de Ingeniería, y a mis profesores de la Facultad, Oscar Vega Roldán, Carlos Arroyo, Rafael Xelhuantzi y Reginaldo Hernández.

INDICE

	Página
<i>Introducción</i>	1
<i>1. Análisis teórico.</i>	3
1.1 Descripción del proyecto.	3
1.2. Diseño de cimentación de viviendas.	9
1.3 Análisis y diseño estructural de viviendas.	17
1.4. Instalación sanitaria y agua potable en vivienda.	24
1.5 Propuestas de urbanización	29
1.5.1. Terracerías y plataformas.	29
1.5.2. Líneas de drenaje sanitario y pluvial.	32
1.5.3. Red de distribución de agua potable.	41
1.5.4 Muros de contención.	49
1.5.5. Propuesta de suelo-cemento.	71
<i>2. Reconocimiento del terreno.</i>	73
2.1. Limpieza del terreno	73
2.2. Ubicación de los límites de la poligonal.	73
<i>3. Levantamiento topográfico del terreno.</i>	76
3.1. Construcción de la poligonal en campo.	76
3.2. Nivelación.	77
3.3. Realización del reporte topográfico.	81
<i>4. Urbanización.</i>	92
4.1. Señalamientos y cerco de área de construcción	92
4.2. Cortes en el terreno.	96
4.3. Excavación para líneas de drenajes y agua potable.	98
4.4. Preparación de las zanjas para colocación de tuberías.	103
4.5. Colocación de tuberías.	105
4.6. Relleno y compactación de zanjas.	107
4.7. Ubicación de plataformas.	109
4.8. Construcción de muros de contención.	109
4.9. Colocación de tepetate para nivel de plataforma.	111
4.10. Elaboración y colocación de suelo-cemento.	112
4.11. Nivelación de tepetate para plataforma.	112
4.12. Compactación de tepetate.	113
4.13. Alineamiento y nivelación de plataformas.	115
4.14. Excavación de conexiones y pozos de visita para alcantarillado	117
4.15. Construcción de conexiones y pozos de visita para alcantarillado	118

<i>5. Edificación.</i>	119
5.1. Excavación para traves de losa de cimentación.	119
5.2. Armado y colocación de traves de losa de cimentación.	120
5.3. Colocación de malla de alambre soldado y de castillos.	120
5.4. Cimbrado de losa de cimentación.	121
5.5. Especificación de concreto para losa de cimentación.	122
5.6. Colado de losa de cimentación.	122
5.7. Construcción de muros de vivienda.	123
5.8. Cimbrado y colado de castillos	124
5.9. Cimbrado de losa tapa.	125
5.9.1. Colocación de madera de cimbra.	125
5.9.2. Colocación de traves prefabricadas.	127
5.10. Armado de losa tapa	127
5.11. Especificación de concreto para losa tapa.	129
5.12. Colado de losa tapa.	129
5.13. Desimbrado de losa tapa.	130
5.14. Instalaciones sanitarias en vivienda	130
5.15. Detallados generales en vivienda.	131
5.16. Construcción de banquetas y guarniciones.	132
<i>6. Alineamiento y elaboración de calles principales.</i>	135
6.1. Especificaciones generales para el pavimento de calles principales.	135
6.2. Trazo de calles.	136
6.3. Tendido de relleno ligero y capa subrasante.	137
6.4. Capa sub-base.	138
6.5. Capa base.	138
6.6. Riego de impregnación.	139
6.7. Riego de liga.	140
6.8. Carpeta Asfáltica.	141
6.9. Compactación de carpeta asfáltica.	143
6.10. Señalamiento.	143
<i>Conclusiones</i>	144
<i>Programa de obra</i>	145
<i>Bibliografía.</i>	146

INTRODUCCIÓN.

Uno de los principales problemas no solo en la Ciudad de México sino en la mayoría de los países más pobres del mundo es el de la explosión demográfica, esto acarrea la necesidad de buscar otros lugares en los que se puedan desahogar esta enorme demanda de espacio que día con día crece más. La construcción de viviendas de interés social es una de las soluciones que se le ha dado a esta exagerada demanda de espacios, que únicamente está al alcance de los asalariados

En este caso se decidió la construcción de una unidad habitacional de viviendas de una sola planta, destinada para los trabajadores de la sección número diez de maestros; cabe mencionar que de no existir esta demanda no se hubiese elaborado dicha construcción, ya que la constructora llega al municipio de Acolman con el fin de concluir otra unidad de seiscientas viviendas la cual estaba casi terminada, siendo esta destinada a los trabajadores de la UNAM, pero al no haber demanda por este sindicato se dio carta abierta para cualquier otro sindicato que contase con el crédito Fovissste, por lo que se acercaron a la constructora otros sindicatos siendo el de los maestros la que exigía una demanda de ciento cuarenta y nueve viviendas, contando en ese momento solo con cincuenta por lo que se optó por la construcción de otra unidad.

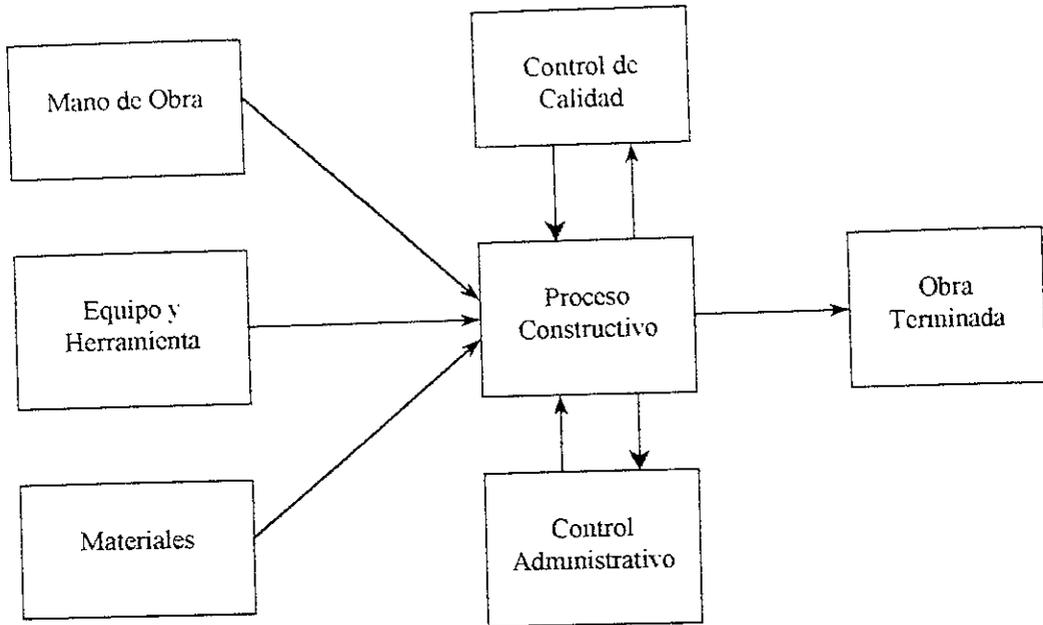
El principal objetivo de este tema de tesis es el de servir de guía a quienes recién egresan de la carrera de Ingeniero Civil y deseen realizar una obra de pequeño tamaño, pero que en ella intervienen los mismos problemas que los de una obra grande. Por el mismo tamaño y tipo de obra no se hicieron algunos análisis que no por no haberse hecho dejan de ser necesarios, incluso en este tema se desarrollan algunos que no se analizaron en campo pero por el objetivo de esta tesis se desarrollaran.

En el primer capítulo del trabajo se hace un análisis de la parte teórica del tema, es decir, de los aspectos básicos y sus análisis, lo que incluye desde la descripción propia del problema hasta algunos detalles que parecen poco trascendentes pero que fueron necesarios para el desarrollo de la obra tal es el caso de la propuesta del suelo- cemento.

Los dos siguientes capítulos son fundamentales para el inicio de la obra, ya que si cualquiera de estos tiene una pequeña falla repercute en la construcción, sobre todo en la parte de la delimitación de la poligonal y sobre todo en la topografía del mismo. En lo referente a la urbanización y edificación se observarán todos y cada uno de los pasos que se siguen para llevar a obra lo que se hizo en el escritorio. Por último en el capítulo de la elaboración de las calles principales se puede observar que la Topografía es una de las primeras áreas que entra a una obra y de las últimas que salen, de ahí su gran trascendencia no solo en esta sino en cualquier tipo de obra.

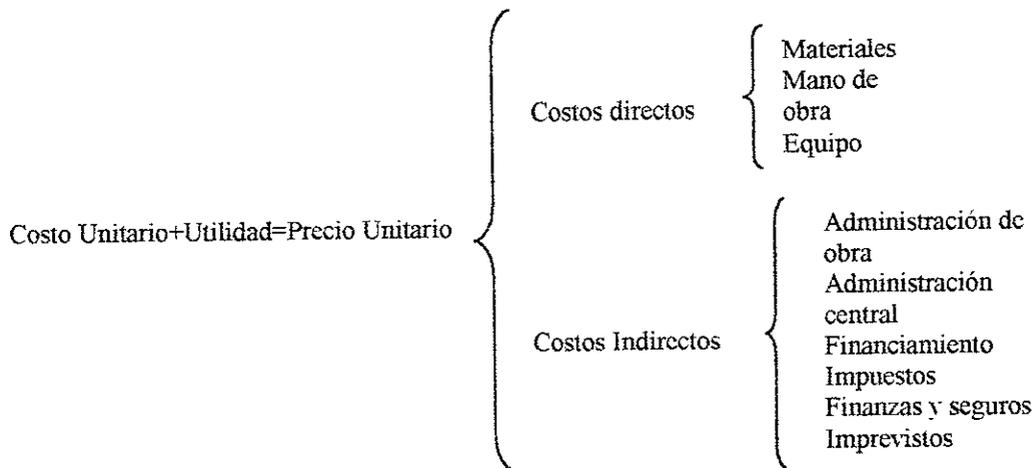
En muchas ocasiones el tener que llevar a cabo una obra en un lugar delimitado por otras construcciones, lleva consigo el hecho de evitar lo más que se puedan las fricciones que ocasiona la nueva construcción. Por ello en la mayoría de las obras son prácticamente imposibles de evitar, a pesar de tener el cerco y la señalización adecuada; este caso no fue la excepción al realizar el movimiento de la maquinaria ocasionó problemas con el tráfico de la avenida adyacente, debido a que no es muy transitada y al circular por ahí un vehículo pasan sin la menor precaución, lo que originó en un par de veces el estar a punto de chocar con maquinaria que salía de la obra.

Una obra en sí tiene sus orígenes en la satisfacción de una necesidad humana, siendo este el propósito fundamental desde su planeación hasta su operación y mantenimiento, es por ello que en lo que respecta a la construcción de la obra se deben cuidar todos y cada uno de los aspectos que en ella se involucren. En el diagrama del proceso constructivo de una obra, se puede observar las partes de que esta constituida una obra, así como de las interrelaciones que tiene con otros aspectos que no forman parte de ella pero que controlan una parte de ésta, para dar paso a la conclusión de una obra.



Las tres partes que constituyen fundamentalmente el proceso constructivo son la mano de obra, el equipo y herramienta y los materiales, los cuales son parte fundamental del precio unitario, se define al precio unitario como la remuneración o pago total en moneda que el contratante hace al contratista, por cada unidad de obra de cualquier concepto que ejecuta de acuerdo con las especificaciones, es decir, un precio unitario esta compuesto de un costo directo e indirecto.

El costo directo es precisamente los materiales mano de obra y equipo que se usan para la ejecución de un concepto de trabajo; y los costos indirectos son la administración de obra, administración central, el financiamiento, impuestos, financiamientos, y seguros e impuestos.



1. Análisis teórico.

El análisis teórico del proyecto fue realizado también en campo con el objetivo de resolver algunos detalles que ahí se presentaron, y otros tantos para tomar algunas decisiones que así lo requirieron. Además de lo anterior se hablará en sí de lo que es el proyecto, su ubicación y características.

1.1. Descripción del proyecto

La Unidad habitacional San Martín I se encuentra ubicada en la comunidad de Chimalpa perteneciente al municipio de Acolman Estado de México; se localiza aproximadamente a 40 Km del Distrito Federal, dicha unidad se construyó debido a la gran demanda de viviendas en esa zona, construida prácticamente en su totalidad para la sección diez del Sindicato Nacional de Trabajadores de la Educación.

En un inicio como antes se mencionó se debieron buscar alternativas de terrenos con características suficientes como para albergar un mínimo de ochenta viviendas similares a las ya existentes de otra unidad construida por la misma empresa. Se hizo el análisis de un terreno con un área de 17000 m², el cual tenía el gran inconveniente de tener un nivel promedio igual al nivel de arrastre hidráulico de la red de drenaje (ver fig. 1.1), a lo que se presentaron dos propuestas viables:

La primera y más lógica fue la de usar un bombeo de las aguas negras, la segunda fue la de elevar el nivel del terreno mediante relleno a base de tepetate, con el inconveniente de tener un relleno promedio de un metro aproximadamente, ocasionado primero por la tubería de drenaje, su cama de arena, relleno y plataforma para recibir la plancha de concreto (ver fig. 1.2).

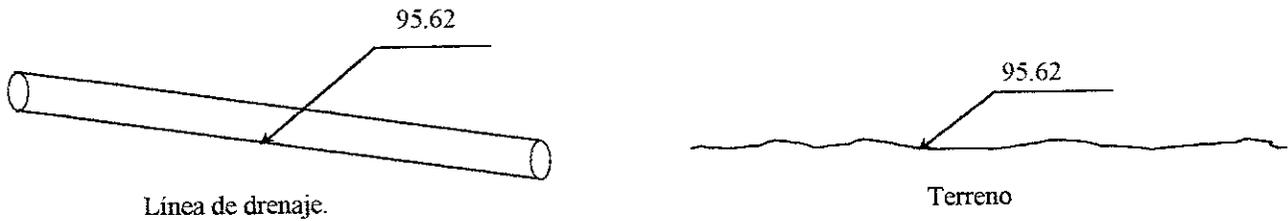


fig. 1.1. La cota del terreno a la que se deseaba hacer la conexión es la que aquí se presenta, y como se puede ver ambos niveles son prácticamente los mismos, por lo que se necesitaban resolver con alguna de las opciones que se mencionan.

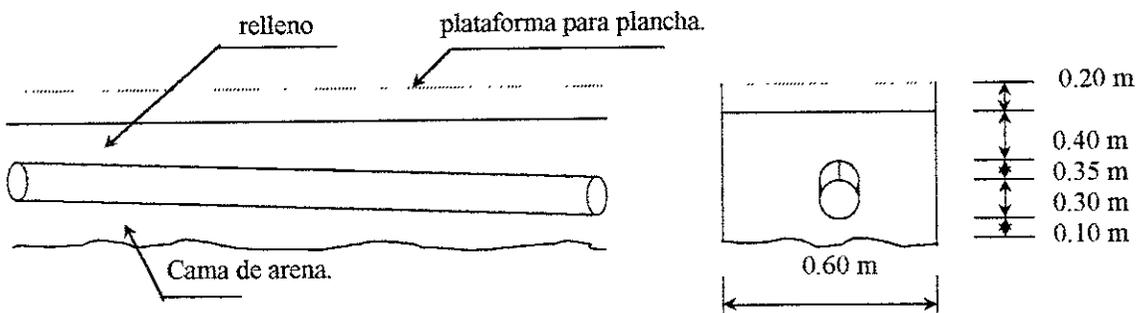


fig.1.2. Dimensiones de cepa para tubería de drenaje de 30 cm de diámetro y una pendiente del 1%

Cabe mencionar que a pesar de considerar viables constructivamente hablando estas propuestas, fueron rechazadas por el aspecto económico, debido a que resultaban demasiado caras para el tipo de obra que se trataba

La siguiente opción para la construcción de la unidad, fue de un terreno ubicado en el mismo municipio separado de la unidad anterior ya mencionada por una calle solamente, se consideró inicialmente de 15000 m², siendo ésta el área que tomó el proyectista para el sembrado de viviendas, arrojando los siguientes datos:

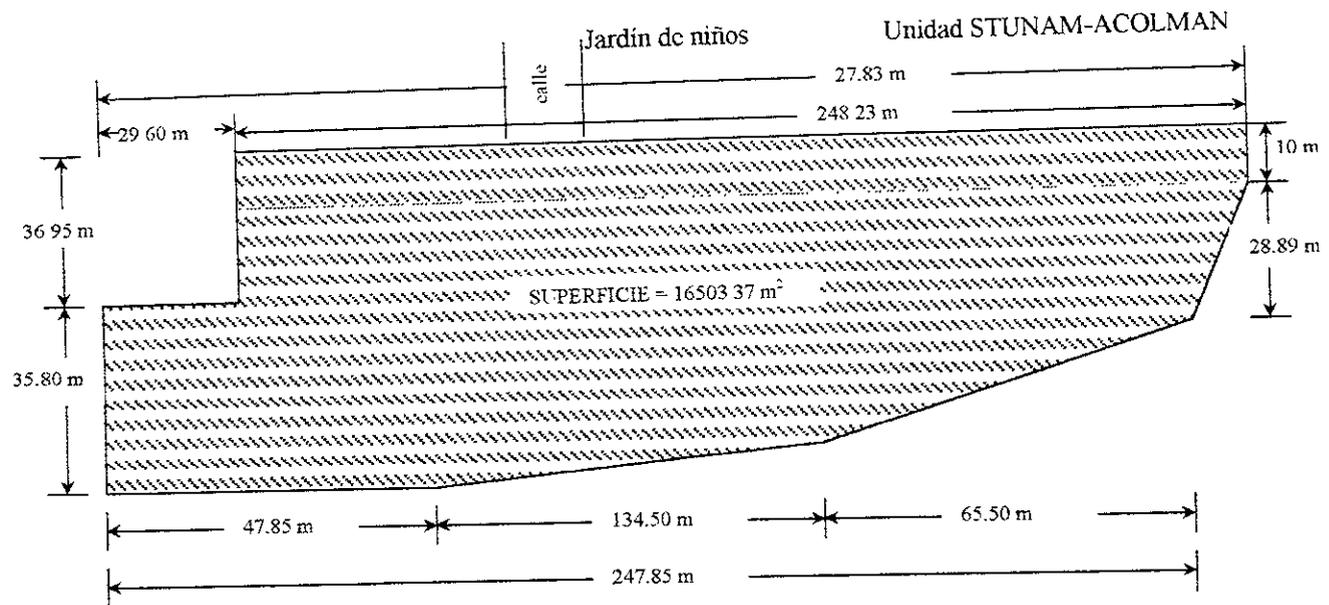
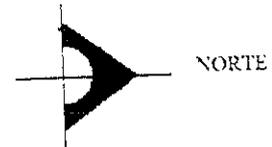
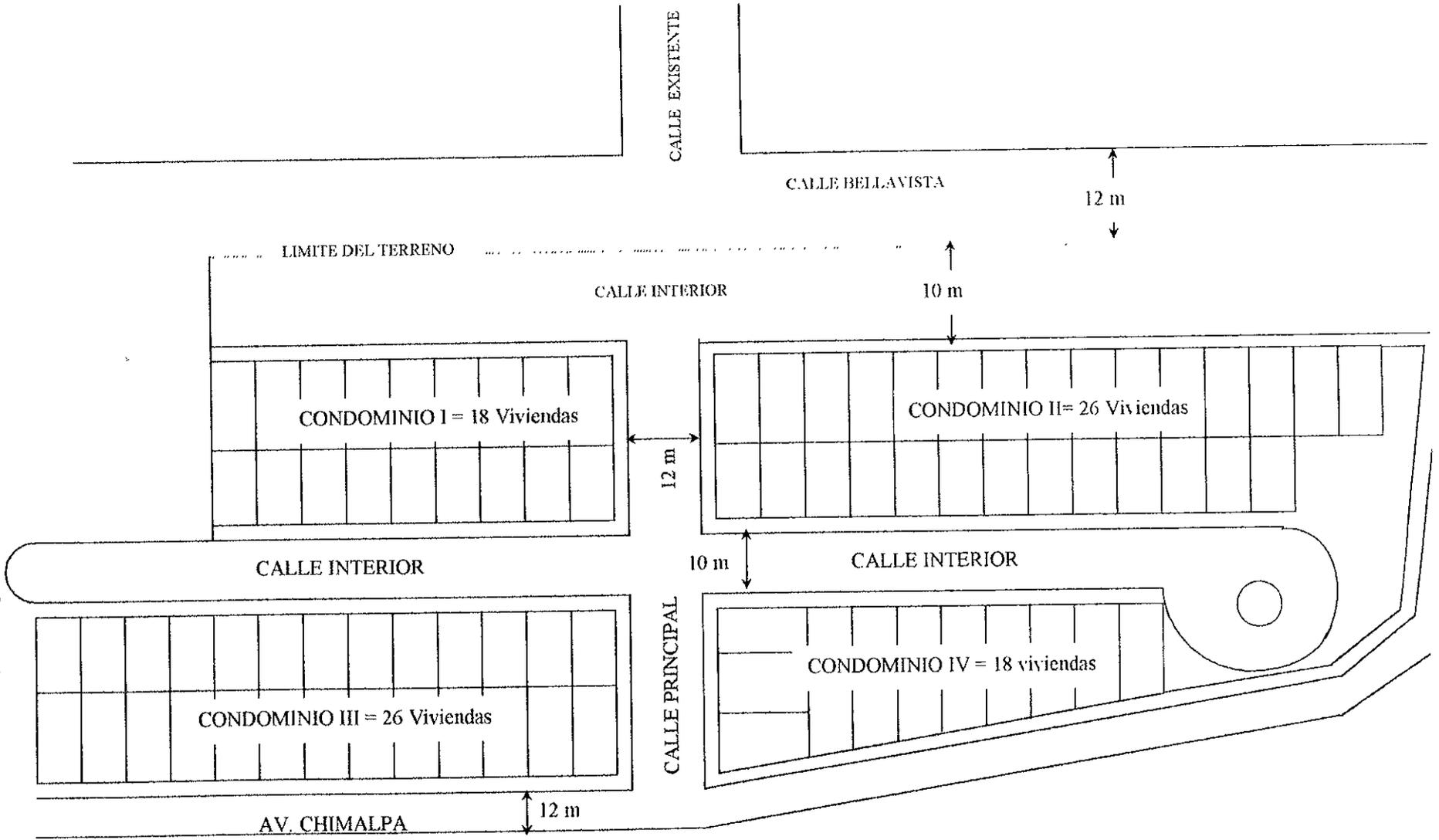


fig 1.3. Croquis de localización usado por el proyectista

En la figura se pueden observar las mediciones deseadas por el proyectista para el sembrado de las viviendas (ver fig. 1.4), cabe señalar que estas mediciones las consideró para obtener un sembrado como el que se ve en la figura cuatro, es decir, para tener el número de viviendas que ahí se muestra se debieron tener esas dimensiones con esa área de terreno, en donde a partir de un prototipo de vivienda (ver fig. 1.5a y b) realizó el sembrado de las viviendas en el terreno. Cabe señalar que el municipio exigió unas medidas tanto de arroyo como de la totalidad de avenida; por lo que se hicieron de 12 m de calle (10 m de arroyo), para la avenida principal; las mismas dimensiones fueron para la calle de Chimalpa y de 10 m para las calles interiores.

Fig. 1.4 Dimensiones y sembrado propuesto por el proyectista



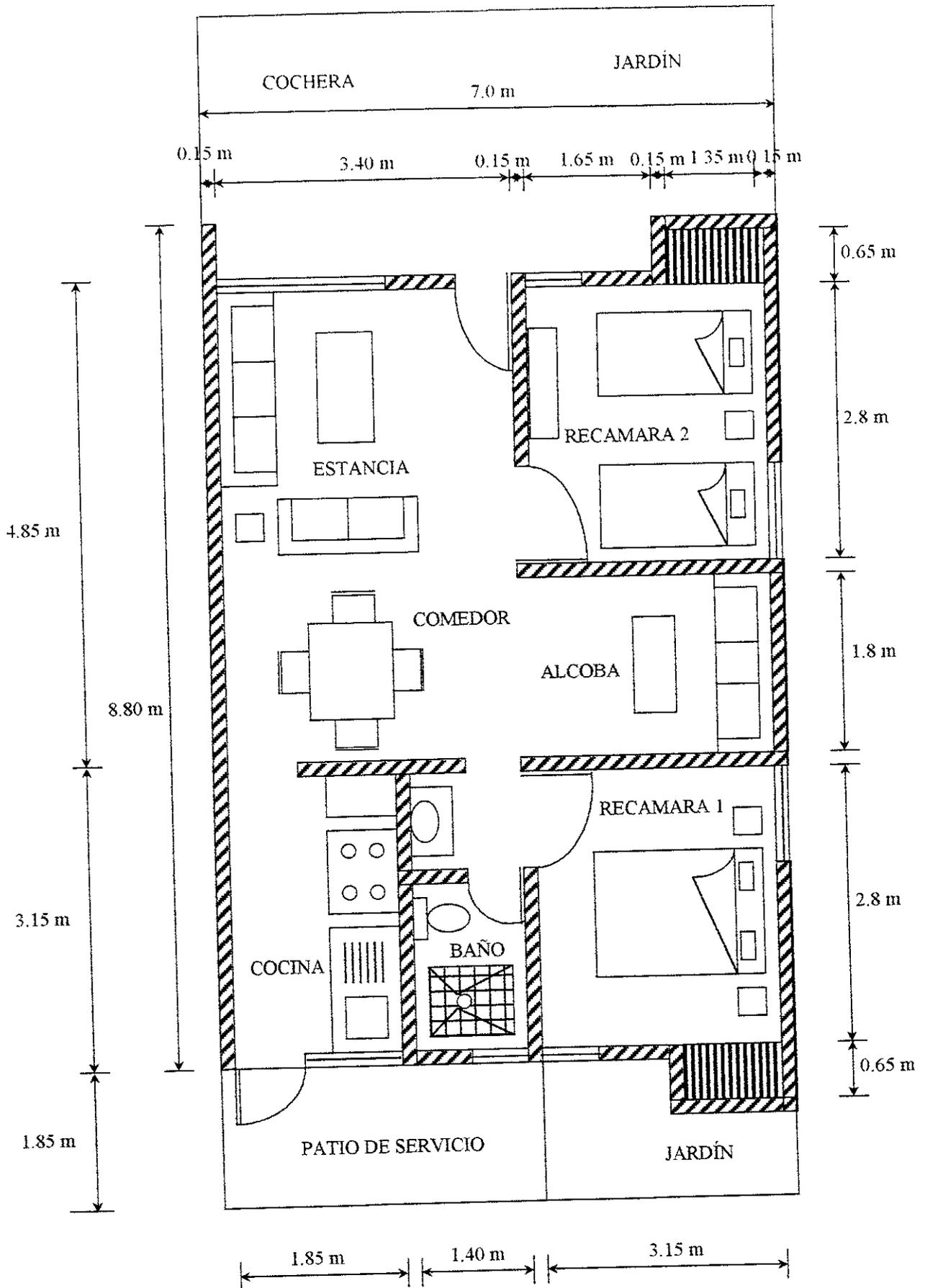


fig. 1.5 a Prototipo arquitectónico de vivienda considerando una cochera

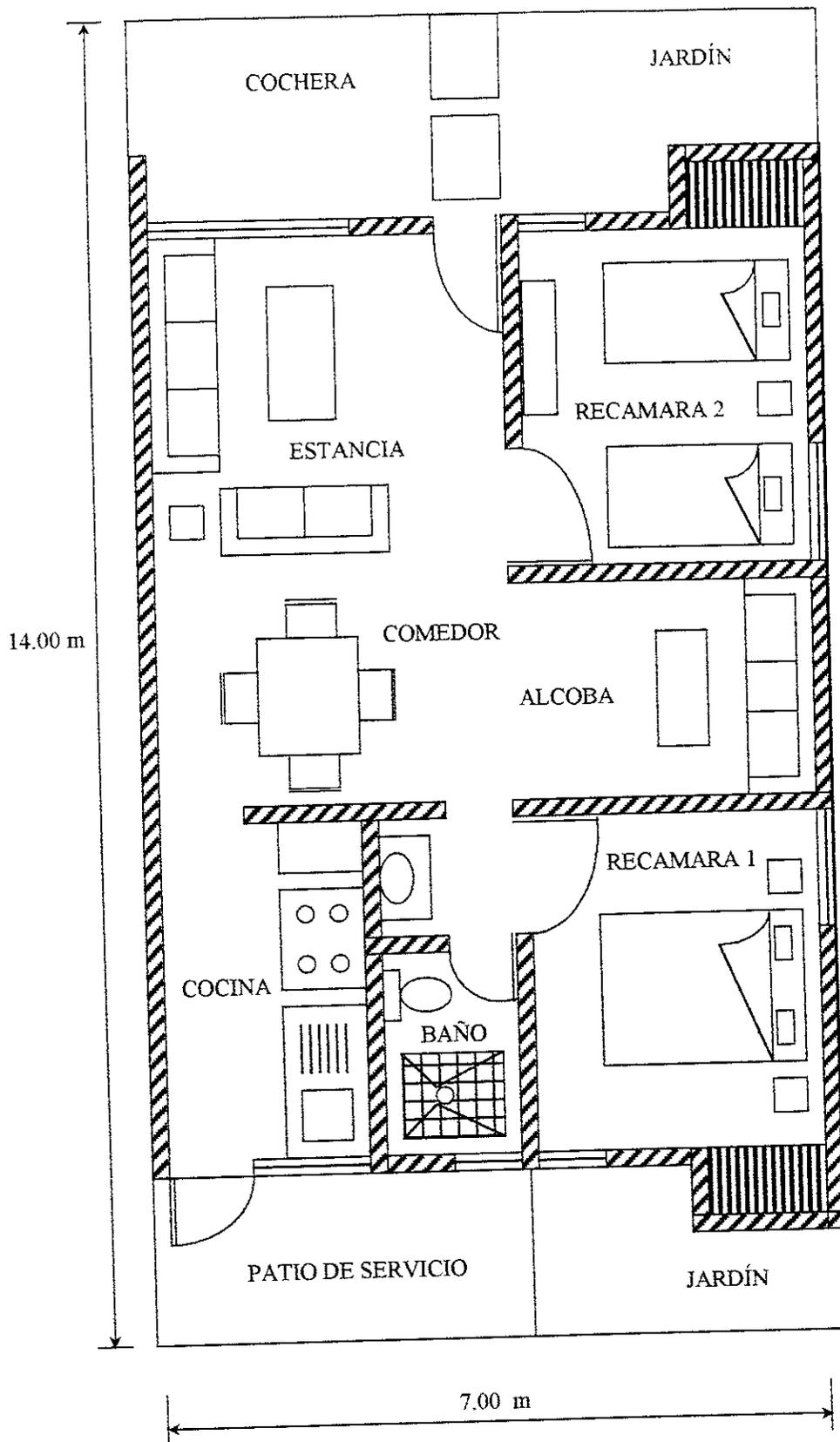


fig. 1.5 b Prototipo de vivienda, en la que se pueden observar las dimensiones totales de la vivienda.

Una de las principales ventajas en esta obra es la de contar para el inicio de la nueva unidad con proveedores que surtían a la anterior obra con materiales de calidad adecuada, a un bajo costo y en un corto tiempo, lo mismo sucedió con la mano de obra, que a pesar de que no se contaba con la suficiente para iniciar la nueva etapa, se contactaron otros contratistas para poder llevar a cabo el programa de obra.

La maquinaria empleada para la realización de cortes y relleno, así como para la excavación y relleno de cepas en el mismo es la siguiente:

- Tractor de orugas de hoja recta, y desgarrador escarificador.
- Motoconformadora 120 caterpillar.
- Cargador frontal con retroexcavadora, marca Case 580 super K.
- Cargador frontal con retroexcavadora, marca Massey Ferguson.
- Vibrocompactador, marca Dynapac ca 25

El tractor tiene como tarea principal la de excavar, remover, tender, desmontar y desgarrar el terreno con el fin de nivelar el mismo. Gracias a sus desgarradores puede remover material que la hoja no pueda, dejándolo a modo para que la hoja lo pueda hacer.

La motoconformadora tienen al igual que el tractor diversos usos, tales como el de mover, nivelar y afinar suelos. Para este proyecto es de gran importancia debido a que es ella quién realiza la nivelación de todo el proyecto.

El cargador Case tiene la misma función que el Ferguson con la diferencia de que en él se puede adaptar un martillo neumático en lugar del bote de retroexcavación, con el fin de excavar cepas donde el material es duro; para este caso fue de gran ayuda debido a que después de un nivel promedio de excavación de 20 cm se encontraba ya roca basáltica de una dureza tal que el bote no podía remover, por lo que apoyado en niveladores y colocado sobre la cepa comenzaba su trabajo de excavación.

En cambio el cargador Ferguson tiene como uso principal el de acarrear material a distancias que ningún otra máquina de su tipo puede realizar, y el de poder cargar a otros camiones dispuestos para acarrear material, así como excavar cepas hasta un nivel que la misma dureza del material le permita.

1.2 Diseño de cimentación de viviendas

Existen dos tipos de cimentaciones las superficiales y las profundas. dentro de las primeras se clasifican a las zapatas aisladas y corridas. así como a las losas de cimentación. Se dice que una cimentación es superficial si la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento $D_f \leq 2B$

Como inicio del diseño de la cimentación de la vivienda. debe revisarse la capacidad de carga de la losa de cimentación y compararla con la que es sometida. mediante un factor de seguridad que generalmente se toma de 3. empleando la presión neta. es decir. igual a la diferencia entre la presión transmitida por la estructura incluyendo el peso de la cimentación. y el peso por unidad de área del suelo excavado.

- Cálculo de la capacidad de carga de la losa de cimentación.

Suelo cohesivo - friccionante

$$D_f = 0$$

$$B = 7.0m$$

$$L = 8.0m$$

$$\gamma = 1.317 \frac{t}{m^3}$$

$$\phi = 5^\circ$$

$$c = 0.3 \frac{t}{m^2}$$

Aplicando la teoría de Meyerhof.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \gamma D_f N_q s_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

$$N_q = e^{\tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\tan 5^\circ} \tan^2 \left(45 + \frac{5^\circ}{2} \right) = 1.5677$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (1.5677 - 1) \cot 5^\circ = 6.488$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) = (1.5677 - 1) \tan(1.4 * 5^\circ) = 0.697$$

$$N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{5^\circ}{2} \right) = 1.191$$

$$s_c = 1 + 0.2 N_\phi \left(\frac{B}{L} \right) = 1 + 0.2 * 1.191 * \frac{7}{8} = 1.208$$

$$s_q = s_\gamma = 1; \text{ para } 0 \leq \phi < 10^\circ \Rightarrow s_q = s_\gamma = 1$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi \left(\frac{B}{L} \right) \text{ para } \phi \geq 10^\circ$$

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + 0.2 \sqrt{1.191} \left(\frac{0}{7} \right) = 1$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \text{ para } 0 \leq \phi < 10^\circ \Rightarrow d_q = d_\gamma = 1$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} \left(\frac{D_f}{B} \right); \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$q_{ult} = 0.3 * 6.488 * 1.208 * 1 + 0 + 0.5 * 1.317 * 7 * 1.191 * 1 * 1 = 7.84 \frac{ton}{m^2}$$

- Cálculo de la capacidad de carga admisible

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{7.84}{3} = 2.613 \frac{ton}{m^2}$$

• Cálculo de la presión neta

PRESIÓN TRANSMITIDA POR LA VIVIENDA Y LA CIMENTACIÓN

Losa maciza de concreto (h=12cm)	288 kg/m ²
Carga adicional por reglamento	20 kg/m ²
Impermeabilizante	10 kg/m ²
Tirol (de yeso 1.5cm)	30 kg/m ²
Muros	280 kg/m ²
Piso terminado (loseta vinílica)	15 kg/m ²
Carga muerta	643 kg/m ²
Carga viva	170 kg/m ²
Carga total	813 kg/m ²
Carga de las trabes	134.36 kg/m ²
Carga transmitida por la vivienda y la cimentación.	947.36 kg/m ²

PESO DE VOLUMEN EXCAVADO.

Longitud total de las trabes igual a 52.25 m por el peso volumétrico del terreno.

$$0.3 * 0.2 * 52.25 * 1317 = 4128.8 \text{ kg}$$

$$\text{Peso por unidad de área} = \frac{4128.8}{7 * 8} = 73.73 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

PRESIÓN NETA.

$$P_N = 947.36 - 73.73 = 873.63 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.8736 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$2.613 \text{ ton} > 0.8736 \text{ ton} \Rightarrow q_{adm} > P_N$$

Por lo tanto la capacidad de carga de la cimentación es adecuada para soportar la presión neta a que está sometida.

El Reglamento de construcciones del D.F. en sus normas técnicas complementarias propone unas desigualdades para constatar la "seguridad de cimentaciones someras" (apartado 3.3 de las Normas Técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones).

Para cimentaciones en suelos cohesivos:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < cN_c F_R + P_V$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

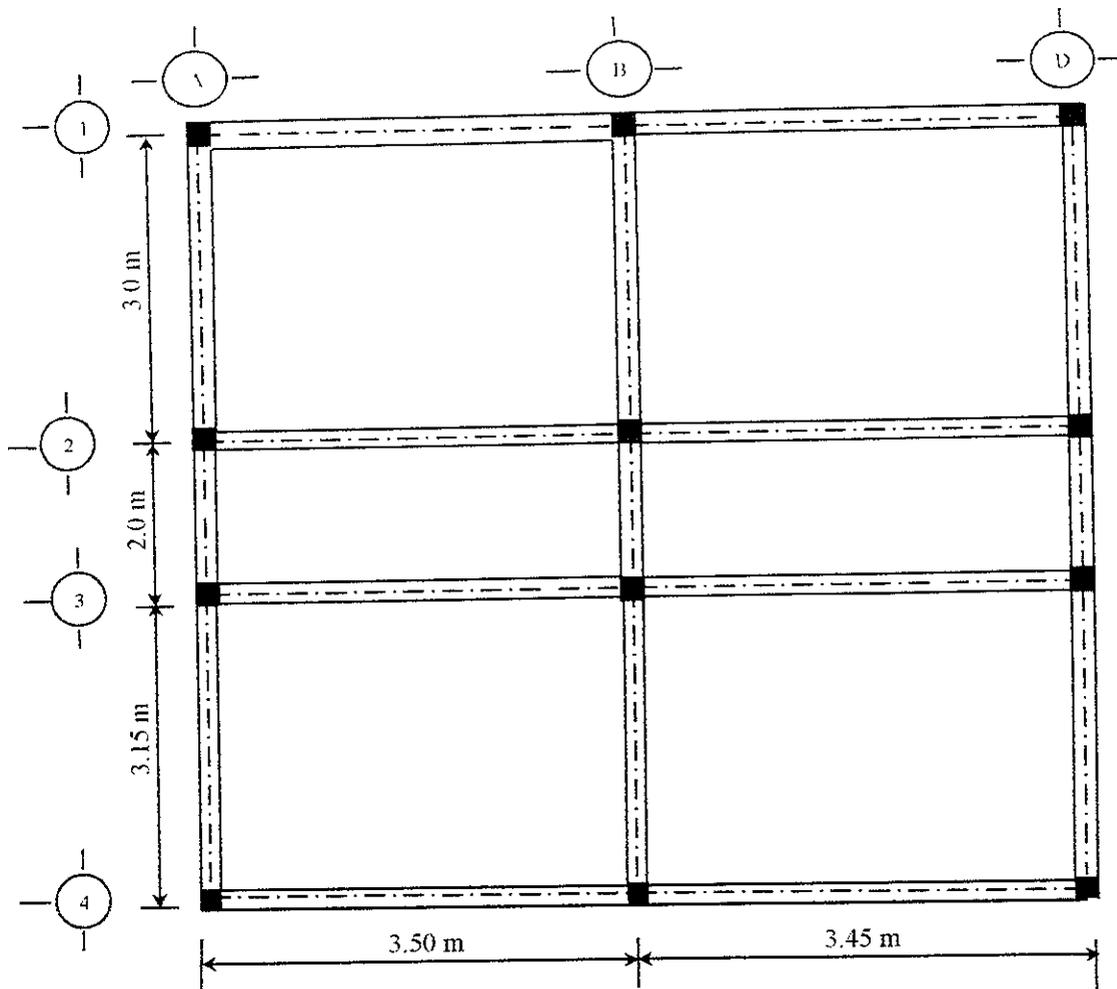
$$\frac{\sum QF_c}{A} < \left[\frac{N_q}{P_V} (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + P_V$$

Estrictamente y como se ha hecho a lo largo del diseño de ésta tesis se debería emplear alguna de las ecuaciones anteriores que pertenecen al reglamento de construcciones del DF y no la de la ley de Meyerhof ya que el Reglamento no la contempla, pero con el fin de ilustrar el uso de ésta ley, y debido a que la construcción no se encuentra en el D.F. se emplea Meyerhof; así como también considerar el objetivo de éste trabajo, el de ilustrar a los estudiantes de ingeniería en el uso de diferentes teorías científicamente comprobadas que se puedan emplear en casos como éste.

Ahora lo que resta es dimensionar la losa, así como el armado de la misma.

$$w = 800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Empleando el método propuesto por las N.T.C. DEL Reglamento de construcciones del D.F. Considerando la siguiente distribución de tableros.



DISEÑO POR FLEXIÓN.

Tipo de tablero	Momento	Claro	A1	a2	m	C	Mua	ϕ	q	ρ	As	1 33As
De esquina Dos lados Adyacentes Disconti- Nuos	Neg. En bordes	corto	3.5	5	0.7	471	469.081	0.03785	0.0386	0.0013	2.2308	2.967
	Interiores	largo	3.5	5	0.7	429	427.252	0.03448	0.0351	0.0012	2.0283	2.698
	Neg. En bordes	corto	3.5	5	0.7	277	275.871	0.02226	0.0225	0.0008	1.3013	1.731
	Discontinuos	largo	3.5	5	0.7	236	235.038	0.01897	0.0191	0.0007	1.1068	1.472
	Positivo	corto	3.5	5	0.7	259	257.945	0.02081	0.0210	0.0007	1.2158	1.617
	Positivo	largo	3.5	5	0.7	142	141.421	0.01141	0.0115	0.0004	0.6634	0.882
De esquina Dos lados Adyacentes Disconti- Nuos	Neg. En bordes	corto	3.15	3.5	0.9	371	299.285	0.02415	0.0244	0.0008	1.4131	1.879
	Interiores	largo	3.15	3.5	0.9	360	290.412	0.02343	0.0237	0.0008	1.3707	1.823
	Neg. En bordes	corto	3.15	3.5	0.9	219	176.667	0.01426	0.0144	0.0005	0.8299	1.104
	Discontinuos	largo	3.15	3.5	0.9	206	166.180	0.01341	0.0135	0.0005	0.7803	1.038
	Positivo	corto	3.15	3.5	0.9	176	141.979	0.01146	0.0115	0.0004	0.6660	0.886
	Positivo	largo	3.15	3.5	0.9	138	111.324	0.00898	0.0090	0.0003	0.5216	0.694
De esquina Dos lados Adyacentes Disconti- Nuos	Neg. En bordes	corto	3	3.45	0.87	385.4	281.997	0.02275	0.0230	0.0008	1.3305	1.770
	Interiores	largo	3	3.45	0.87	370.2	270.875	0.02186	0.0221	0.0008	1.2775	1.699
	Neg. En bordes	corto	3	3.45	0.87	228.3	167.047	0.01348	0.0136	0.0005	0.7844	1.043
	Discontinuos	largo	3	3.45	0.87	210.8	154.242	0.01245	0.0125	0.0004	0.7239	0.963
	Positivo	corto	3	3.45	0.87	188	137.560	0.01110	0.0112	0.0004	0.6452	0.858
	Positivo	largo	3	3.45	0.87	138.6	101.414	0.00818	0.0082	0.0003	0.4749	0.632

Tipo de tablero	Momento	Claro	A1	a2	m	C	Mua	e ⁿ	q	p ⁿ	As	1.33 As
De esquina Dos lados Adyacentes Discontinuos	Neg En bordes	corto	3.15	3.45	0.9	371	299.285	0.02415	0.0244	0.0008	1.4131	1.879
		interiores	largo	3.15	3.45	0.9	360	290.412	0.02343	0.0237	0.0008	1.3707
	Discontinuos	corto	3.15	3.45	0.9	219	176.667	0.01426	0.0144	0.0005	0.8299	1.104
		interiores	largo	3.15	3.45	0.9	206	166.180	0.01341	0.0135	0.0005	0.7803
	Positivo	corto	3.15	3.45	0.9	176	141.979	0.01146	0.0115	0.0004	0.6660	0.886
		interiores	largo	3.15	3.45	0.9	138	111.324	0.00898	0.0090	0.0003	0.5216
De borde Un lado Corto Discontinuo	Neg En bordes	corto	2	3.45	0.58	518.4	168.584	0.01360	0.0137	0.0005	0.7917	1.053
		interiores	largo	2	3.45	0.58	394.6	128.324	0.01035	0.0104	0.0004	0.6016
	Discontinuos	corto	2	3.45	0.58	250	81.300	0.00656	0.0066	0.0002	0.3804	0.506
		interiores	largo	2	3.45	0.58	299.4	97.365	0.00786	0.0079	0.0003	0.4559
	Positivo	corto	2	3.45	0.58	138	44.878	0.00362	0.0036	0.0001	0.2097	0.279
		interiores	largo	2	3.45	0.58	138	44.878	0.00362	0.0036	0.0001	0.2097

El área de acero mínimo debe estar dada por cualesquiera de las siguientes expresiones: la primera es la que exige el reglamento que debe cumplir cualquier sección de concreto sujeta a flexión en su zona de tensión, y la segunda corresponde al acero mínimo por cambios volumétricos "en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m".

$$A_{sMIN} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$$a_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} \text{ donde:}$$

x_1 : es la dimensión mínima del miembro perpendicularmente al refuerzo (cm).
 f_y : es el límite de fluencia del acero a colocar, para este caso se usará maya electrosoldada con límite de fluencia de 5.000 kg/cm².

$$A_{sMIN} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{5000} 100 * 17 = 3.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = \frac{3.76}{100 * 17} = 0.0022$$

$$a_s = \frac{660 * 17 * 100}{5000(17 + 100)} = 1.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = \frac{1.91}{100 * 17} = 0.0011$$

Por lo tanto $A_{sMIN} = 3.76 \text{ cm}^2$

Como se puede observar en la tabla anterior, el área de acero requerida por flexión no supera a la mínima propuesta por el reglamento. Ahora, también el reglamento menciona que si el acero requerido aumentado en un 33% no es mayor que el mínimo calculado con las ecuaciones anteriores, se deberá colocar el requerido aumentado en un 33%.

Según información proporcionada por el centro de servicio y distribución de acero "collado":

Diseño	Calibre de alambre		Malla
	Diámetro mm.	Área cm ²	Area Transversal cm ² /m
66-1/4-1/4	6.35	0.32	2.98
66-44	5.72	0.26	1.69
66-66	4.88	0.19	1.43
66-88	4.11	0.13	0.89
66-1010	3.43	0.09	0.61

Por lo tanto se propone la malla de acero electrosoldada de 66-1/4-1/4, colocada en toda la losa de manera uniforme
 Se ocupará el método sugerido por las normas técnicas del D.F. calculando en un inicio si es necesario el cálculo de deflexiones. El peralte mínimo que el reglamento sugiere para "no calcular deflexiones", es dividir el perímetro de la losa entre 180 para un concreto clase 2, y compararlo con el peralte de la misma, debiendo ser menor o igual al peralte.

Tipo de losa	Perímetro	Perímetro/180	Peralte	Se calculan deflexiones
De esquina	1600	8.889	9	No
De esquina	1451.25	8.063	9	No
De esquina	1471.25	8.174	9	No
De esquina	1485	8.250	9	No
De borde	1140	6.333	9	No

Cabe mencionar que las normas técnicas hacen referencia al modo de obtener el perímetro de la losa, en el cuál, los lados discontinuos se deben incrementar un 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando no lo sean, por lo que para este caso se incrementaron en un 25 por ciento.

Por lo tanto se puede omitir el cálculo de las deflexiones

DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por Cortante de la losa tapa, se reduce a una revisión de la sección propuesta, según las NTC (normas técnicas complementarias) del reglamento de construcciones del D.F., se realizará suponiendo que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. El Cortante que actúa en un ancho unitario se calculará como:

$$V = \frac{\left(\frac{a_1}{2} - d\right) \omega}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6}$$

Aumentándose en un quince por ciento si se encuentran bordes continuos y discontinuos; y la resistencia de la losa a fuerza Cortante se supondrá igual a:

$$V_R = 0.5 F_R d b \sqrt{f^*c}$$

En donde f^*c es la resistencia nominal del concreto a compresión ($f^*c = 0.8 f^*c$ para concretos de clase 1 y 2).

Losa	a1 [m]	a2 [m]	Vua [kg]	Vua (por bordes discontinuos) [kg]	VR [kg]	Soporta esfuerzo Cortante
1	3.5	5	1149.323	1321.722	5091.169	Sí
2	3.15	3.5	745.876	857.757	5091.169	Sí
3	3	3.45	754.918	868.156	5091.169	Sí
4	2	3.45	650.115	747.632	5091.169	Sí
5	3.15	3.45	723.245	831.732	5091.169	Sí

Por lo tanto no es necesario colocar acero por Cortante.

Por último resta es diseñar las contratraves de la losa de cimentación.

El procedimiento de análisis más sencillo de la cimentación es el de considerarla como piso invertido. esto es, suponer que los castillos son apoyos fijos y la losa está cargada con una presión uniforme igual a la carga total por unidad de área transmitida por la estructura. Cabe señalar que este procedimiento no tiene concordancia entre las reacciones del piso invertido y las cargas en los castillos.

La trabe que se diseñará será la del eje B, ya que es la que tiene una mayor área tributaria, por lo que la carga uniformemente repartida tiene los siguientes valores en los tramos ahí mencionados

Eje	Tramo	Área Tributaria [m ²]	Longitud [m]	P _N [ton/m ²]	ω [ton/m]
B	1-2	4.5	3	0.874	1.311
B	2-3	2	2	0.874	0.874
B	3-4	4.96	3.15	0.874	1.377

Donde P_N es la carga neta sobre la losa, y con las dimensiones de 20 cm de ancho por 30 cm de peralte, se obtienen los elementos mecánicos de la viga continua.

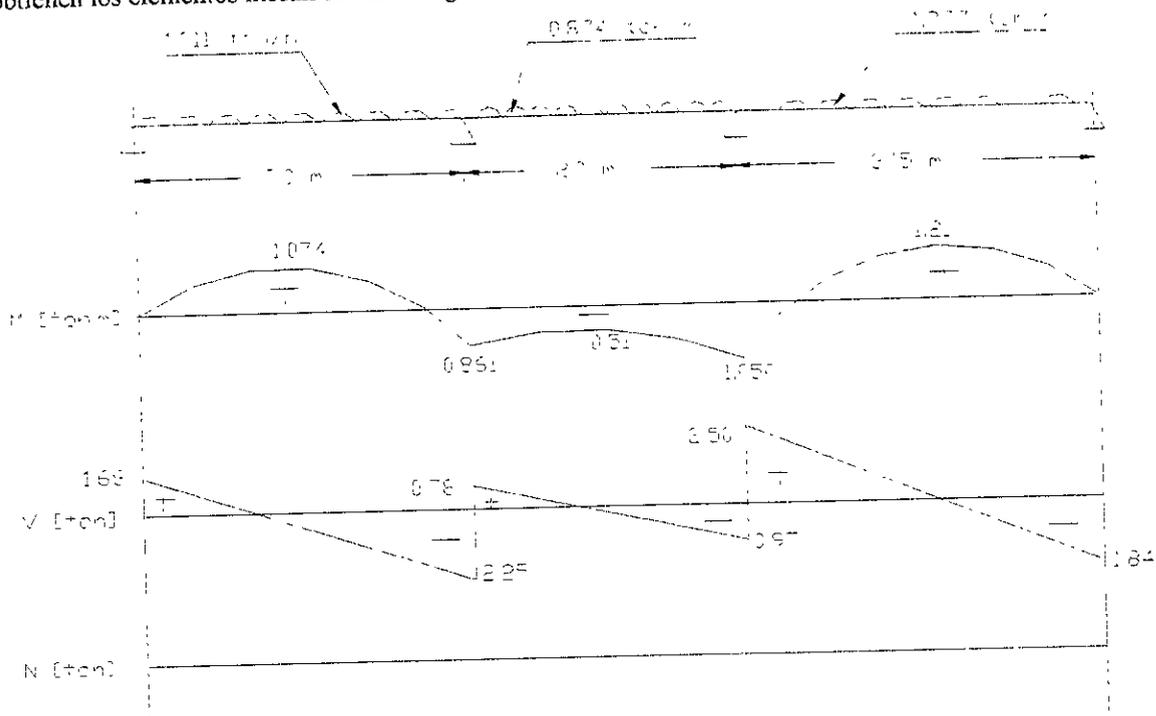


fig. 1.6 Elementos mecánicos en contratrabe eje B considerando la carga neta.

Las normas técnicas complementarias en su inciso 2.1.2, mencionan dos expresiones con las cuales se obtiene la resistencia a flexión de una sección sin acero a compresión, las cuales se emplearán para obtener la cuantía de acero.

$$M_R = F_R b d^2 f''_c q (1 - 0.5q); \quad M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

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

De la primer expresión despejando la cuantía de acero, e igualando el momento resistente con el momento último.

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_R}{F_R b d^2 f''_c}}$$

Igualando los momentos últimos con los resistentes

M [ton.m]	Factor de Carga	Mua [ton.m]
+1.074	1.4	+1.503
-0.86	1.4	-1.2
-0.51	1.4	-0.71
-1.05	1.4	-1.47
1.21	1.4	+1.69

Mr [kg.cm]	b [cm]	d [cm]	f'' _c [kg/cm ²]	q	ρ	A _s [cm ²]	A _s mín [cm ²]	A _s máx [cm ²]	Varillas #4	A _s REAL [cm ²]
150300	20	27	170	0.07	0.003	1.526	1.423	10.286	2	2.54
-120000	20	27	170	0.055	0.002	1.209	1.423	10.286	2	2.54
-71000	20	27	170	0.032	0.001	0.707	1.423	10.286	2	2.54
-147000	20	27	170	0.068	0.003	1.491	1.423	10.286	2	2.54
169000	20	27	170	0.079	0.003	1.724	1.423	10.286	2	2.54

REVISIÓN POR FUERZA CORTANTE.

La fuerza Cortante que toma el concreto se calcula con la siguiente expresión.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f''_c}$$

Punto	V _u [kg]	ρ	V _{CR} [kg]	Separación [cm]
B-1	2352	0.005	2082	13
B-2	4242	0.005	2082	13
B-3	4858	0.005	2082	13
B-4	2576	0.005	2082	13

Por lo tanto se deben colocar estribos del #3 con la siguiente separación.

$$s = \frac{F_R A_v f_y (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_u - V_{CR}}$$

Pero si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que 1.5F_Rbd√f''_c, la separación de estribos no deberá ser mayor a 0.5d.

Por lo tanto el diseño de las travesas queda como sigue

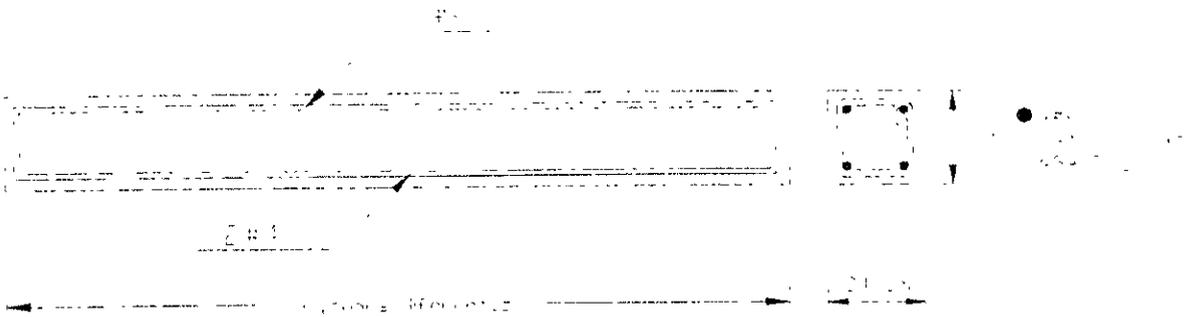


fig. 1.7. Armado y dimensiones de contratravesas.

1.3. Análisis y diseño estructural de viviendas

El objetivo primordial del diseño estructural es definir planos y dimensiones de una estructura para que cumpla satisfactoriamente la función a la que está destinada, con un grado de seguridad razonable y un comportamiento adecuado en condiciones de servicio, además de cumplir con requisitos estéticos y mantener el costo dentro de los límites económicos.

PROCESO DE DISEÑO

1. Estructuración.
2. Análisis Estructural.
3. Dimensionamiento.
4. Planos y especificaciones de construcción

Tomando como guía el proceso de diseño estructural, se realizarán los planos y especificaciones de construcción.

La estructuración de la vivienda en un inicio está regida por el proyecto arquitectónico, de él partiremos para la estructuración de la vivienda, tomando en cuenta que éste propone un sistema de losa tapa basándose en losa encadenada, la cual consiste en traveses secundarios presforzados y un terminado curvo dado por una cimbra de fibra de vidrio, dando la sensación de arcos dentro de toda la vivienda (ver fig. 1.8).

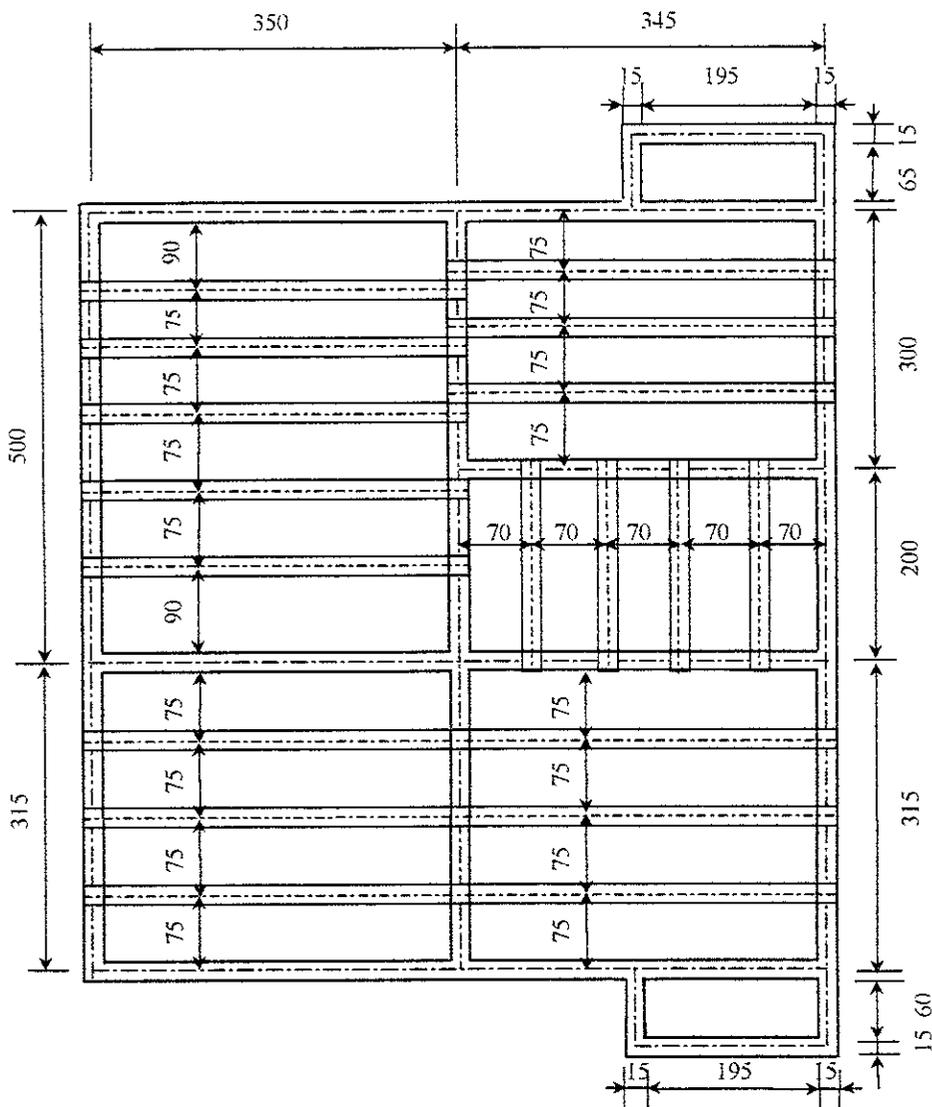


fig. 1.8. Distribución de las vigas.

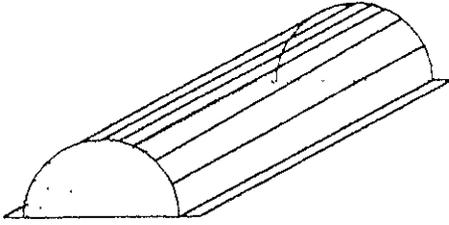


fig. 18. (continuación). Forma de la cimbra que le da un aspecto curvo entre las vigas

El problema del diseño de la losa se reduce a uno de revisión, ya que el sistema así lo exigía, es decir que debido a las dimensiones de la cimbra y de la misma vivienda, la distribución de las vigas debería ser esas, por lo que ahora con esa distribución se deberá determinar las características de la misma losa

Tomando como base que este sistema se cumplió ya en la construcción de la otra unidad, se tomó en inicio un espesor de losa de 5 cm, y un armado de acero dado por malla ciclónica de 6-6/6-6.

Determinación de cargas:

Losa maciza de concreto (h=5cm)	120 kg./m ²
Carga adicional por reglamento	20 kg./m ²
Impermeabilizante	10 kg./m ²
Tirol (de yeso 1.5cm)	15 kg./m ²
Carga muerta	<u>165 kg./m²</u>
Carga viva	<u>100 kg./m²</u>
Carga total	265 kg./m ²
Carga de diseño	1.4*265= 371 0 kg./m ² = 0.371 ton/m ²

Según el reglamento de construcciones del D.F. en su artículo 4.3.6 de las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto, indica: "Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas". Por lo anterior, y como se puede observar en la distribución de las vigas secundarias que indican la colocación de los casetones, en toda la losa se cumple con este artículo, por lo que se analizará como losa maciza apoyada perimetralmente.

Se ocupará el método sugerido por las normas técnicas del D.F. haciendo en un inicio si es necesario el cálculo de deflexiones. El peralte mínimo que el reglamento sugiere para "no calcular deflexiones", es dividir el perímetro de la losa entre 180 para un concreto clase 2, y compararlo con el peralte de la misma, debiendo ser menor o igual al peralte.

Tipo de losa	Perímetro	Perímetro/180	Peralte	Se calculan deflexiones
De esquina	1912.5	10.625	7	Si
De esquina	1451.25	8.063	7	Si
De esquina	1471.25	8.174	7	Si
De esquina	1485	8.250	7	Si
De borde	1140	6.333	7	No

Cabe mencionar que las normas técnicas hacen referencia al modo de obtener el perímetro de la losa, en el cuál, los lados discontinuos se deben incrementar un cincuenta por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando no lo sean, por lo que para este caso se incrementaron en un 25 por ciento. De manera rigurosa se debería calcular un peralte mínimo por deflexiones, con el cual se debe obtener el acero a colocarse por flexión, pero como es un problema de revisión con ese mismo peralte se calculará el acero requerido, y posteriormente por un método que de igual forma marca el reglamento de construcciones a través de las normas técnicas complementarias se demostrará que las deflexiones existen pero son menores que las permisibles por dicho reglamento.

DISIÑO POR FLEXION

Tipo de tablero:	Momento	Claro	A1	a2	M	C	Mua	ω	q	ρ	As	1.33 As
De esquina Dos lados Adyacentes Disconti- Nuos	Neg en bordes	corto	3.5	5	0.7	471	214.058	0.03569	0.0364	0.0010	0.6655	0.8851
	Interiores	largo	3.5	5	0.7	429	194.970	0.03251	0.0331	0.0009	0.6051	0.8048
	Neg. en bordes	corto	3.5	5	0.7	277	125.890	0.02099	0.0212	0.0006	0.3884	0.5166
	Discontinuos	largo	3.5	5	0.7	236	107.256	0.01788	0.0180	0.0005	0.3304	0.4394
	Positivo	corto	3.5	5	0.7	259	117.709	0.01963	0.0198	0.0005	0.3629	0.4827
	largo	3.5	5	0.7	142	64.535	0.01076	0.0108	0.0003	0.1981	0.2634	
De esquina Dos lados Adyacentes Disconti- Nuos	Neg. en bordes	corto	3.15	3.5	0.9	371	136.574	0.02277	0.0230	0.0006	0.4218	0.5609
	Interiores	largo	3.15	3.5	0.9	360	132.525	0.02210	0.0223	0.0006	0.4091	0.5441
	Neg en bordes	corto	3.15	3.5	0.9	219	80.619	0.01344	0.0135	0.0004	0.2478	0.3295
	Discontinuos	largo	3.15	3.5	0.9	206	75.834	0.01264	0.0127	0.0003	0.2330	0.3098
	Positivo	corto	3.15	3.5	0.9	176	64.790	0.01080	0.0109	0.0003	0.1989	0.2645
	largo	3.15	3.5	0.9	138	50.801	0.00847	0.0085	0.0002	0.1557	0.2071	
De esquina Dos lados Adyacentes Disconti- Nuos	Neg en bordes	corto	3	3.45	0.87	385.4	128.685	0.02146	0.0217	0.0006	0.3971	0.5282
	Interiores	largo	3	3.45	0.87	370.2	123.610	0.02061	0.0208	0.0005	0.3813	0.5071
	Neg en bordes	corto	3	3.45	0.87	228.3	76.229	0.01271	0.0128	0.0003	0.2342	0.3115
	Discontinuos	largo	3	3.45	0.87	210.8	70.386	0.01174	0.0118	0.0003	0.2161	0.2875
	Positivo	corto	3	3.45	0.87	188	62.773	0.01047	0.0105	0.0003	0.1926	0.2562
	largo	3	3.45	0.87	138.6	46.279	0.00772	0.0077	0.0002	0.1418	0.1886	
De esquina Dos lados Adyacentes Disconti- Nuos	Neg. en bordes	corto	3.15	3.45	0.9	371	136.574	0.02277	0.0230	0.0006	0.4218	0.5609
	Interiores	largo	3.15	3.45	0.9	360	132.525	0.02210	0.0223	0.0006	0.4091	0.5441
	Neg en bordes	corto	3.15	3.45	0.9	219	80.619	0.01344	0.0135	0.0004	0.2478	0.3295
	Discontinuos	largo	3.15	3.45	0.9	206	75.834	0.01264	0.0127	0.0003	0.2330	0.3098
	Positivo	corto	3.15	3.45	0.9	176	64.790	0.01080	0.0109	0.0003	0.1989	0.2645
	largo	3.15	3.45	0.9	138	50.801	0.00847	0.0085	0.0002	0.1557	0.2071	
De borde Un lado Corto Discontinuo	Neg En bordes	corto	2	3.45	0.58	518.4	76.931	0.01283	0.0129	0.0003	0.2364	0.3144
	Interiores	largo	2	3.45	0.58	394.6	58.559	0.00976	0.0098	0.0003	0.1796	0.2389
	Neg. En bordes dis.	largo	2	3.45	0.58	250	37.100	0.00619	0.0062	0.0002	0.1136	0.1511
	Positivo	corto	2	3.45	0.58	299.4	44.431	0.00741	0.0074	0.0002	0.1361	0.1811
	largo	2	3.45	0.58	138	20.479	0.00341	0.0034	0.0001	0.0626	0.0833	

El área de acero mínimo debe estar dada por cualesquiera de las siguientes expresiones: la primera es la que exige el reglamento que debe cumplir cualquier sección de concreto sujeta a flexión en su zona de tensión, y la segunda corresponde al acero mínimo por cambios volumétricos "en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m":

$$A_{sMIN} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$$a_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} \text{ donde:}$$

x_1 : es la dimensión mínima del miembro perpendicularmente al refuerzo (cm).
 f_y : es el límite de fluencia del acero a colocar, para este caso se usará maya electrosoldada con límite de fluencia de 5.000 kg/cm².

$$A_{MIN} = \frac{0.7 \cdot 200}{5000} 100 * \tau = 1.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = \frac{1.38}{100 * \tau} = 0.00197$$

$$a_1 = \frac{660 * 7}{5000(7+100)} = 0.0086 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = \frac{0.008}{100 * 7} = 1.23 \times 10^{-5}$$

Como se puede observar en la tabla anterior, el área de acero requerida por flexión no supera a la mínima propuesta por el reglamento, por lo que el área de acero a colocar será la mínima por flexión que propone el reglamento. Ahora, también el reglamento menciona que si el acero requerido aumentado en un 33% no es mayor que el mínimo calculado con las ecuaciones anteriores, se deberá colocar el requerido aumentado en un 33%

Según información proporcionada por el centro de servicio y distribución de acero "collado".

Diseño	Calibre de alambre		Malla
	Diámetro mm.	Área Cm ²	Area Transversal cm ² /m
66-1/4-1/4	6.35	0.32	2.08
66-44	5.72	0.26	1.69
66-66	4.88	0.19	1.43
66-88	4.11	0.13	0.89
66-1010	3.43	0.09	0.61

Comparando con el área de acero requerida: $0.89 \text{ cm}^2 > 1.88 \text{ cm}^2$, por lo que el acero proporcionado es el adecuado para el diseño por flexión.

La colocación de la malla electrosoldada es la siguiente:

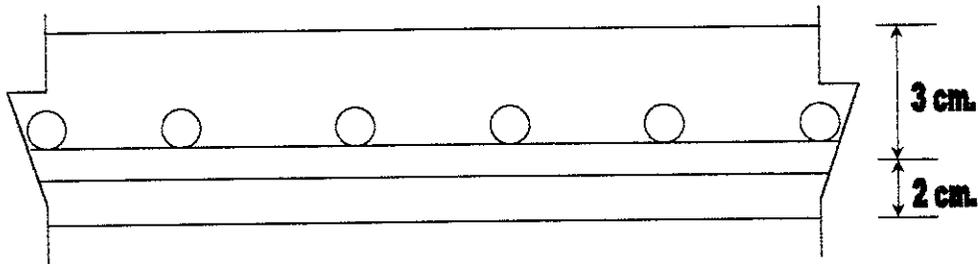


fig. 1.9. Ubicación de malla electrosoldada.

DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por cortante de la losa tapa, se reduce a una revisión de la sección propuesta, según las NTC (normas técnicas complementarias) del reglamento de construcciones del D.F., se realizará suponiendo que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. El cortante que actúa en un ancho unitario se calculará como:

$$V' = \frac{\left(\frac{a_1}{2} - d\right) \omega}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6}$$

aumentándose en un 15 por ciento si se encuentran bordes continuos y discontinuos; y la resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a:

$$V_A = 0.5 P_c d b f^*$$

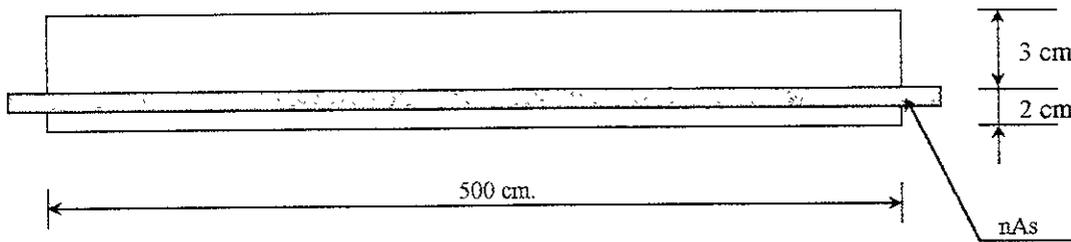
en donde f^*c es la resistencia nominal del concreto a compresión ($f^*c = 0.8 f_c$ para concretos de clase 1 y 2)

Losa	a1 [m]	a2 [m]	Vua [kg]	Vua (por bordes discontinuos) [kg]	VR [kg]	Soporta esfuerzo cortante
1	3.5	5	524.476	603.147	1697.056	si
2	3.15	3.5	340.369	391.424	1697.056	si
3	3	3.45	344.495	396.169	1697.056	si
4	2	3.45	296.670	341.170	1697.056	si
5	3.15	3.45	330.042	379.548	1697.056	si

Por último y para terminar con este diseño se procederá al cálculo de las deflexiones en la losa; se analizará como una viga simplemente apoyada, de 1 m de ancho, cuyo caso más crítico es el claro de 5 m

Para el cálculo se usará uno de los métodos más empleados para determinar las deflexiones inmediatas, y posteriormente se hará uso de lo descrito por el artículo 2.2.2 de las N.T.C. de concreto, para las deflexiones diferidas.

La carga de diseño es: $\omega = 371.0 \frac{kg}{m^2}$, para la siguiente viga:



Donde nAs es el área de acero a tensión multiplicado por una relación de módulos de elasticidad entre el acero y el concreto:

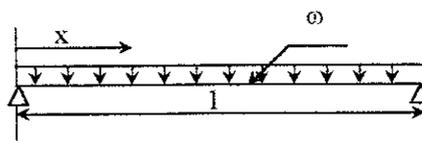
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}}{8000 \sqrt{200} \frac{kg}{cm^2}} = 18.56$$

$$n As = (18.56)(1.43) = 16.54 cm^2$$

Al desarrollar la ecuación para la obtención de las deflexiones inmediatas, se debe tomar en cuenta

la originada por el momento flexionante: $\Delta = \frac{2}{EI} \int_0^{\frac{l}{2}} m M dx$.

En donde M es el momento flexionante en cualquier zona de una viga simplemente apoyada de claro l y carga uniformemente repartida ω $M = \frac{\omega l x}{2} - \frac{\omega x^2}{2}$

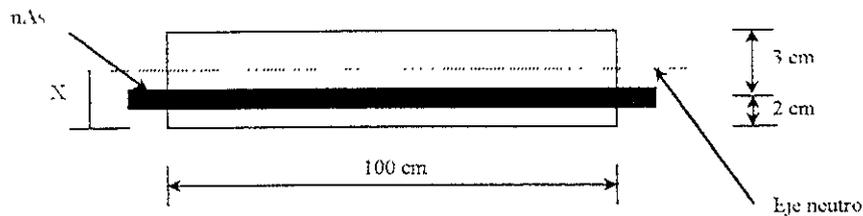


Para m se supone una carga unitaria en una viga de claro l y se obtiene el momento flexionante para cualquier zona de la misma: $m = \frac{x^2}{2}$



$$\Delta = \frac{2}{EI} \int_0^l \left(\frac{\omega l}{2} x - \frac{\omega x^2}{2} \right) x dx = \frac{5\omega l^4}{384EI}$$

La sección es la supuesta con anterioridad



La posición del eje neutro será:

$$\frac{(100)(5-x)^3}{12} = \frac{(100x^3)}{12} + [(x-2) * (16.54)]$$

resolviendo la ecuación anterior, $x=2.475$ cm, con el cuál se obtiene el momento de inercia total:

$$I = \frac{100 * 5^3}{12} + (16.54)(2.475 - 2)^2 = 1045.40 \text{ cm}^4$$

y las deflexiones inmediatas son:

$$\Delta_m = \frac{5 * 0.0371 * 500^4}{384 * 8000 * (200 * 1045.40)} = 0.255 \text{ cm}$$

Para el cálculo de las deflexiones diferidas se usará lo descrito en la sección 2.2.2 de las N.T.C. del Reglamento de construcciones del D.F., el cuál indica lo siguiente. "En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado de la forma siguiente:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4}$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en el extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la expresión anterior el denominador será 3".

$$I = \frac{1045.40 + (2 * 1045.40)}{3} = 1045.40 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto la deflexión diferida será

$$\Delta_{DIFERIDA} = \Delta_{INMEDIATA} * \frac{2}{1 + 50\rho'} = 0.2552 * \frac{2}{1 + (50 * 0)} = 0.5105 \text{ cm.}$$

y la deflexión total será.

$$\Delta_{TOTAL} = \Delta_{INMEDIATA} + \Delta_{DIFERIDA} = 0.2552 + 0.5105 = 0.766 \text{ cm}$$

Comparando con las deflexiones permisibles descritas en el capítulo III artículo 184 del Reglamento de Construcciones del D.F.:

$$\Delta_{PERMISIBLES} = \frac{l}{240} + 0.5 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58 \text{ cm}$$

$$2.58 \text{ cm} > 0.766 \text{ cm.}$$

Como se puede observar las deflexiones totales en la losa son menores a las deflexiones permisibles, por lo que el peralte propuesto de la losa es aceptable para el tipo de estructura y las cargas descritas.

El diseño del resto de la estructuración de las viviendas, es decir, de las trabes y de los castillos se omite, debido a que el fin de éstos dos elementos es el de confinar los muros que son considerados como de carga. Debido a que la carga a que son sometidos los muros mencionados anteriormente es muy pequeña, el diseño de éstos como de carga no es necesario hacerlo ya que su capacidad es mucho mayor a la acción a que es sometida.

1.4 Instalación sanitaria y agua potable en vivienda

La propuesta de instalación sanitaria y de agua potable en las viviendas está de acuerdo al proyecto arquitectónico, considerando para tal efecto un baño completo con regadera, lavabo y WC, una cocina con tarja, alimentación de agua en jardín, patio de servicio con un lavadero.

Con lo anterior se pueden definir lo que corresponde a dichas instalaciones. Haciendo uso del MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA, en su inciso 7.6 que corresponde a las tomas domiciliarias, se define la instalación en las viviendas:

“Corresponde a la parte de la red por medio de la cual el usuario dispone de agua en su propio predio. La elección del tipo de toma por usarse más adecuado quedará a criterio de la Dirección General de Construcciones de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillados, siendo las más recomendables las mostradas en los anexos V.C. 1959 y 1960, 1975

En todas las localidades urbanas, en las tomas para servicio doméstico, comercial, industrial y público, se instalará un medidor, cuya capacidad será fijada por el organismo operador. Para servicio doméstico el medidor será de 15 mm., de diámetro nominal, con capacidad de 3 m³/hora, con conexiones de 13mm., de diámetro; tipo de velocidad de chorro múltiple, con el mecanismo de relojería que indica la lectura trabajando en seco; es decir, de esfera seca. La presión de trabajo no será menor de 10.5 Kg/cm². La transmisión podrá ser mecánica o magnética.”

Para el caso de esta unidad las autoridades de la comunidad condonaron el uso de medidor de agua debido a que el pago de la misma se hace por medio de cuota anual y no por cantidad.

En el caso del tipo de toma de agua y debido también al tipo de tubería de la red de distribución la toma adecuada es la del plano V.C. 1975 que es el de una toma domiciliaria tipo 4-C para plástico flexible y acero galvanizado.

Ya para la instalación dentro de la vivienda tanto de agua potable como de la descarga de aguas residuales, se optó por una propuesta que tomará en cuenta el abastecimiento de agua por medio de un tinaco de almacenamiento, y las descargas mencionadas con anterioridad (ver *fig. 1.13*).

Cabe mencionar que la descarga de aguas residuales y jabonosas son a un registro sanitario, que se encuentra por el patio de servicio o por el frente de la vivienda, dependiendo de la ubicación de la red de alcantarillado.

MATERIALES DE TOMA DE 3 mm

1. Abrazadera de inserción de fo. fo. de A.C
 Abrazadera de P.V.C. para tubo de P.V.C

2. Insertar rosca de bronce con tuerca para tubería de plástico (tub. A.C.)

3. Conector ó sujetador P.T. para polietileno H D P (tub. P.V.C.)

4. Codo combinado de polietileno de alta densidad

5. Tubo de acero galvanizado. 1 80 mts.

6. Codo de 90° de acero galvanizado. 3 piezas

7. Llave de globo de bronce, rosca hembra. 1 pieza

8. Medidor de 15 mm Para conexiones de 13 mm. 1 pieza

9. Tee de acero galvanizado. 1 pieza

10. Llave de bronce para manguera. 1 pieza

11. Tapón macho. 1 pieza

1 pieza

1 pieza

1 pieza

2 piezas

1 pieza

1 pieza

3 piezas

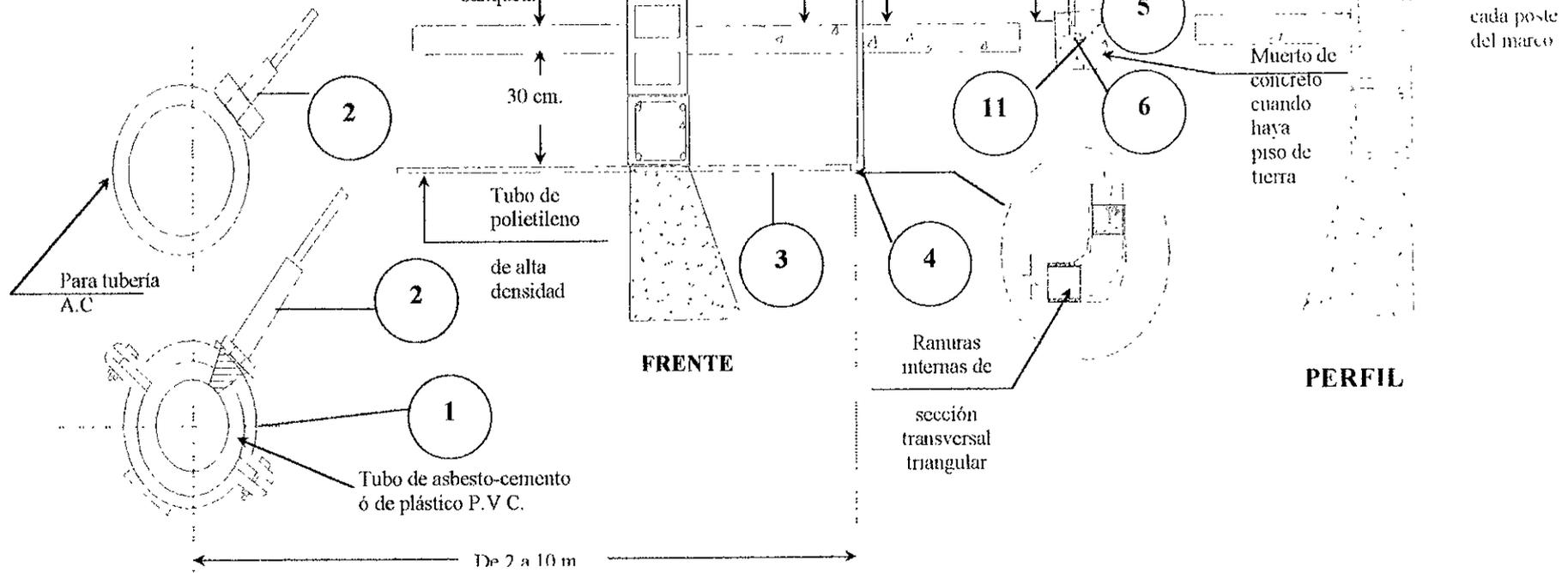
1 pieza

1 pieza

1 pieza

1 pieza

1 pieza



Colóquese una abrazadera en cada poste del marco

Muerto de concreto cuando haya piso de tierra

Ranuras internas de sección transversal triangular

Plano V.C 1975

abastecimiento doméstico

- agua fría
- agua caliente
- aguas negras frías
- aguas grises, pluviales
- línea de
- abastecimiento

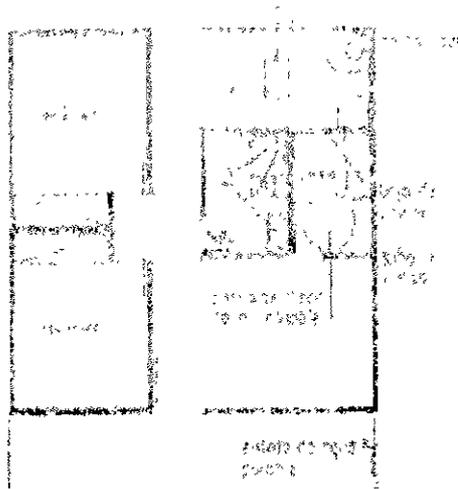
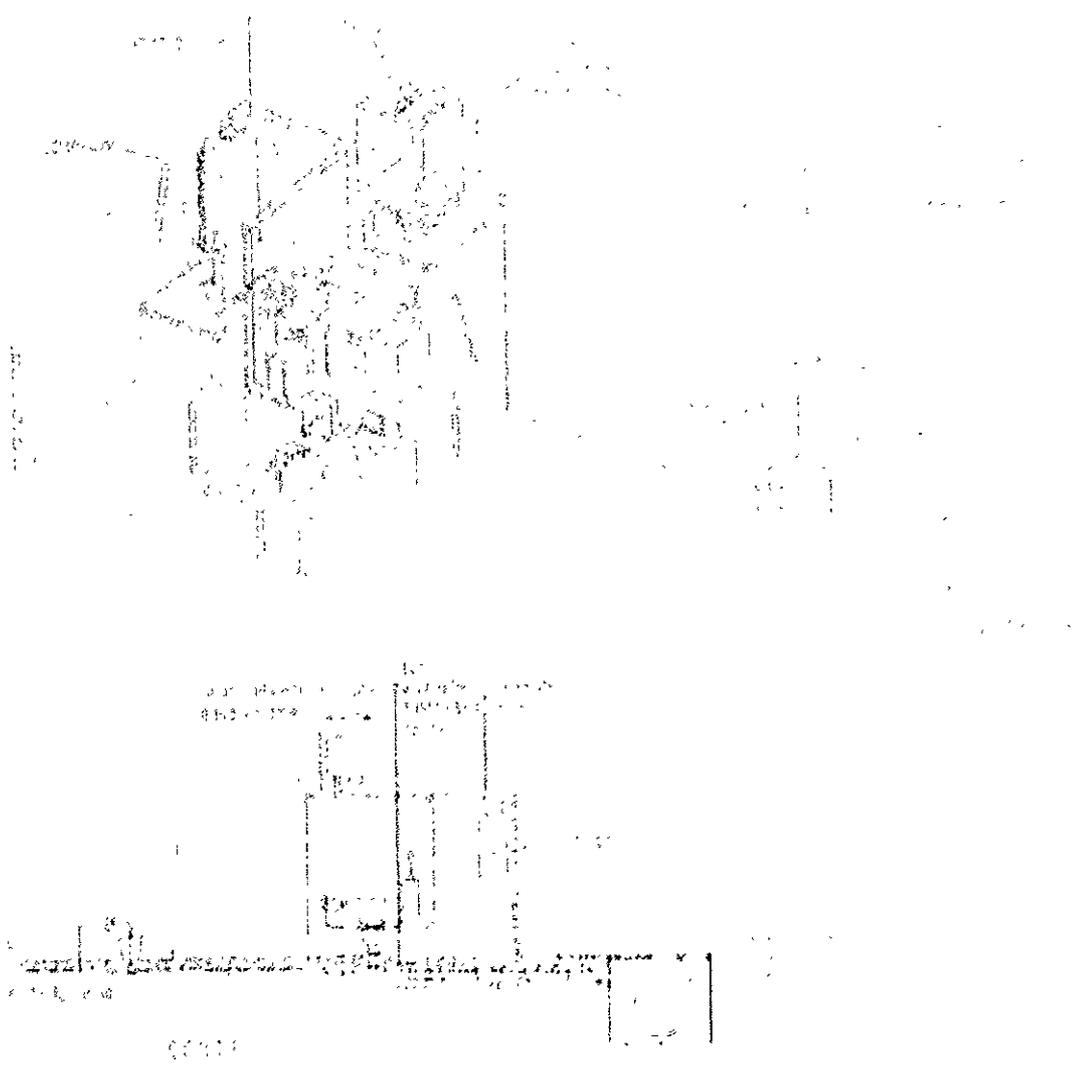
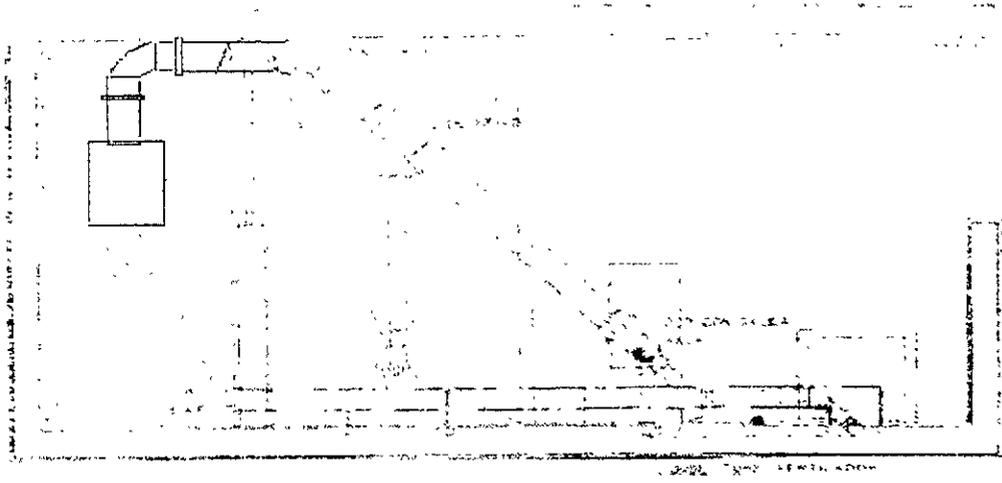


Fig. 1.12. Abastecimiento doméstico y descarga de aguas residuales.

Para el tipo de baño de las viviendas la colocación de las descargas de aguas residuales, así como la alimentación de agua se esquematiza en la siguiente figura, considerando la descarga a un registro en el patio de servicio



Medidas de piezas especiales en m
S.A.C. Sube agua caliente a calentador
S.A.F. Sube agua fría a calentador

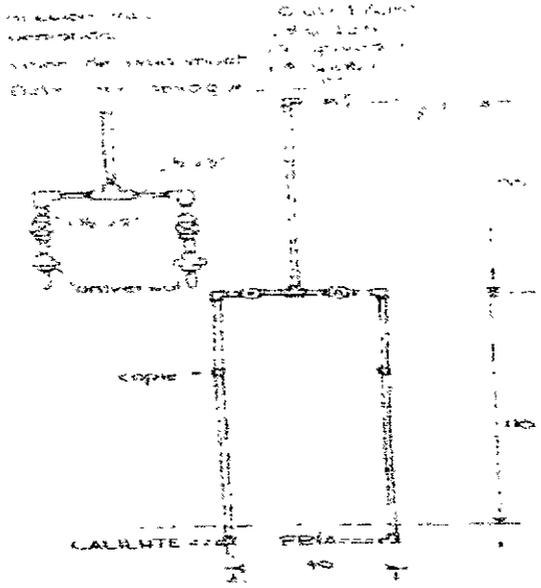


fig. 1.14. Tubería y conexiones empleadas en la regadera.

El detalle de la "1/2 caña" que se hace en la red de alcantarillado en cada registro sanitario de las viviendas es el siguiente

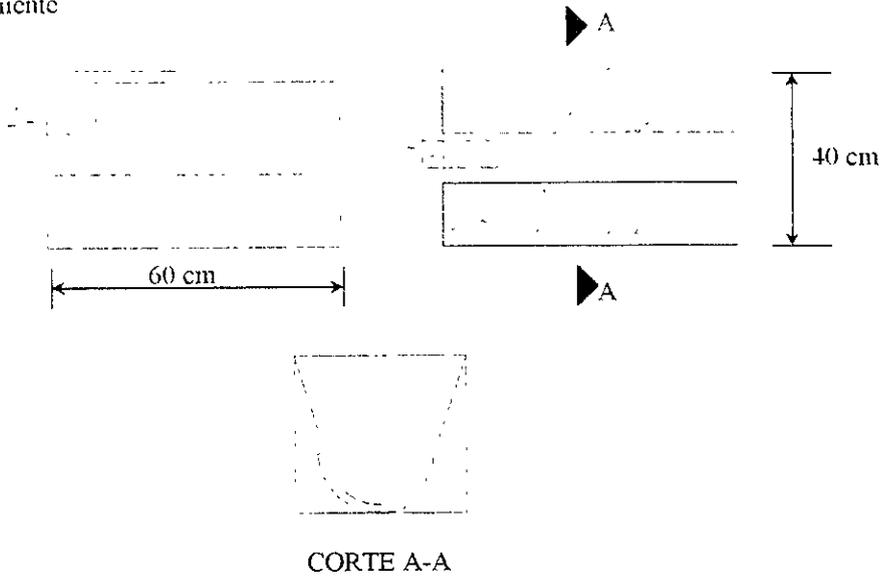


fig. 1.15, Detalle de media caña en red de alcantarillado

1.5 Propuestas de urbanización

La propuesta de urbanización toma en cuenta desde drenaje, instalación de agua potable, muros de contención y suelo-cemento. Se desea que de manera un tanto teórica se de una explicación del por que de las decisiones que se tomaron para llevar a cabo así el proyecto.

1.5.1. Terracerías y plataformas.

En un inicio tomando en consideración el sembrado propuesto y los niveles hechos se debía decidir cuantas plataformas se iban hacer. Como se puede observar en el plano de las curvas de nivel se tiene prácticamente un pendiente de más de 2 m de altura, por lo que esto no debía afectar a la entrada de las casas o en su defecto lo menos posible. Otro problema que se encontró al realizar la ubicación física de las viviendas (señaladas únicamente con cal), es que la propuesta inicial no era factible, por lo que hizo otra que de verdad fuese factible de ser contenida en el terreno (ver fig. 1.16).

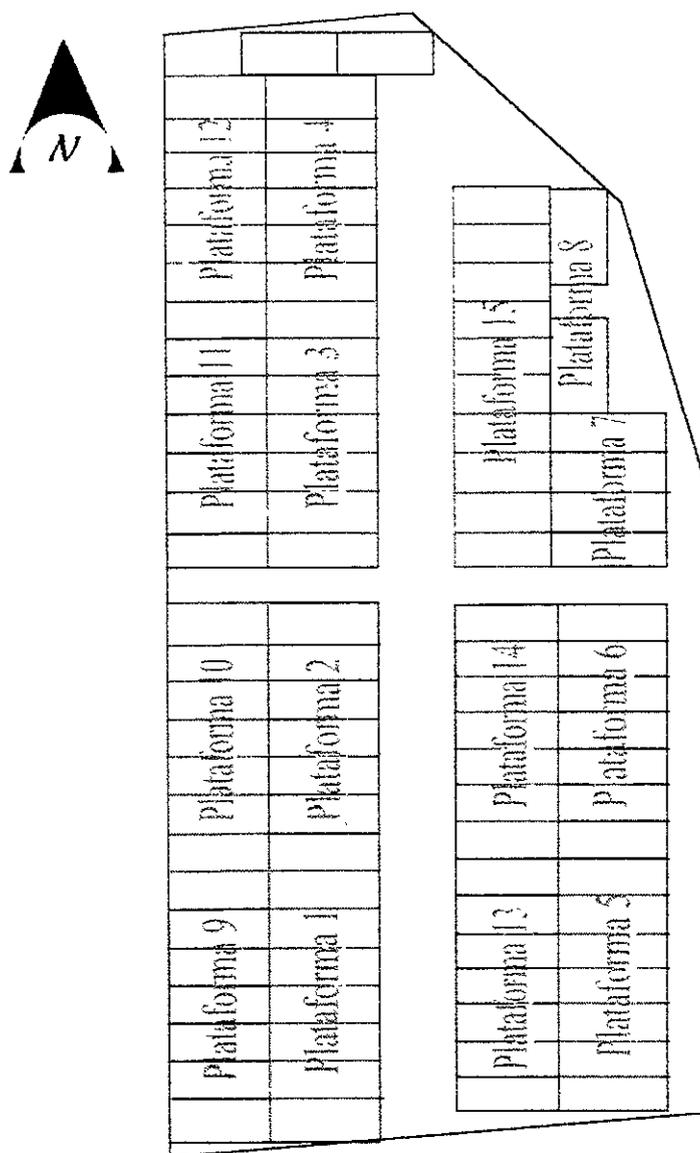


fig. 1.16 Sembrado final de viviendas.

Primero se tomo la decision de no tener una pendiente en cuanto a la entrada y salida de las viviendas. por lo que el desnivel se resolvió dividiendo entre 2 este y que estuviese entre las viviendas. como la muestra la figura siguiente

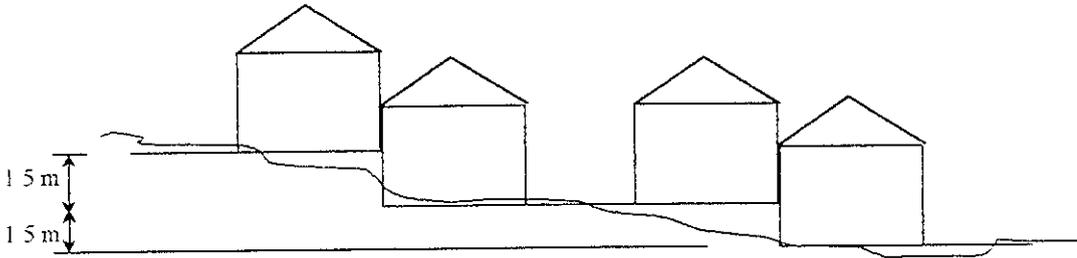


fig. 1.17. Solución a pendiente en terreno.

Lo que ahora prosiguió fue sobre la base de las curvas de nivel proponer las cotas de las plataformas. con lo que se llego a la propuesta que a continuación se muestra. Cabe señalar que las pendientes de las calles fueron condicionadas por los niveles de la plataforma.

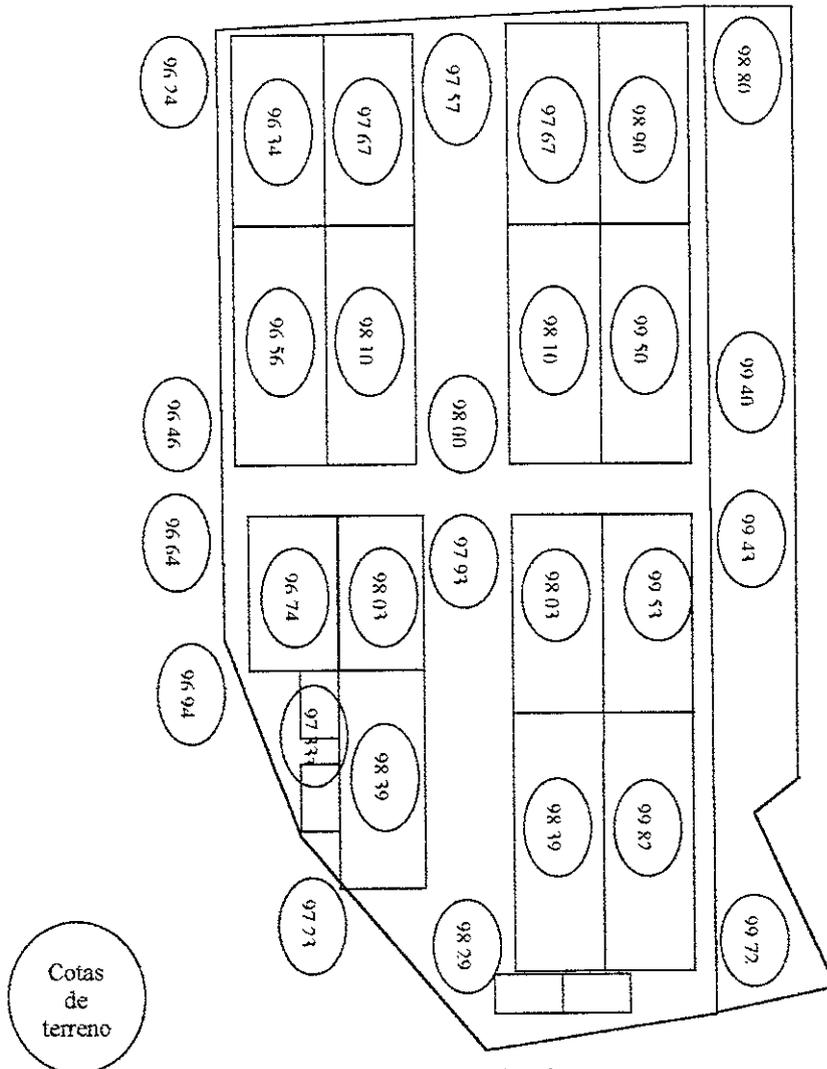


fig. 1.18. Niveles en plataformas.

Uno de los problemas que se originó a pesar de buscar lo menos posible una entrada a las viviendas totalmente plana, es el que debido a las pendientes en las calles el gasto de agua pluvial tendría una franca entrada a las viviendas por lo que se optó por dejar el nivel de las plataformas que contienen a las viviendas un poco más alto que las calles (*ver fig 1.18*), eligiendo para ello una altura de plataforma mayor por 10 cm, ya que si se tomaba más grande, ocasionaría que la sub-base de la plataforma estuviese en contacto con la intemperie, ya que el espesor de la losa de cimentación es de 20 cm, logrando así que la losa tuviese la mitad de su peralte bajo el nivel de la calle. Lo que se manejó como base para la losa de concreto, y debido a que a pesar de que se presentó corte, se debió colocar una sub-base de tepetate de 20 cm de espesor compactada al 90% de la prueba proctor, empleando un total de tepetate de:

Plataforma	Área [m ²]	Espesor [m]	Volumen [m ³]
1	394.400	0.230	90.712
2	394.400	0.230	90.712
3	394.400	0.230	90.712
4	469.950	0.230	108.089
5	443.700	0.230	102.051
6	443.700	0.230	102.051
7	225.600	0.230	51.888
8	213.934	0.230	49.205
9	394.400	0.230	90.712
10	394.400	0.230	90.712
11	394.400	0.230	90.712
12	338.000	0.230	77.740
13	443.700	0.230	102.051
14	443.700	0.230	102.051
15	563.600	0.230	129.628
			1369.025

Tomando para su acarreo camiones de volteo de 6 m³, con los cuales se totalizan alrededor de 230 camiones, teniendo un rendimiento de 2 acarreos por hora y media por cada camión, contando con los siguientes camiones para su acarreo:

Camión	Capacidad [m ³]
1	6.52
2	6.35
3	14.56
4	6.41
5	6.45

Por lo tanto se tiene un rendimiento total de 53.72 m³/hora, lo que equivale a tener el tendido de tepetate si se sigue ese ritmo de trabajo en 5 días.

1.5.2. Líneas de drenaje sanitario y pluvial.

El diseño del drenaje sanitario y pluvial es un aspecto muy interesante dentro de la urbanización, ya que de igual forma que en la red de distribución se debe tomar en cuenta el proceso constructivo para evitar lo más posible el traslape de actividades, siendo para este caso con las plataformas

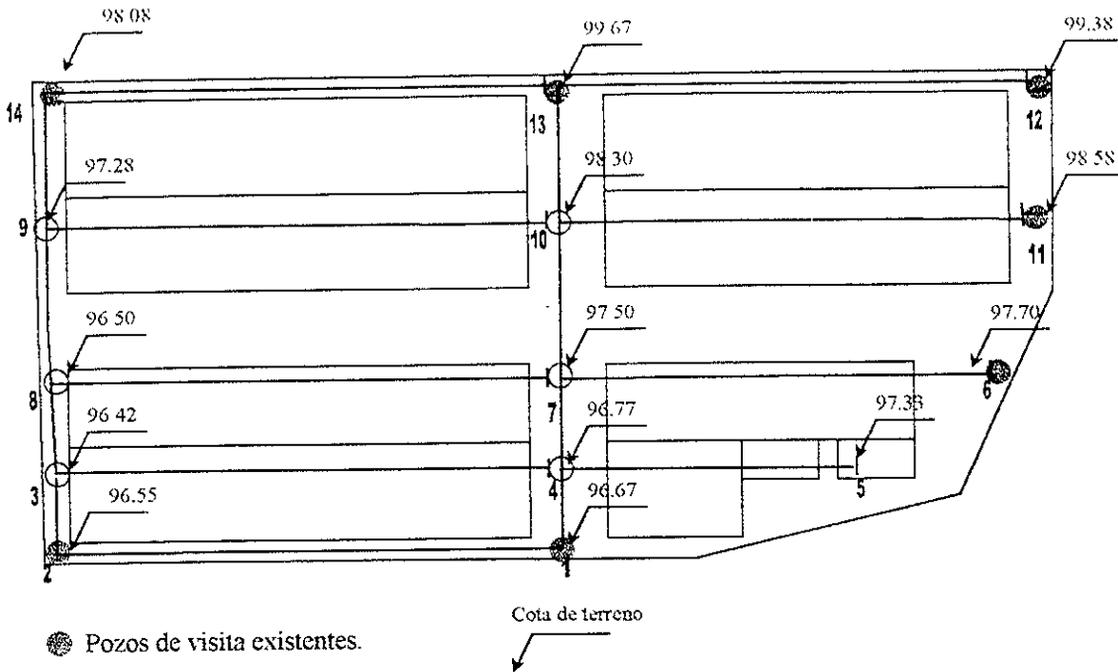
DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO.

Datos de proyecto.

Población proyecto: 600 habitantes.
Dotación: 125 lt/hab/día.
Coeficiente de aportación=80%*Dotación.
Aportación=100 lt/hab/día.
Longitud de la red: 1000.08 m
Velocidad mínima permisible = 0.6 m/s
Velocidad máxima permisible =3 m/s

El cálculo hidráulico de la red se realiza empleando la fórmula de Manning, revisando que las velocidades reales que se presentan con el gasto calculado para el tramo en estudio estén dentro del rango permisible para la pendiente y rango propuesto.

Para el trazo geométrico de la red de tuberías, se tomarán en cuenta las curvas de nivel del terreno, así como la ubicación deseada de los pozos de visita; contando así cada lote de viviendas contaba con su propia línea de drenaje, ya que la diferencia de niveles entre una plataforma y otra es mayor a 1.50 m, lo que ocasionaría registros sanitarios en las viviendas de una profundidad todavía mayor, obligando a una descarga (registro sanitario) por el patio de servicio, además de pensar en la posibilidad de un drenaje pluvial, llevando a la siguiente localización de puntos de interés:



Con la información anterior se puede ya llevar a cabo el cálculo de la red, cuyo objetivo es determinar el diámetro de las atarjeas y de los colectores para que el agua residual tenga las velocidades recomendables que están en función de las pendientes de la tubería.

Para facilidad se hizo un arreglo tabular tanto de los datos como de los resultados, para obtener el buen funcionamiento hidráulico de cada tramo. La tabla a usar será la siguiente, donde las columnas numeradas se calcularán como sigue:

1. Tramo

Indica el tramo comprendido entre dos pozos de visita consecutivos, el sentido de la corriente quedará indicado por la numeración de los pozos, en el cual, el primer número representa al pozo inicial y el segundo número representa al pozo final.

2. Longitud propia

Representa la distancia horizontal del tramo

3. Longitud tributaria

Se obtiene sumando progresivamente la longitud de los tramos anteriores.

4. Longitud acumulada

Es la longitud de diseño y se obtiene sumando las columnas 2 y 3.

5. Densidad (Hab/m)

Se obtiene dividiendo la población de proyecto entre la longitud total de la red.

6. Población.

Es la población de proyecto en el tramo y se obtiene multiplicando las columnas 4 y 5.

7. Coeficiente de Harmon

Representa al coeficiente de variación instantánea y se obtiene mediante la fórmula:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p}}$$

p en miles

Para tramos menores a 1000 habitantes el coeficiente se considera igual a 3.8.

8. Gasto de infiltración (l/s)

Es el gasto que se introduce a las tuberías de la red de alcantarillado cuando se encuentran debajo del nivel freático.

9. Gasto mínimo (l/s)

Se obtiene dividiendo el resultado de la columna 10 entre dos y sumando el valor de la columna 8

10. Gasto medio (l/s)

Se obtiene utilizando la fórmula:

$$\frac{\text{Aportación x habitantes}}{86400}$$

11. Gasto máximo instantáneo (l/s)

Se obtiene multiplicando las columnas 7 y 10.

12. Gasto máximo extraordinario (l/s)

Se obtiene multiplicando la columna 11 por 1.5 y sumando el valor de la columna 8

13. Cota de terreno inicial

Representa la cota de terreno en el pozo de visita inicial del tramo que se está calculando.

14. Cota de terreno final

Representa la cota de terreno en el pozo de visita final del tramo que se está calculando

15. Pendiente de terreno

Se calcula restando el valor de la columna 14 menos el valor de la columna 13 y el resultado se divide entre el valor de la columna 2. Generalmente se da en milésimas, es decir, el resultado obtenido se multiplica por mil.

16. Pendiente de plantilla.

El resultado de la columna 15 se ajusta a un número entero y se propone como valor de pendiente de plantilla y representa a la pendiente de proyecto.

17. Diámetro comercial (cm).

Representa el diámetro de la tubería, en los primeros tramos se colocan tubos con diámetro de 20 cm; en los tramos subsecuentes se coloca el diámetro que resulte adecuado para conducir el gasto máximo.

18. Velocidad a tubo lleno (m/s).

Es la velocidad del agua cuando la tubería trabaja llena. Se obtiene mediante la fórmula:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

19. Gasto a tubo lleno (l/s).

Es el caudal que puede conducir la tubería con el diámetro y la pendiente anotados como columnas 17 y 16 respectivamente.

20. Velocidad mínima (m/s).

Es la velocidad con la cual se transporta el agua en la tubería cuando está pasando por ella el gasto mínimo.

21. Velocidad máxima (m/s).

Es la velocidad con la cual se transporta el agua en la tubería cuando está pasando por ella el gasto máximo.

22. Cota de plantilla inicial

Representa la cota de plantilla en el pozo de visita inicial del tramo que se está calculando.

23. Cota de plantilla final.

Representa la cota de plantilla en el pozo de visita final del tramo que se está calculando.

24. Ancho de zanja (m).

Es el ancho que tiene la zanja y está en función del diámetro de tubería utilizada en el tramo.

25. Profundidad del pozo (m).

Es la profundidad que tiene el pozo de visita inicial y se obtiene restando las columnas 13 menos 22.

26. Profundidad media (m).

Es la profundidad media en el tramo y se obtiene sumando la profundidad del pozo inicial más la profundidad del pozo final dividida entre dos.

27. Profundidad de excavación (m).

Es el volumen del material producto de excavación en el tramo y se obtiene multiplicando las columnas 2 por 24 por 26.

28. Volumen de plantilla (m³).

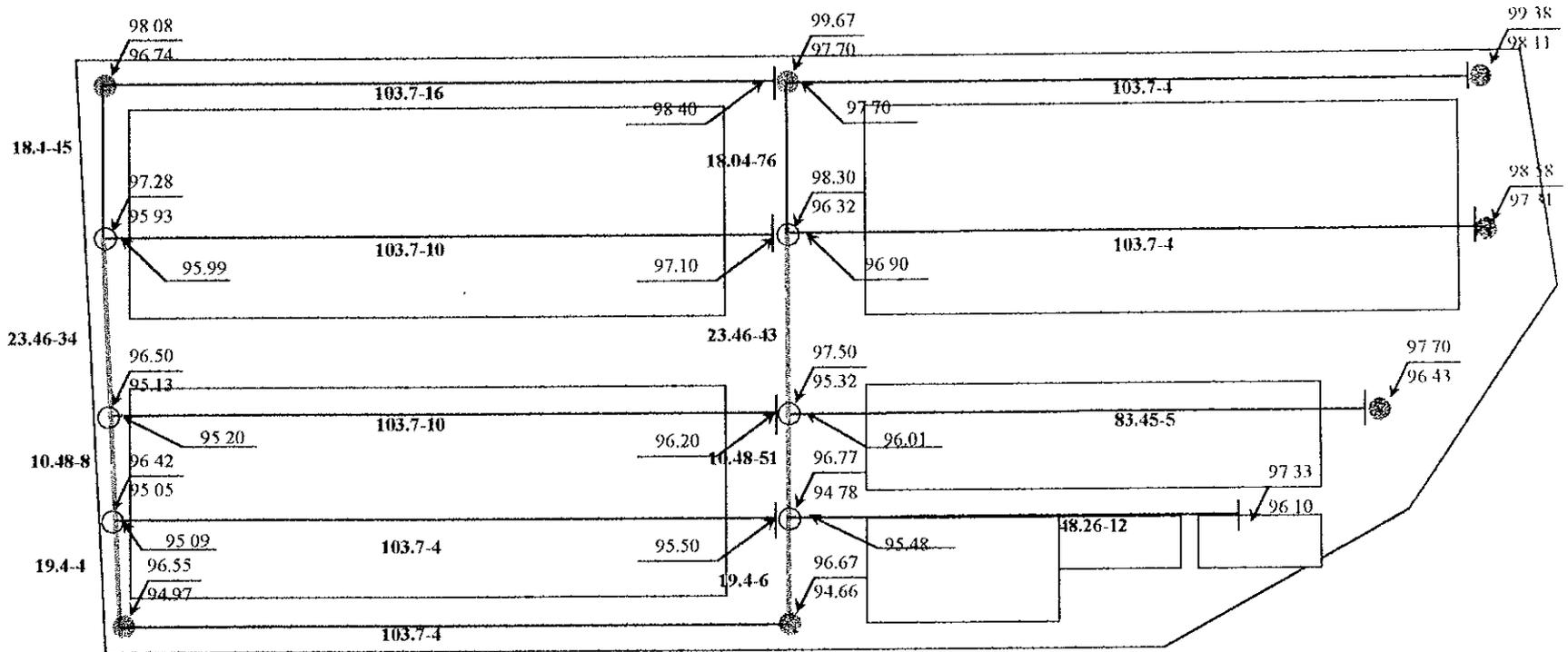
Es el volumen del material utilizado en la plantilla de la tubería y se obtiene multiplicando el espesor de la plantilla que está en función del tipo de plantilla utilizado, por las columnas 2 y 24.

29. Volumen de relleno (m³).

Se obtiene restando a la columna 27 el valor de la columna 28 y el valor del volumen de la tubería utilizada en el tramo.

Tramo	Longitudes [m]			Densidad [hab/m]	Población	Coef. Harmon.	GASTOS [lps]					Cotas de Terreno		Pendiente de Terreno (So)	Pendiente de plantilla (Sp)	δ [cm]	Condición de Tubo lleno		Velocidades de trabajo [m/s]		Cotas de Plantilla		Ancho de zanja [m]	Profundidad [m]		Volúmenes [m ³]		
	Propia	Tributaria	Acumulada				Infiltración	Mínimo	Medio	Max Inst	Máx Ext	Inicial	Final				Veloc [m/s]	Gasto [l/s]	Min	máx	Inicial	Final		Pozo	Medio	Excavación	Plantilla	Repleno
	2	3	4				8	9	10	11	12	13	14				18	19	20	21	22	23		25	26	27	28	29
5-4	48 26		48 2625	0 6000	28 957	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	97 33	96 77	11 6032116	12	20	1 143	35 9289	0 643	1 732	96 06	95 48	0 65	1 27	1 937	69 768	3 13703	54 858
6-7	83 45		83 45	0 6000	50 089	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	97 7	97 3	4 793289395	5	20	0 838	23 192	0 658	1 546	96 43	98 01	0 65	1 27	1 635	99 535	5 42425	84 321
11-10	103 7		103 65	0 6000	62 189	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	98 58	98 3	2 701398939	4	20	0 860	20 7436	0 641	1 508	97 31	96 9	0 65	1 27	1 735	116 89	6 73725	174 72
12-13	103 7		103 65	0 6000	62 189	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	99 38	99 67	2 79787747	4	20	0 860	20 7436	0 641	1 508	98 11	97 7	0 65	1 27	1 622	109 3	6 73725	163 7
13-10	18 04	103 65	121 69	0 6000	73 013	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	99 67	98 3	75 94235033	76	20	2 878	90 4191	0 876	2 554	97 7	96 32	0 65	1 975	1 975	23 16	1 7728	20 975
10-7	23 46	225 34	248 8025	0 6000	149 28	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	98 3	97 3	42 62120405	43	30	2 164	68 0123	0 833	2 234	96 32	95 32	0 8	1 976	1 98	37 166	1 877	32 766
7-4	10 48	332 25	342 7275	0 6000	205 63	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	97 3	96 77	50 59685871	51	30	2 357	74 0693	0 872	2 25	95 32	94 78	0 8	1 985	1 987	16 648	0 838	74 54
4-1	19 4	390 99	410 39	0 6000	246 23	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	96 77	96 67	5 154639175	6	30	1 808	25 4056	0 683	1 582	94 78	94 66	0 8	1 989	1 997	30 993	1 552	27 255
1-2	103 7		410 39	0 6000	308 42	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	96 67	96 55	1 157742402	4	30	0 860	20 7436	0 631	1 508	94 68	94 25	0 8	2 005	2 005	166 27	8 232	144 63
4-3	103 7		103 65	0 6000	62 189	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	96 77	96 42	3 376748673	4	20	0 860	20 7436	0 631	1 508	95 5	95 09	0 65	1 27	1 721	115 94	6 73725	163 27
7-8	103 7		103 65	0 6000	62 189	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	97 3	96 5	7 718282682	8	20	0 933	28 3358	0 668	1 644	96 20	95 20	0 65	1 27	1 618	109 07	6 73725	96 432
10-9	103 7		103 65	0 6000	62 189	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	98 3	97 28	9 84081042	10	20	1 044	32 7984	0 734	1 705	97 03	95 99	0 65	1 27	1 51	101 74	6 73725	80 667
13-14	103 7		103 65	0 6000	62 189	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	99 67	98 08	15 34008883	16	20	1 320	41 4871	0 87	1 819	98 4	96 74	0 65	1 27	1 304	87 867	6 73725	27 165
14-9	18 04	103 65	121 69	0 6000	73 013	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	98 08	97 28	44 345898	45	20	2 214	69 576	0 854	2 196	96 74	95 93	0 65	1 338	1 344	15 763	1 1726	13 115
9-8	23 46	225 34	248 8025	0 6000	149 28	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	97 28	96 5	33 24453916	34	30	1 925	60 4773	0 804	2 065	95 83	95 13	0 8	1 35	1 359	25 51	1 677	21 14
8-3	10 48	352 45	362 9275	0 6000	217 75	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	96 5	96 42	7 637231504	8	30	0 933	29 3358	0 668	1 844	95 13	95 05	0 8	1 368	1 37	11 479	0 538	9 5143
3-2	19 4	466 58	485 9775	0 6000	291 58	3 8	0	0 347	0 69	2 638	3 958	96 42	96 55	8 70103093	4	30	0 860	20 7436	0 631	1 508	95 05	94 97	0 8	1 372	2 096	32 532	1 552	28 635

Para finalizar se presenta el plano donde se indican las cotas de terreno y plantilla, pendiente de plantilla, diámetro usado y la simbología empleada para el mismo

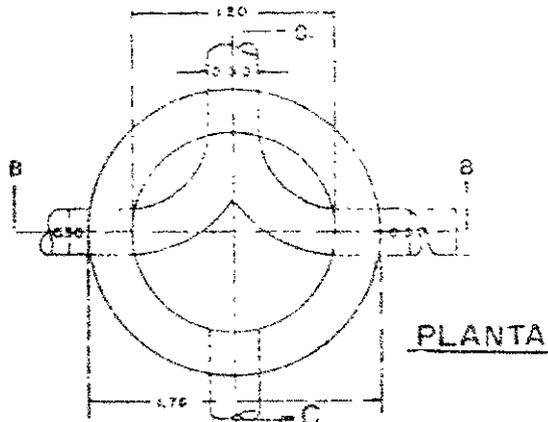
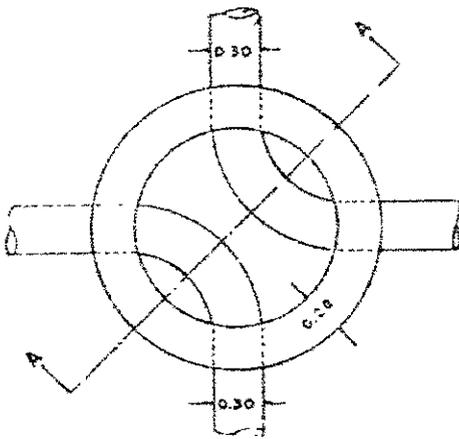
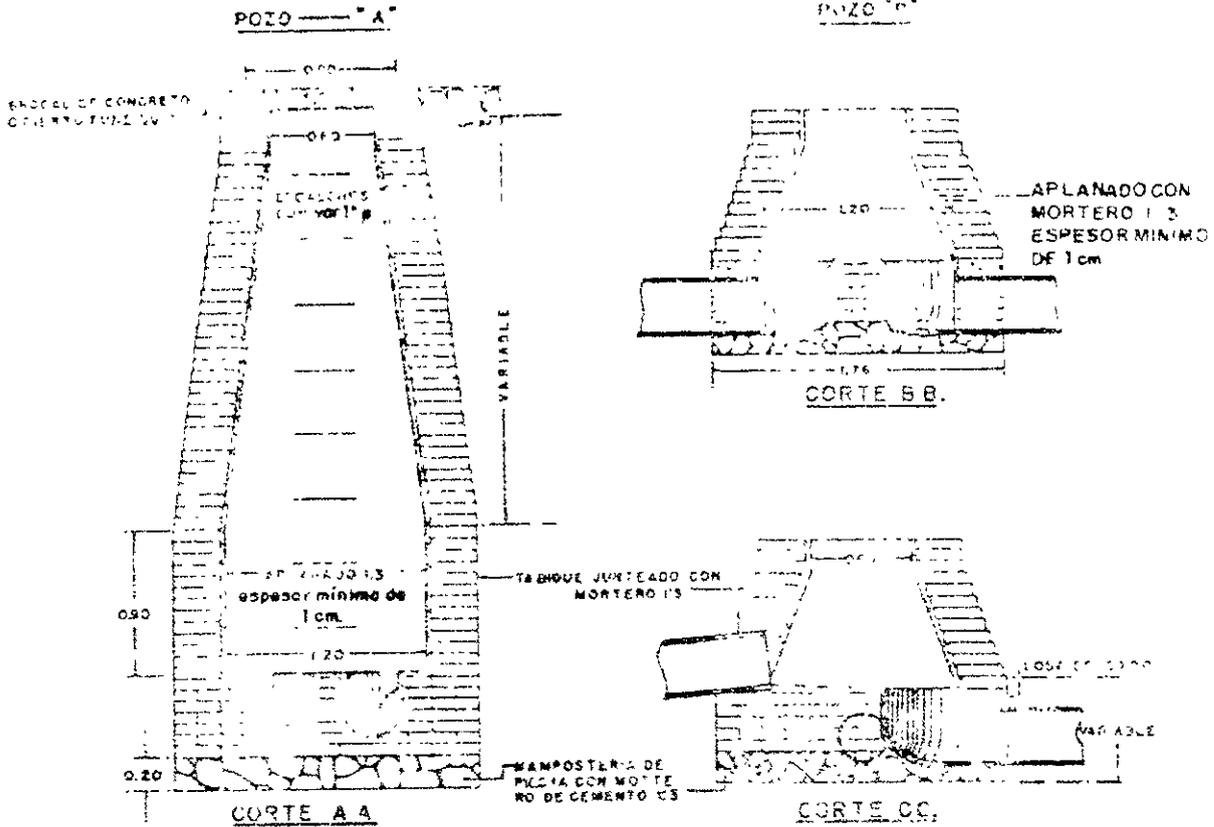


SIMBOLOGÍA.

- Colector (30 cm de diámetro).
- Atarjea (20 cm de diámetro).
- Cabeza de atarjea.
- Pozo de visita común.
- Pozo de visita existente.

Longitud en m – pendiente en miles.

Cota de terreno
 Cota de plantilla.



PLANTA

ESCALA GRAFICA
0 10 30 100

NOTAS -

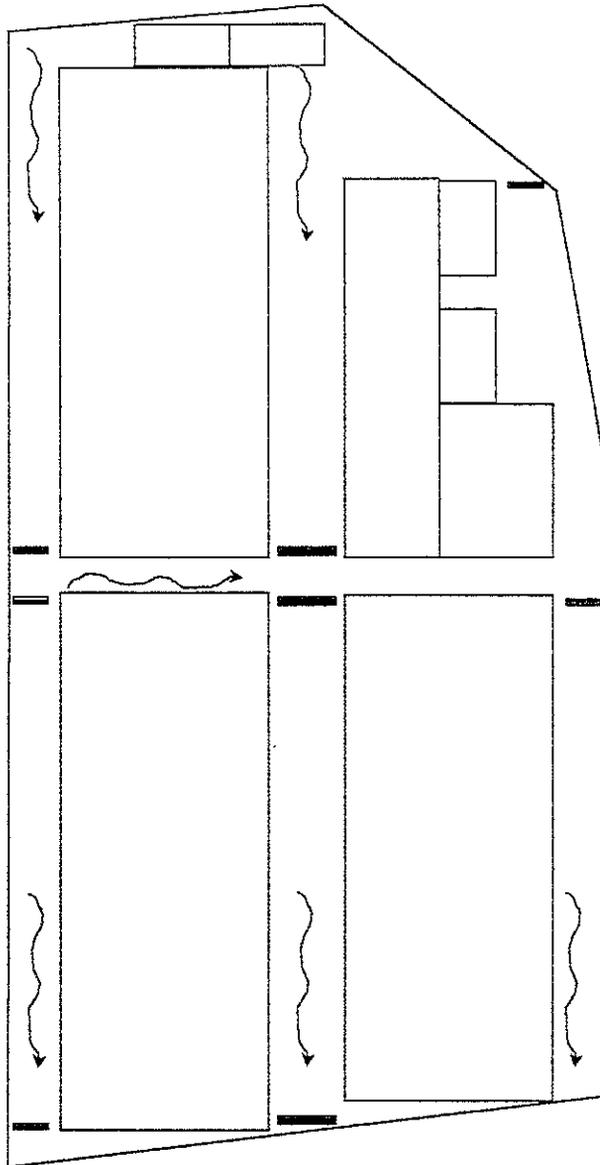
- ACOTACIONES EN METROS
- EL POZO TIPO "A" SE USARA PARA PROFUNDIDADES MAYORES DE 2.50 M.
- EL POZO TIPO "B" SE USARA PARA PROFUNDIDADES MENORES DE 2.50 M.

ESTE PLANO ANULA Y SUSTITUYE AL V.C 624
NOV DE 1958

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS	
SUBSECRETARIA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS PUBLICAS	
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO	
SUBDIRECCION DE PROYECTOR	
ALCANTARILLADO	
POZO DE VISITA COMUN	
Confirma	Subdirector de Asentamientos
Confirma	Subdirector de Obras Publicas
Aproba	Subsecretario de Bienes Inmuebles y Obras Urbanas
DIRECTOR GENERAL	
México, D.F. Junio de 1975	V.C 1985

Como se puede observar en el cuadro resumen del cálculo hidráulico de la red, cumple con las velocidades mínima y máxima permisibles que ocasionan las pendientes: siendo la mínima de 30 cm/seg , máxima de 3 m/s. Así como las dimensiones de la tubería de concreto simple, y el tipo de pozos de visita, las dimensiones de excavación para ambos, mostrándose como información adicional los volúmenes de excavación, plantilla y de relleno. Además de lo anteriormente mencionado se muestran las características de los pozos de visita comunes.

De igual forma para el desarrollo del drenaje pluvial y debido a la pendiente del terreno, la idea de una posible inundación en las viviendas se desecha prácticamente, ya que la pendiente de escurrimiento del terreno es mayor a un 4% de oeste a este sobre la calle principal, y cercana al 1% en la dirección norte a sur. El punto donde se puede cuidar la avenida causada por la misma pendiente es la señalada a continuación, colocándose lo que se conoce como "bocas de tormenta."



— Boca de tormenta

~ Dirección de escurrimiento.

Las denominadas "bocas de tormenta", serán conectadas directamente a los pozos de visita a través de tubería de concreto de 20 cm de diametro que descargarán directamente a los pozos de visita. La capacidad de la tubería es la que se debe revisar para soportar la descarga de la lluvia. La "boca de tormenta" que contribuye con un gasto mayor es señalada en rojo en la figura anterior, siendo para ese punto el máximo caudal que puede conducir la tubería con ese diámetro y pendiente es de 20 7436 l/s, siendo necesaria una capacidad sanitaria para este tramo de.

$$Q = \frac{1.5 * C.Harmon * p * Ap}{86400} = \frac{1.5 * 3.8 * 348 * 0.8 * 125}{86400} = 2.291 \text{ l/s}$$

Restando una capacidad para el gasto pluvial de 18.45 l/s.

$$Q_{PLUVIAL} = 2.778 C i A \text{ (Método racional americano).}$$

La longitud acumulada para ese tramo es de 67.44 m

El área de escurrimiento es de: 0.410 Ha.

El coeficiente de escurrimiento (C), es de 0.9, considerado para calles pavimentadas en buen estado.

i: intensidad de lluvia, calculada mediante la ecuación de intensidades para tormentas ordinarias en la Ciudad

de México $i = \frac{448}{t + 22}$

t: tiempo de concentración, que es el tiempo de ingreso menos el tiempo de escurrimiento

El tiempo de ingreso se define como el tiempo que tarda teóricamente en escurrir una gota, desde el punto más alejado del área de captación, hasta llegar a la coladera, para pavimentos =5 minutos.

El tiempo de escurrimiento es el tiempo que tarda la gota de agua en escurrir dentro de la atarjea y se calcula

como $t_e = \frac{L}{V}$

V es la velocidad media del agua, estando sujeta a la pendiente del terreno, considerándose de 2 m/s

$$t_e = 2.8 \text{ seg.} = 0.0466 \text{ min.}$$

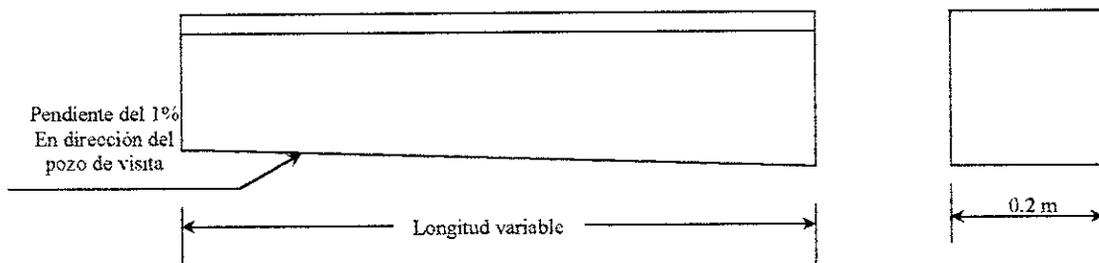
$$t = 4.953 \text{ min.}$$

$$i = \frac{448}{4.953 + 22} = 16.62 \text{ mm/hr}$$

$$Q_{PLUVIAL} = 2.778 * 0.9 * 16.62 * 0.410 = 17.03 \text{ l/s} < 18.45 \text{ l/s}$$

Por lo tanto la tubería tiene la capacidad de recibir el gasto generado por la lluvia.

Las dimensiones de la boca de tormenta serían las siguientes:



Con ello se termina el cálculo de la red sanitaria y pluvial.

1.5.3. Red de distribución de agua potable

Al mismo tiempo que se trabaja en las plataformas, también se hizo en la elaboración de las cepsas de drenaje sanitario y de agua potable, cuidando que no afectarán las zanjas el paso de camiones con el material de relleno, lo anterior se tratará con más detalle en el capítulo cuatro

DISEÑO DE RED DE DISTRIBUCIÓN

Los sistemas de distribución se diseñan con la idea de satisfacer las demandas de agua en una población para usos domésticos, comerciales, industriales y públicos. Dichos sistemas deben satisfacer las demandas en cualquier momento con las presiones necesarias. Consta de tres elementos: tanque de regularización, línea de alimentación y red de distribución. Para este caso se contaba ya con el tanque de regularización y la línea de alimentación, los cuales se diseñaron pensando en una población futura que consideraba la de la unidad, por lo que el diseño se hará únicamente de la red de distribución. Se define a la red de distribución como un sistema de tuberías de diferentes diámetros las cuales van instaladas en la vía pública, al cual se conectará tuberías de menor diámetro, para introducir al agua a las casas habitación o edificios.

A las tuberías mencionadas en primer término se le denomina red de distribución y a las últimas tomas domiciliarias.

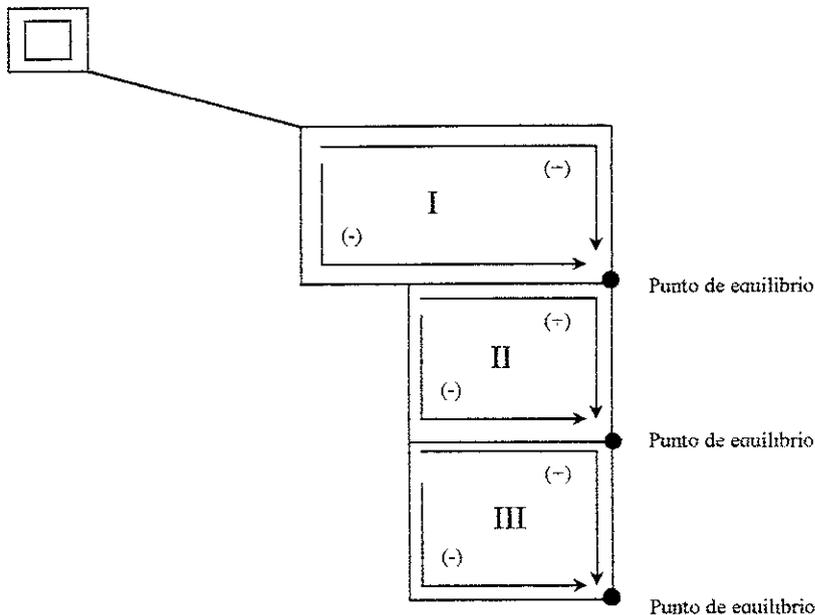
Para esta red de distribución se empleará una red cerrada, empleando para su diseño el gasto máximo horario, previniendo:

- a) Una carga mínima. - Se especifica que debe de estar en el rango de 10 a 15 m. con el objeto de que el agua llegue a los tinacos de las casas habitación.
- b) Una carga mínima. - Por capacidad de trabajo de la tubería 50 m

Para el cálculo de la red de distribución se empleará el denominado Método de Hardy Cross, el cual se basa en una teoría de balanceo de cargas mediante corrección de gastos:

1. Formar circuitos principales y numerarlos; el resto de la red estará integrado en general por circuitos secundarios. Para formar los circuitos principales se pueden considerar tramos con longitudes entre 400 y 600 m

El criterio general para escogerlos es que cada ramal tenga más o menos la misma área de influencia.



El criterio general para escogerlos es que cada ramal tenga más o menos la misma área de influencia

2. Suponer que la tubería va a trabajar sin presión, es decir como canal, de esta manera con cierta facilidad y tomando en consideración la topografía del terreno un sentido de escurrimiento de los tramos.
3. Fijar los sentidos de escurrimiento, generalmente se toma positivo cuando es igual al de las manecillas del reloj y negativo en el sentido contrario.
4. Suponer que se interrumpe la circulación del agua en unos tramos para formar una red abierta, con el objeto de definir cuál línea alimenta a las otras. De esta manera se definen puntos en los que ya no existe posibilidad alguna de alimentación a otros tramos, los cuales reciben el nombre de puntos de equilibrio
5. Valuar el gasto que se requiere en cada tramo. Para esto es necesario calcular el gasto específico que resulte de dividir el gasto máximo horario (Q_{MH}), entre la longitud virtual total de los circuitos principales mediante la siguiente expresión:

$$q_c = \frac{Q_{MH}}{LIT}$$

Obtenido el valor del gasto específico q_c , se multiplica este por la longitud virtual de cada tramo dando como resultado el gasto correspondiente.

6. Acumular gastos en sentido contrario al escurrimiento y considerar las interrupciones supuestas partiendo de los puntos de equilibrio hasta la alimentación.
7. Calcular el diámetro de cada tramo. Para lograrlo se recomienda utilizar la fórmula $d = \sqrt[3]{3Q}$ en donde:

d : diámetro en in.

Q : gasto acumulado en cada tramo en l/s.

Los resultados que se obtengan tendrán que ajustarse a diámetros comerciales.

8. Ejecutar el cálculo hidráulico de la red.

En la solución debe tenerse presente el signo que tiene el gasto: la pérdida de carga lleva el signo correspondiente al caudal.

En los tubos comunes a dos circuitos, cuando se consideran pertenecientes solo a uno de ellos tendrán ciertos valores de Q y H : al calcular el circuito contiguo diferirán estos valores en el signo. Como la corrección q se determina para cada circuito afectando con ella a todos los gastos pertenecientes al mismo, los tramos comunes tendrán dos correcciones una para cada circuito, debiendo consignarse con los signos que le correspondan. Se respeta el signo de la corrección en el circuito que se estudia, pero a la corrección del circuito vecino se le cambia, por que proviene de gastos y pérdidas de carga con signos contrarios. Para encontrar la corrección se puede emplear la fórmula de Hazen Williams: en tal caso el valor de n vale 1.85 y se usa:

$$q = - \frac{\Sigma H}{1.85 \Sigma \frac{H}{Q}}$$

Para el caso de Manning n vale 2.

9. Cambiar diámetros en caso necesario en los tramos en que la primera iteración la corrección resulte muy grande

En cambio de dirección se obliga a colocar un cruceo importante.

Cuando se tiene 5 m de desnivel se coloca otro punto, se enumeran circuito por circuito es decir, primero uno y se sigue con el otro, pero siguiendo el orden del número.

Diseño la red de distribución empleando el Método de Hardy Cross:

Datos de proyecto:

Población proyecto: 600 habitantes.

Dotación: 125 lt/hab/día.

C.V.D. (Coeficiente de variación diaria)=1.2

C.V.H. (Coeficiente de variación horario)=1.5

Gastos de diseño:

Gasto medio diario anual (Q_M)

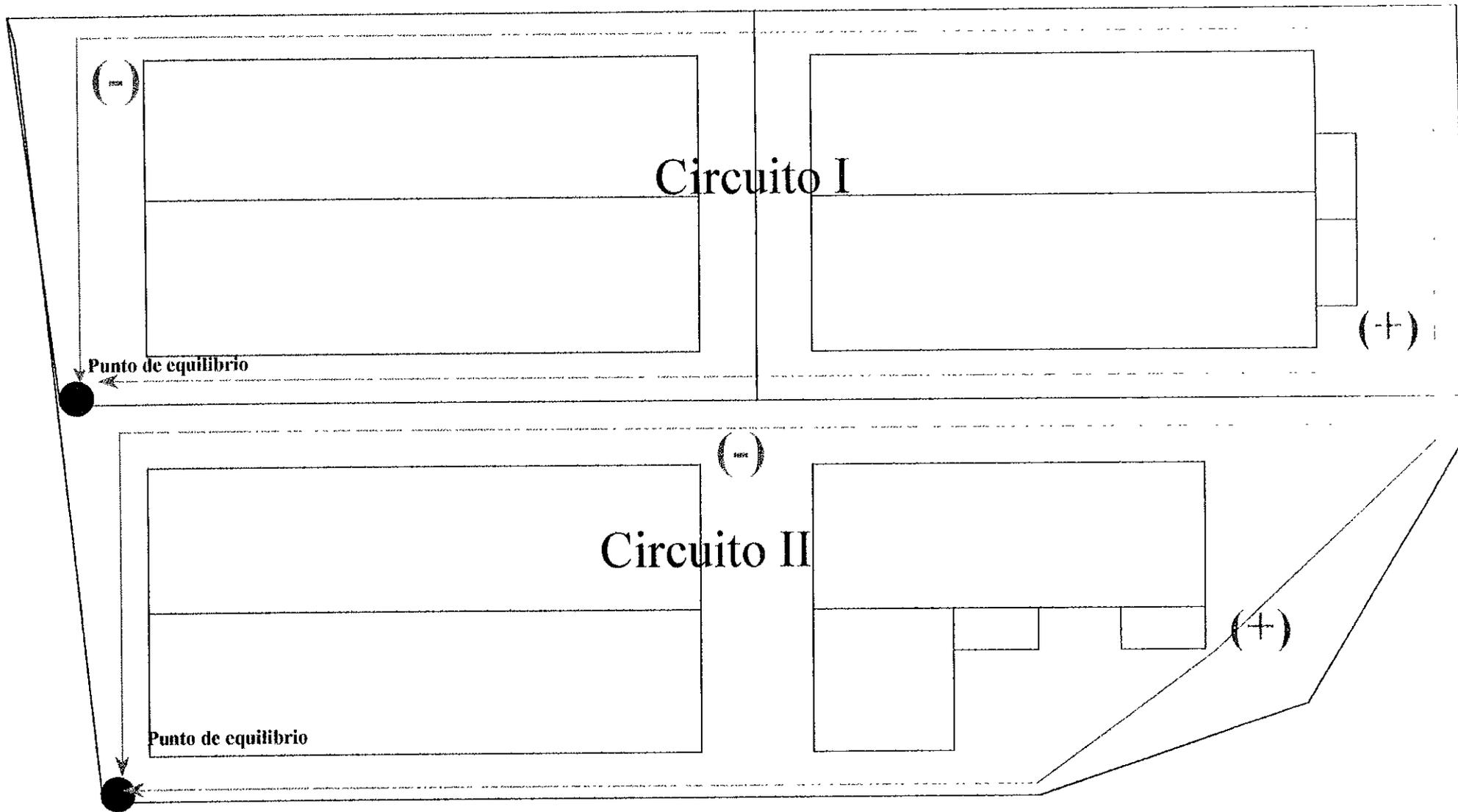
$$Q_M = \frac{D * P}{86400} = \frac{125 * 600}{86400} = 0.8680 \frac{l}{s}$$

Gasto máximo diario Q_{MD}

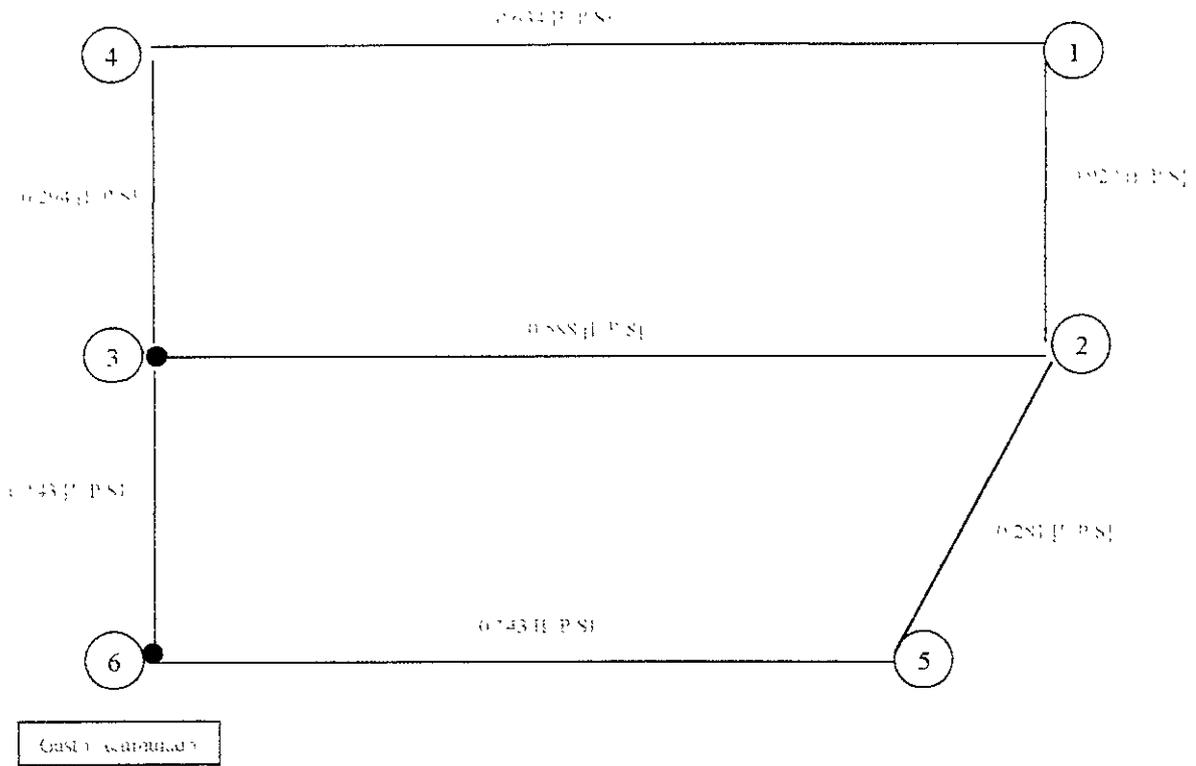
$$Q_{MD} = Q_M * CVD = 0.8680 * 1.2 = 1.04 \frac{l}{s}$$

Gasto máximo horario (Q_{MH})

$$Q_{MH} = Q_{MD} * CVH = 1.04 * 1.5 = 1.563 \frac{l}{s}$$



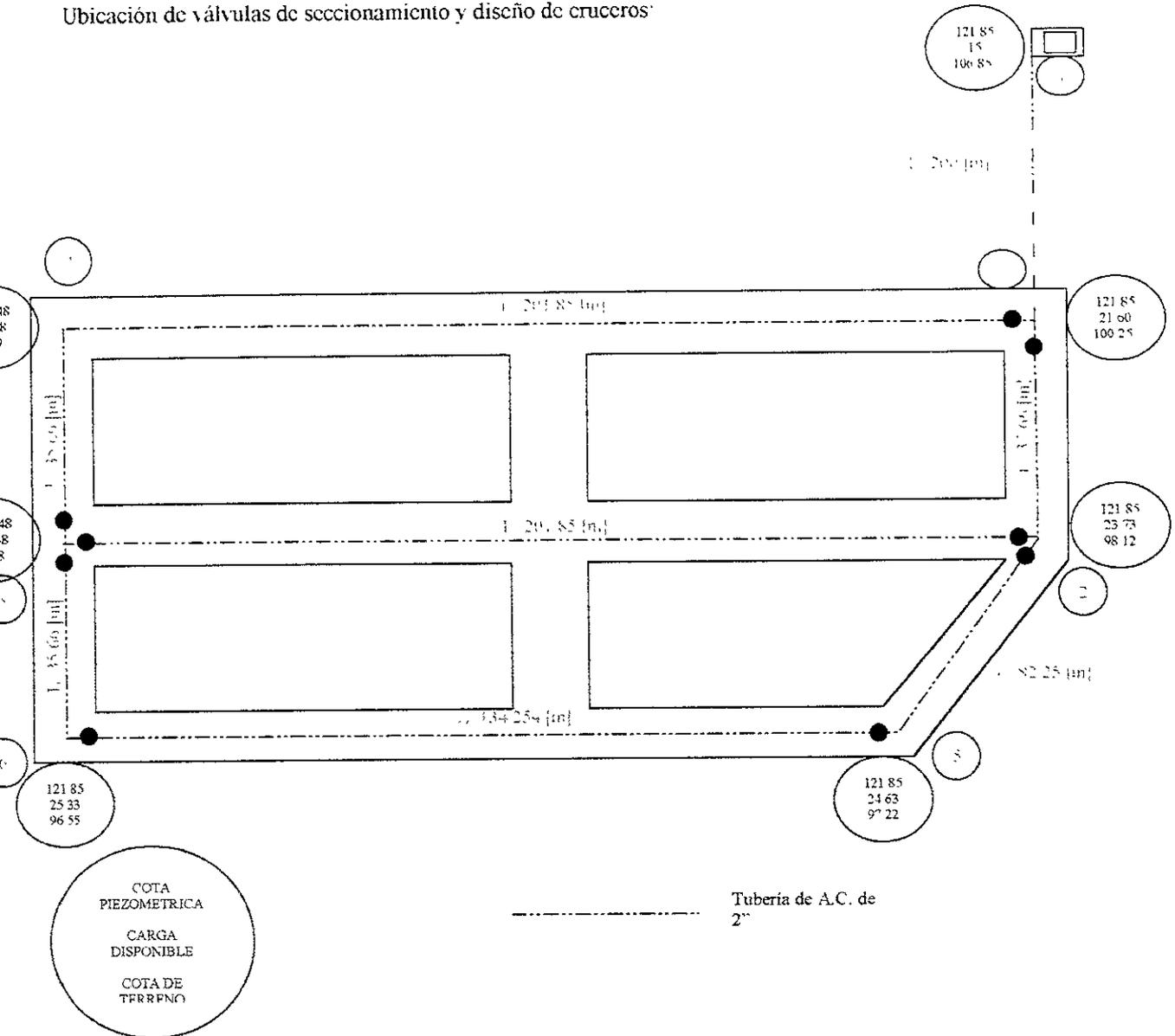
Calculo hidráulico de la red.



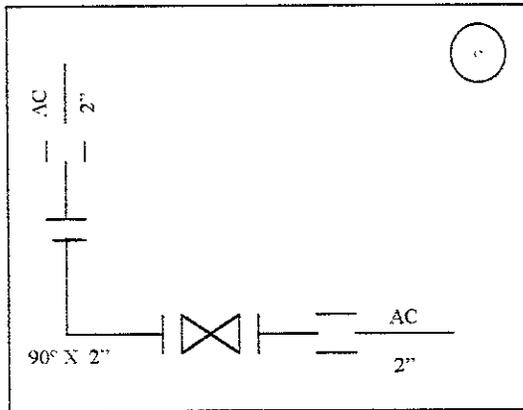
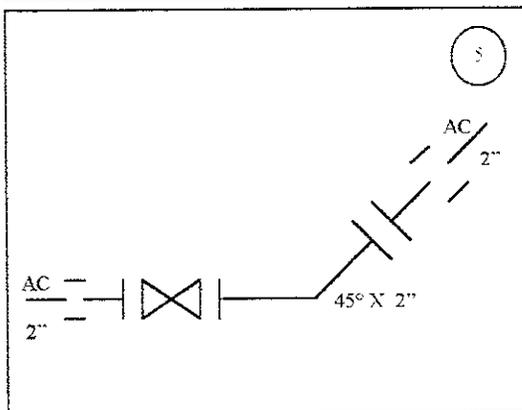
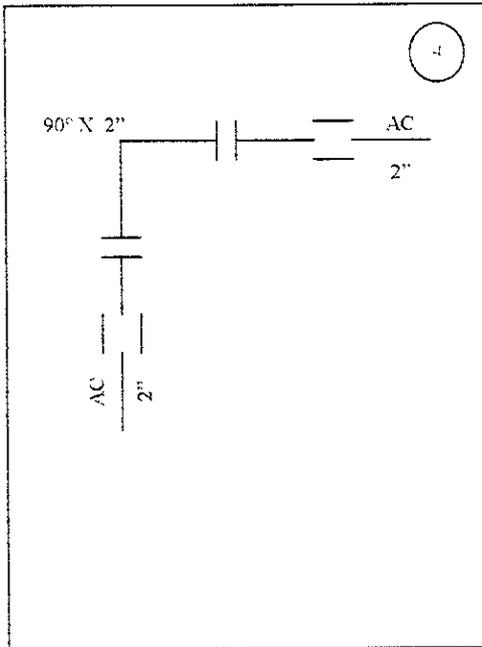
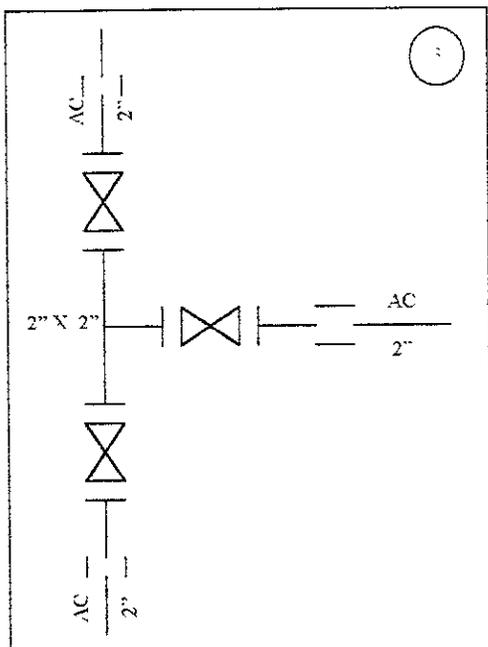
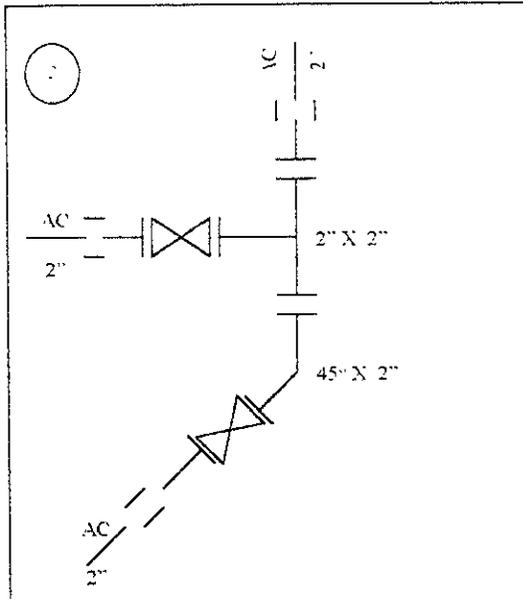
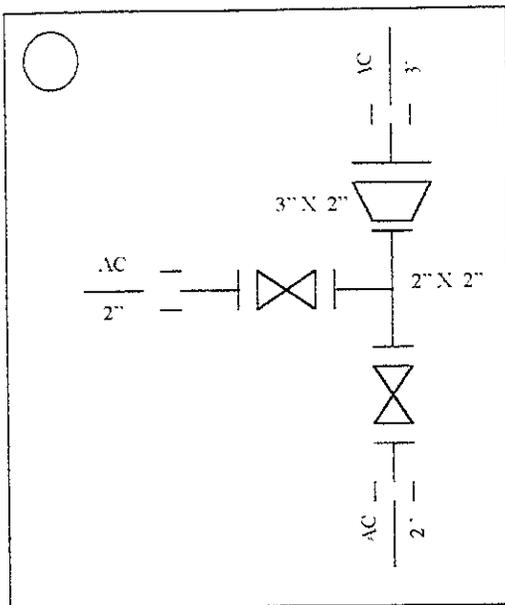
Circuito		Tramo	L. Real	L. Virtual [m]	Q tramo [L.P.S]	Q acum [L.P.S]	Diámetro [m]	Hf [m]	H/Q	Corrección			Qacum1 [L.P.S]	H1 [m]	H1/Q1	Corrección			Qacum2 [L.P.S]	H2 [m]	H Comp	Cotas		Carga Disponible	
Propio	Común									Propio	Común	Total				Propio	Común	Total				Piezom	Terreno		
		T																				121 850	106 850		
		T-1	200 000			1 563	3 000	0 0000	0 0000	-0 041		-0 041	1 522	0 0011	0 001	-0 014		-0 014	1 508	0 0000	0 0000	121 850	100 250		
I		1-2	35 660	35 660	0 060	+0 929	2 000	0 0006	0 0007	-0 041		-0 041	0 888	0 0006	0 001	-0 014		-0 014	0 874	0 0006	0 0000	121 850	98 120		
I	II	2-3	201 850	403 700	0 879	+0 588	2 000	0 0014	0 0025	-0 041	0 041	0 000	0 588	0 0014	0 002	-0 014	0 014	0 000	0 588	0 0029	0 0022	121 848	96 680		
I		3-4	35 660	35 660	0 060	-0 294	2 000	-0 0001	0 0002	-0 041		-0 041	-0 335	-0 0001	0 000	-0 014		-0 014	-0 349	-0 0001	0 0001	121 848	98 390		
I		4-1	201 850	201 850	0 340	-0 634	2 000	-0 0017	0 0026	-0 041		-0 041	-0 875	-0 0019	0 003	-0 014		-0 014	-0 689	-0 0020	0 0020	121 848	98 120		
II		2-5	82 250	82 250	0 138	+0 281	2 000	0 0001	0 0005	-0 041		-0 041	0 240	0 0001	0 000	-0 014		-0 014	0 228	0 0001	0 0000	121 850	97 220		
II		5-6	134 254	134 254	0 226	+0 143	2 000	0 0001	0 0004	-0 041		-0 041	0 102	0 0000	0 000	-0 014		-0 014	0 088	0 0000	0 0000	121 850	96 550		
II		6-3	35 660	35 660	0 060	-0 143	2 000	0 0000	0 0001	-0 041		-0 041	-0 184	0 0000	0 000	-0 014		-0 014	-0 198	0 0000	0 0000	121 850	96 680		
		Σ		929 034				0 001	0 007				0 0002	0 007					0 002						
					qe=	0 00168	lps																		

Como se puede observar en la tabla anterior se efectuó el cálculo hidráulico de la red, coincidiendo el diámetro de la tubería en 2 pulgadas, y con una carga disponible que varía entre los 15 m y 25.30 m, por lo cual se cumplen las disposiciones antes mencionadas de carga mínima y máxima que se permite en una red de distribución según las normas para aprovisionamiento de agua potable

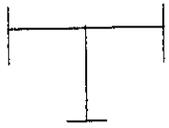
Ubicación de válvulas de seccionamiento y diseño de crucesos:



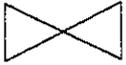
DISÑO DE CRUCIROS



Cuantificación de piezas especiales.



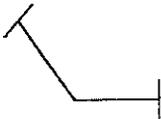
Tee de fo. fo. de 2" X 2" = 3



Válvula tipo compuerta de 2" $\phi = 9$



Codo de fo. fo. de 90° X 2" = 2



Codo de fo. fo. de 45° X 2" = 2



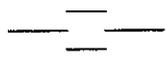
Reducción de fo. fo. de 3" X 2" = 1



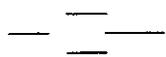
Extremidad de fo. fo. de 3" = 1



Extremidad de fo. fo. de 2" = 14



Junta gibault de 3" = 1



Junta gibault de 2" = 14

Empaque de plomo de 3" = 1

Empaque de plomo de 2" = 25

Tornillos de cabeza y tuerca hexagonal:

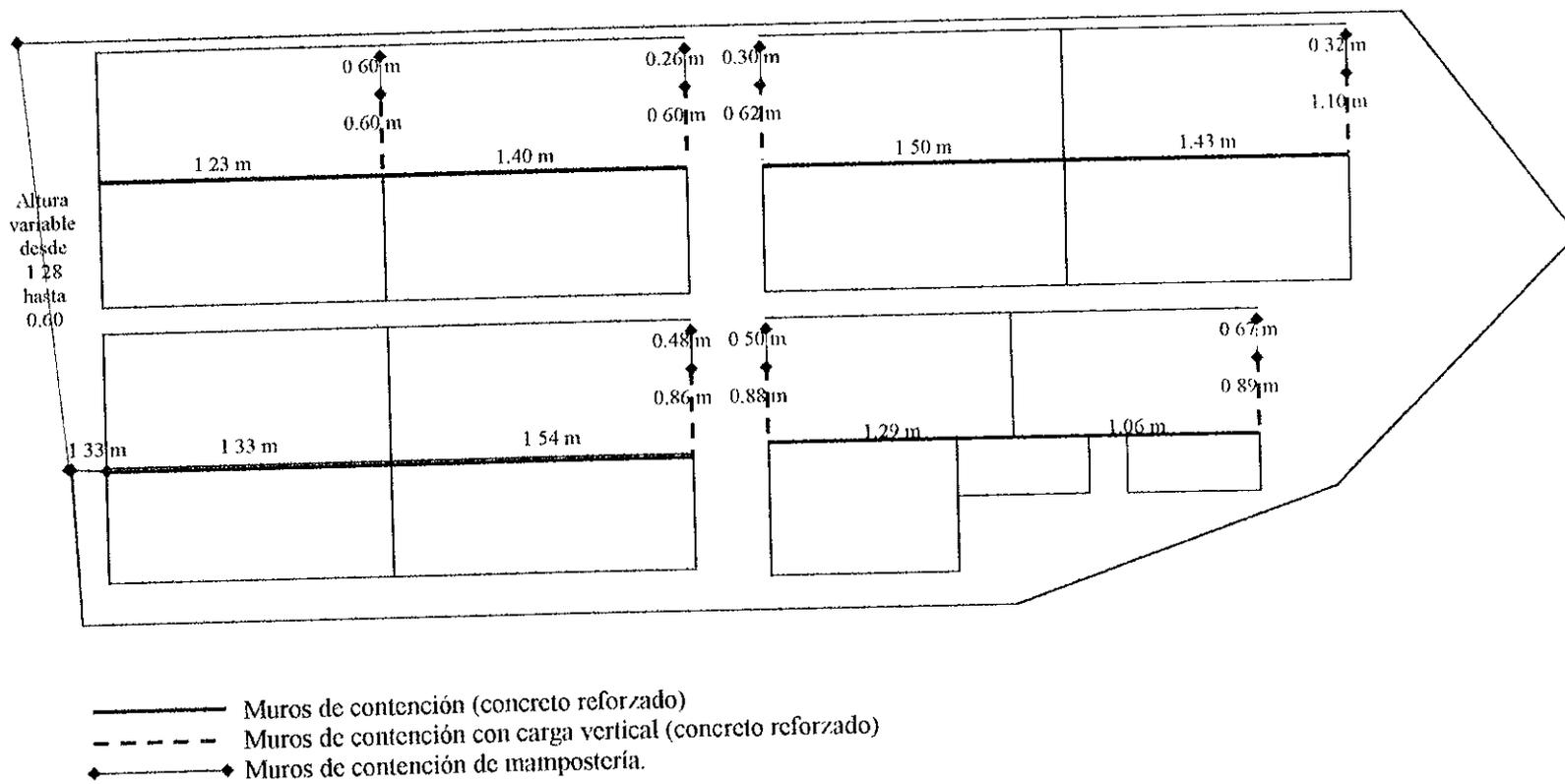
$\frac{3}{4}$ X 2 $\frac{1}{2}$ = 104

1.5.4. Muros de contención.

Como se explicó con anterioridad (apartado 1.5.1), la pendiente en dirección este – oeste de 3 m para una distancia de 67.44 m. condicionó a la decisión de tener 3 plataformas en esa dirección haciendo así necesaria la construcción de muros de contención que es el motivo de análisis en este apartado.

La ubicación y colocación de los muros de contención se observa en la figura siguiente:

Fig. 1.19. Ubicación de los diferentes tipos de muros de contención



La elección del tipo de muro es simple, tomando en cuenta la condición de carga a que esta sujeta cada uno de ellos.

Los muros de contención de concreto reforzado, tienen la condición de carga de empuje horizontal en el tercio medio de su altura.

Los muros de contención, sujetos a carga vertical y los de concreto reforzado, como su nombre lo dice están sujetos a una carga vertical (ocasionada por la vivienda que se apoya en él), y a un empuje horizontal

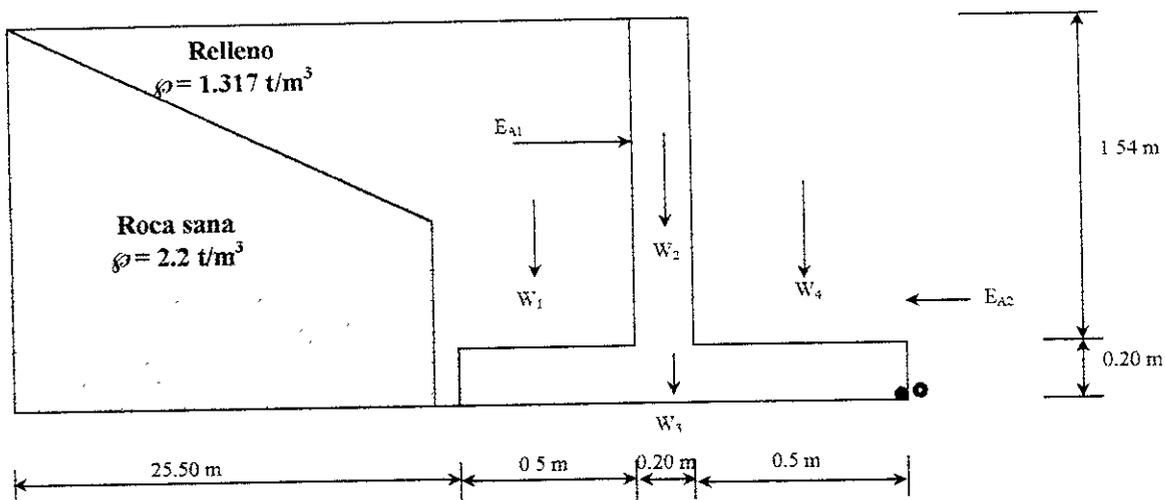
Los muros de contención con un empuje menor debido a su altura, que en algunos casos no es así, lo que ocasiona un empuje similar al que se genera en los de concreto reforzado, solo que en este caso el ancho del mismo no esta condicionado por el área de las viviendas, permitiendo un muro de ancho variable a lo largo de su altura, con el fin de disminuir gastos en material y mano de obra.

Para su estudio se diseñará el muro que este bajo condiciones de carga más desfavorables en los 3 casos.

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO.

El primer muro de contención a diseñar, es el de concreto reforzado sujeto a un empuje horizontal, el cuál debe tener una altura de 1.54 m de 0.70 m en el lado opuesto para garantizar un empotramiento adecuado del muro.

Las dimensiones y condición de carga se muestra en la figura siguiente:



Cálculo de fuerzas actuantes:

- Empuje de terreno:

Se obtendrá el valor del empuje, empleando el peso saturado del relleno ya que para su compactación debe estar húmedo. Empleando la teoría de Rankine.

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2 - 2cH \sqrt{K_A}$$

Donde:

E_A : empuje activo, considerando el suelo como cohesivo-friccionante.

γ : peso volumétrico del relleno $\gamma = 1.317 \frac{t}{m^3}$

K_A : coeficiente de presión de suelo en estado activo, $K_A = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45 - \frac{5}{2}) = 0.83966$

H: Altura del relleno. $H_1 = 1.54 m$ y $H_2 = 0.70 m$

c: cohesión del relleno. $c = 0.3 \frac{t}{m^2}$

$$E_{.1} = \frac{1}{2} (2.37)(1.54) (0.83966) - (2 * 0.3 * 1.54 * 0.83966) = 1.51 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$E_{.12} = \frac{1}{2} (2.37)(0.70) (0.83966) - (2 * 0.3 * 0.70 * 0.83966) = 0.10 \text{ t} \cdot \text{m}$$

La posición del empuje se encuentra a un tercio del paño superior de la zapata, es decir, a 0.515 m del paño.

- Revisión por volteo

El momento actuante sobre el muro con respecto al punto O es

$$M_i = 1.51 * (0.515 + 0.2) = 1.08 [\text{ton} \cdot \text{m}]$$

El momento resistente es el que generan las fuerzas siguientes:

Fuerza [ton]	Brazo de palanca [m]	Momento [ton-m]
$W_1 = 0.5 * 1.54 * 2.37 = 1.848$	$(0.5/2) + 0.2 + 0.5 = 0.95$	$1.85 * 0.95 = 1.756$
$W_2 = 0.20 * 1.54 * 2.4 = 0.74$	$(0.2/2) + 0.5 = 0.6$	$0.74 * 0.6 = 0.444$
$W_3 = 1.2 * 0.2 * 2.4 = 0.576$	$(0.2/2) + 0.5 = 0.6$	$0.576 * 0.6 = 0.345$
$W_4 = 0.5 * 0.7 * 2.37 = 0.83$	$(0.5/2) = 0.25$	$0.83 * 0.25 = 0.21$
$E_{A2} = 0.10$	0.35	$0.1 * 0.35 = 0.036$
		$\Sigma = 2.791 = M_R$

El factor de seguridad contra volteo es: $F.S._{CV} = \frac{M_R}{M_i} \geq 1.5$

$F.S._{CV} = \frac{M_R}{M_i} = \frac{2.791}{1.08} = 2.58 > 1.5$. Por lo tanto la sección propuesta es suficiente para soportar el efecto de volteo.

- Revisión por deslizamiento:

De igual forma que en el punto anterior el factor de seguridad que se acepta por deslizamiento es:

$$F.S._{CD} = \frac{F_R}{F_D} \geq 1.5$$

Donde:

$$F_R = \mu \Sigma F_V$$

μ Es el factor de fricción entre el suelo y el muro, cuyo valor es de 0.3.

$$\Sigma F_V = 4.00 [\text{ton}]$$

$$F_R = 0.3 * 4.00 = 1.20 [\text{ton}]$$

$$F_D = E_{A1} - E_{A2} = 1.41 [\text{ton}]$$

$$F.S._{CD} = \frac{F_R}{F_D} = \frac{1.20}{1.41} = 0.85 < 1.5$$

Por lo tanto se debe aumentar la sección del muro, ya sea el peralte, o la longitud de la zapata. Para efectuar este cálculo de una manera un poco más rápida se introdujeron los datos en Excel generando la tabla que se muestra a continuación, y con las dimensiones del muro que ahí se indican.

Lado [m]	Ancho [m]	Fuerza [ton]	Brazo [m]	Momento [ton-m]
1.54	0.8	2.95	1.5	4.43
1.54	0.3	1.37	0.95	1.3
0.3	1.9	1.47	0.95	1.4
0.8	0.7	1.41	0.40	0.56
		Σ 7.20		Σ 7.69
		F.S.c.v = 1.5319		

Por lo tanto el muro tendrá las dimensiones siguientes.

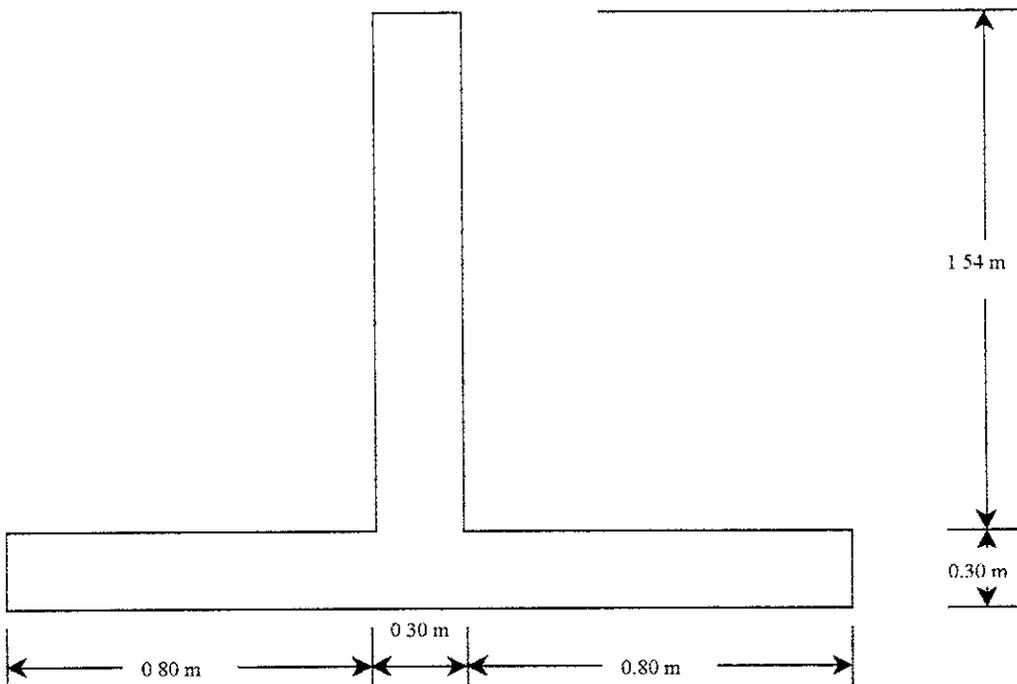


fig. 1.20. Dimensiones del muro de contención.

- Cálculo del acero para la zapata.

La posición de la resultante en la zapata se encuentra a la siguiente distancia del punto O definida anteriormente:

$$d = \frac{M_R - M_V}{\Sigma F_V} = \frac{7.69 - (1.51 * (0.515 + 0.3))}{7.20} = 0.897 \text{ m}$$

Para evitar tensiones en el terreno, se propone que la excentricidad de la resultante se encuentre dentro del tercio medio de la zapata

$$e = d - \frac{l}{2} = 0.897 - \frac{1.90}{2} = 0.05 \text{ m}$$

La cual debe ser menor a:

$$e \leq \frac{\frac{l}{2}}{3} \leq \frac{l}{6}; \quad \frac{l}{6} = \frac{1.90}{6} = 0.316 \text{ m}$$

Por lo tanto no se generan esfuerzos de tensión en el terreno, únicamente de compresión. Se trata de una zapata corrida, pero como se supone una zapata de un metro de longitud por 1.90 m de ancho, se pueden obtener dichos esfuerzos considerando un efecto de flexocompresión sobre está

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}; \quad S = \frac{BL^2}{6}; \quad M = e \Sigma F_v; \quad P = \Sigma F_v; \quad A = BL; \quad f_{1,2} = \frac{\Sigma F_v}{BL} \pm \frac{6e \Sigma F_v}{BL^2}$$

$$f_{1,2} = \left(\frac{\Sigma F_v}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \right) \leq f_{\text{permisible}}$$

Donde $f_{\text{permisible}}$ se refiere a los esfuerzos permisibles en el terreno, dependiendo del tipo de suelo: el Reglamento de construcciones del D.F. define tres zonas a las que se puede adecuar el tipo de suelo en el que está asentada la unidad.

Debido a que los muros de contención están asentados en roca maciza, se considera al suelo como de la zona dura, con una capacidad de 20-10 ton/m².

$$f_{1,2} = \left(\frac{7.20}{1 * 1.90} \left(1 \pm \frac{6 * 0.316}{1.90} \right) \right) = (3.79(1 + 0.998))$$

$$f_1 = 3.79 + 0.998 = 4.788 \text{ ton/m}^2 < f_{\text{permisible}}$$

$$f_2 = 3.79 - 0.998 = 2.792 \text{ ton/m}^2 < f_{\text{permisible}}$$

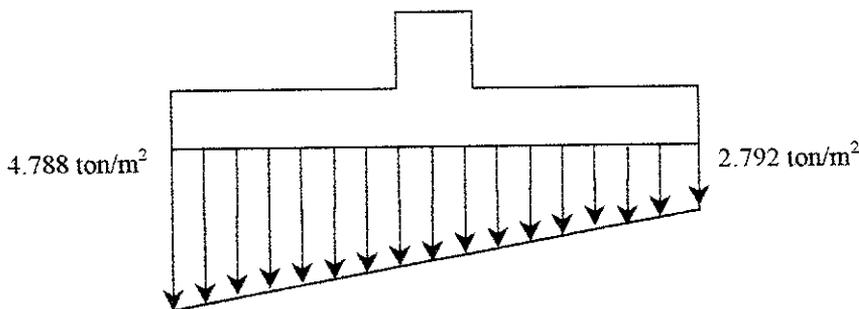


fig. 1.21. Esfuerzos en el terreno.

DISIÑO POR FLEXI3N

C3lculo del esfuerzo en la uni3n de la zapata con el muro (esfuerzo cr3tico).

$$\frac{1.99}{1.9} = \frac{y'}{1.1} ; y' = 1.15 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\text{cr3tico}} = 2.792 + 1.15 = 3.942 \text{ ton/m}^2$$

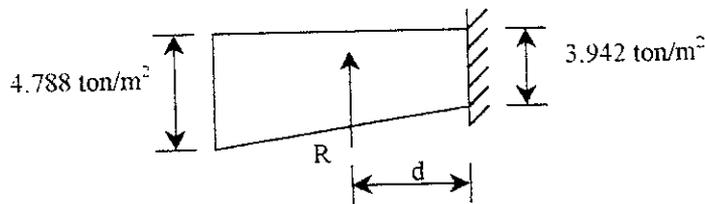


fig. 1.22. Resultante del volumen de esfuerzos a la izquierda del muro.

$$R = \frac{(4.788 + 3.942)}{2} * 1.3 = 5.67 \text{ ton}$$

$$d = \left(\frac{1.3}{3}\right) \left(\frac{2 * 4.788 + 3.942}{4.788 + 3.942}\right) = 0.67 \text{ m}$$

$$M = 5.67 * 0.67 = 3.80 \text{ [ton.m]}$$

$$M_{ua} = 1.4 * 3.80 = 5.31 \text{ [ton.m]}$$

Considerando a la zapata como simplemente armada, para un ancho de 1.90 m, un concreto con una resistencia a la compresi3n de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y un acero con un l3mite de fluencia de 4200 kg/cm^2 ; se obtiene la cantidad de acero necesario, igualando el momento 3ltimo actuante con el resistente.

$$M_R = FRbd^2 f'_c q(1 - 0.5q) \Rightarrow q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{ua}}{FRbd^2 f'_c}}$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.31 * 10^5}{0.9 * 190 * 25^2 * 170}} = 0.029$$

$$\rho = \frac{qf'_c}{f_y} = \frac{0.029 * 170}{4200} = 0.0012$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 f'c}{f_y} = \frac{0.7 \cdot 250}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{max} = \frac{4800}{6000 + f_y} \frac{f'c}{f_y} = \frac{4800 \cdot 170}{(6000 + 4200)4200} = 0.019$$

$$\rho = 1.33 \rho_{min} = 1.33 \cdot 0.0012 = 0.0016 = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_s = 0.0016 \cdot 100 \cdot 25 = 4.0 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas del #4. la separación será de: $s = \frac{a_s \cdot 100}{A_s} = \frac{1.27 \cdot 100}{4} = 31.75 \text{ cm}$ por lo tanto se

colocará a cada 30 cm.

Solo falta calcular el acero necesario a colocar en la dirección contraria, y será el que se requiere por cambios volumétricos

Donde el reglamento en sus normas técnicas complementarias indican lo siguiente:

$$a_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} \text{ donde:}$$

a_s : área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 .

x_1 : dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm).

Si x_1 no excede de 15 cm. el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 15 cm. el refuerzo no se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

Por lo tanto el acero por temperatura es:

$$a_s = \frac{660 \cdot 25}{4200 \cdot (25 + 100)} = 0.031 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$A_s = 3.10 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

5#4

Se emplean entonces varillas del #4. por lo tanto se colocarán 5#4. por lo que el armado será el expresado a continuación:

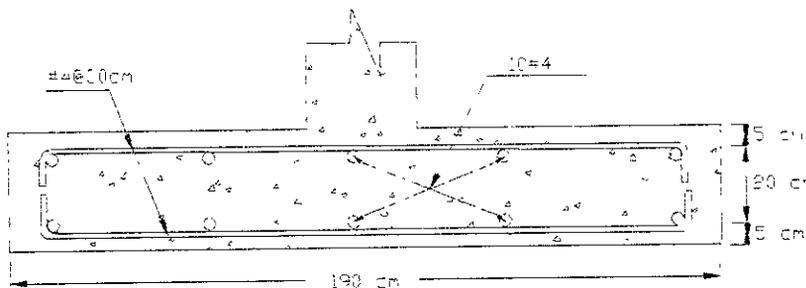


fig.1.23. Armado de zapata en muro.

CALCULO DEL ACERO PARA EL MURO.

El muro se encuentra sujeto a flexión originado por el empuje del terreno, por lo cual se tiene una carga triangular, la cual se obtiene considerando el empuje vertical originado por el relleno multiplicándolo por el coeficiente de presión de tierra en estado activo (K_A), y restando el valor de la cohesión.

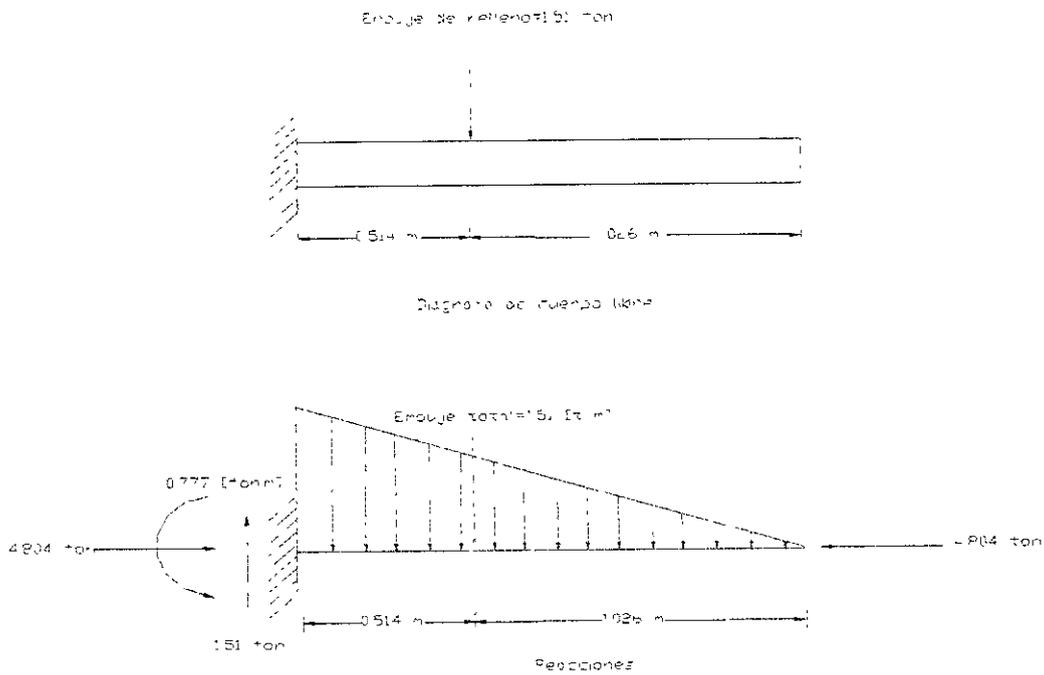
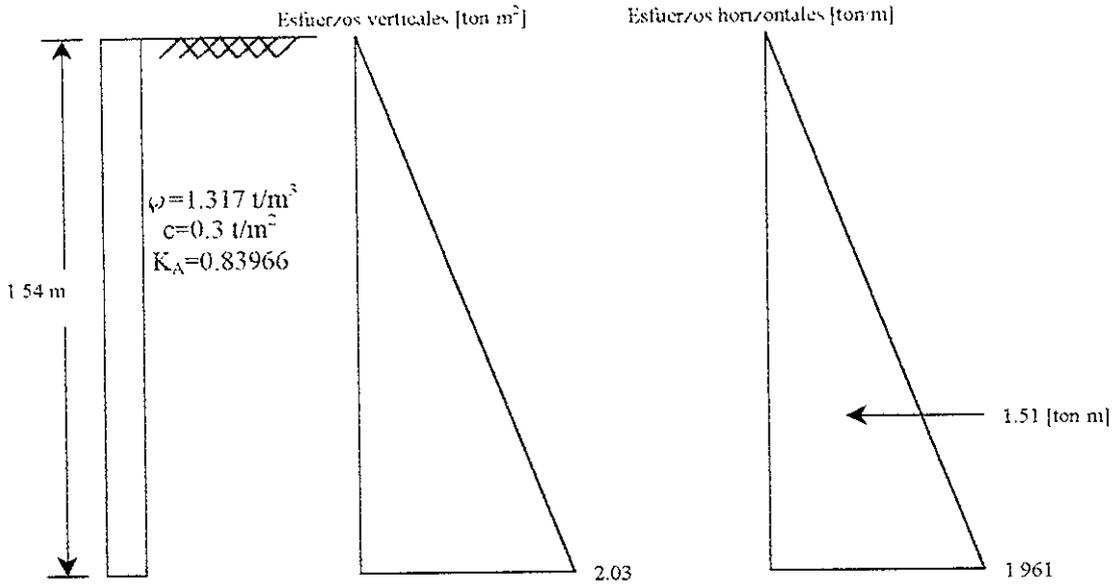


fig.1.2, Reacciones y diagrama de cuerpo libre en el muro.

Con el momento obtenido, se hace un diseño de resistencia ultima, es decir, igualando el momento ultimo actuante con el momento resistente

$$M_{ud} = 0.777 * 1.4 = 1.087 \text{ [ton.m]} = M_R$$

$$q = 0.0097 \Rightarrow \rho = 0.00039 < 0.0026 = \rho_{min} \text{ por lo tanto } \rho = 0.00039 * 1.33 = 0.00052$$

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#3 @ 30 \text{ cm}$$

Para la dirección contraria se colocará el acero requerido por cambios volumétricos.

$$a_s = \frac{660 * 25}{4200 * (25 + 100)} = 0.031 \text{ cm}^2 / \text{cm} \quad A_s = 3.10 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow 5\#3$$

Por lo tanto el armado del muro es el siguiente:

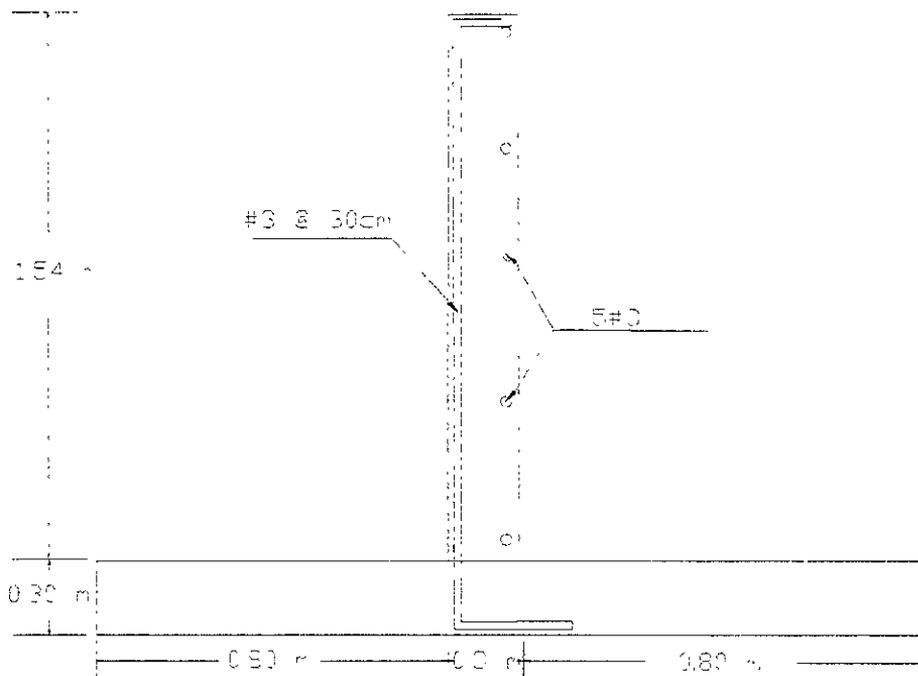


fig. 1.25. Acero de muro.

De igual forma el momento que genera el empuje se transmite a la zapata del muro, por lo que ésta debe ser capaz de soportarlo.

El acero que se colocó en el lecho superior de la zapata es de varillas del #4 a 30 cm, para un metro de ancho el área de acero es de 381 cm², y el momento actuante es del 087 [ton-m], y el acero requerido es de 1.56 cm², por lo que el acero colocado es adecuado para soportar el momento al que está sujeto

- Revisión de resistencia a fuerza Cortante

La fuerza Cortante que toma el concreto en elementos sujetos a fuerzas horizontales se determinará con la expresión siguiente, siempre y cuando la relación de altura a largo horizontal, del muro no excede de 1.5.

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} c l$$

Seguiente el criterio anteriormente descrito, debido a que el muro tiene una longitud grande, se supone la relación de altura longitud muy pequeña, por lo tanto se aplica la expresión anterior

$$V_{CR} = 0.85 * 0.8 * \sqrt{0.8} * 250 * 30 * 100 = 28849.95kg = 28.85ton$$

El Cortante ultimo tiene un valor de,

$$V_u = 1.4 * 1.51 = 2.11ton < 28.85ton$$

Entonces el concreto resiste el esfuerzo Cortante a que es sometido

- Revisión de la zapata.

Considerando que rige la resistencia como losa de la zapata, el Cortante se calcula con la expresión siguiente:

$$V_{CR} = F_R \sqrt{f_c^*} b_o d$$

Donde b_o es el perímetro de la sección crítica de la zapata.

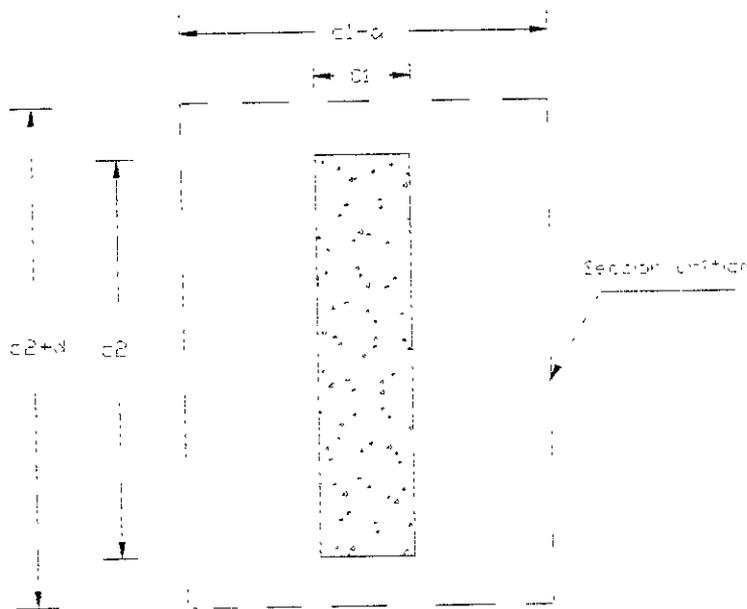


fig. 1.27. Sección crítica en una zapata.

Para la zapata en cuestión se tienen los valores siguientes:

$$c_1 = 30\text{cm}; \quad c_2 = 100\text{cm}, \quad d = 25\text{cm}, \quad c_1 + d = 30 + 25 = 55\text{cm}, \quad c_2 + d = 100 + 25 = 125\text{cm}$$

$$b_o = 2(c_1 + d) + 2(c_2 + d) = 2(55) + 2(125) = 360\text{cm}$$

$$V_{CR} = 0.8 \sqrt{(0.8 * 250)} * 360 * 25 = 101823.40\text{kg} = 101.82\text{kg}$$

La resistencia como losa P_{CR} se calcula con la expresión siguiente. $P_{CR} = rA = \frac{V_{CR}}{A_1} A$

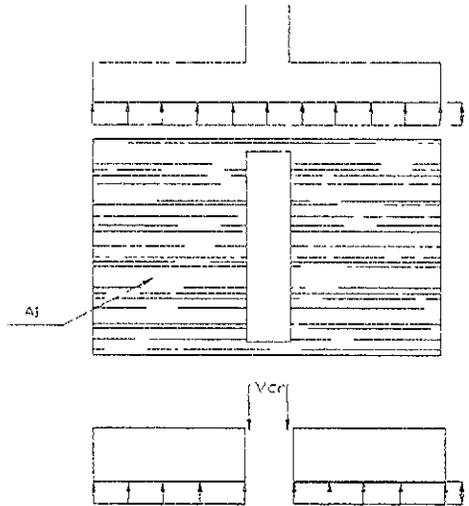


fig. 1.2. Resistencia como losa.

Por lo tanto $P_{CR} = V_{CR} = 101.82\text{ton}$

Suponiendo que rige la resistencia como viga.

$$\rho < 0.01; \text{ por lo tanto } V_{CR} = F_R(0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c} bd$$

$$V_{CR} = 0.8 * (0.2 + 30 * 0.00052) \sqrt{0.8 * 250} * 190 * 25 = 11586.40\text{kg} = 11.58\text{ton}$$

$$r = \frac{V_{CR}}{A_2} = \frac{11586.4}{100 * 30} = 3.862 \text{ kg/cm}^2; \quad P_{R_{viga}} = rA = 3.862 * 190 * 100 = 73380.53\text{kg} = 73.38\text{ton} < 112.4\text{ton}$$

Por lo tanto rige la falla como viga, por lo tanto se tiene una carga uniformemente repartida sobre la zapata ocasionada por el peso propio del muro.

$$w = 0.3 * 1.54 * 2.4 = 1.11 \text{ ton/m}$$

$$v = \frac{wl}{2} = \frac{1.11 * 1}{2} = 0.55 \text{ ton} < 73.38 \text{ ton}$$

Por lo tanto la sección es adecuada para el esfuerzo cortante a que está sujeto.

- Revisión de la unión muro zapata
- Aplastamiento

$P_U \leq \phi P_n$; donde

P_U Carga última total

ϕP_n ; Resistencia de diseño al aplastamiento del concreto simple (sin refuerzo por aplastamiento)

ϕ ; Factor de reducción por aplastamiento = 0.7

P_n = resistencia nominal al aplastamiento

$$P_n = (0.85 f'_c) A_1 \sqrt{A_2 / A_1}$$

$$\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2$$

A_1 ; área de apoyo

A_2 ; área de descarga del elemento

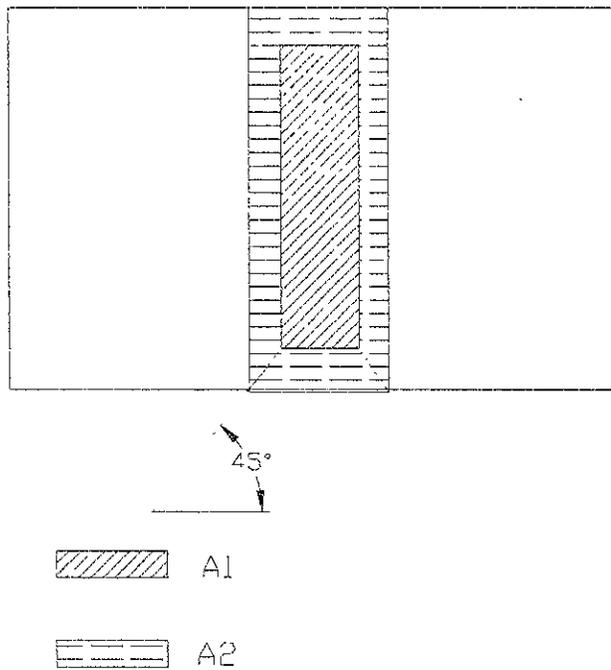


fig. 1.29. Áreas de apoyo y descarga del muro en zapata.

$$A_1 = 30 * 100 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \left(30 + \left(2 \frac{10}{\tan 45^\circ} \right) \right) * (100 + 20) = 6000 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{6000 / 3000} = 1.41 < 2$$

$$P_n = 0.85 * 250 * 3000 * 1.41 = 901561.14 \text{ kg} = 901 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.7 * 901 = 631 \text{ ton}$$

$P_U = 4.84 \text{ ton}$; $\Rightarrow \phi P_n > P_U$ por lo tanto no falla por aplastamiento.

- Cortante por fricción

$$V_U \leq \phi V_n$$

V_U ; fuerza cortante última.

$$\phi = 0.85$$

$$V_n \Rightarrow \text{resistencia nominal} \Rightarrow V_n = \mu A_{VF} f_y$$

μ ; coeficiente de fricción entre el muro y la zapata; para concreto colado monolíticamente = 1.4

$$A_{VF}; \text{áccero colocado en la unión viga - zapata} \quad A_{VF} = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 1.4 * 4.26 * 4200 = 25048.8 \text{ kg} = 25.04 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 25.04 = 21.29 \text{ ton}$$

$$V_U = 2.114 \text{ ton}$$

Por lo tanto $V_U \leq \phi V_n$, no falla por cortante de fricción.

El acero en el muro se colocó en dos lechos debido a que el reglamento de construcciones a través de las normas técnicas complementarias así lo exige para elementos cuya dimensión mínima medida perpendicularmente al acero sea mayor a 15 cm.

El diseño estructural del muro queda como sigue:

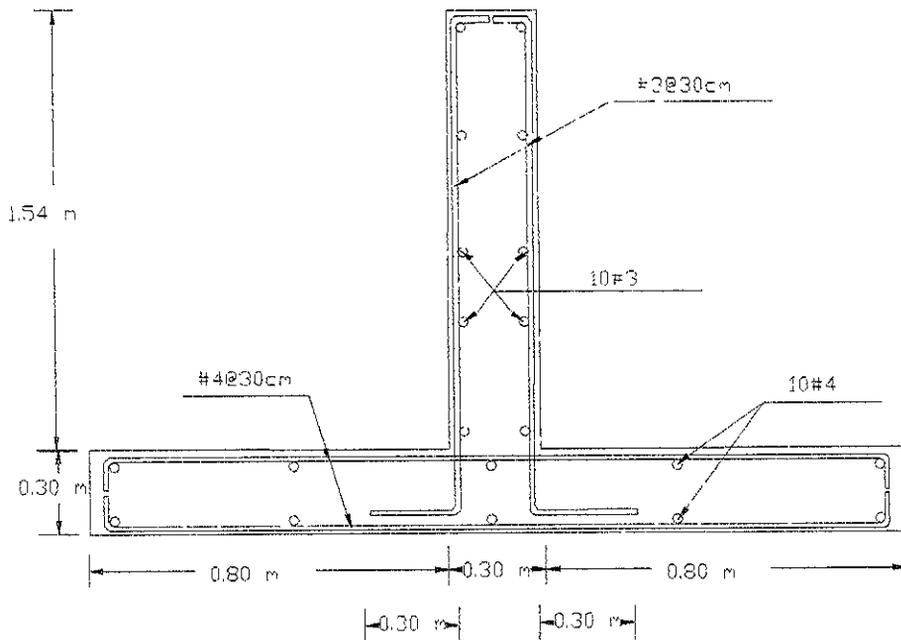


fig. 1.30. Armado y dimensiones de muro de contención.

DISEÑO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO SUJETO A CARGA AXIAL.

Sé trata de un muro de contención de 1.10 m, sujeto a una carga sobre su eje ocasionada por la vivienda.

- Determinación del empuje.

$$E_{d1} = \frac{1}{2} \gamma' K_a H^2 - 2cH \sqrt{K_a} = \left(\frac{1}{2} * 2.317 * 0.83966 * 1.10^2 \right) - (2 * 0.3 * 1.10 * \sqrt{0.83966}) = 0.5722 \text{ ton/m}$$

$$E_{d2} = \left(\frac{1}{2} * 2.317 * 0.83966 * 0.70^2 \right) - (2 * 0.3 * 0.70 * \sqrt{0.83966}) = 0.092 \text{ ton/m}$$

- Carga sobre eje de muro.

Losa maciza de concreto (h=12cm)	288 kg./m ²
Carga adicional por reglamento	20 kg./m ²
Impermeabilizante	10 kg./m ²
Tirol (de yeso 1.5 cm)	30 kg./m ²
Muros	280 kg./m ²
Piso terminado (loseta vinílica)	15 kg./m ²
Carga muerta	<u>643 kg./m²</u>
Carga viva	170 kg./m ²
Carga total	<u>813 kg./m²</u>

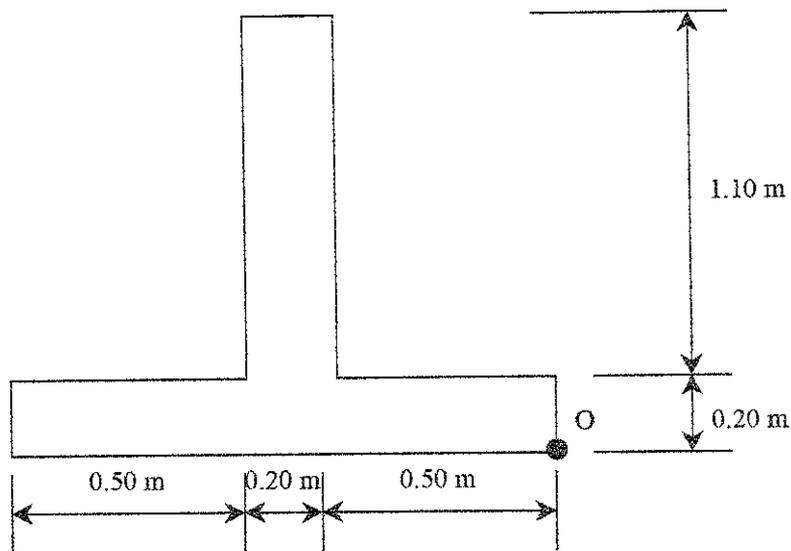
El área tributaria tiene un valor de 5.5 m², por lo que la carga total es de 4471.5 kg. A ésta carga se debe aumentar el peso propio de la trabe cuyo valor es de 0.20 * 0.30 * 8 * 2400 = 1152 kg.

Por lo tanto la carga total tiene un valor de 1152 + 4471.5 = 5623.5 kg para una longitud de 8 m. por lo

que la carga sobre el muro es de. $\frac{5623.5}{8} = 702.94 \text{ kg/m} = 0.703 \text{ ton/m}$

- Revisión por volteo.

La sección propuesta del muro para ésta condición es la siguiente.



El momento de volteo con respecto al punto O es de $M_v = 0.5722 * 8 * \left(\left(\frac{1.10}{3} \right) + 0.2 \right) = 2.59 \text{ ton m}$

El momento resistente es el que generan las fuerzas siguientes.

Fuerza [ton]	Brazo de palanca [m]	Momento [ton]
$1.10 * 0.2 * 8 * 2.4 = 4.224$	0.6	2.534
$1.20 * 0.2 * 8 * 2.4 = 4.608$	0.6	2.765
$0.50 * 1.10 * 8 * 2.37 = 10.43$	0.95	9.91
$0.703 * 8 = 5.624$	0.6	3.331
0.092	0.35	0.03
$\Sigma = 24.88$	Σ	18.57

$$FS_{cv} = \frac{M_R}{M_v} = \frac{18.57}{2.59} = 7.17 > 1.5$$

Por lo tanto se acepta la sección para resistir el momento de volteo.

- Revisión por deslizamiento.

$$FR = \mu \Sigma F_v = 0.3 * 24.814 = 7.44 \text{ ton}$$

$$F_D = 0.5722 * 8 = 4.577$$

$$F.S._{CD} = \frac{7.44}{4.577} = 1.62 > 1.5$$

Por lo tanto la sección es adecuada para soportar el deslizamiento.

- Cálculo del acero en la zapata.

La posición de la resultante a una distancia d del punto "o" es:

$$d = \frac{18.57 - 2.59}{24.88} = 0.642 \text{ m}$$

$$e = d - \frac{l}{2} = 0.642 - \frac{1.20}{2} = 0.042 \text{ m}; \text{ debe ser menor o igual a } \frac{l}{6}$$

$$\frac{l}{6} = \frac{1.20}{6} = 0.20 \text{ m} > 0.042 \text{ m}, \text{ por lo tanto no se generan tensiones}$$

Los esfuerzos en el terreno son:

$$f_{1,2} = \left(\frac{24.88}{8 * 1.20} * \left(1 \pm \frac{6 * 0.042}{1.20} \right) \right) \leq f_{permisible}$$

$$f_1 = \left(\frac{24.88}{8 * 1.20} * \left(1 + \frac{6 * 0.042}{1.20} \right) \right) = 3.13 \text{ ton/m}^2 < 20 \text{ ton/m}^2$$

$$f_2 = \left(\frac{24.88}{8 * 1.20} * \left(1 - \frac{6 * 0.042}{1.20} \right) \right) = 2.04 \text{ ton/m}^2 < 20 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo crítico es de:

$$\frac{1.09}{1.20} = \frac{f_{crítico}}{0.70} \Rightarrow f_{crítico} = 0.636 + 2.04 = 2.676 \text{ ton./m}^2$$

La resultante del volumen de esfuerzos y su posición son de:

$$R = \frac{2.676 + 3.13}{2} * 0.5 = 1.451 \text{ ton/m} \quad d = \frac{2 * 3.13 + 2.676}{3.13 + 2.676} * \frac{0.5}{3} = 0.25 \text{ m}$$

$$M = 0.25 * 1.451 = 0.363 \text{ ton.m} \quad M_{ua} = 1.4 * 0.363 = 0.508 \text{ ton.m}$$

$$q = 0.0098 \Rightarrow \rho = 0.00039$$

$$\rho_{min} = 0.0026 > \rho$$

$$\text{Por lo tanto } \rho = 0.00039 * 1.33 = 0.00052$$

$$A_s = 1.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#3 @ 30 \text{ cm}$$

El acero en dirección contraria se calcula con la expresión para acero por cambios volumétricos.

$$a_s = \left(\frac{660 * 15}{4200(15 + 100)} \right) = 0.0205 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$A_s = 2.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\#3$$

Debido a que la dimensión menor medida perpendicularmente medida al refuerzo es mayor a 15 cm, éste debe colocarse en dos lechos.

Por lo tanto el armado de la zapata es el siguiente:

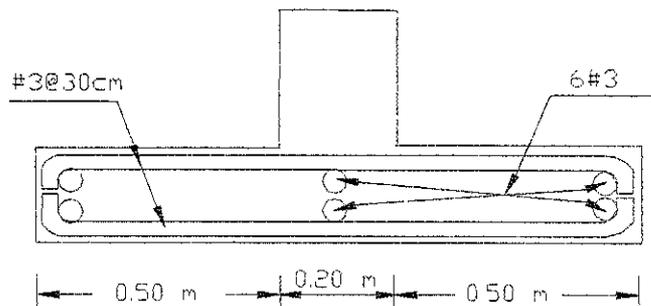


fig. 1.31. Armado de zapata de muro de contención.

CÁLCULO DEL ACERO PARA EL MURO

El muro se encuentra sujeto a flexión originado por el empuje del terreno, por lo cual se tiene una carga triangular, la cual se obtiene considerando el empuje vertical originado por el relleno multiplicándolo por el coeficiente de presión de tierra en estado activo (K_A), y restando el valor de la cohesión.

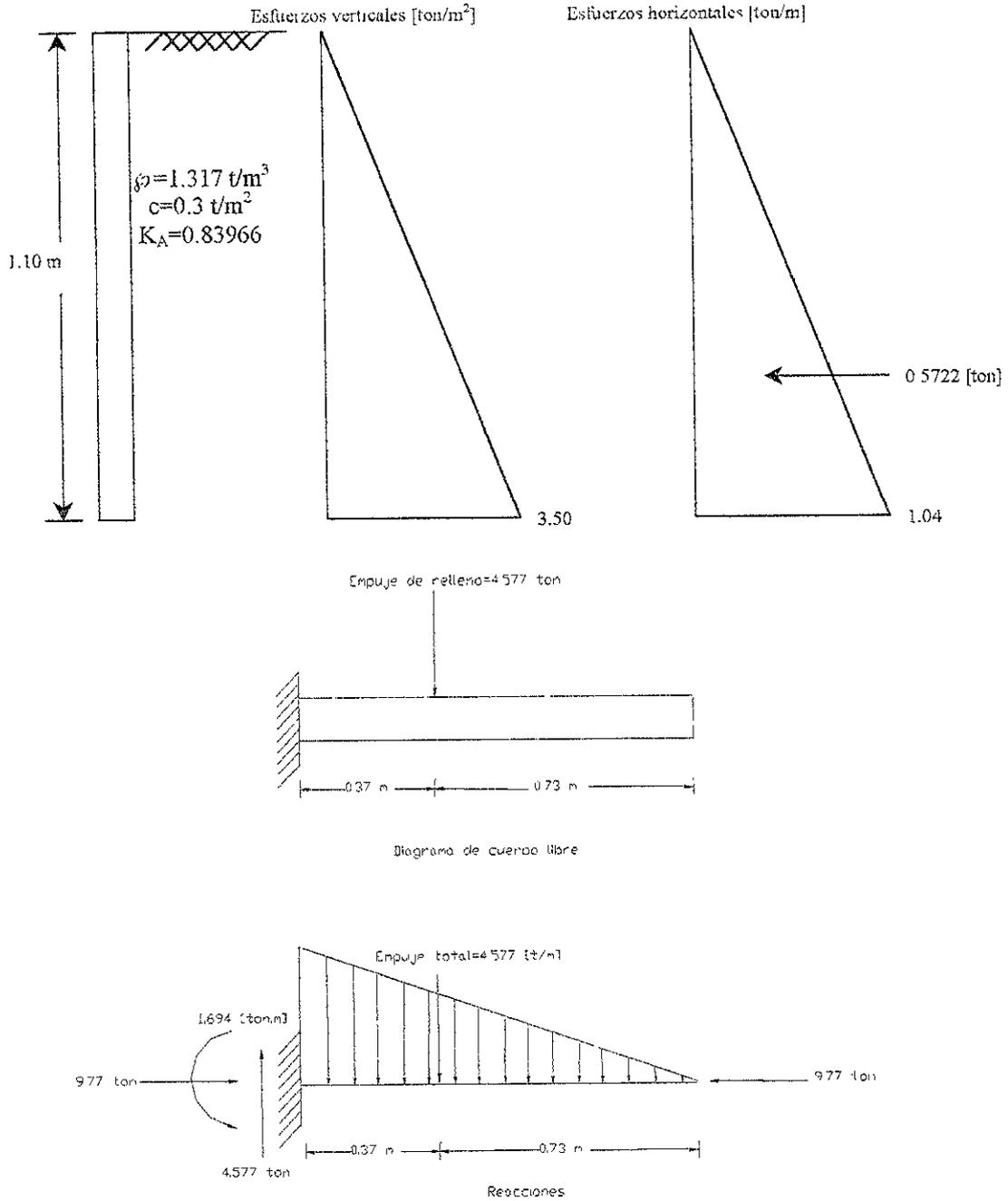


fig. 1.32. Reacciones y diagrama de cuerpo libre en el muro.

El acero necesario para resistir el momento que genera el empuje es de

$$M_{uit} = 1.694 * 1.4 = 2.37 \text{ ton m} \Rightarrow q = 0.025 \Rightarrow \rho = 0.001 < \rho_{min}$$

Las Normas Técnicas complementarias indican que el refuerzo vertical se debe obtener con la siguiente expresión:

$$\rho_{ver} = \frac{V_u - V_{CR}}{FRf_y d}$$

$$V_{CR} = 0.85FR\sqrt{f'_c}tl = 0.8 * 0.85 * \sqrt{(0.8 * 250)}15 * 100 = 14424.97 \text{ kg} = 14.42 \text{ ton}$$

$$V_U = 1.4 * 4.577 = 6.408 \text{ ton} < V_{CR} \Rightarrow \text{por lo tanto } \rho = 0.001 * 1.33 = 0.00133$$

$$A_s = 0.00133 * 100 * 15 = 2.0 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#3 @ 30 \text{ cm}$$

Para la dirección contraria se colocará el acero requerido por cambios volumétricos.

$$a_s = \frac{660 * 15}{4200 * (15 + 100)} = 0.02 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$A_s = 2.0 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad 3\#3$$

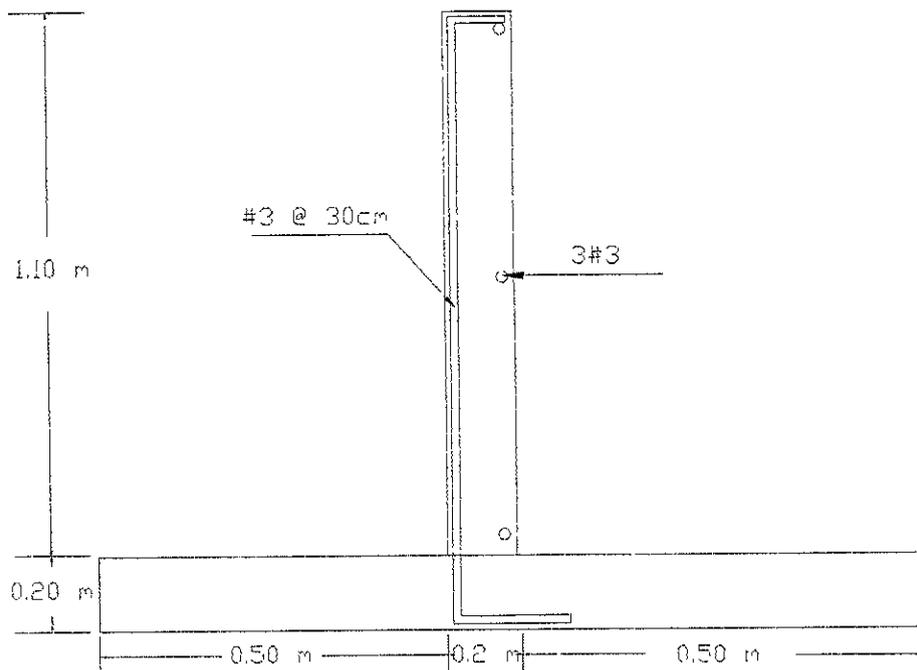


fig. 1.33. Acero de muro.

- Revisión de la zapata

Considerando que rige la resistencia como losa de la zapata, el Cortante se calcula con la expresión siguiente.

$$V_{CR} = F_R \sqrt{f_c} b_o d$$

$$b_o = 2((20 + 15) + (100 + 15)) = 300 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = 0.8 * \sqrt{250} * 300 * 15 = 56920.99 \text{ kg} = 56.92 \text{ ton}$$

La resistencia como losa P_{CR} es:

$$P_{CR} = rA = \frac{V_{CR}}{A_1} A = V_{CR} = 56.92 \text{ ton}.$$

Suponiendo que rige la resistencia como viga.

$$\rho < 0.01; \text{ por lo tanto } V_{CR} = F_R(0.2 + 30\rho)\sqrt{f_c} bd$$

$$V_{CR} = 0.8 * (0.2 + 30 * 0.00052) * \sqrt{(0.8 * 250)} * 120 * 15 = 4390.62 \text{ kg} = 4.39 \text{ ton}$$

$$r = \frac{V_{CR}}{A_2} = \frac{4390.62}{100 * 20} = 2.19 \text{ kg/cm}^2; \quad P_{R/VGA} = rA = 2.19 * 120 * 100 = 26343.72 \text{ kg} = 38.49 \text{ ton} < 56.92 \text{ ton}$$

Por lo tanto rige la falla como viga, por lo que la falla es por penetración.

$$\text{Carga por penetración} \Rightarrow w = 0.8132 + (0.3 * 1.1 * 2.4) = 1.605 \quad \text{Carga}_{PENETRACIÓN} = \frac{1.605 * 1^2}{2} = 0.802 \text{ ton}$$

Resistencia como viga (a la penetración) = 38.49 ton

38.49 ton > 0.802 ton, por lo tanto no falla por penetración

- Revisión de la unión muro zapata
- Aplastamiento

$$A_1 = 20 * 100 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \left(20 + \left(2 \frac{10}{\tan 45^\circ} \right) \right) * (100 + 20) = 4800 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{4800 / 2000} = 1.55 < 2$$

$$P_n = 0.85 * 250 * 2000 * 1.55 = 658407.17 \text{ kg} = 658.4 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.7 * 658.40 = 460.9 \text{ ton}$$

$$P_U = 1.605 \text{ ton}; \Rightarrow \phi P_n > P_U \quad \text{por lo tanto no falla por aplastamiento.}$$

- Cortante por fricción.

V_U : fuerza cortante ultima

$$\phi = 0.85$$

$V_n \Rightarrow$ resistencianominal

μ , coeficiente de fricción entre el muro y la zapata, para concreto colado monolíticamente = 1.4

$$A_{iF} = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 1.4 * 4.26 * 4200 = 25048.8 \text{ kg} = 25.04 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 25.04 = 21.29 \text{ ton}$$

$$V_U = 1.4 * 4.577 = 6.408 \text{ ton}$$

Por lo tanto $V_U \leq \phi V_n$, no falla por cortante de fricción.

El acero definido anteriormente tanto de la zapata como el del muro se colocará en dos capas, ya que el reglamento de construcciones así lo pide.

El diseño estructural del muro queda como sigue:

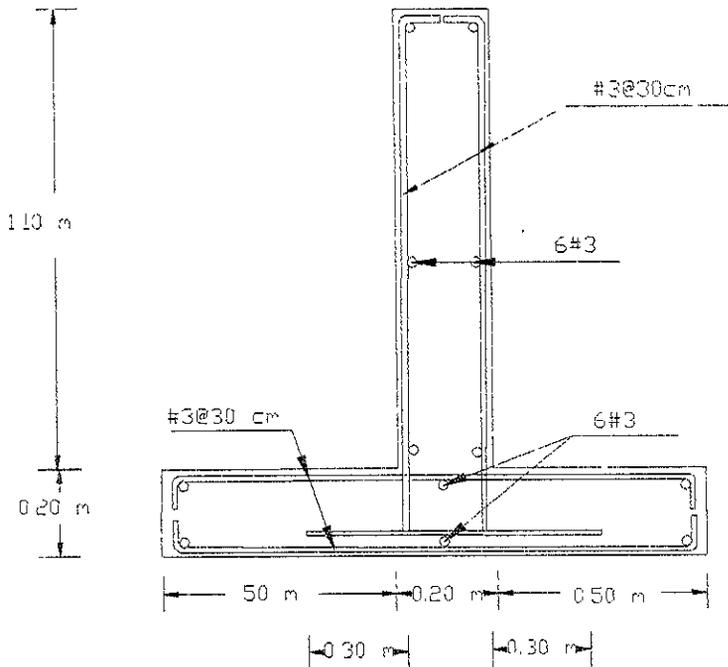


fig. 1.34. Armado y dimensiones de muro de contención.

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN SUJETO A UNA CARGA MENOR (DE MAMPOSTERIA).

De igual forma como se ha venido haciendo en los dos muros anteriores se eligió el muro con una mayor altura, siendo para éste caso el de 1.33 m

Generalmente se emplean muros de mampostería de piedra como contención cuando la descarga axial y la capacidad del terreno es apreciable. Su dimensionamiento se basa usualmente en reglas empíricas de tipo geométrico, aunque es posible realizarlo con base en la revisión de la resistencia ante distintos estados límite. Para éste caso no se tiene una fuerza axial al muro considerable (solo su peso propio), únicamente actúa el empuje del relleno.

Para el muro de contención se propone la siguiente sección:

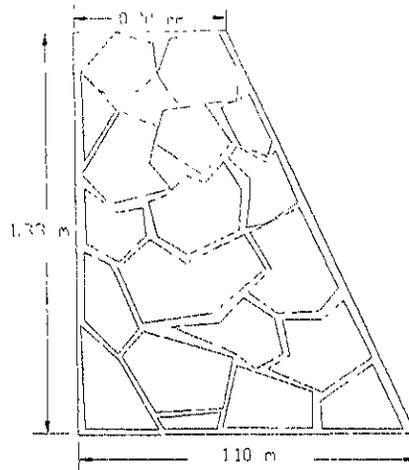


fig. 1.35. Dimensiones iniciales propuestas de muro de mampostería

- Determinación del empuje.

$$E = \frac{1}{2} \gamma' K_A H^2 - 2cH \sqrt{K_A} = \left(\frac{1}{2} * 2.317 * 0.83966 * 1.33^2 \right) - (2 * 0.3 * 1.33 * \sqrt{0.83966}) = 1.00 \text{ ton/m}$$

- Revisión por volteo.

El momento de volteo con respecto al punto O es de $M_V = 1.00 * \left(\frac{1.33}{3} \right) = 0.44 \text{ ton.m}$

El momento resistente es el que generan las fuerzas siguientes:

Fuerza [ton/m]	Brazo de palanca [m]	Momento [ton]
$((1.10+0.3)1.33/2)*2.2=2.05$	0.44	0.901

$$FS_{CV} = \frac{M_R}{M_V} = \frac{0.901}{0.44} = 2.05 > 1.5$$

Por lo tanto se acepta la sección para resistir el momento de volteo.

- Revisión por deslizamiento.

$$FR = \mu \Sigma F_v = 0.4 * 2.05 = 0.82 \text{ ton}$$

$$F_D = 0.44 \text{ ton/m}$$

$$F.S._{CD} = \frac{0.82}{0.44} = 1.86 > 1.5$$

Por lo tanto la sección es adecuada para soportar el deslizamiento.

La sección propuesta del muro de contención de mampostería es adecuada para resistir el empuje al que es sometido.

1.5.5. Propuesta de suelo-cemento.

El suelo-cemento es una mezcla de suelo pulverizado o de material granular, cemento y agua. La resistencia queda confinada a la cohesión, la cual depende, del grado de compactación y fundamentalmente del contenido de humedad y de la forma en que este repartida ésta.

En este caso se encontró que debido a la diferencia de niveles entre las plataformas se debían considerar muros de contención hasta de 1.54 m sometidos a un empuje alto ocasionado por el material de relleno. Con el fin de reducir éste efecto, se pensó en esta opción que además de garantizar una estabilidad mayor, reduce considerablemente el empuje hacia el muro de contención.

El suelo-cemento se usa principalmente como capa de base para caminos, calles, aeropuertos y áreas para estacionamiento. Normalmente, se coloca sobre esa base una capa de rodamiento bituminosa o de concreto hidráulico. El suelo-cemento también se emplea para sub-bases de pavimentos de concreto, para la defensa de taludes en presas y terraplenes de tierra, para revestimientos de presas y para la estabilidad de cimentaciones.

El tipo de suelo que se puede usar en el suelo-cemento puede ser casi cualquier combinación de arena, limo, arcilla, y gravas naturales o rocas trituradas, considerando para este caso un limo arcilloso conocido como tepetate.

El suelo-cemento deberá tener una humedad suficiente para lograr una compactación máxima. Para los suelos plásticos, como por ejemplo los limo-arcillosos, las proporciones recomendadas son: 1 parte de cemento; 8 a 10 partes de suelo; 3 partes de agua (dadas en volumen).

La proporción de agua va a depender del grado de humedad del suelo en el momento de la preparación de la mezcla, pero como recomendación el material suelo-cemento debe colocarse en estado de licuación y durante las primeras 24 horas es esencial que no le falte humedad.

Los taludes de las paredes laterales no deben exceder la relación 1:1 (uno en vertical y uno en horizontal), lo cual permite una aplicación del material sin inconvenientes.

No son necesarias las juntas de contracción y dilatación (como en el caso del concreto) porque el material logrado es muy plástico. También se debe procurar que no existan uniones de paredes con aristas, sólo terminaciones redondeadas para ayudar a distribuir uniformemente las presiones del agua almacenada.

No se deben dejar restos vegetales ni terrones no disueltos de tierra cuando se hace el suelo-cemento, ya que esto con el tiempo provoca huecos en el material por donde se puede filtrar el agua almacenada.

Con todo lo anterior se define la dosificación a emplear, 1:9:3, una parte de cemento, nueve partes de suelo y tres de agua (dadas en volumen). Originando la siguiente dosificación que se empleó en el campo:

Cemento [sacos]	Suelo [m ³]	Agua [litros]
21	7	2330

La colocación del suelo-cemento es en estado de licuación, quedando en la pendiente del terreno como sigue:

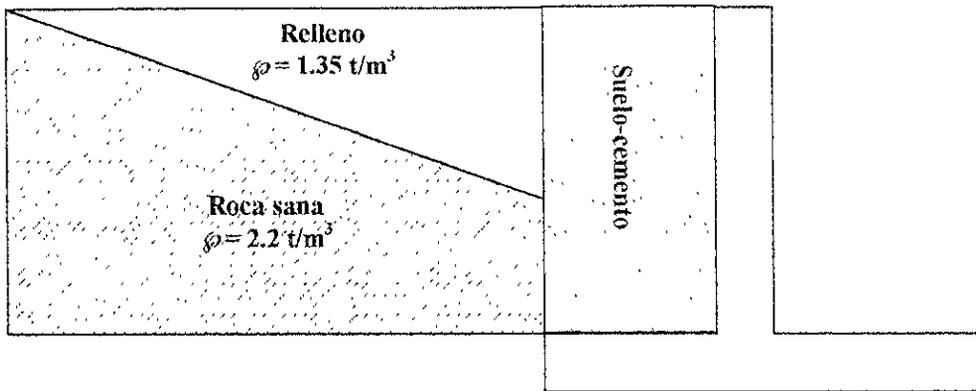


fig. 1.36. Ubicación de suelo-cemento.

El suelo-cemento se colocará sobre la zapata del muro de contención con el fin de generar un empuje menor sobre el muro, y un peso mayor sobre el mismo disminuyendo así el efecto de volteo en el muro.

El aumento en la resistencia a la compresión simple con el tiempo, de varios tipos de suelos es la siguiente:

Tipo de suelo	Resistencia a la compresión simple [kg/cm ²]	
	7 días	28 días
Gravas y arenas	21-42	28-70
Suelos limosos	17-35	21-63
Suelos arcillosos	14-28	18-42

2. Reconocimiento del terreno.

Las condiciones en que se encontró el terreno fue la siguiente: el terreno se encontraba rodeado por arboles en prácticamente todo su perímetro, así como en un 70% de su superficie cubierto por escombros que no podía usarse como base para el relleno de las plataformas.

2.1. Limpieza del terreno

Para la limpieza del terreno se contrató un cargador frontal, y a cuatro camiones de volteo de 7 m^3 de capacidad, para lo cual se consideró un tiro de 2 Km. debido a la ubicación del material se hizo una pequeña brecha para el paso de los camiones. El rendimiento tanto de los camiones como del cargador fue el siguiente:

Elemento	Rendimiento [m^3/hr]
Cargador frontal	64.00
Camión 1	16.00
Camión 2	16.00
Camión 3	16.00
Camión 4	16.00

El terreno debió quedar totalmente libre del escombros y de cualquier otro elemento que interfiriese para la libre realización de la obra, aunque se tenía el problema de la interferencia de los arboles tanto para la construcción de la unidad como de la poligonal. En un acuerdo que hizo la constructora con las autoridades municipales decidieron sembrar 10 arboles dentro de la unidad por cada uno que se talara, además de cuidar su desarrollo; por lo que se usó un cargador frontal con retroexcavadora para tratar de rescatar el mayor número de arboles posible, logrando transplantar un 45% de éstos.

2.2. Ubicación de los límites de la poligonal.

Una vez con el terreno casi totalmente limpio se procedió a la ubicación de los límites de la poligonal, por lo que en común acuerdo con los vecinos del lugar, las autoridades y el dueño se ubicaron los límites de la poligonal basándose en mojoneras, hechas de concreto y una varilla en el punto que se ubicaría el vértice del terreno (ver figura 2.1), para después marcarlo con pintura de spray rojo para hacerlo más visible, marcando en esta uno de los sellos del ayuntamiento.

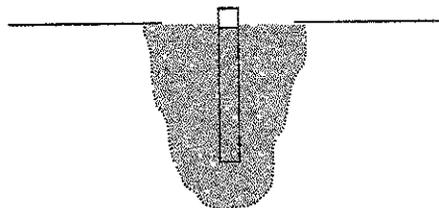


fig. 2.1. La mojonera es un tanto rústica, además de parecer un tanto frágil, pero esto se contrarresta con el nivel que se tiene del terreno.

Ubicadas todas las mojonearas su distribución quedo con las medidas que se muestran a continuación, así como de la secuencia que se muestra en la figura general.

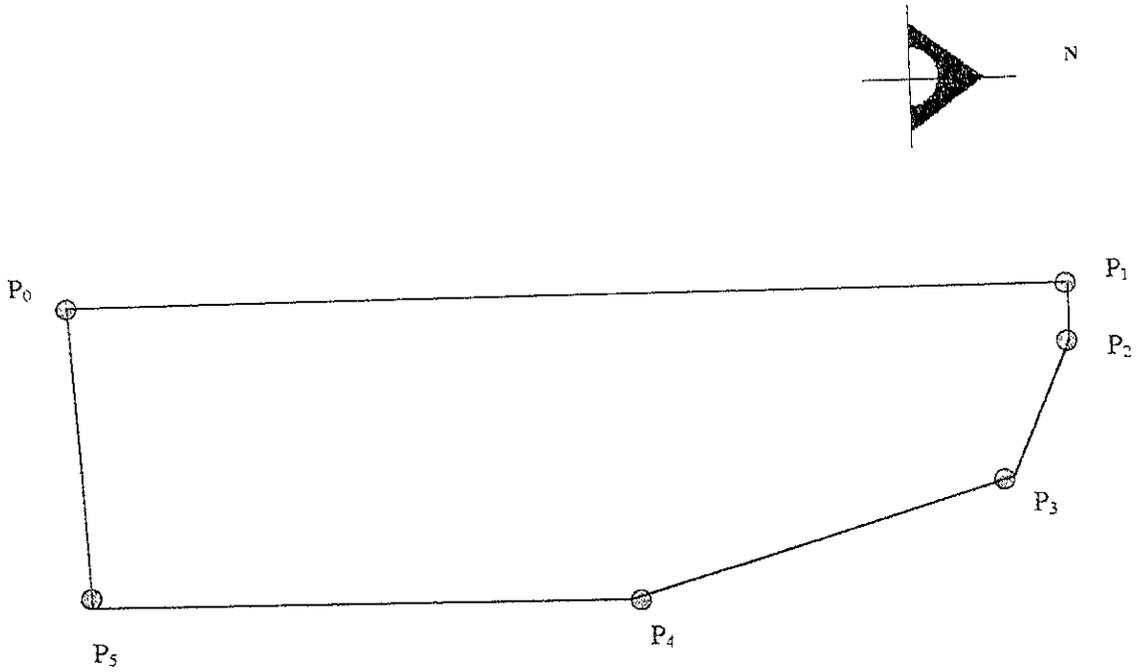
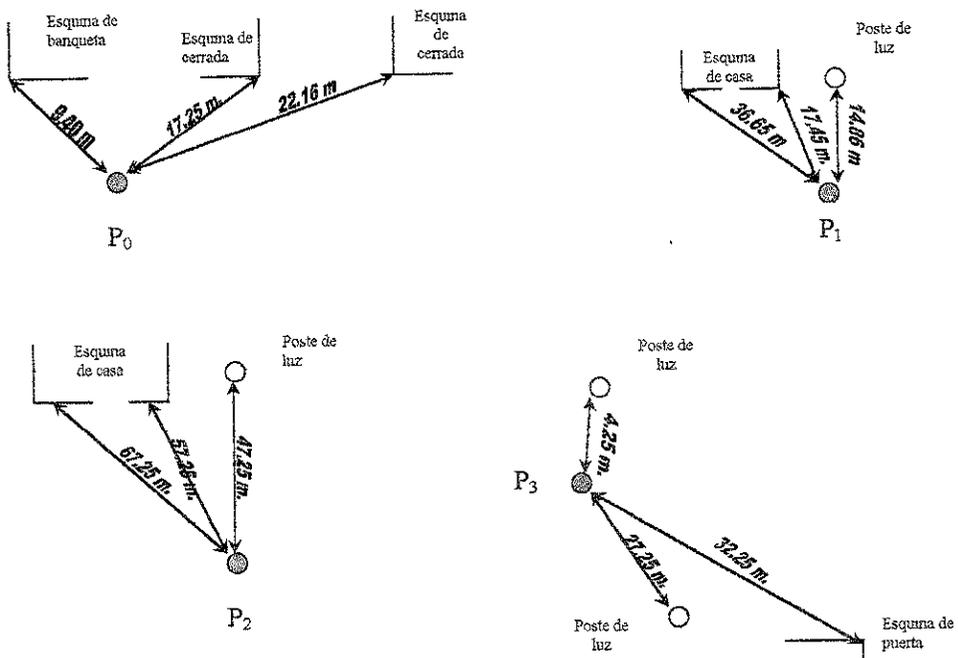


fig. 2.2. Figura general de ubicación de mojonearas



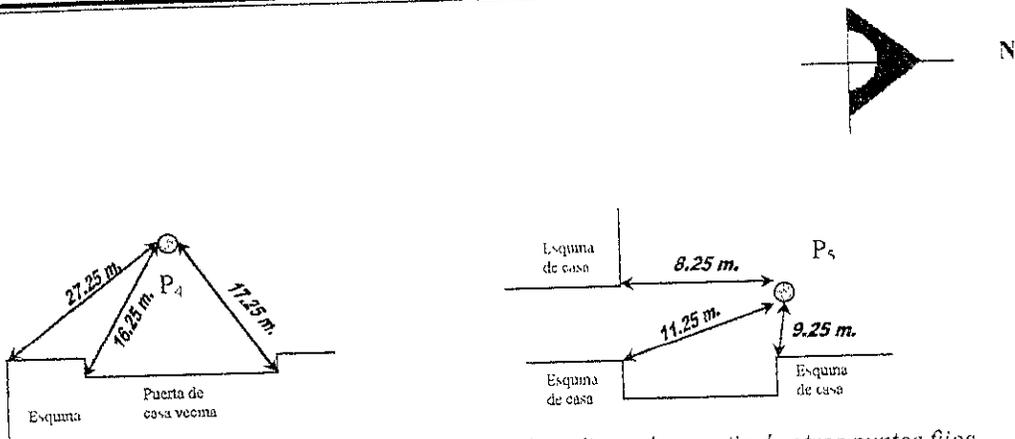


fig. 2.3. Ubicación de los vértices de la poligonal, a partir de otros puntos fijos.

Como se puede observar todos y cada uno de los puntos de la poligonal se pueden ubicar a partir de otros conocidos fijos, siendo necesaria antes la señalización de dichos puntos, a partir de los cuales es más sencilla la ubicación y levantamiento de la poligonal.

3. Levantamiento topográfico del terreno

Para el levantamiento topográfico del terreno se debió considerar una brigada de 7 elementos conformada por 1 topógrafo, 1 aparatista, 2 cadeneros y 2 peones, pero por la escasez de personas capacitadas en el lugar se contó únicamente con 1 topógrafo, 1 aparatista, y 2 peones. Del equipo a usar se solicitaron un tránsito de plomada óptica, 1 nivel con sus respectivo tripie cada uno, 4 plomadas de precisión, clavos de 3 pulgadas, 1 machete, pintura fluorescente de spritc, 2 macetas, 1 cinta métrica metálica de cruceta de 30 m, 1 carrete de hilo de nilón, cal y cinta adhesiva para la señalización de puntos de referencia.

3.1. Construcción de la poligonal en campo

Para la construcción de la poligonal en campo se usaron como puntos únicos los definidos como mojoneras, siendo de gran ayuda el tener el terreno limpio en todo su perímetro, así como de toda su área, haciendo el recorrido de este en el mismo orden en que estaban clasificadas las mojoneras.

Los siguientes pasos son prácticamente los mismos que se hicieron en cada uno de los vértices de la poligonal, para el centrado y nivelación del tránsito.

- La altura de las patas del tripie se hace de acuerdo a la estatura de la persona que va a ser el aparatista, aproximadamente dejarla a la altura del estomago
- Se atornilla el tránsito en el plato del tripie, cuidando que ambos platos coincidan.
- Centrar el tripie con su respectiva plomada en el vértice de la poligonal.
- Clavar las patas del tripie y centrar de manera más aproximada en el vértice subiendo o bajando las patas del tripie, manteniéndolas fijas en el terreno, únicamente aflojando los tornillos de cada pata.
- Nivelar el aparato.
- Fijar el movimiento general horizontal, aflojar el vernier vertical para aproximar con el movimiento general y colocarlo exactamente en 180° con el particular del vertical, fijar el movimiento general.
- Visar por la mira para centrar el tránsito con la plomada óptica.
- En caso de no estar centrado, aflojar el aparato del tripie para centrar de manera manual, nivelar nuevamente.
- Si aún después de nivelar no estar centrado, repetir nuevamente desde el paso anterior hasta lograr un centrado y nivelado adecuado.

Para la medición de los ángulos se efectuaron los siguientes pasos:

- Suelte ambos movimientos del tránsito y aproxime el cero en el vernier horizontal, para después apretar el movimiento general del horizontal y aproximar en forma exacta con el tangencial del horizontal.
- Apretar el vernier horizontal y visar el punto A (*ver fig. 3.1.*), aproximar con el tangencial del horizontal, de forma tal que se ajuste el hilo vertical de la retícula sobre la línea de la plomada.
- Aflojar el tornillo del vernier horizontal y aproximar al punto B (*ver fig. 3.1.*), para visar en forma exacta el punto B con el tangencial del horizontal, de forma tal que se ajuste el hilo vertical de la retícula sobre la línea de la plomada.

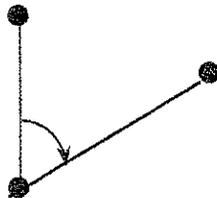


fig. 3.1. Medición de ángulos.

Teniendo visado uno de los vértices de la poligonal, se usa el aparato para hacer el alineamiento respectivo al cadenamamiento para la medición de las distancias correspondientes, esto se hace de una manera tal que al hacer la medición no se hagan a distancias grandes y que no se puedan efectuar de manera correcta, es

decir, si se tiene una distancia de 29 m en la que muchas veces es difícil evitar la catenaria en la cinta debido a la distancia, se hacen 2 mediciones de aproximadamente 15 m las cuales son alineadas con el tránsito. Al girar el vernier horizontal para verificar un ángulo, también se usa el tránsito para alinear el cadenamamiento de esa distancia.

Una vez medidos los ángulos internos, las distancias entre vértices de la poligonal y la orientación magnética de una de las líneas de la poligonal, se revisa en forma rápida que las mediciones de los ángulos respeten al menos la condición angular:

$$\sum_{\text{ángulos int}} = 180^{\circ}00' (n - 2)$$

Para este caso se obtuvieron las siguientes mediciones:

Estación	Angulo	Lado	Distancia [m]
P ₀	82°50'	P ₀ -P ₁	208.710
P ₁	115°26'	P ₁ -P ₂	40.120
P ₂	93°17'	P ₂ -P ₃	56.670
P ₃	162°06'	P ₃ -P ₄	36.251
P ₄	169°50'	P ₄ -P ₅	130.740
P ₅	96°31'	P ₅ -P ₀	71.210
Σ	720°00'	Σ	543.701

Substituyendo en la formula de la condición angular:

$$720^{\circ} = 180^{\circ}(n - 2) = 180^{\circ}(6 - 2) = 720^{\circ}$$

como se puede observar se cumple con la condición angular de que la sumatoria de los ángulos internos de una poligonal es igual a la multiplicación del número de lados menos 2 por 180°; más tarde se harán otras revisiones teóricas de las mediciones hechas (ver el inciso número tres de este capítulo).

3.2. Nivelación.

Cada vez que se hizo la medición de una de las distancias de la poligonal se marcaron distancias de cada 10 m, es decir para hacer una nivelación correcta del terreno, se cuadrículo el terreno en distancias de 10 m, tomando una envolvente totalmente cuadrada (ver figura 3.2).

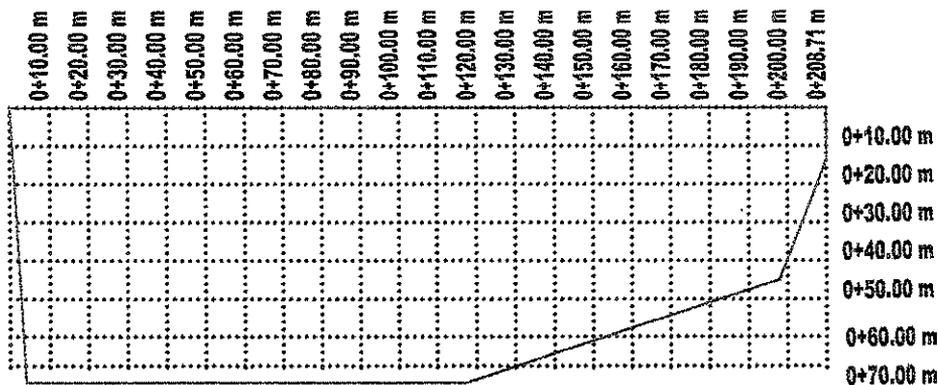


fig. 3.2. Cuadrícula que se marco en el terreno para hacer una nivelación más precisa.

Como se puede observar en la figura se tomo como referencia el lado más grande de la poligonal, con el fin de envolverla toda y así en los puntos de intersección de éstas marcas tomar la nivelación

Teniendo los puntos de los cuales se iban a tomar los niveles, por principio de cuentas se estableció un banco de nivel a partir del cual se tomarían todos los niveles de la obra, una de las características del banco debía ser que los niveles de la calle existente fuesen coherentes con éste, es decir, los niveles tomados a partir del banco de la calle debían ser cerrados (100, 1000); para éste caso el banco de nivel se decidió estuviese en la esquina de la banqueta de la calle existente (ver figura 3.3).

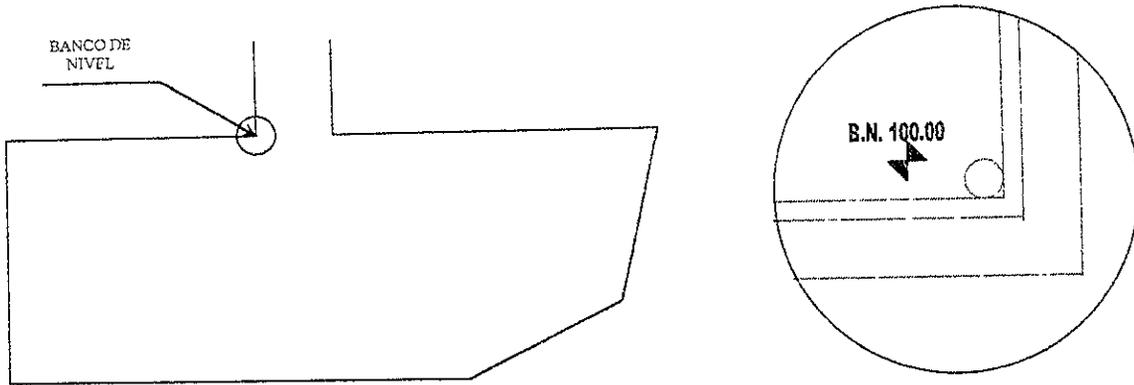


fig. 3.3. Ubicación del banco de nivel

Además del banco de nivel propuesto y a partir de este se rodeo el terreno de niveles con el objetivo de no tomar lecturas muy lejanas que ocasionaran fallas por lecturas tomadas en distancias grandes (ver fig. 3.4)

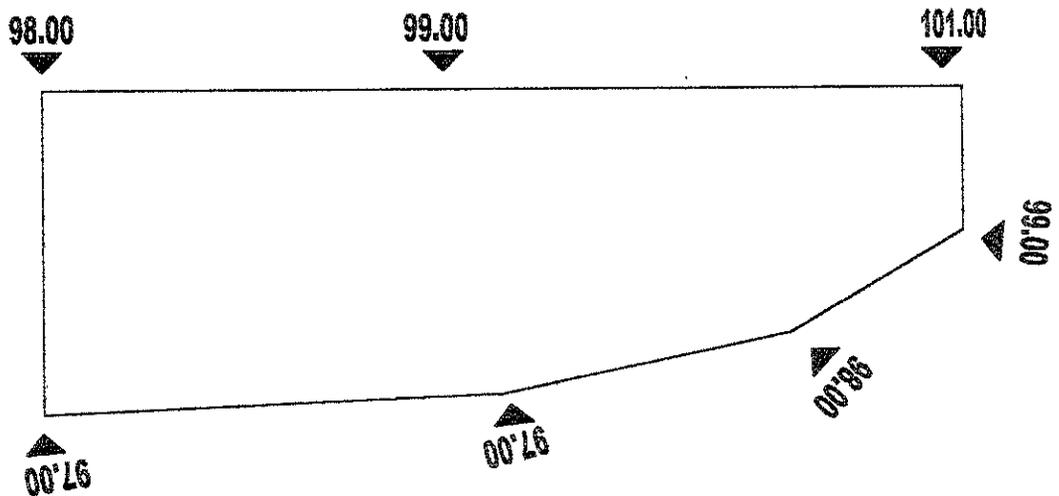


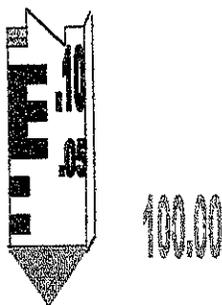
fig. 3.4. Bancos de nivel colocados alrededor del terreno

Para ejecutar la nivelación se realizan los siguientes pasos:

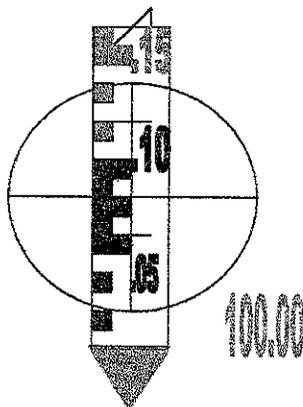
- El centrado del aparato se hace únicamente en el caso que se desee tomar el nivel de un punto en específico, o así convenga para el aparatista, siendo esto no necesario para fines prácticos.
- El aparato se coloca regularmente en un sitio en el que se domine prácticamente todo el terreno, es decir que sea el más alto y en el que se dominen todos los puntos en los que se quiera tomar la nivelación.
- Para este caso se realizó la nivelación del terreno en los puntos que se marcaron en el momento de hacer la medición de las distancias del terreno.
- Una vez colocado el nivel en el lugar deseado, se nivela.
- Se toma la altura del aparato, considerando la siguiente tabla que nos proporciona de manera casi directa la altura del aparato:

Estación	Punto Visado	Altura de Aparato	+	-	COTA
1	B.N.(100)	100.53	0.53		
1	1	100.53		1.23	99.3

- Se visa el estadal que se coloca en el banco de nivel más cercano al nivel



- El nivel del aparato será aquel en el que coincida el hilo horizontal con alguna de las medidas marcadas en el estadal

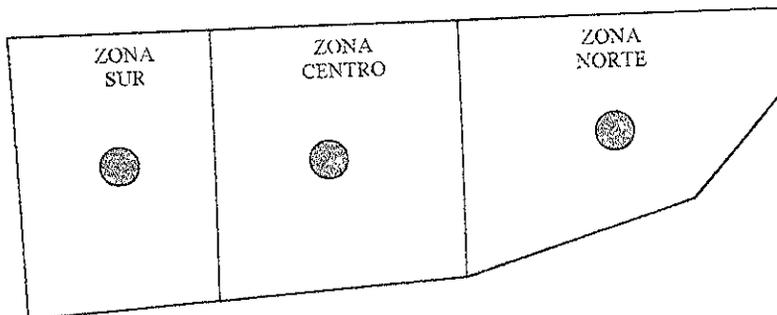


ESTA FESIC NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

- Una vez tomada la lectura en el nivel, se determina por medio de una simple suma la cota del aparato, siendo para este ejemplo la cota siguiente:

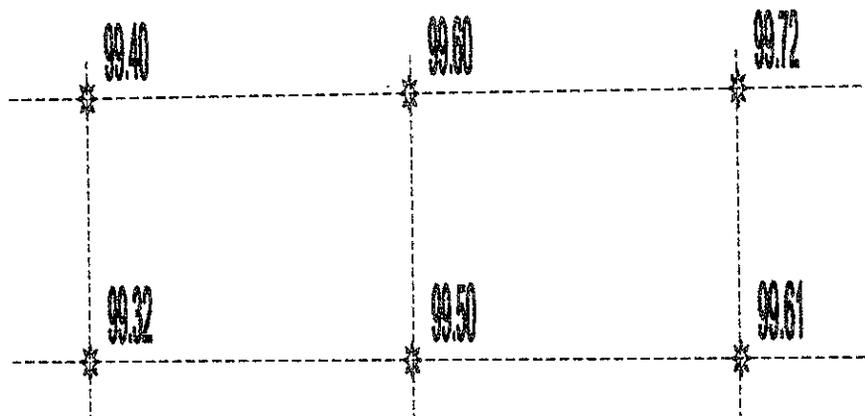
$$100 + 0.08 = 100.08$$

- Debido lo largo del terreno, se debieron realizar tres estaciones para la ejecución de la nivelación una en la parte sur del terreno, otra en el centro del mismo, y la última en la parte norte del mismo



Teniendo las lecturas deseadas de los niveles, se calculan lo que se conocen como curvas de nivel, siguiendo el procedimiento que a continuación se muestra:

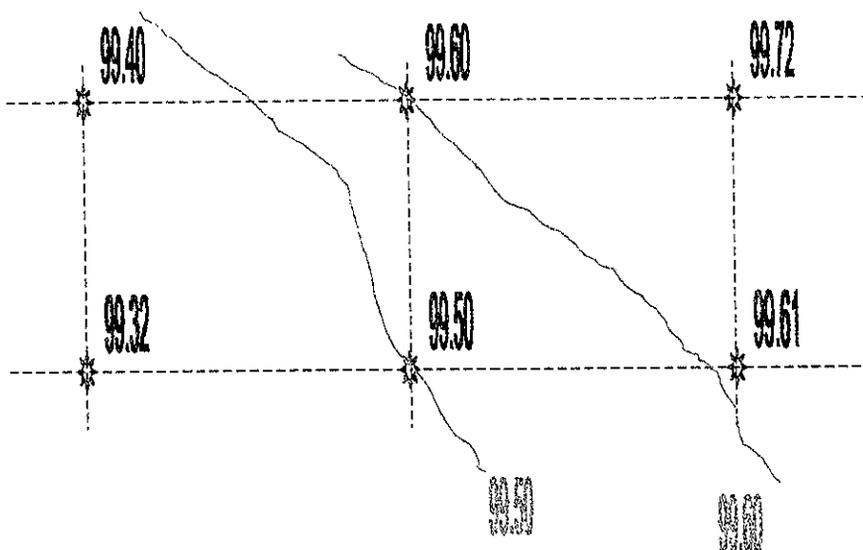
Veamos un par de cuadrantes para determinar entre ellas las curvas de nivel;



Si deseamos marcar la curva perteneciente al nivel de 99.50 y de 99.60, se realiza una simple expresión. Lógicamente la curva pasará por el vértice del centro, y si deseamos la de 99.50, ésta pasará entre los vértices de 99.60 y 99.40 a la mitad de la distancia, y la de 99.60 entre los vértices de 99.61 y 99.50, para la distancia de 10 m a que están los vértices, se tiene una diferencia de 0.11 m, y se desea saber la distancia a partir del vértice de 99.50 a que distancia esta la diferencia de 0.10 m o a partir del de 99.61 la distancia para una diferencia de 0.01 m:

$$\frac{10}{(99.61 - 99.50)} = \frac{x}{(99.60 - 99.50)} \Rightarrow x = 9.09 \text{ m}$$

De la misma forma se hace para todos los vértices y las curvas de nivel deseadas. Para el ejemplo de los dos cuadrantes las curvas de nivel deseadas se observan en la figura siguiente.



3.3. Realización del reporte topográfico

Una vez teniendo todos y cada uno de los datos necesarios para el cálculo de la poligonal en gabinete, así como de las curvas de nivel se deben organizar todos y cada uno de estos en cuadros y tablas para su mejor comprensión.

A partir de los lados de la poligonal y del rumbo de un de los lados de está se obtuvieron los rumbos de los demás lados;

Lado	Rumbo	ϕ	Vértice
R ₀ -R ₁	NE1°00'	82°50'	R ₀
R ₁ -R ₂	NE65°34'	115°26'	R ₁
R ₂ -R ₃	SE27°43'	93°17'	R ₂
R ₃ -R ₄	SE9°49'	162°06'	R ₃
R ₄ -R ₅	SW0°21'	169°50'	R ₄
R ₅ -R ₀	SW83°50'	96°31'	R ₅

- Cálculo de los rumbos de la poligonal

Rumbo	R ₀ -R ₁	=	NE1°00'
Azimut	R ₁ -R ₀	=	181°00'
Ángulo	R ₁	=	115°26'
Azimut	R ₁ -R ₂	=	65°34'
Rumbo	R ₁ -R ₂	=	NE65°34'
Azimut	R ₂ -R ₁	=	245°34'
Ángulo	R ₂	=	93°17'
Azimut	R ₂ -R ₃	=	152°17'
Rumbo	R ₂ -R ₃	=	SE27°43'
Azimut	R ₃ -R ₂	=	332°17'
Ángulo	R ₃	=	162°06'
Azimut	R ₃ -R ₄	=	170°11'

Rumbo	R_1-R_2	=	$SE9^{\circ}49'$
Azimut	R_4-R_3	=	$350^{\circ}11'$
Ángulo	R_4	=	$169^{\circ}50'$
Azimut	R_4-R_5	=	$180^{\circ}21'$
Rumbo	R_4-R_5	=	$SW0^{\circ}21'$
Azimut	R_5-R_4	=	$0^{\circ}21'$
Ángulo	R_5	=	$96^{\circ}31'$
Azimut	R_5-R_0	=	$263^{\circ}50'$
Rumbo	R_5-R_0	=	$SW83^{\circ}50'$
Azimut	R_0-R_5	=	$83^{\circ}50'$
Ángulo	R_0	=	$82^{\circ}50'$
Azimut	R_0-R_1	=	1°
Rumbo	R_0-R_1	=	$NE1^{\circ}00'$

La principal característica de las poligonales cerradas es que la suma algebraica de sus proyecciones N y S debe ser igual a cero, lo mismo debe suceder con E y W; es decir, la suma de las proyecciones N y S, lo mismo que las E y W debe ser iguales, en caso que resulten diferentes se hará en forma inmediata el cálculo de los coeficientes k_x y k_y , para poder hacer las proyecciones corregidas y posteriormente las coordenadas que es el objetivo de la plantilla de cálculo.

Este proceso recibe el nombre de compensación de una poligonal.

Para este caso existen dos métodos uno llamado el método de la brújula y otro el método del tránsito, el que generalmente se usa con mayor frecuencia y se caracteriza por tener dos condiciones.

1. Se considera que los errores en el levantamiento son accidentales.
2. Los errores varían con la raíz cuadrada de la longitud de los lados, por lo que se corrigen proporcionalmente a dichas longitudes.

En la regla del tránsito para compensaciones también se consideran dos características.

1. Los errores en el levantamiento son accidentales.
2. Las medidas de los ángulos son más precisas que las medidas de las distancias.

Usando el método de la brújula, primero se obtiene el valor de la precisión:

$$P = \frac{el}{\Sigma lados} = \frac{\sqrt{dx^2 + dy^2}}{\Sigma lados} = \frac{\sqrt{(36.02^2 + 13^2)}}{54570.1} = \frac{38.294}{54570.1} \approx \frac{1}{1500}$$

Como se puede observar la precisión es de casi uno entre mil quinientos, siendo mayor a la que pidió el banco, en este caso era de uno sobre quinientos.

Las correcciones en x y y serán entonces:

$$k_x = \frac{d_x}{\Sigma lados} = \frac{36.02}{54570.10} = 8.600 \times 10^{-4}$$

$$k_y = \frac{d_y}{\Sigma lados} = \frac{13.00}{54570.10} = 2.382 \times 10^{-4}$$

De igual forma las correcciones que se obtuvieron son muy pequeñas, lo que se observa en las proyecciones corregidas de la plantilla de cálculo; después de ser "cerrada" la poligonal se obtienen las coordenadas de cada vértice, siendo conveniente asignar al 1^{er} vértice al que se hizo estación unas coordenadas arbitrarias, preferentemente con valores en centenas de números completos, a fin de que no se tengan coordenadas negativas.

Lado	Rumbo	Distancia [m]	ϕ	Proyecciones				Proyecciones Corregidas				Coordenadas		Vertice
				N [m]	S [m]	E [m]	W [m]	N [m]	S [m]	E [m]	W [m]	X [m]	Y [m]	
R ₀ -R ₁	NE1°00'	208 710	82°50'	208 678		3 643		208 735		3 652		100 000	100 00	R ₀
R ₁ -R ₂	NE65°34'	40 120	115°26'	16 595		36 527		16 599		36 618		103 651	308 735	R ₁
R ₂ -R ₃	SE27°43'	55 670	93°17'		49 280	25 892			49 269	25 956		140 269	325 335	R ₂
R ₃ -R ₄	SE9°49'	36 251	162°06'		35 720	6 181			35 710	6 196		166 226	276 066	R ₃
R ₄ -R ₅	SW0°21'	132 740	169°50'		132 640		0 8102		132 601		0 808	172 422	240 356	R ₄
R ₄ -R ₀	SW85°50'	72 210	96°31'		7 760		71 792		7 7547		71 614	171 614	107 754	R ₄
Σ		545 701	Σ	225 273	325 4	72 243	72 602	225 334	225 334	72 422	72 422	100 000	100 000	R ₀

Plantilla de cálculo de las coordenadas de la poligonal

La construcción del plano se puede efectuar de varias maneras. Por transportador, por cuerdas, por tangentes y por coordenadas; a pesar de que se usó el método de las coordenadas, se explicara de forma breve los otros tres métodos.

El método del transportador consiste en hacer uso como su nombre lo dice de un transportador, el cual se coloca en un punto determinado al que llamaremos M (ver fig. 3.5), cualquiera de los lados de una escuadra e, d, se pone en contacto con el centro del transportador y con el grado del rumbo deseado (en este caso se supondrá construir una línea AB que tuviera N15°E y 300 m de distancia). Enseguida se hace coincidir una regla larga RR con el lado em de la escuadra, y bien fija esta regla, se hace correr la escuadra hasta que el vértice A esté en contacto con el costado ed de la escuadra. Se traza una recta indefinida AC, y sobre ella partiendo de A se toma AB=300 m (reducidos a la escala), y el punto B es el buscado.

Uno de los inconvenientes de este método es que por la falta de precisión de los transportadores es prácticamente imposible hacerlo para medidas dadas en minutos, haciéndolo de manera aproximada y no con la precisión que se requiere para un plano.

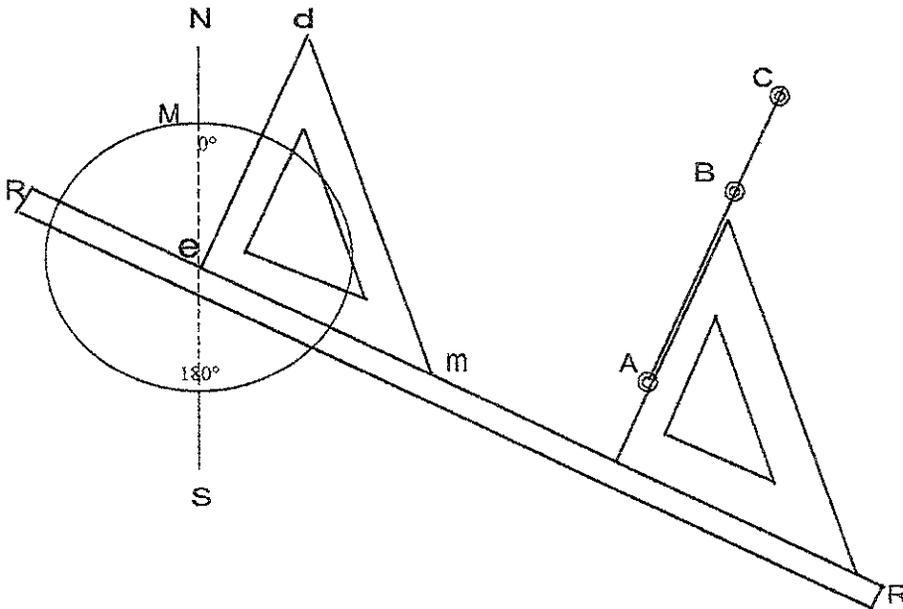


fig. 3.5. Ubicación de transportador, regla y escuadras para trazo de una línea de la poligonal.

Para la construcción por cuerdas es necesario tener una tabla de cuerdas que nos evita el trabajo de calcular cada una de ellas. Las tablas traen valores de las cuerdas por cada ángulo, y varían de minuto en minuto.

En todas estas tablas, la longitud de la cuerda esta expresada en partes de radio, y éste se toma como unidad, hay que multiplicar el valor de la cuerda que dan las tablas, por el radio que se adopte para la construcción.

Supongamos que se quiere construir un ángulo de $37^{\circ} 45'$ con un radio de 0.20 m. Las tablas nos dan para $37^{\circ} 45'$ y $R=1$, cuerda= 0.647, pero como adoptamos $R=0^m.20$, tendremos:

$$\text{cuerda} = 0.647 \times 0.20 = 0.1294 \text{ ó } 13 \text{ cm}.$$

Por ejercicio construiré el triángulo ABC (ver fig. abajo), cuyos datos son:

$$AB = 540 \text{ m} \quad \text{ángulo } A = 37^{\circ} 45' \quad \text{ángulo } B = 39^{\circ} 20' \quad R = 0.20 \text{ m}$$

Sobre una recta indefinida mm' medimos $AB' = 0.20 \text{ m}$. Desde A como centro, se traza un arco de círculo $B'N'$, y desde B' otro arco AM , ambos con un radio = 0.20 m

Para trazar el ángulo $A=37^{\circ} 45'$, se busca la cuerda en las tablas que dan: cuerda de $37^{\circ} 45' = 0.647$, la cual tenemos que multiplicar por $0.20 = 13 \text{ cm}$. Desde B' como centro y con un radio de 0.13 m, trazamos un arco que cortará a $B'N'$ en N' . Se tendrá el ángulo $N' A B' = 37^{\circ} 45'$. Ahora construiremos el ángulo en $B' = 39^{\circ} 20'$. La cuerda de tablas = 0.673, la debo multiplicar por $R = 0.20 = 0.13$. Con la cuerda de 13 mm y haciendo centro en A, marcó la intersección M, trazó en seguida la recta MB' . La intersección de las rectas HAN' y $B'M$, nos marca el punto C' que será el tercer vértice de un triángulo que será semejante al que queremos construir, por tener sus ángulos iguales.

Para construir el verdadero triángulo, suponiendo una escala de 1:10000, siendo la base $AB = 540 \text{ m}$, la reduciré a escala, y su longitud en el papel será:

$$\frac{540}{10000} = 0.054$$

Desde A hacia B' tomo la longitud de 54 mm hasta B, que será el segundo vértice del triángulo por construir, y por este punto trazamos $B'A'$ paralela a $B'M'$. Esta paralela cortará en C a la recta AN' , y este punto C nos determinará el tercer vértice del triángulo buscado ABC.

Si se quiere continuar la construcción de un triángulo adyacente, que estuviera apoyado sobre el lado BC, entonces habría que prolongar BC hasta hacerlo igual a 20 cm, para construir sobre él de idéntica manera a como se hizo antes.

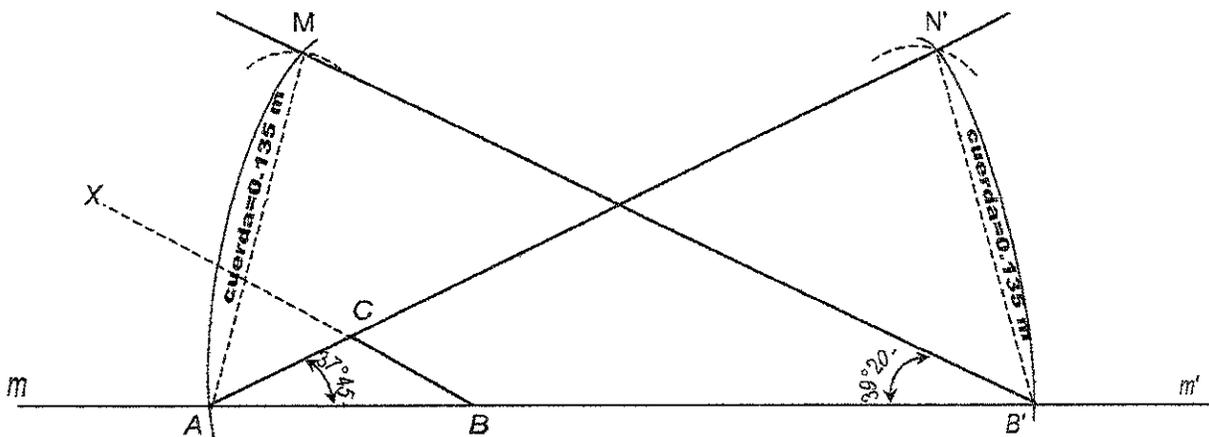


fig. 3.6. Construcción de un lado de la poligonal por el método de las cuerdas.

Si para construir se quisieran emplear tangentes en lugar de cuerdas, se procederá de la siguiente manera (*ver fig. 3.7*): En los extremos AB' de la recta, sobre la cual se va a construir, se levantan perpendiculares y sobre ésta se miden las longitudes de las tangentes que se toman de una tabla de líneas naturales y se multiplican por el radio.

Los puntos así marcados se unirán con el vértice opuesto, quedando construido el triángulo semejante como en el procedimiento anterior, y continuándose la construcción de igual manera.

Supóngase el triángulo ABC de la figura que abajo se muestra, el cuál tiene los valores siguientes, tomados del registro correspondiente:

$$AB=540 \text{ m} \quad \text{ángulo en } A=19^{\circ}30' \quad \text{ángulo en } B=24^{\circ}15'$$

Escala $\frac{1}{10000}$ y adoptaré $R=0.10$ m: por consiguiente los valores de las tangentes que dan las tablas, se

multiplicará por el factor 0.10. Trazamos la recta $AB'=0.10$ cm por A y B' , se levantan las perpendiculares AS' y $B'S$. De la $\tan(19^{\circ}30')=0.35$, o sea 0.035 para $R=0.10$, longitud que tomamos de B' hacia S , esto es $B'S=0.035$ y unimos A con S . Buscamos enseguida $\tan(24^{\circ}15')=0.45$, o sea 0.045 para nuestro radio, que se mide de A a S' , esto es $AS'=0.045$ y uno BS' . La intersección C' señalará el tercer vértice del triángulo, semejante al que se quiere construir, este triángulo es $AB'C'$. Desde A hacia B' se toma la base $AB=0.054$ m, que reduciremos a la escala 1:10000, esto es, tomamos la distancia $AB=0.054$, y señalaremos B . Por B y paralelamente a $B'S'$, tiraremos la recta BC y el triángulo ABC será el buscado.

Este procedimiento proporciona resultados tan buenos como el anterior de cuerdas; pero presenta la ventaja sobre él, de que es más sencilla la construcción, pues con un buen par de escuadras para levantar perpendiculares, y una regla de escalas, se ejecuta violentamente el trabajo.

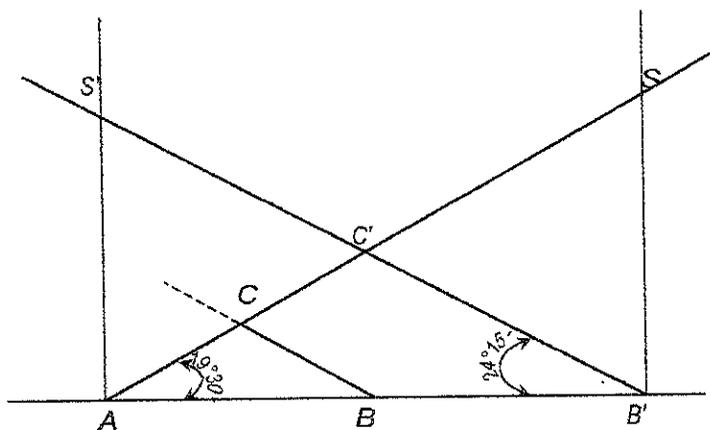


fig. 3.7. Construcción de uno de los lados de la poligonal a través del método de las tangentes.

Como se puede observar los métodos arriba mencionados tienen el inconveniente de generar errores en el momento del uso de las escuadras o del transportador, además de que las medidas hechas no se pueden marcar muchas veces en forma exacta, por lo que la gran mayoría de los calculistas opta por el método de las coordenadas que además de ser muy sencillo, es mucho más exacto y proporciona una calidad adecuada que requiere el plano.

Una vez obtenidas las coordenadas, el siguiente paso es la obtención del área de la poligonal. Existe una parte de la Topografía denominada Agrimensura, la cual se ocupa de la determinación de las superficies, usando tres maneras para su determinación:

1. Por procedimientos analíticos;
2. Por procedimientos gráficos; y

El procedimiento gráfico más usado es dividir el polígono en triángulos. En cada uno de éstos se traza la altura y enseguida se miden en milímetros y fracción, la base y la altura del triángulo (*ver fig. 3.9*), que se multiplican entre sí para obtener la doble superficie en milímetros cuadrados. Para obtenerlas en metros cuadrados, se multiplicarán los milímetros cuadrados por su valor en metros cuadrados, valor que se obtiene dividiendo el valor de la escala por 1000, y el cociente elevándolo al cuadrado.

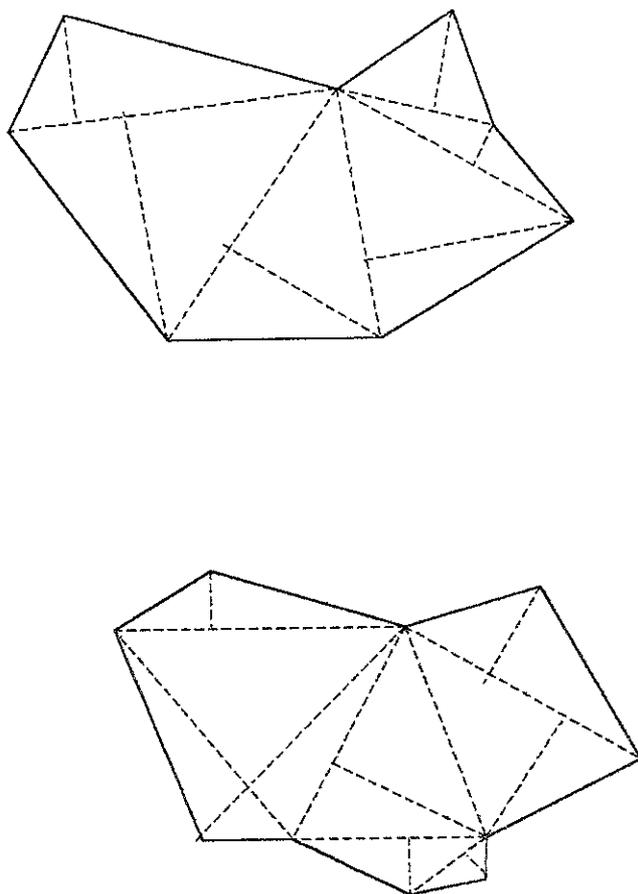


fig. 3.9. Modo de división de polígonos en triángulos.

Este método puede ser muy sencillo, pero como los demás métodos gráficos tienen el inconveniente de que el error en la medición de las líneas se arrastre ocasionando otros de mayor magnitud. Para que ese error sea más pequeño, es obligado el uso de una escala muy grande para evitar esa clase de errores.

Otra forma de obtener la superficie de una poligonal es echando mano de un aparato denominado planímetro, que de una forma inmediata y por medio de una escala especial, proporcionan la superficie con solo recorrer el perímetro apoyados en un punzón.

La forma de uso es la siguiente, en primer lugar se debe obtener el promedio de un área predeterminada, esto es, marcar un rectángulo de 10 por 10 cm en el mismo papel del plano, colocado en cero el vernier del planímetro se procede al recorrido del rectángulo en dirección de las manecillas del reloj, ésta lectura se hace varias veces y se obtiene el promedio, con lo que se estaría obteniendo lo que se conoce como la constante del planímetro:

$$c = \frac{\text{medida real } (100\text{cm}^2)}{\text{promedio de lecturas}}$$

Una vez obtenida la constante se realizan dos o tres lecturas de la superficie del polígono, para posteriormente multiplicar el resultado en cm^2 por el equivalente de 1cm^2 a la escala usada.

El método empleado en este caso para la obtención de la superficie es el denominado de los productos cruzados que no es más que el método de trapezios hecho de una manera más sencilla. Desarrollando el método para la figura allí mostrada se tiene que:

$$2S = (y_A + y_B)(x_B - x_A) + (y_B + y_C)(x_C - x_B) - (y_A + y_D)(x_D - x_A) - (y_D + y_C)(x_C - x_D)$$

y desarrollando la ecuación se llega a la siguiente expresión:

$$2S = -y_Bx_A + y_Ax_B + y_Bx_C - y_Cx_B - y_Ax_D - y_Dx_C + y_Cx_D + y_Dx_A \quad (1)$$

El método de los productos cruzados propone la siguientes reglas:

- Ordenar las coordenadas de los vértices en la forma que muestra la planilla de cálculo.
- Una vez ordenadas, efectuar los productos en dirección descendente, de derecha a izquierda, menos los de izquierda a derecha y dividir entre dos;

Vértice	X	Y	Productos ↙	Productos ↘
A	X_A	Y_A	$Y_A X_B$	
B	X_B	Y_B	$Y_B X_C$	$X_A Y_B$
C	X_C	Y_C	$Y_C X_D$	$X_B Y_C$
D	X_D	Y_D	$Y_D X_A$	$X_C Y_D$
A	X_A	Y_A		$X_D Y_A$

$$2S = (Y_A X_B + Y_B X_C + Y_C X_D + Y_D X_A - X_A Y_B - X_B Y_C - X_C Y_D - X_D Y_A) \dots (2),$$

igualando (1) y (2), se tiene:

$$-y_Bx_A + y_Ax_B + y_Bx_C - y_Cx_B - y_Ax_D - y_Dx_C + y_Cx_D + y_Dx_A = (Y_A X_B + Y_B X_C + Y_C X_D + Y_D X_A - X_A Y_B - X_B Y_C - X_C Y_D - X_D Y_A)$$

Siendo ambas ecuaciones idénticas, por lo que se deduce que el método de productos cruzados y el de trapezios es el mismo, de ahí que se decidiera el uso de este para el cálculo de la superficie. Regresando a la poligonal en estudio se procede al cálculo de la superficie.

Vértice	X	Y	Productos	Productos ↘
R ₀	100.000	100.00		
R ₁	103.651	308.735	10365.1	30873.5
R ₂	140.269	325.335	43305.95	33721.298
R ₃	166.226	276.066	54079.136	38723.502
R ₄	172.422	240.356	47599.852	39953.416
R ₅	171.614	107.754	41248.455	18579.16
R ₆	100.000	100.000	10775.4	17161.4
		Σ	207373.893	179012.276

$$s = (1/2)(207373.893 - 179012.276) = 14180.798 \text{ m}^3$$

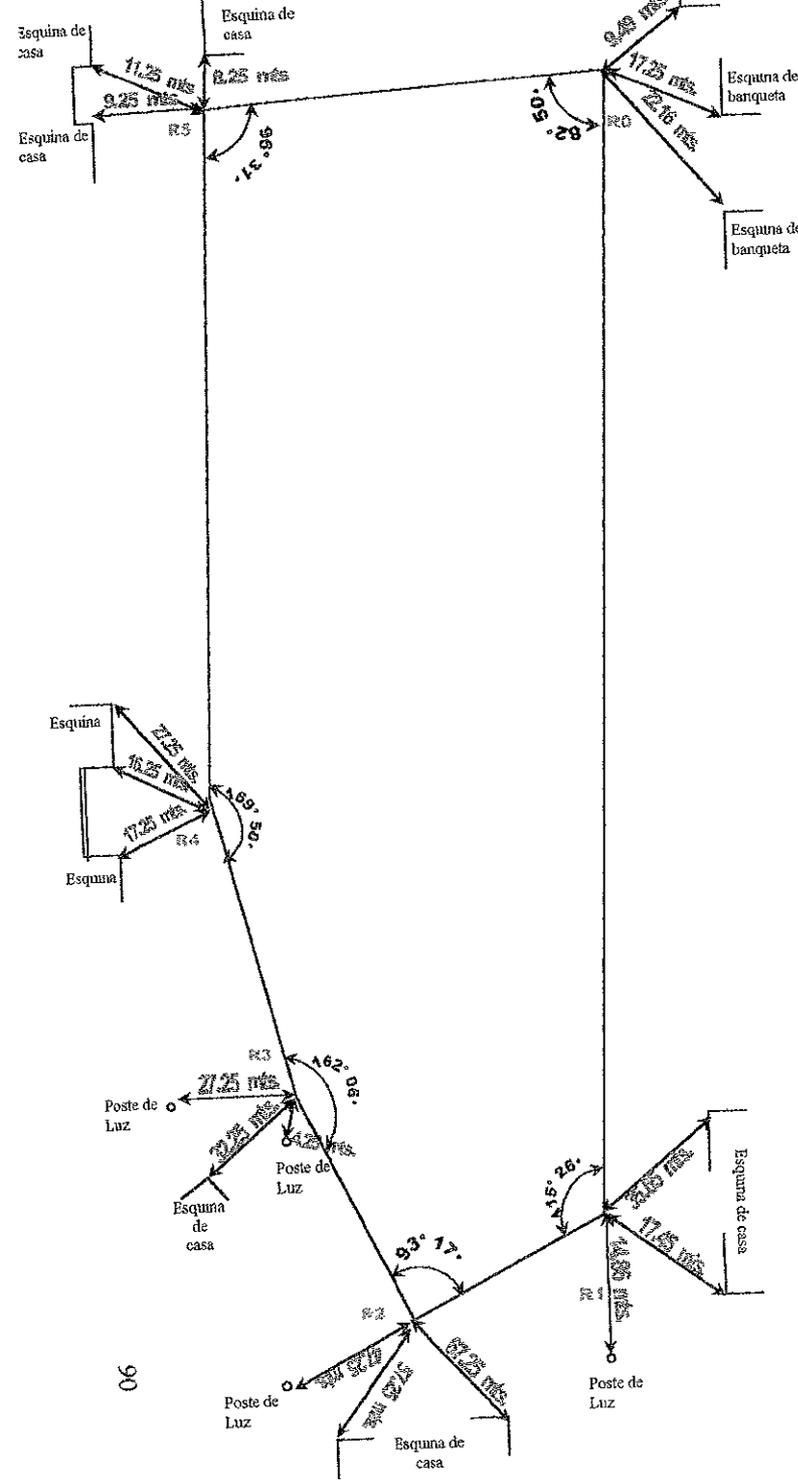
En la actualidad la mayoría de la forma más usual de obtener el área de una poligonal, así como de su construcción en el papel es por medio de programas de computadoras que nos ahorran este trabajo. por ejemplo, si únicamente se desea corroborar el área ya obtenida, y usando el programa de computadora Autocad-14, se introducen las coordenadas de los vértices, y después de señalar el polígono se da el comando del área y nos proporciona además del área el perímetro del mismo.



El área proporcionada por el programa es: 14180.787 m² y un perímetro de 545.541 m, comparando el área con la obtenida se tiene un error muy pequeño que prácticamente se puede considerar como nulo:

$$\%e = \left(\frac{14180.798 - 14180.7873}{14180.7873} \right) * 100 = 7.5454 \times 10^{-5} \%$$

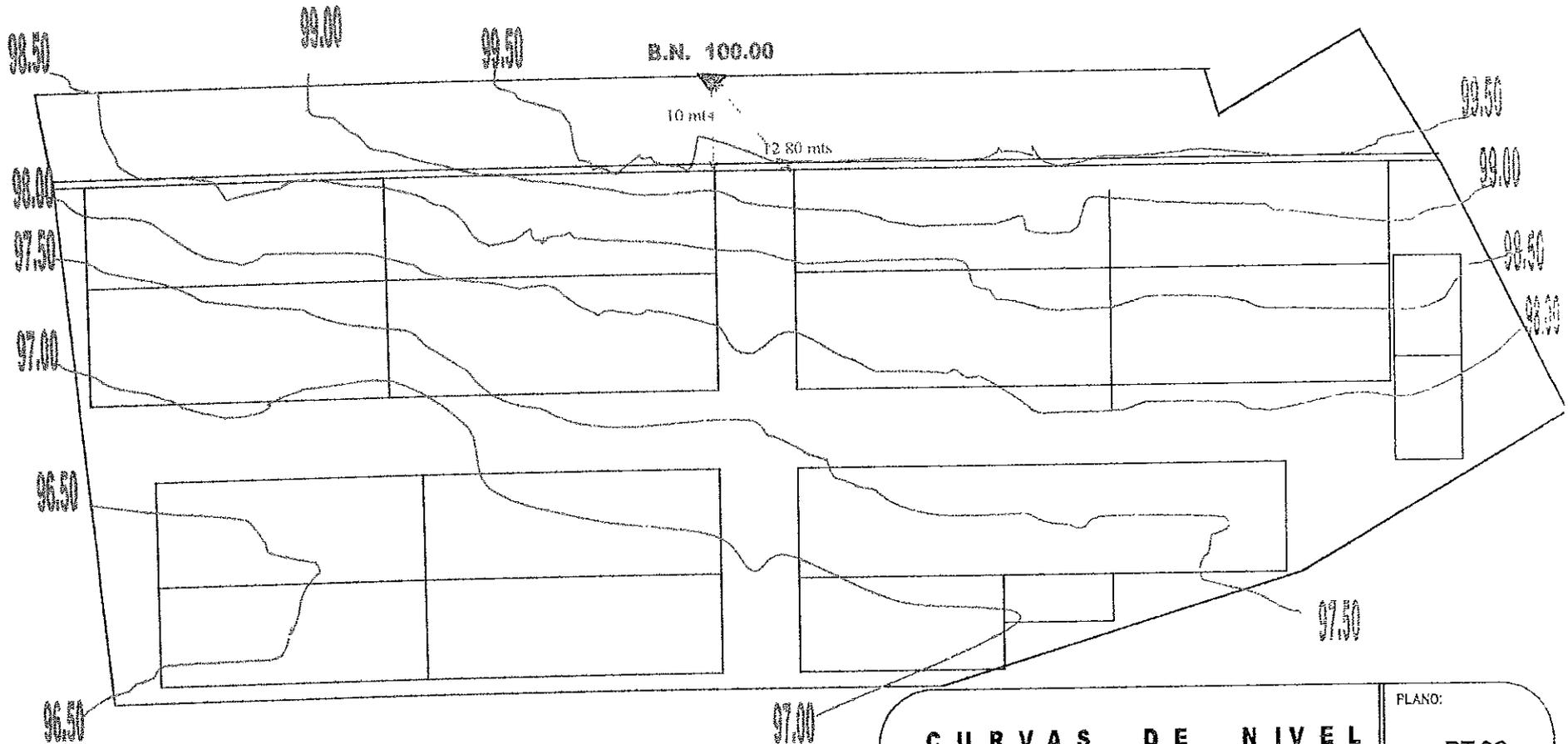
Una vez con el área determinada se realizan los planos de nivelación y de la superficie del polígono, uno con las denominadas curvas de nivel y la otra del cálculo de la superficie con la ubicación de puntos de referencia tanto para vértices como de bancos de nivel (ver planos).



Lado	Rumbo	Distancia [m]	ϕ	N [m]	S [m]	E [m]	W [m]	N [m]	S [m]	E [m]	W [m]	X [m]	Y [m]
R ₀ -R ₁	NE1°00'	208.710	82°50'	208.678		3.643		208.735		3.652		160.099	100.000
R ₁ -R ₂	NE65°34'	40.120	115°26'	16.595		36.527		16.599		36.618		103.651	308.735
R ₂ -R ₃	SE27°43'	55.670	93°17'			49.280				49.269		140.269	325.335
R ₃ -R ₄	SE9°49'	36.251	162°08'			35.720				6.196		166.226	276.066
R ₄ -R ₅	SW0°21'	132.740	169°50'			132.640		0.8102		132.601		0.808	172.422
R ₅ -R ₀	SW83°50'	72.210	96°31'			7.760		71.792		7.7547		1	171.614
	E	545.701	Σ	225.273	225.4	72.243	72.602	225.334	225.334	72.422	72.42	166.000	100.000

Vertice	N	S	Productos	Productos
R ₀	100.000	100.00		
R ₁	103.651	308.735	10365.1	30873.5
R ₂	140.269	325.335	43305.95	33721.298
R ₃	166.226	276.066	54079.136	38723.502
R ₄	172.422	240.356	47599.852	39953.416
R ₅	171.614	107.754	41248.455	18579.16
R ₀	100.000	100.000	10775.4	17161.4
		Σ	207373.893	179012.276

SUPERFICIE DE POLIGONAL		PLANO
PROPIETARIO: TOLCA CONSTRUCCIONES S.A.		RT-01
PROYECTO: SAN MARTIN I		FECHA
UBICACION: MUNICIPIO DE AGUILAN, ESTADO DE MEXICO.		13/03/2000
APROBO:	REVISO:	HORA
REALIZO:	DIBUJO:	13.00



CURVAS DE NIVEL

		FLANO:
		RT-02
PROPIETARIO:	TOLCA CONSTRUCCIONES S.A.	FECHA:
PROYECTO:	SAN MARTIN I	MZO. 2000
UBICACIÓN:	MUNICIPIO DE ACOLMAN, ESTADO DE MÉXICO	HORA:
		1:30 PM
APROBÓ:	REVISÓ:	
REALIZÓ:	DIBUJÓ:	

4. Urbanización.

Una de las partes más demandantes y absorbentes de una obra civil, es la urbanización, ya que además de considerarse las necesidades y las soluciones que se den a éstas, se debe tomar en cuenta que no se generen obstáculos ni se impidan la realización de futuras tareas. Ejemplo claro de lo anterior es la excavación para la colocación de la red de alcantarillado con la construcción de los muros de contención, debido a que se encuentran casi sobre la misma línea la construcción de uno y la colocación de la otra ocasionaría interrupciones de uno u otro.

4.1. Señalamientos y cerco de la construcción.

Con el trabajo topográfico realizado y hecha la limpieza en el terreno, se debió cercar y señalar el área de construcción con el fin de no ocasionar problemas con los vecinos del lugar y con el tráfico automovilístico que la rodeaba. Se debe considerar que por más señales se coloquen estos problemas no dejarán de existir.

Antes que nada se debe pensar en el área a cercar y el material con el que se llevará a cabo el cerco. El área de construcción en la mayoría de sus lados está delimitado por una avenida (ver fig. 4.1), por lo que se deberá dejar un espacio suficiente para dos carriles:

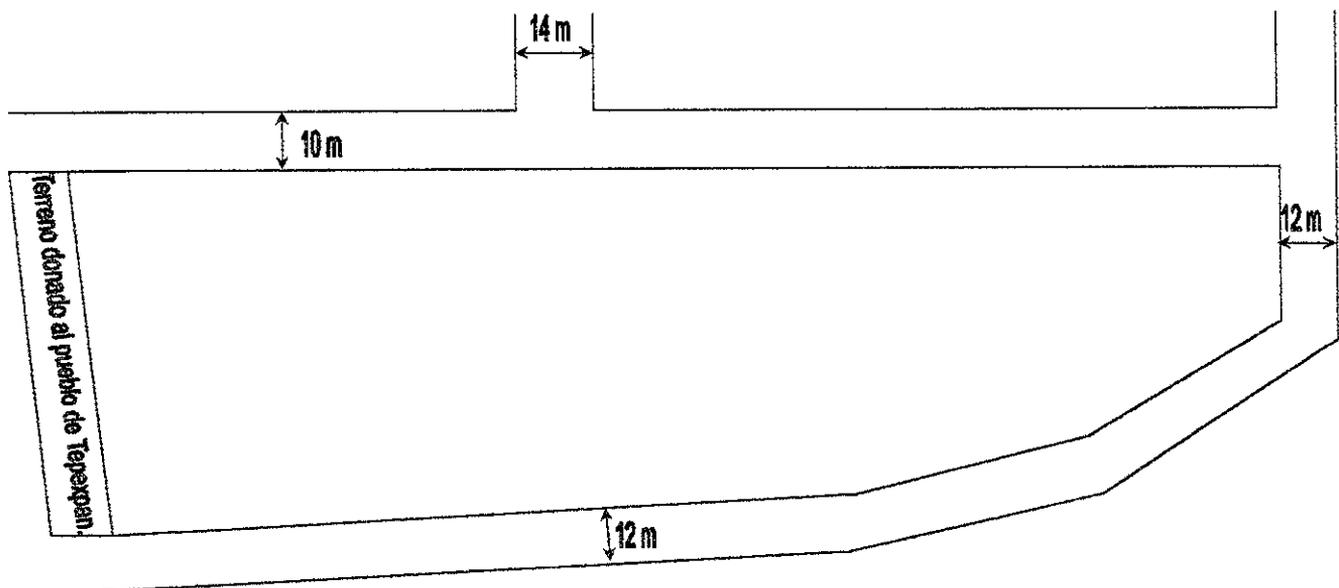


fig. 4.1. Todas las medidas incluyen 2 m de banquetas, uno por cada lado.

El ancho por carril que se consideró fue de 4 m, por lo que el espacio mínimo que se debió dejar fue de 8 m, y como la calle de menor tamaño es de 10 m, se tienen 2 m sobrantes, por lo que el ayuntamiento en común acuerdo con la constructora, decidieron tomar únicamente 80 cm, con el fin de no estorbar tanto a la obra como al tránsito de vehículos.

Una vez con el área a delimitar totalmente identificada, se procedió a la colocación del cerco basándose en polines y malla ciclónica (ver fig. 4.2), así como a la señalización del mismo.

Para la señalización se colocaron tanto flechas que indicaban la circulación, como el motivo de las señales, es decir, figuras de persona trabajando en la obra (ver señales).

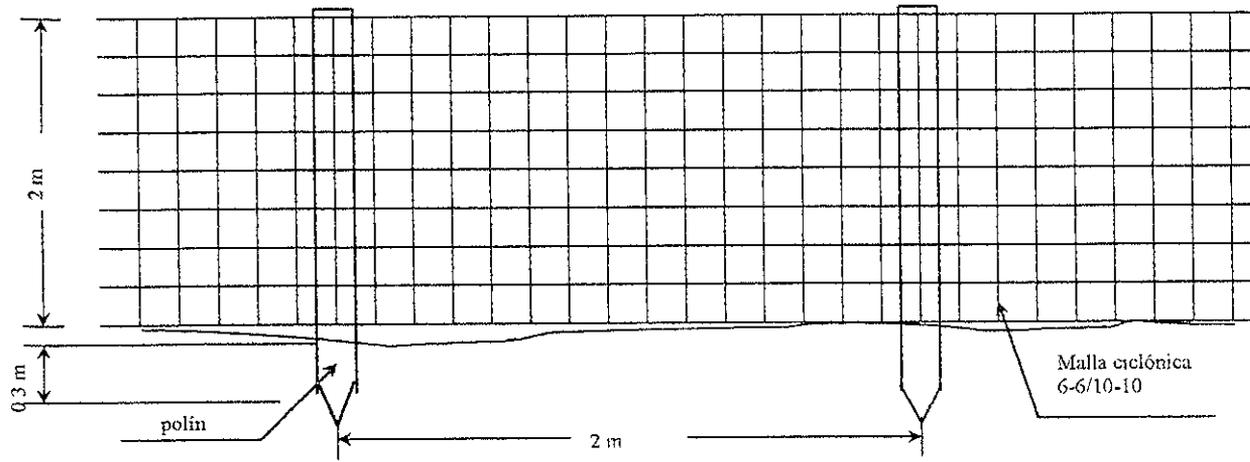


fig. 4.2. Indica distancia de colocación entre polines, altura de malla y profundidad de excavación para polines.

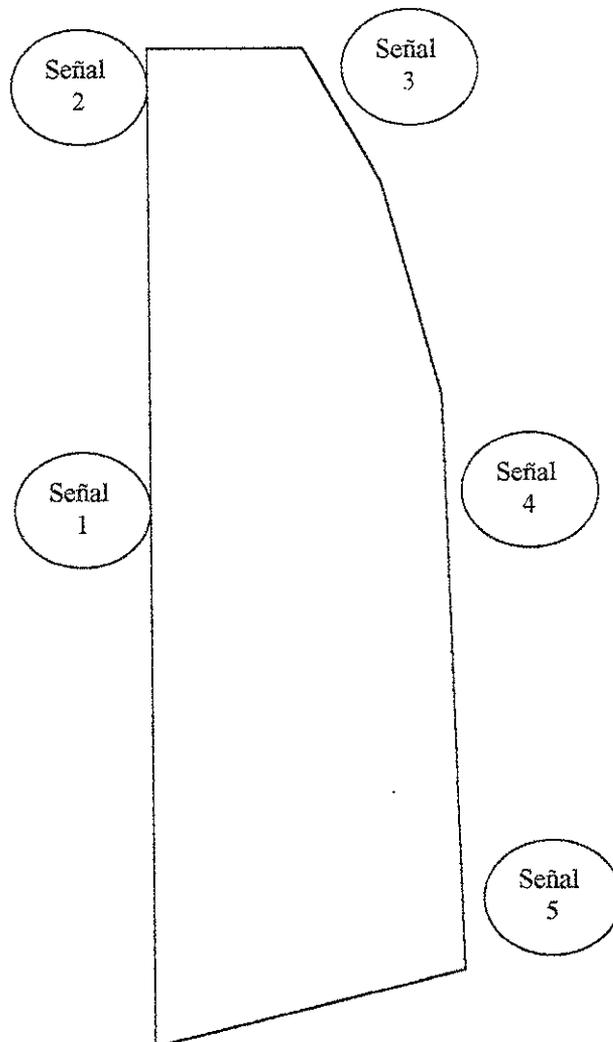
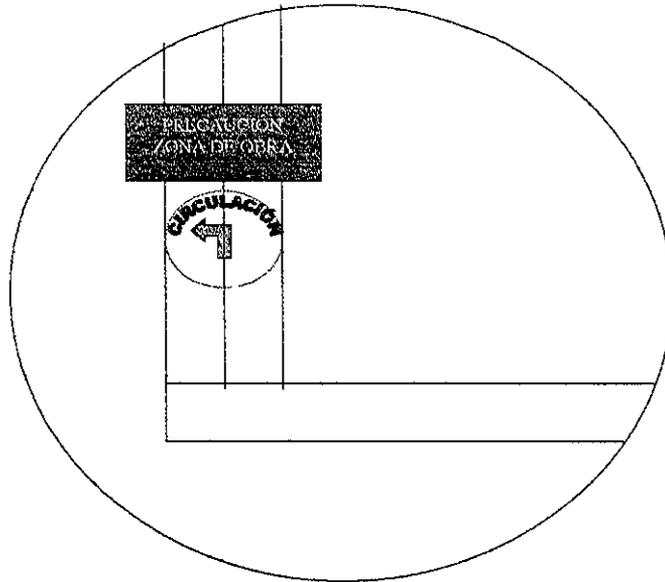
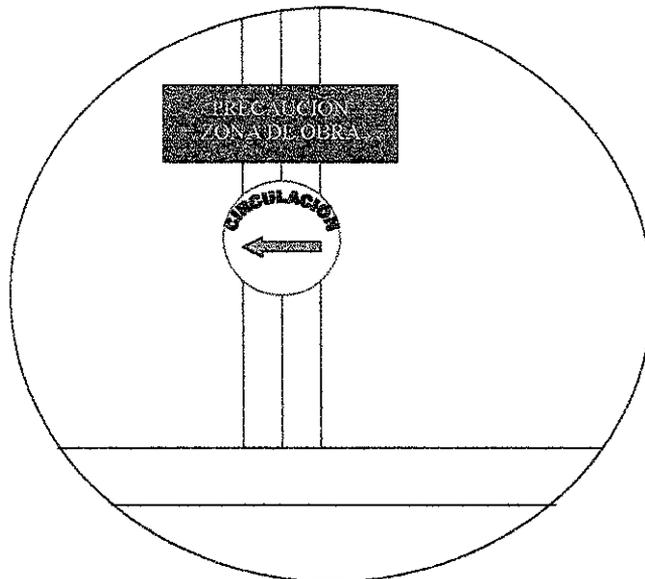


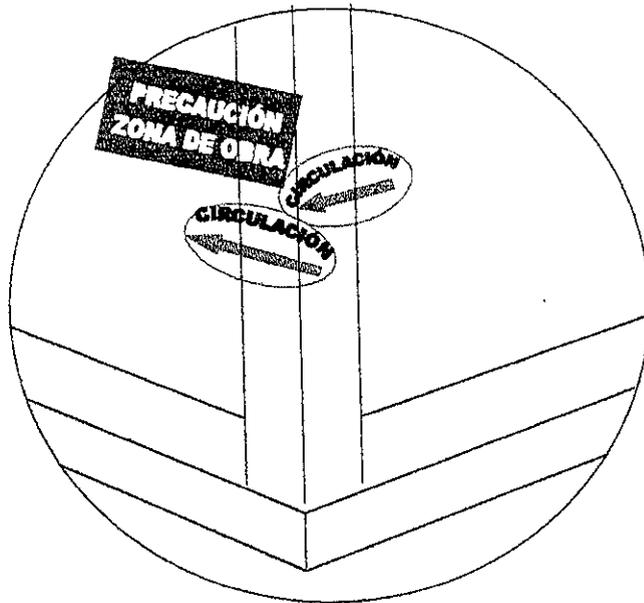
fig. 4.3 Ubicación de señales en perímetro de obra.



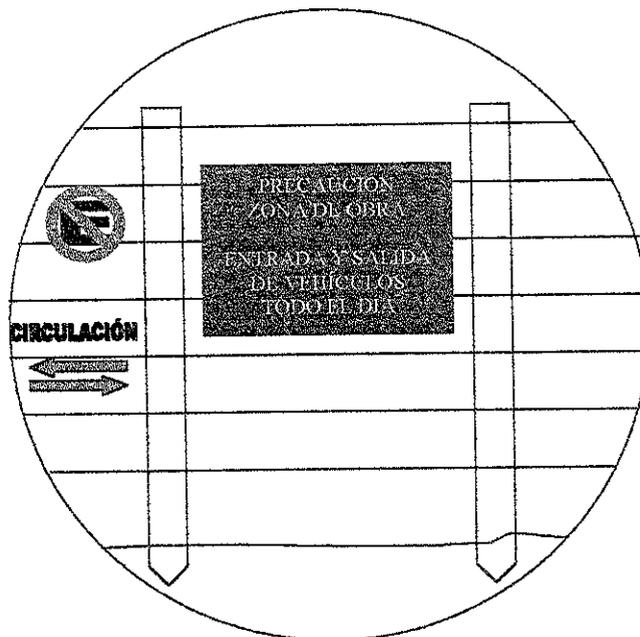
Señal 1



Señal 2



Señal 3



Señal 4



Señal 5

Cabe señalar que además de la señalización colocada y el cerco en el área de construcción se dispuso de un peón que se encargó del tráfico en la entrada principal de la obra, así como del control del material que por ahí circuló, y de las personas que entraban y salían; teniendo un cuidado específico en los alrededores del cerco.

4.2 Cortes en el terreno.

Con el terreno limpio y cercado, se realizaron los cortes que de acuerdo con los niveles se debía tener; las cotas de las plataformas son de terreno natural, la base de tepetate es simplemente de 20 cm por arriba de esta.

Para ejecutar los cortes como ya se mencionó antes se empleó un tractor de orugas de hoja recta, y desgarradores escarificadores (ver fig. 4.4). El tractor para este caso se usó de la siguiente forma, como el terreno en alguna de sus partes es duro, se emplearon los desgarradores haciendo penetrar el vástago con su casquillo en el terreno y ser jalados por la fuerza tractiva de la máquina y con ello ir rompiendo la estructura del material consiguiendo rasgar o hasta cortar un poco la roca de tal forma que permitiese su posterior corte.

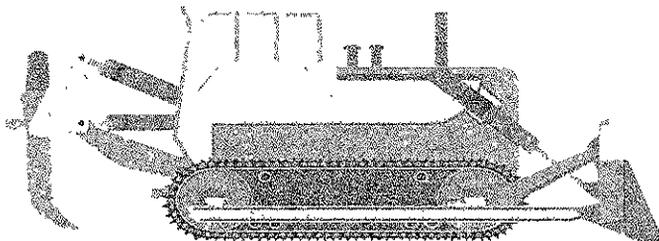


fig. 4.4. Tractor de oruga de hoja recta.

Ahora con el terreno ya “escarificado” el corte se llevó a cabo de la siguiente manera; se encajaba la cuchilla, a una determinada profundidad en el terreno, la cuchilla corta y rompe el material que sube por la curva de la hoja hasta que cae adelante, se mantiene así el movimiento más o menos giratorio, que tiende a emparejar la carga y ofrece la mínima resistencia a la tracción del tractor.

El material se apilo en los límites de la plataforma siguiente, para que en el caso de ser necesario sirviese para relleno (ver fig. 4.5); el material de corte era un limo muy compresible, sin residuos orgánicos, únicamente con las raíces de los árboles que llegaban a ser acarreadas por el mismo tractor.

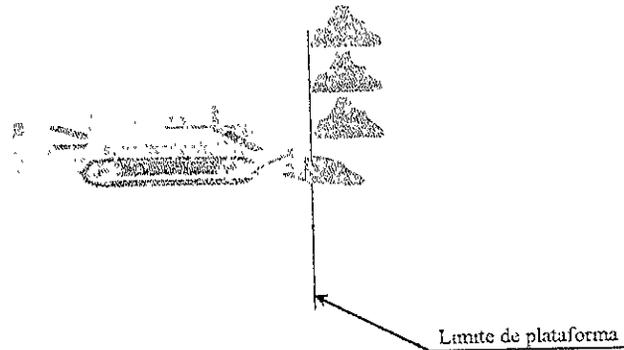


fig. 4.5. Acomodo de material de relleno en la plataforma siguiente.

Como se puede observar en las figuras de plataformas y niveles de plataformas propuestos en el inciso "1.5.1 Terracerías y plataformas", el corte en el terreno es mínimo, siendo necesario únicamente en las plataformas 1,2,3,4,5,6,7 y 8 para las cuales el corte necesario se observa en la figura siguiente:

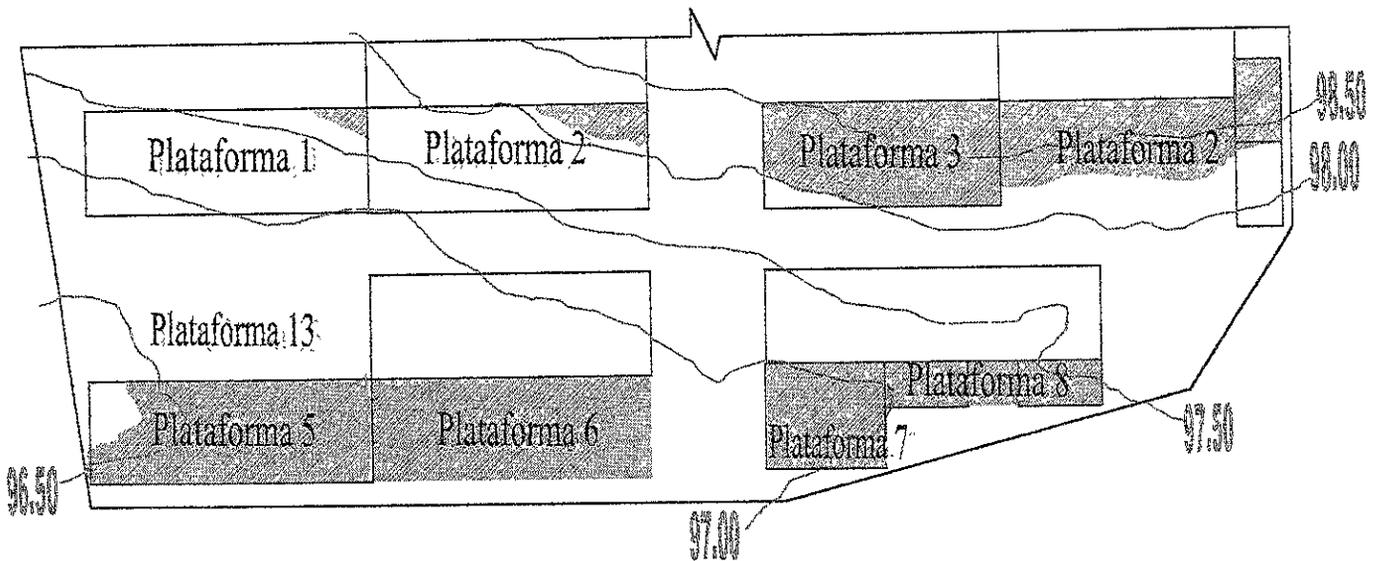


fig. 4.6. Cortes a realizar en las plataformas de acuerdo con las curvas de nivel.

 Corte

El corte necesario parece ser alto en volumen, por lo que el método anterior explicado es útil en casi todas las zonas de corte (acarrear el material por medio del tractor a la plataforma siguiente).

Una vez definida en forma esquemática las zonas de corte, se debían señalar estas zonas en el terreno; para ello se llevo a cabo el siguiente método;

1. El nivel se ubica en un lugar en el que se dominen varias zonas de interés (corte).
2. Apoyado en cualesquiera de los bancos de nivel definidos con anterioridad, se ubica la altura del aparato.
3. Mediante una operación aritmética, y con la altura del nivel, se define la lectura a tomar en el estadal que indicará la curva de nivel deseada.

4. Se marca con cal las zonas de corte, que son las ilustradas en la figura anterior. De igual manera para la cuantificación del material que se removió con el tractor, se pueden emplear diversas maneras, o la que se juzgue conveniente para dicha cuantificación. Para este caso se obtuvieron las áreas de zona de corte, y mediante la suposición de un triángulo rectángulo al perfil de la zona de corte se definió el volumen.

Plataforma	Área [m ²]	Alto [m]	Promedio de altura [m]	Volumen [m ³]
1	98.33	0.07	0.035	3.4414
2	196.7	0.1	0.05	9.8325
3	591.9	0.75	0.375	221.9531
4	369.9	0.33	0.165	61.03711
5	517.9	0.29	0.145	75.09414
6	1384	0.3	0.15	207.5872
7	394.1	0.64	0.32	126.112
8	295.4	0.29	0.145	42.833
			Σ	747.8905

4.3. Excavación para líneas de drenaje y agua potable.

La excavación y ubicación de las líneas de drenaje se llevó a cabo una vez que se concluyó con el corte del terreno, por lo que a partir de los niveles de plataformas se definió la excavación para dichas líneas. Con el diámetro de la tubería de drenaje y agua potable obtenida (ver incisos 1.5.2 y 1.5.3), se definió el ancho de la zanja para la colocación de la tubería.

Apoyados en las normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la república mexicana, que en cuestión de excavación para zanjas de líneas de drenaje dice lo siguiente:

“2.15 Profundidades de instalación de los conductos.

Las profundidades a las cuales se instalan las tuberías deben estar comprendidas dentro del ámbito de la mínima y la máxima indicadas en los subincisos 2.15.1 y 2.15.2.

2.15.1 El colchón mínimo necesario para evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas, que en general para tuberías con diámetros hasta de 45 cm., se acepta de 90 cm. y para diámetros mayores, de 1.0 a 1.50 m.

2.15.2 La profundidad máxima de instalación de los conductos es función de la topografía del lugar, puesto que los sistemas deben proyectarse, en lo posible para que el escurrimiento de las aguas negras se efectúe por gravedad.

2.16 Anchos de las zanjas en que se instalarán los conductos. Ver plano V.C. 1979.

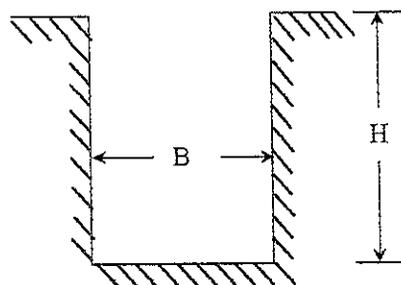
Todas las tuberías deben instalarse en “Condición de zanja”, debiendo ser ésta de paredes verticales como mínimo hasta el lomo del tubo y con un ancho de acuerdo con lo especificado por la teoría de Marston.

2.16.1 Los anchos mínimos de zanjas necesarios para la instalación de las tuberías que según la magnitud de su diámetro satisfacen lo establecido en 2.16 se indican en la tabla siguiente:

DIAMETRO DE TUBO [cm]	ANCHO DE ZANJA [cm]
20	65
25	70
30	80
38	90
45	100
61	120
76	140
91	175
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355

**DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE
AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS**

DIÁM. INTERIOR DE TUBO [cm]	ANCHO DE ZANJA "B" [cm]
20	65
25	70
30	80
38	90
45	100
61	120
76	140
91	175
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355



NOTAS

1. Las tuberías que se instalen serán de juntas de macho y campana hasta 45 cm. de diámetro y para diámetros mayores de espiga y caja.
2. El colchón mínimo sobre el lomo del tubo debe ser de 90 cm., excepto en los sitios en que por razones especiales se indiquen en los planos otros valores.
3. La profundidad mínima de la zanja será la que se obtenga sumando al colchón mínimo el diámetro exterior de la tubería y el espesor de la plantilla.
4. En todas las juntas se excavarán conchas para facilitar el junteo de los tubos macho y campana y la inspección de éstas.
5. Es indispensable que la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente como máximo el ancho indicado, pero a partir de ese punto, puede dárseles a sus paredes el talud que se haga necesario para evitar el empleo de ademe.
6. Si la Secretaría autorizará el empleo de un ademe provisional, el ancho de zanja deberá ser igual al indicado en la tabla más el ancho que ocupe el ademe.

Plano V.C. 1979"

Con lo anterior y lo descrito en los incisos ya mencionados, se deduce la cantidad de material a excavar las dimensiones de las ceras y sus profundidades.

Cabe señalar que para el tipo de suelo encontrado y previniendo una profundidad mínima de excavación de 90 cm más el diámetro de la tubería y la plantilla, en todas las líneas de drenaje se encontró con basalto sano rosa y gris, que hacía necesario para su excavación el uso de un cargador frontal y retroexcavadora, que se podía cambiar por martillo neumático permitiendo solo la excavación del cargador frontal con retroexcavadora y sin martillo únicamente hasta una cierta profundidad que en promedio era de 20 cm.

En un inicio se localizaron las líneas de drenaje apoyados en puntos de referencia de la poligonal y haciendo uso de un tránsito, y marcarlas dentro del terreno para que el operador del cargador frontal iniciase la excavación de la zanja; para el ancho de la zanja se tomó el valor propuesto por el diseño más 10 cm de tolerancia para poder trabajar de una manera más sencilla en la colocación de la tubería. Para el caso de la tubería de la red de distribución, las dimensiones de las zanjas se establecieron según lo descrito en el plano V.C. 1922 del Manual de Normas de Proyecto para obras de Aprovechamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana.

“ZANJAS PARA TUBERÍA DE ASBESTO-CEMENTO Y P.V.C.”

ANCHO - (FIG. 1)

El ancho de la zanja deberá ser de 50 cm. más el diámetro exterior del tubo para tuberías con diámetro exterior igual o menor de 50 cm. Cuando este sea mayor de 50 cm. el ancho de la zanja será de 60 cm. más dicho diámetro: En la tabla mostrada abajo, se indica el ancho mínimo de zanjas en función de la profundidad, debiéndose usar este en caso de que el ancho calculado en función de diámetro exterior, sea menor.

PROFUNDIDAD - (FIG. 1)

La profundidad de la excavación será la fijada en el proyecto. Si no se hace así, la profundidad mínima será de 90 cm. más el diámetro exterior de la tubería por instalar, cuando se trate de tuberías con diámetro exterior igual o menor de 90 cm. y será el doble de dicho diámetro, para tuberías de diámetro exterior mayor de 90 cm. Para tuberías menores de 5 cm la profundidad mínima será de 70 cm.

FONDO.-

Deberán excavar cuidadosamente a mano las cavidades o conchas (fig. 2.3 y 4), para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos a fin de permitir que la tubería apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada. El espesor de esta será de 10 cm.

RELLENO.-

Se utilizará el material extraído de las excavaciones, pero hasta 30 cm. arriba del lomo del tubo se usará tierra exenta de piedras. Este relleno será apisonado y el resto a volteo. En zonas urbanas con pavimento, todo relleno será apisonado.

DIAMETRO NOMINAL		Ancho en cm.	Profundidad en cm.	Volumen por metro lineal
Milímetros	Pulgadas			
25.40	1	50	70	0.35
50.80	2	55	70	0.39
63.50	2.5	60	100	0.60
76.20	3	60	100	0.60
101.60	4	60	100	0.60
152.40	6	70	110	0.77
203.20	8	75	115	0.86
254.00	10	80	120	0.96
304.80	12	85	125	1.06
355.60	14	90	130	1.17
406.40	16	100	140	1.40
457.20	18	115	145	1.67
508.00	20	120	150	1.80
609.60	24	130	165	2.15
762.00	30	150	185	2.78
914.00	36	170	220	3.74

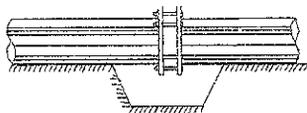
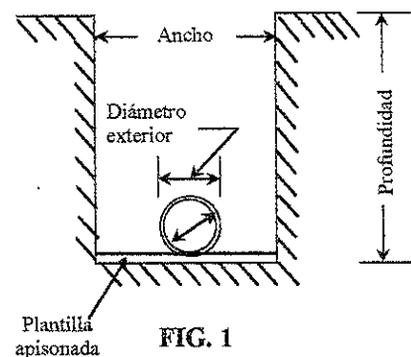


FIG. 3

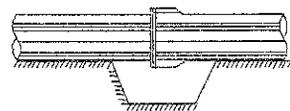


FIG. 2

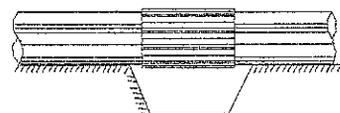


FIG. 4

Plano V.C. 1922"

Para este caso las dimensiones de la cepa son para las del tubo de 2" de diámetro (ver capítulo uno inciso 1.5.3 *Red de distribución de agua potable*), obteniendo así el volumen de excavación sobre la base de dichas medidas.

Volumen de excavación por metro lineal [m ³]	Metros lineales de tubería	Volumen total [m ³]
0.39	727.184	283.602

De igual forma para la línea de drenaje sanitario, el cálculo de la excavación de ésta y de los pozos de visita, se resume en ese apartado contemplando el volumen de excavación total en la tabla siguiente:

Diámetro de la tubería [cm]	Metros lineales de tubería	Volumen total [m ³]
20	789.69	750.920
30	210.33	314.267
	1000.02	1065.187

Así con las dimensiones de las zanjas para ambas líneas, el proceso para excavación es el descrito anteriormente empleando primero un cargador frontal con retroexcavadora, hasta una profundidad que el mismo suelo le permita, y posteriormente y si es necesario hacer uso de un cargador frontal con retroexcavadora y martillo neumático.

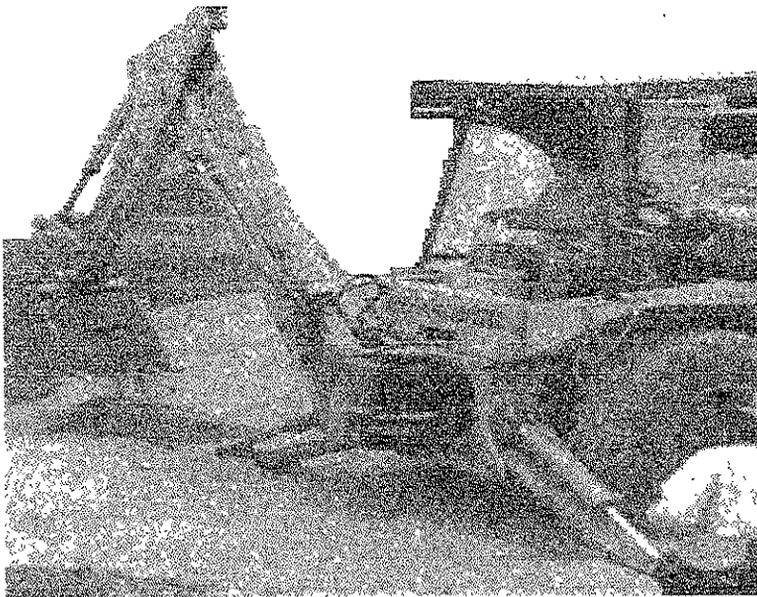


fig. 4.7. Excavación de cepas.

4.4. Preparación de las zanjas para colocación de tuberías.

Una vez excavadas las cepas con las dimensiones de acuerdo a los diámetros de la tubería de red de distribución y de red de alcantarillado se debe colocarse un apoyo en el fondo de las zanjas, conocida como cama o plantilla.

En el caso de la red de alcantarillado las "NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA", se especifica en el artículo 2.17 las características de dichas plantillas.

"2.17 Apoyo en el fondo de las zanjas de la tubería por instalar, denominado comúnmente, "Plantilla o cama". Cuando el fondo de las zanjas en que se instalen las tuberías no ofrezcan la consistencia necesaria para mantenerlas en su posición en forma estable, o cuando la excavación se efectuó en roca que por su naturaleza y características no puede afinarse en grado tal que la tubería tenga el asiento correcto en toda su longitud; se construirá una cama que puede ser de los tipos o clases que en los subincisos posteriores se detallan. La carga que una tubería puede soportar no es función exclusiva de sus características intrínsecas, sino que en gran parte depende del método de encamado o clase de plantilla empleada para su instalación". Para este caso el tipo de cama está en función del tipo de material que se tiene en el lugar, el material a emplear es arena húmeda, la cual según las normas mencionadas con anterioridad queda clasificada como plantilla clase "A".

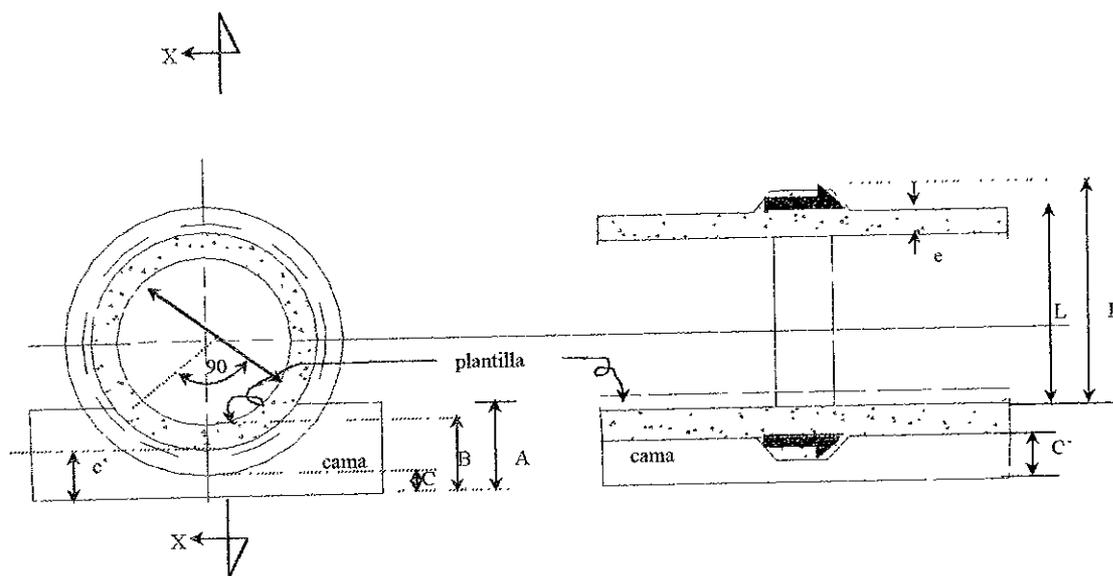
"2.17.1 Plantilla clase A. En este método de encamado la zona extrema inferior de la tubería debe apoyarse en concreto simple, que teniendo un espesor mínimo de un cuarto de diámetro interior en la parte más baja del tubo, se extiende hacia arriba por ambos lados hasta una altura que puede ser mayor o menor que el diámetro exterior y mínimo de un cuarto de éste.

La cama de arena húmeda compactada produce a las tuberías efectos comparables al que se obtiene con la de concreto simple y en consecuencia se le clasifica como CLASE A" (ver plano V.C. 1980).

Para el caso de la red de distribución el "MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA", no mencionan algo sobre las características sobre la cama a colocarse, únicamente en el plano V.C. 1922 se habla de una plantilla apisonada, la cual se colocará de tepetate apisonado con bailarina.



fig. 4.8. Compactación de cama para red de distribución



D		A	B	C	C'	Espesores "e"			Para calcular escanillones en tendido de tubería	
						Tubo	Campana	Junta	"L"	E
Comercial	Fabricación									
15	15.2	8	6.9	2.9	5.3	1.6	1.2	1.3	16.8	19.3
20	20.3	10	8.4	3.5	6.5	1.9	1.4	1.6	22.2	25.2
25	25.4	11	8.8	3.4	6.6	2.2	1.7	1.6	27.6	30.9
30	30.5	12	9.3	3.3	6.8	2.5	1.9	1.6	33.0	36.5
38	38.1	14	10.7	3.5	7.5	3.2	2.4	1.6	41.3	45.3
45	45.7	16	12.0	3.7	8.2	3.8	2.9	1.6	49.5	54.0

Los valores de las columnas están expresados en cm.

NOTAS.-

- a Esta tabla fue calculada para tubería de concreto simple tipo normal (estándar) fabricada de acuerdo con las especificaciones de la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y alcantarillado
- b La cama deberá ser un material que garantice las siguientes condiciones:
 1. Facilidad en el proceso de acomodo de la tubería.
 2. Formar un encamado tal, que la carga del tubo en el terreno sea uniforme.
- c En ningún caso se aceptarán para C' valores menores de los indicados.

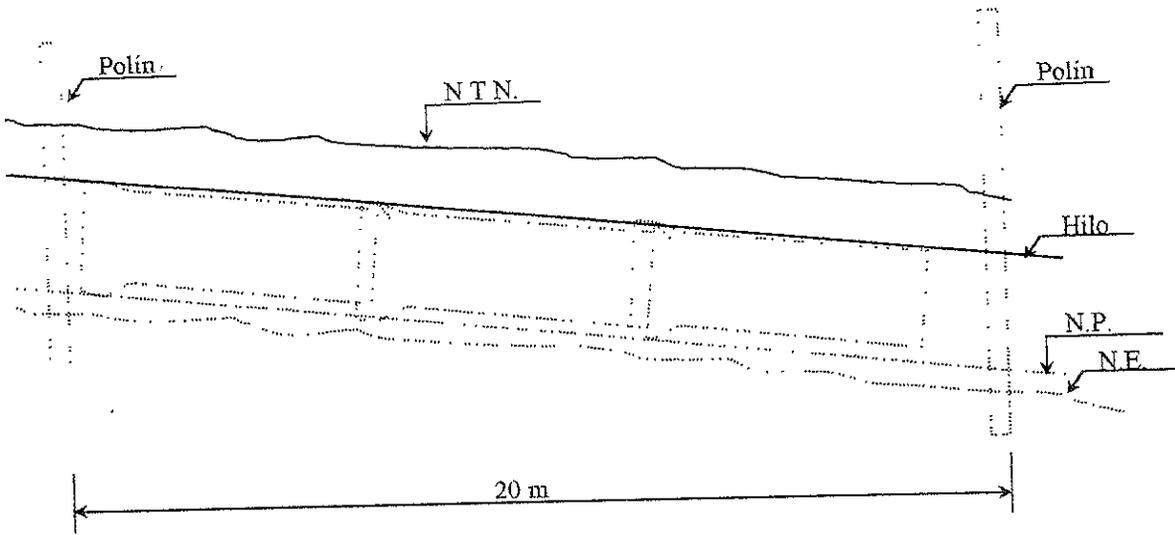
V.C. 1980

4.5. Colocación de tuberías.

Un aspecto importante a señalar, es que nos es necesario que se termine toda la excavación y preparación de una cepa para línea de drenaje o red de distribución, con el fin de iniciar la colocación de los tubos tanto de drenaje como de agua potable, sino que teniendo un tramo aceptable para que el oficial albañil pueda iniciar la colocación lo puede hacer.

En la colocación de las tuberías el aspecto primordial a cuidar es el de cumplir con la pendiente y profundidad establecida. El ingeniero a cargo es el responsable de cuidar este aspecto, colocando una señalización adecuada para la persona que este colocando la tubería

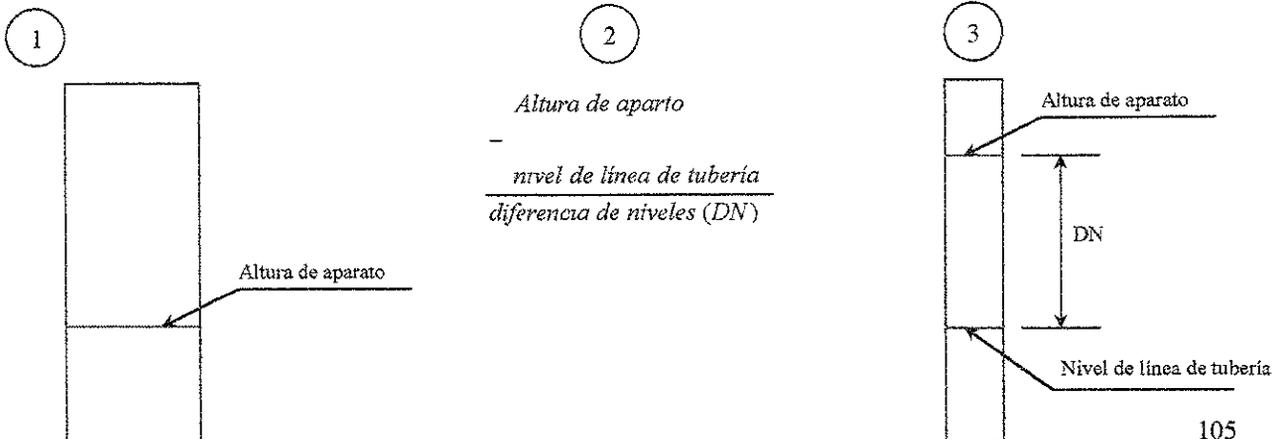
Con el nivel ubicado en una zona en que se domine toda la línea, y los bancos de nivel, se ubican dentro de la cepa los niveles de la parte superior de la tubería a cada 20 m marcándolos en polines ubicados a esa distancia, y posteriormente unirlos con hilo resistente para tenerlo como guía de colocación de los tubos.



- N.T.N. Nivel de terreno natural.
- N.P. Nivel de plantilla.
- N.E. Nivel de excavación

Resulta obvio que el aparato (nivel), no puede dar una lectura por debajo de su nivel, pero empleando un método un tanto sencillo se pueden hacer dichas mediciones.

1. Se hace una marca en el polín que corresponda a la altura del nivel.
2. Se restan tanto la altura del aparato como la del nivel de la línea de tubería
3. Mediante un flexómetro se marca esa diferencia midiendo a partir de la altura del nivel.



De igual forma como se hizo con la red de alcantarillado se hace con la red de distribución, marcando los niveles y señalando claramente a la persona que colocará los tubos la pendiente a seguir

La unión de la tubería tanto de alcantarillado como de la red de distribución requiere de personas capacitadas, por lo que para la red de distribución además de tener experiencia en el armado de la red debe ser un oficial plomero el que se encargue de este trabajo auxiliado por uno o dos ayudantes, de igual forma para la red de alcantarillado se designará para este trabajo a un oficial albañil con experiencia en la colocación de tubo albañil, así como de uno o dos ayudantes.

Para la unión de los tubos albañiles se emplean mortero tanto en el tubo a colocarse (en la parte interior), como en el tubo con el que se va a unir (en la parte exterior), posteriormente y mediante un trozo de madera adecuada cubierta en uno de sus extremos por papel resistente (se puede usar el papel de los sacos de cemento), se arreglan las imperfecciones del mortero dentro del tubo recién colocado de modo tal que el futuro paso de las aguas residuales no socave en esta unión.

El modo de colocación de los tubos albañiles debe ser tal que evite el choque de la corriente de aguas residuales con la unión de los tubos, por ello la colocación se hace de la parte más alta a la más baja de la línea, colocando primero la campana. Esto debido que al unir la campana con otro tubo y como va descendiendo la pendiente evita un choque entre el agua residual y la junta (ver fig. 4.9)

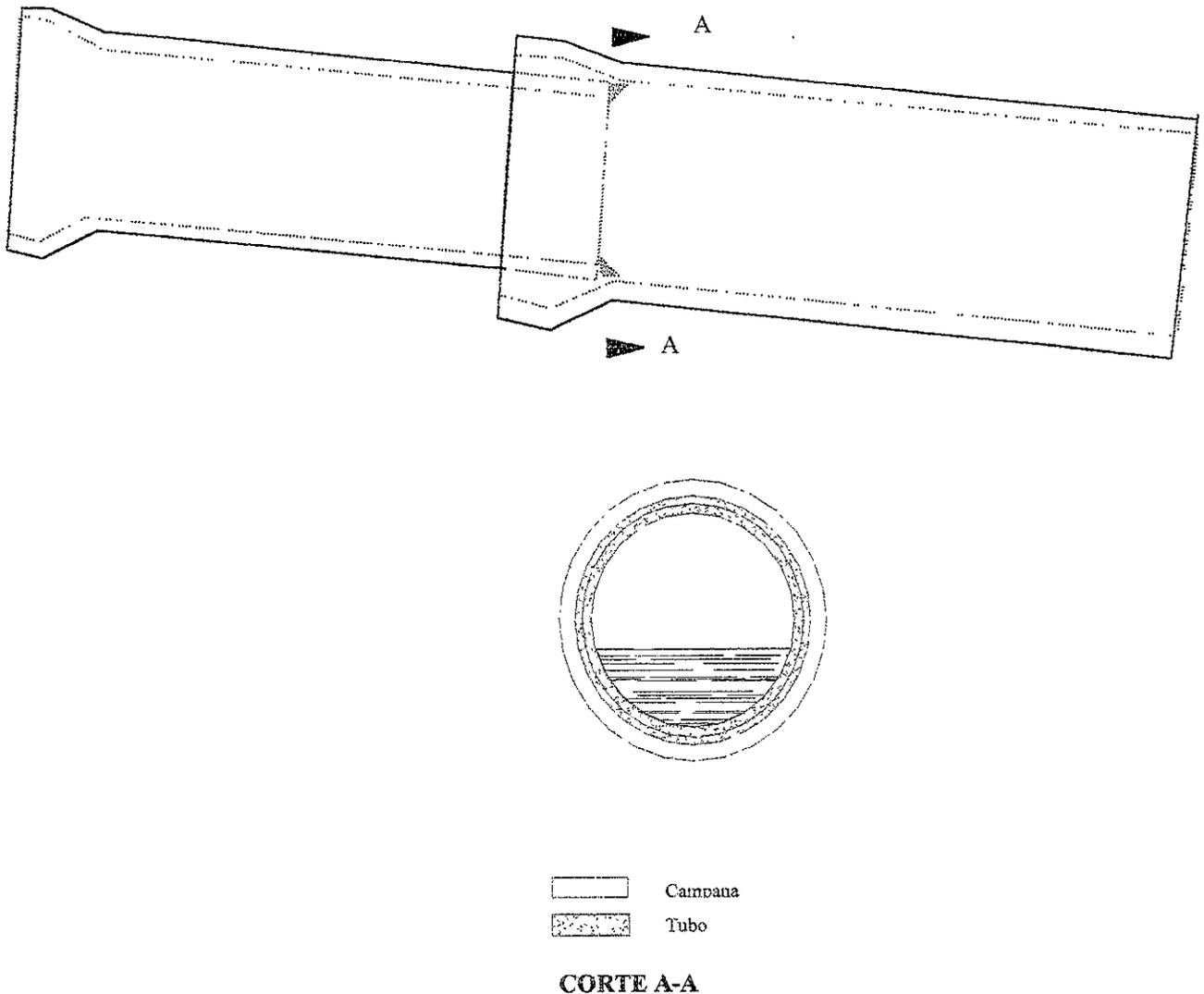


fig. 4.9. Colocación de tubos de albañil, con el fin de evitar el choque de la corriente de aguas residuales con la junta.

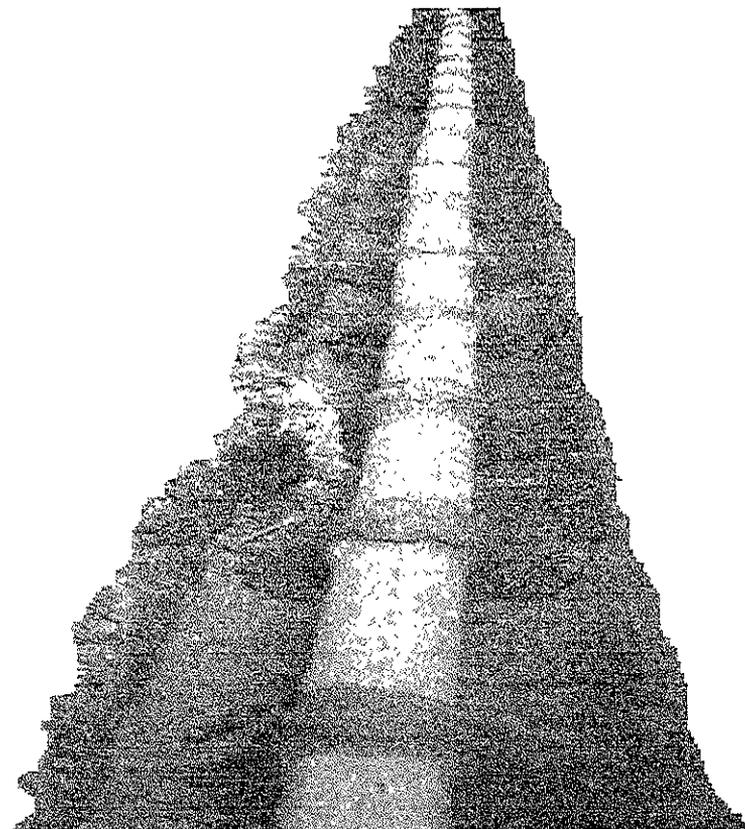


fig. 4.10. Tendido de línea de drenaje.

4.6. Relleno y compactación de zanjas.

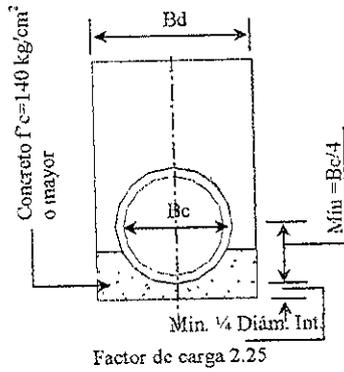
El relleno y compactación de las zanjas se hace por capas y de forma tal que no dañe a la propia tubería, como se menciono anteriormente se empleo cama tipo A, con arena hasta una altura que puede ser mayor o menor que el diámetro exterior y mínima de un cuarto de éste (ver plano V.C. 1982).

La compactación en el relleno de las zanjas se hace en un inicio por medio de un pisón formado de madera, al cuál regularmente se le coloca un sobre peso, a las capas posteriores y en las cuales se crea conveniente, se puede emplear una compactadora manual comúnmente llamada bailarina.

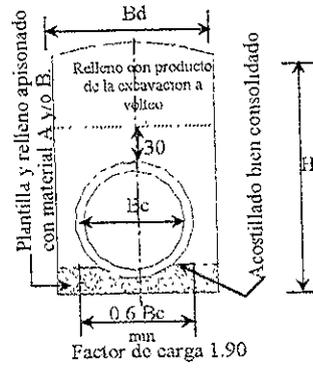
Como se mencionó con anterioridad algunas actividades dentro del proceso constructivo de la unidad habitacional, se llevan a cabo al mismo tiempo, lo que origina un posible conflicto en su elaboración, tal es el caso de la colocación de la tubería tanto de alcantarillado como de la red de distribución, como de la nivelación de las plataformas; esto debido al paso de los camiones que llevan el material de relleno, y que si existen cepas que impiden su paso no se podrían llevar a cabo, por ello mientras en una plataforma se elaboraban zanjas para la colocación, tendido y relleno de las mismas, en la otra se acarrea material para la nivelación de esa plataforma.

El número de capas varía según la profundidad de excavación, teniendo desde 0.90 hasta 1.81 m de relleno, que se dividieron en capas de 30 cm compactando las dos primeras con pisón y las restantes con bailarina.

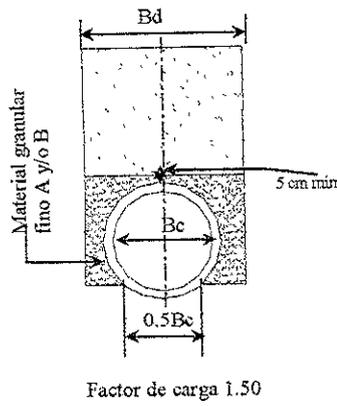
CAMA CLASE "A"



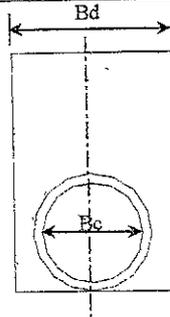
CAMA CLASE "B"



CAMA CLASE "C"



CAMA CLASE "D"



NOTA.- Para la instalación de tuberías se empleará la cama clase "B" y en casos especiales la cama clase "A"

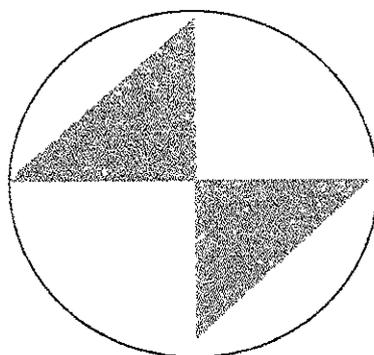
V.C. 1982

4.7. Ubicación de plataformas.

La ubicación de plataformas es tal vez el punto en el que más se debió tener cuidado dentro de la urbanización, por que de ello dependía el que estuviesen correctamente ubicadas las líneas de drenaje y red de distribución, muros de contención y obviamente viviendas.

Esta actividad depende totalmente de una correcta ubicación de puntos principales y secundarios dentro de la poligonal. Los pasos que se siguieron para ubicar las plataformas fueron los siguientes:

- Tomando como referencia uno de los puntos secundarios dentro de la poligonal, se ubica el tránsito en dicho punto ubicado sobre el vértice de las calles bellavista y la avenida que llega en la zona poniente del terreno.
- Por medio del tránsito, se ubica una línea que define la prolongación de la calle que llega en la zona poniente del terreno.
- Con una cinta métrica y alineando con el tránsito, se hacen mediciones que ubiquen los vértices de las plataformas que se formen con la línea de la calle: como se trata de puntos provisionales ya que debido a la propia construcción tienen la tendencia a desaparecer y como solo serán empleados en ese momento, se ubicarán con clavos, así como las aristas de las plataformas se marcarán con cal.
- Aprovechando la ubicación del tránsito, se ubica otro punto auxiliar al otro lado del terreno, marcado con pintura de sprite sobre la barda existente una figura que indique el alineamiento.



- El tránsito se coloca en cada uno de los vértices ubicados en el punto anterior, y del mismo modo, a través de cadenamios alineados por el tránsito, se marcan con cal en el terreno los lados de las plataformas, así como en el punto anterior, en cada vértice se hacen marcas sobre las bardas existentes de puntos auxiliares que en el futuro ayuden en el alineamiento de las plataformas ya más en forma
- El mismo procedimiento se siguió en las plataformas del lado norte, empleando los vértices anteriormente marcados.

Cabe señalar que el propósito de esta ubicación es el tendido del material para la nivelación del mismo, por lo que en las marcas que se hicieron se considero un hombro (espacio de mas que se dejo para permitir una correcta compactación con el vibrocompactador) de 30 cm.

4.8. Construcción de muros de contención.

Como se mencionó en el capítulo uno (inciso 1.5.4), existen para su construcción tres tipos de muros de contención, uno de mampostería, y los otros dos de concreto, pero con diferente refuerzo. Los de mampostería se elaboraron con basalto negro y junteados con mortero.

Para la construcción de los muros de concreto reforzado, se ubicaron a través del tránsito y por medio de los puntos secundarios las cepas para la construcción de los muros de contención, una vez efectuada la excavación de las cepas (varían dependiendo de la altura del relleno a contener), se colocó una plantilla de concreto pobre de una resistencia a la compresión de $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$, con el fin de que el contacto del terreno del acero de refuerzo ocasione corrosión en el mismo.

Posteriormente se inició el armado de la zapata del muro de contención, cortando los bastones con una cizalla y haciendo los dobleces indicados, se hizo el corte del acero longitudinal, para posteriormente efectuar el

amarre de los bastones con las barras longitudinales por medio de pedazos de alambre y sujetos con unos ganchos.

La ubicación del acero debe estar colocada perfectamente, ya que los muros de contención funcionan como muros de colindancia entre las viviendas, esto se logra revisando constantemente con el tránsito su correcta alineación y ubicación.

Después de colocado el acero propio del muro, tanto en forma longitudinal como transversal, así como colocados los amarres necesarios, se revisa por última vez la correcta verticalidad y colocación del acero, algunas veces el peso propio del acero y la altura del mismo hace que se mueva siendo necesaria la colocación de tirantes sujetos posteriormente a la cimbra del muro.

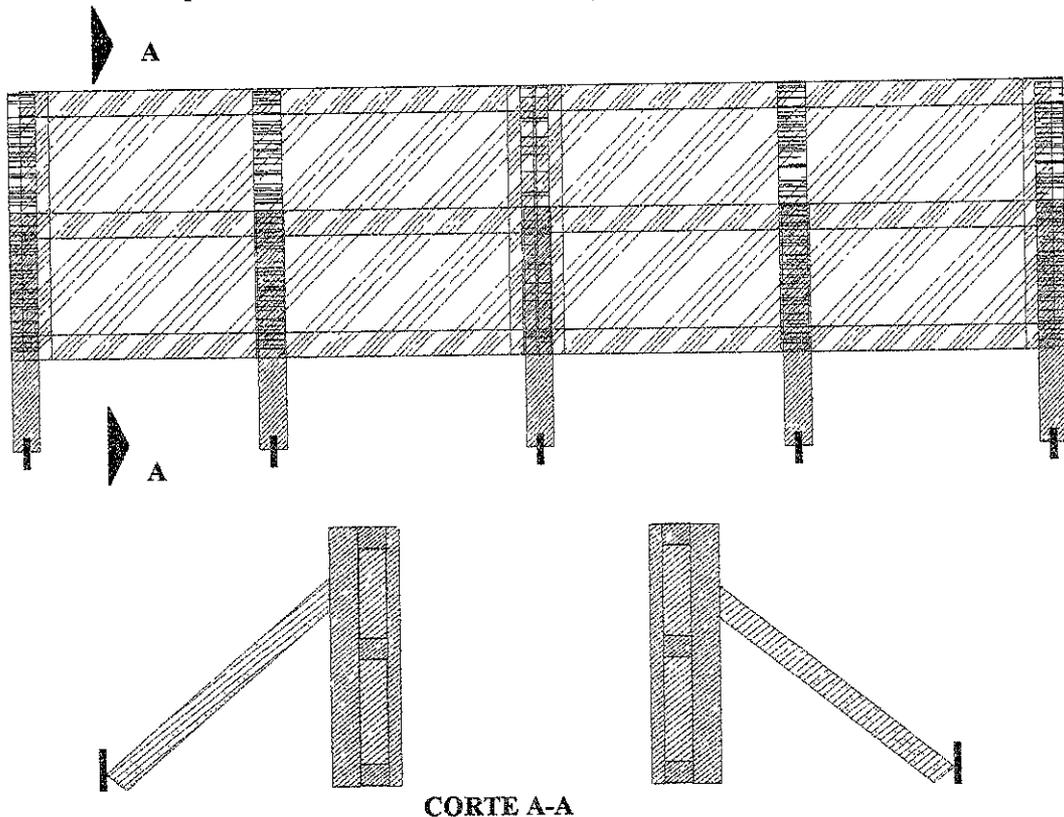
La primer parte del muro que se cuela es la zapata, que fija de alguna manera el acero del muro, aunque a veces no se logra. Debido a que la zapata queda bajo el nivel del terreno, es decir dentro de la zanja, se hace necesario el uso de cimbra, para lo cual únicamente se coloca una capa de plástico con el fin de evitar el contacto directo del concreto con el terreno.

El concreto debe ser considerado con una resistencia a la compresión de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, y con una dosificación por bulto de cemento de 1 1/3 botes de agua, 3 botes de arena y 4 de grava, para un tamaño de grava de $\frac{3}{4}$ ", y haciendo uso de botes alcoholeros de 18 litros.

El tiempo de endurecimiento en el concreto recién colado que se deja en la zapata es el que se emplee en la construcción y colocación de la cimbra (con el fin de poder trabajar sobre la zapata), la longitud del muro que se cimbraba era entre cuarenta y cincuenta metros, haciendo en un día la elaboración y colocación de la cimbra y en otro el colado del mismo.

De igual forma que sucedió con el habilitado del acero del muro, la verticalidad de la cimbra se debió cuidar en todo momento mediante el tránsito, así como la colocación de puntales a cada 1.22 m en todo lo largo del tramo por colar evitando su desplazamiento con estacas.

Debido a que se construyó con hojas triplay de 9 mm de espesor (1.22 por 2.44 m de área), y para generar el menor desperdicio posible se colocó una hoja completa y para completar el resto de la altura del muro se cortó otra hoja por el lado largo; en las uniones de las hojas, al final y al inicio de la cimbra en la parte superior e inferior se colocaron listones (con una sección de $\frac{1}{4}$ " por 2") con el objetivo de sujetarlos correctamente, posteriormente se colocaron polines (4" por 4" de sección), en forma vertical y anclados en el suelo colocando sobre estos los puntales (barrotes de sección de 2" por 2")



Con la cimbra colocada en su lugar y revisada su verticalidad se inicia el colado del muro de contención, cuidando en todo momento, lo anterior mencionado. El decimbrado se hace a los dos días de colada la sección, permitiendo que llegue a la resistencia necesaria hasta veintiocho días antes de poder colocar relleno. El proceso constructivo de los muros de mampostería es un poco más sencillo, más no menos importante, se inicia de igual forma que con los de concreto reforzado, con la excavación de las cepas para su construcción, ubicándolas también a través del tránsito. Para este caso no se hace necesaria la colocación de una plantilla pobre de concreto, esto por dos razones.

La primera razón es que el contacto del terreno con la roca de construcción no genera reacción alguna. La segunda razón se debe a la disminución de la fricción entre el muro y la capa de material que le precede, ya que si se coloca una capa de concreto pobre la fricción disminuiría.

Las dimensiones del muro dependen también del relleno a contener. La construcción en si depende prácticamente de la capacidad del oficial albañil para la construcción del mismo; lo que se debe cuidar también es la correcta ubicación y verticalidad del mismo, se ubica el tránsito en puntos que nos ayuden a revisar dicha ubicación.

4.9. Colocación de tepetate para nivel de plataforma.

La plataforma en la que se inicia la colocación del tepetate está en función como ya se explico anteriormente, del lugar en el que se coloque la tubería tanto de alcantarillado como de la red de distribución, así como de la construcción de los muros de contención. El tendido de la tubería se hace al mismo tiempo que el tendido del material de relleno, los problemas que esto ocasiona se pueden evitar trabajando por cuadrantes, es decir, mientras se coloca la tubería que pertenece a las plataformas 5 y 6, la colocación del tepetate se hace en las plataformas 3 y 4, evitando así un choque entre las actividades.

Otro aspecto es la construcción de los muros de contención que deben estar construidos en su mayoría para el tendido de tepetate en las plataformas 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15, así como evitar también contrariedades con el tendido del tubo, por lo tanto se debe evitar el choque prácticamente entre las tres actividades. Pero al mismo tiempo que se tiende tubo en las plataformas 5 y 6 y se coloca tepetate en la 3 y 4 se construyen los muros de contención que están entre las plataformas 7,8,15, además de tener la posibilidad de hacer cualquiera de las tres actividades en el cuadrante de las plataformas 1, 2, 9, 10, y que por su facilidad y rapidez se elige el tendido de tubería.

El material se coloca en una fila a lo largo de la plataforma y con una separación entre los viajes para evitar tener una capa de compresión mayor a la deseada. Regularmente el número de viajes y su separación se determina considerando el área de la plataforma y el espesor de la capa que debe ser de 23 cm, tomando en cuenta una disminución en la capa debido a la compactación, de 3 cm.

Por ejemplo para la plataforma número tres se requiere un volumen de tepetate de:

$$V = (\text{Área})(\text{espesor}) = (690.20)(0.23) = 158.746 \text{ m}^3.$$

Para el cual se requieren aproximadamente 20 camiones con una capacidad de 8 m³, colocados en una longitud de 49.3 m, por experiencia se sabe que cada descarga de ese volumen de ese material abarca una longitud aproximada de 6 m, por lo cual se colocan 8 viajes con una separación entre ellos de un paso, posteriormente se humedece el tepetate para que la motoconformadora lo extienda sobre la plataforma al mismo tiempo que la volteá, esto con el fin de poder colocar el material restante en la plataforma.

4.10. Elaboración y colocación de suelo-cemento

Como se mencionó anteriormente la dosificación del suelo-cemento es por cada siete metros cúbicos de material, se debe colocar 21 bultos de cemento y 2330 litros de agua. El proceso de elaboración del suelo-cemento es el siguiente:

- Se humedece el tepetate y se revuelve con un cargador frontal.
- Humedecido el material, se colocan sobre el tepetate los sacos de cemento, con ayuda de un par de peones se retiran las bolsas del cemento.
- El cargador frontal revuelve el material humedecido con el cemento.
- Una vez perfectamente mezclado el suelo-cemento, se coloca junto al muro.

Debido a que el suelo tiene una consistencia licuosa es difícil compactar capas sucesivas para obtener una mayor resistencia, por lo cual se coloca totalmente el material, y la compactación se le da una vez que reduzca el contenido de agua.

Como se menciona en el inciso 1.5.5 se recomienda un talud de 1:1 en las paredes laterales para facilitar su aplicación, debido a que en una de las paredes se tiene un talud de 90° en el muro, la aplicación se complica un poco pero es sencilla, debido a la consistencia del mismo. Otro aspecto a cuidar es la humedad, ya que no debe perderla al menos en 24 hrs, pero puede reducir gradualmente después de este tiempo hasta que permita la compactación.

La compactación del suelo cemento se hace dos días después de colocado, primero con la llamada bailarina y después por el vibrocompactador.

Cabe mencionar que la elaboración del suelo-cemento se realiza una vez construidos todos los tipos de muros de contención (muros de concreto y de mampostería), esto debido a la consistencia del suelo-cemento.

4.11. Nivelación de tepetate para plataforma.

Una vez concluida la colocación del tepetate y del suelo cemento (en las plataformas en que se requiera), se procede a la nivelación de la plataforma. Como se mencionó con anterioridad el tepetate está ya colocado, más no así nivelado, la nivelación se efectúa con la motoconformadora, colocando su cuchilla con una cierta inclinación horizontal corta y remueve el exceso de material hasta que llega al nivel deseado.

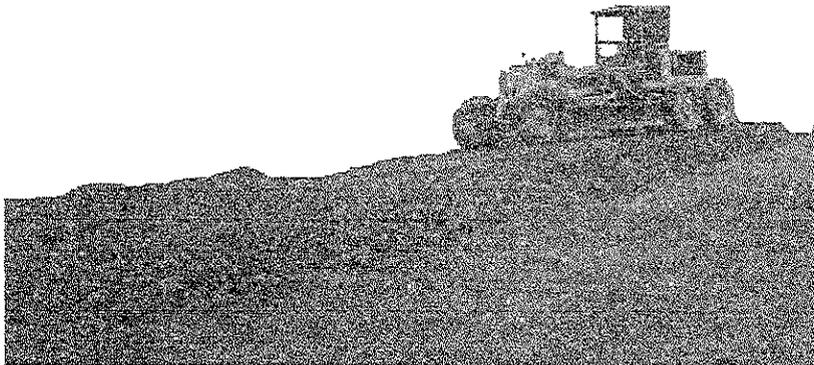
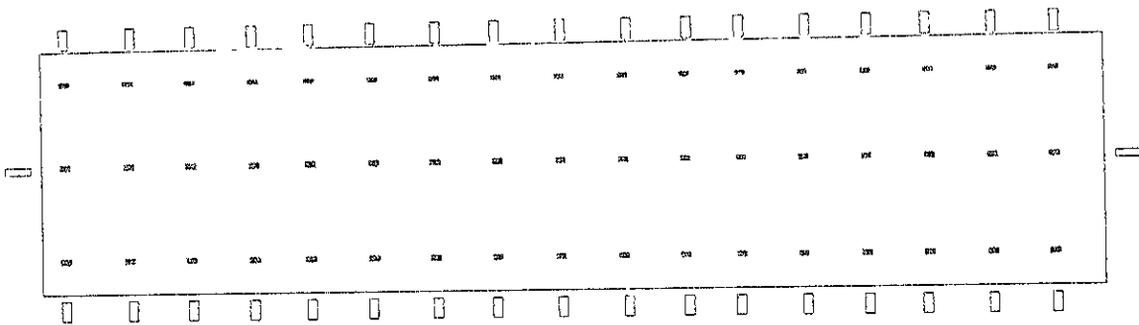


fig. 4.11. Nivelación de plataforma

Las señales que se colocan al operador de la motoconformadora del nivel que debe prevalecer en la plataforma, deben ser visibles y puestas de forma tal que el paso de la motoconformadora no los mueva. Las señales que se colocan en el piso son pequeños ladrillos rojos marcados con puntos de cal para hacerlos visibles, que indican al nivel al que debe llegar la cuchilla de la máquina.

El paso de la motoconformadora y el material que acarrea pueden ocultar dichas señales, para lo cual se colocan señales fuera de su paso que indican una hilera de señales. Los ladrillos se colocan en tres filas a lo largo de la plataforma, a cada tres pasos entonces colocando un promedio de 17 señales por fila promedio en cada plataforma.



Ubicación de ladrillos que el operador de la motoconformadora debe respetar como nivel de la plataforma.

A pesar del cuidado que se tiene en no perder los puntos, es necesario tenerlos siempre visibles ya que como se mencionó antes su objetivo es guiar al operador de la motoconformadora en cuanto al nivel que debe llegar. Por lo tanto para tenerlos visibles, se emplean dos peones quienes deben quitar el material que oculte los ladrillos, al mismo tiempo que den una lectura con el estadal a la persona que se encarga de revisar que el nivel de los ladrillos no se haya movido, además de marcarlos con puntos de cal; esto se hace el tiempo que se emplee en la nivelación de la plataforma.

Cabe señalar que el nivel al que debe estar la plataforma es de 20 cm de la capa a compresión, más 3 cm por la compactación que se llevará a cabo posteriormente.

4.12. Compactación de tepetate.

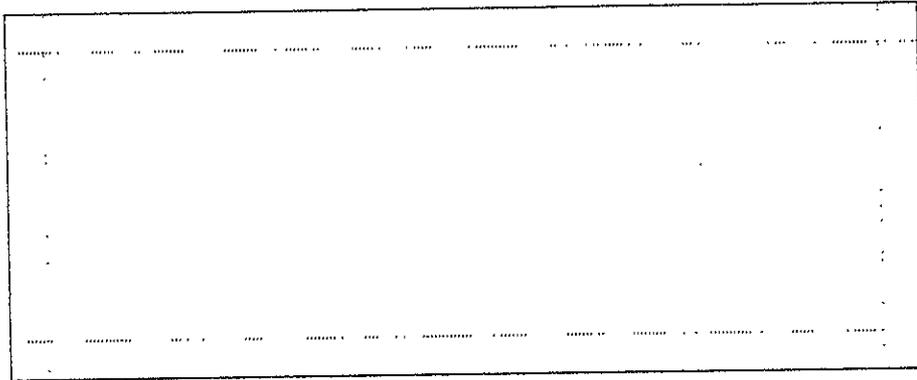
Una vez concluida la nivelación de la plataforma lo que prosigue es la compactación, la cual se llevó a cabo por medio del vibrocompactador. Las condiciones del terreno deben ser propicias para no generar un encarpamiento en el tepetate.

El encarpamiento es la mala compactación que sufre el suelo a pesar que se aplica un método para lograrlo, físicamente, en la superficie se genera una pequeña capa de material con pequeñas fisuras el cual entre más se intenta compactar, la capa fisurada aumenta de grosor. Las condiciones que generan el encarpamiento en el tepetate y que se lograron observar en esta obra son las siguientes:

- El compactar una capa de espesor menor a los 7 cm aproximadamente sobre una capa compactada previamente, o con una dureza alta.
- El compactar una plataforma que este perdiendo humedad, y en la cual en su superficie el material este ya un tanto seco

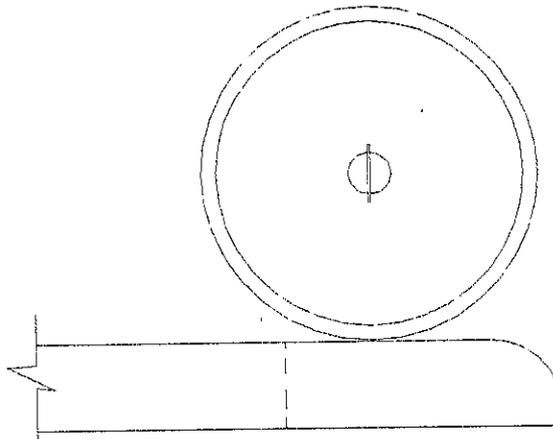
Cuando sucede un encarpamiento lo conveniente es remover el material, pero para el primer caso también hacerlo en la capa inferior, con el fin de aumentar el espesor de la capa a comprimir, nivelar y compactar. En el segundo caso además de removerlo humedecerlo, nivelarlo y compactarlo nuevamente.

Como se mencionó anteriormente cuando se hace el tendido del material a compactar, se debe dar una distancia de más llamada "hombro" con él fin de que la compactación en el terreno sea completa.



----- Limite de plataforma

fig. 4.12. Planta de plataforma, en la que se observan los limites de la plataforma como el del hombro.



----- Limite de plataforma

fig. 4.13. Hombro en plataforma.

Para llegar a la compactación deseada el vibrocompactador debe pasar más de tres veces por la plataforma, si aún no se tiene se compacta nuevamente. cuidando que si se pierde humedad el tepetate se encarpete. Para revisar si realmente se llegó a la compactación deseada. la empresa subcontrato a otra que se encargó de hacer esta revisión por medio de la prueba proctor para un porcentaje del 90% para ésta prueba.

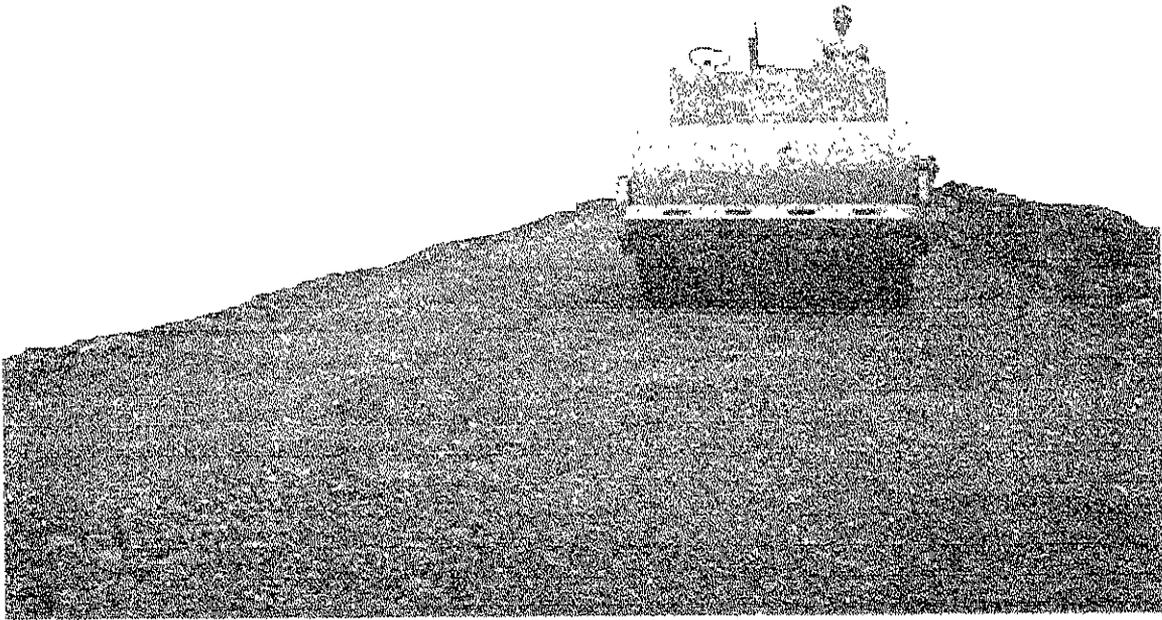


fig. 4.14. Compactación en plataformas.

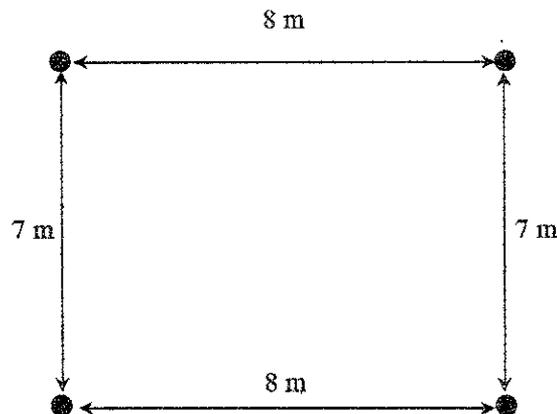
Por último en esta fase, se revisa que la compactación no haya generado baches en la plataforma: si esto sucede deben ser mínimos, ya que el contenido de agua debe ser el mismo en toda la plataforma.

4.13. Alineamiento y nivelación de plataformas.

El alineamiento y la ubicación del nivel en las plataformas son parte primordial en la parte final de la urbanización, ya que ésta da pie al inicio y prácticamente a toda la edificación.

El alineamiento se hace mediante señales que se colocan en la plataforma y que indican la ubicación física de las viviendas. Como mencioné anteriormente las dimensiones del área de construcción, son de un rectángulo de 8 m por 7 m, siendo los 8 m dados a ejes de muros y los 7 m correspondientes a los paños exteriores de la vivienda.

Debido a que las señales se pueden perder ya que se debe excavar para colocar la cimentación, las señales se colocan sobre los muros de contención para ubicar posteriormente en forma exacta la posición de los vértices antes mencionados.



Dimensiones del área de construcción.

Haciendo uso de los puntos secundarios de la poligonal se localizan los puntos antes mencionados, mediante el siguiente procedimiento.

- Se ubica el tránsito en un punto que coincida con una de las filas de estos puntos.
- Se hace la primera medición de 7 m, apoyados con plomadas en los extremos de la cinta a esa distancia.
- Con clavos incrustados en la plataforma se ubican donde se encuentren los vértices.
- Con el tránsito se verifica que ambos puntos estén sobre la línea real de los vértices, De no ser así se colocan sobre ésta.
- Se verifica la distancia entre los puntos
- Se repiten los dos pasos anteriores hasta que se encuentren los puntos sobre la línea de los vértices y corresponda con la distancia.
- Para comprobar que los puntos se encuentren colocados correctamente, en el tránsito se da un giro de 90° y se verifica que la otra línea de vértices este realmente en ángulo recto, así como que la distancia sea de 8 m

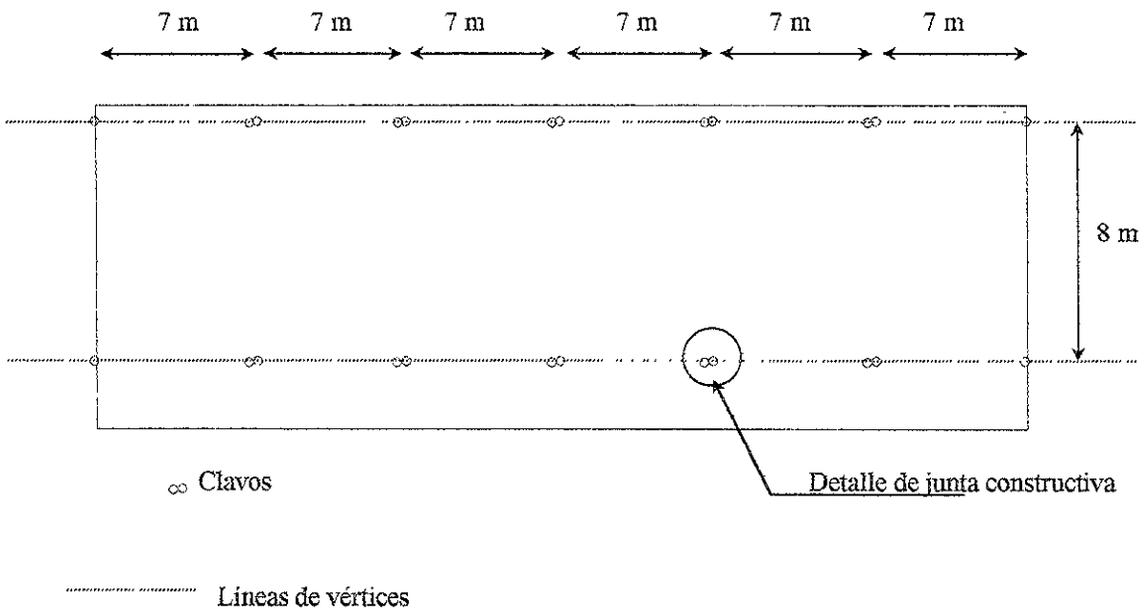
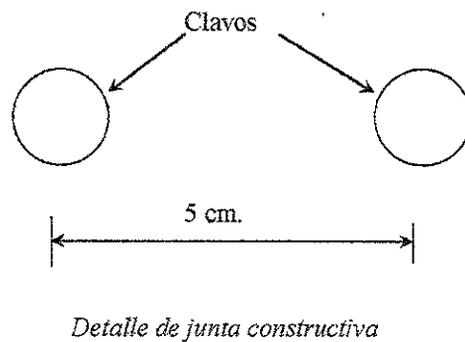


fig. 4.15. Ubicación de línea de vértices



Con las marcas colocadas en el piso, se hicieron marcas que corresponden a los vértices sobre los muros de contención, para después poder ubicarlos.

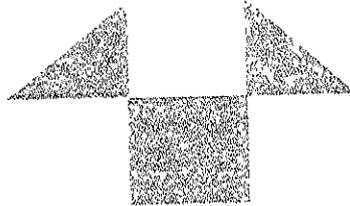


fig. 16. Figura que indica la ubicación de los vértices y del nivel

La figura anterior es muy práctica ya que por sí sola indica lo antes mencionado: la unión de los triángulos rectángulos con el cuadrado indica la ubicación de los vértices, la distancia entre los triángulos indica la junta constructiva y el lado superior del cuadrado indica el nivel de la plataforma dado 50 cm arriba. Lógicamente el nivel indicado corresponde al de la losa de cimentación.

4.14. Excavación de conexiones y pozos de visita para alcantarillado

La única conexión que se necesitó en la unidad es la consecuente con la plataforma cuatro, debido a que la poligonal obligó que las últimas dos viviendas quedaran defasadas a la continuación de la fila, ocasionando problemas en la evacuación de las aguas residuales de ambas viviendas.

La solución a la que se llegó fue la de construir una conexión entre los registros sanitarios de ambas viviendas, de forma tal que la salida fuese por la vivienda cuya salida es hacia el poniente.

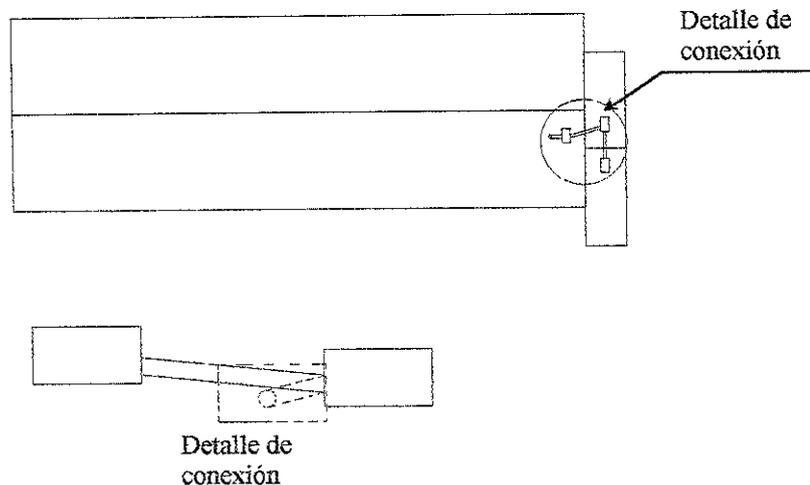


fig. 4.1. Conexiones en registros sanitarios.

La excavación para la construcción de los pozos de visita se hace en dos fases, la primera se hace hasta donde permute el terreno, es decir, hasta donde el suelo puede ser removido por la retroexcavadora de un cargador frontal, y la segunda hasta llegar a la profundidad deseada en la que se encuentra siempre roca y que es realizada por un martillo neumático conectado en un cargador frontal con retroexcavadora.

Regularmente y como se ha comentado, el cargador frontal con retroexcavadora a la que no se le coloca un martillo neumático, la profundidad a la que llega es de 40 cm en promedio, y el resto se hace con el martillo neumático.

Este trabajo requiere de un operador con experiencia en este tipo de excavaciones, debido a que los pozos se encuentran a una profundidad mayor de 1.35 m. La ubicación debe ser tal que la retroexcavadora este segura y permita llegar al martillo a la profundidad deseada.

Pozo	Profundidad [m]
3	1.37
4	1.99
7	1.98
8	1.37
9	1.35
10	1.98

Una vez que se llega a la profundidad deseada del pozo de visita, y para dar una seguridad en la excavación, se debe hacer un talud en toda la pared de la excavación, un talud de forma tal que no permita la caída de material dentro de la excavación.

4.15. Construcción de conexiones y pozos de visita para alcantarillado

La construcción de la conexión es sencilla, se hacen de igual forma como se mencionó en el apartado 1.4, en los registros sanitarios se hace una media caña para la descarga de las viviendas, y se conectan estos registros por medio de tubo albañal de 20 cm de diámetro interno, con el detalle que se marca en el inciso número cinco de éste capítulo.

La construcción de los pozos de visita es un poco más complicada. Una vez concluida la excavación se debe hacer lo siguiente, siguiendo lo descrito en el plano V.C. 1985 del inciso 1.5:

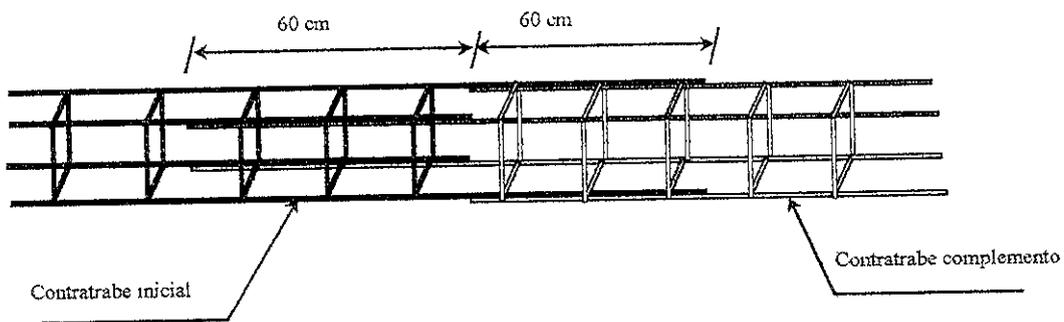
- Se verifica el nivel de la profundidad de excavación tomando en cuenta los bancos de nivel colocados alrededor del terreno.
- Se coloca una plantilla de concreto pobre en toda la superficie de la excavación, con una resistencia a la compresión de $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$.
- Se construye una capa inferior de mampostería (roca junteada con mortero) de 20 cm.
- Se inicia la colocación de las filas de ladrillo rojo junteado también con mortero, que definen la circunferencia del pozo: estas filas deben definir una pared totalmente vertical.
- En la parte en que deben ir las líneas de alcantarillado se colocan pedazos de tubo albañal del diámetro necesario, para definir las salidas o entradas de éstas. La altura de las líneas depende del nivel de su línea de alcantarillado, el cual se revisa haciendo uso de los niveles topográficos.
- Una vez concluidas de colocar las filas que corresponden a la parte de la entrada o salida de la red de alcantarillado, las filas se continúan colocando, solo que ahora las filas deben generar una pared interna inclinada de tal forma que se llegue al nivel de la calle con un diámetro interno de 0.60 m
- Con el fin de evitar filtraciones se hace un aplinado interno en el pozo con un espesor mínimo de 1 cm

5.2. Armado y colocación de trabes de losa de cimentación.

Al mismo tiempo que se hace la excavación tanto para las contratraves como para la tubería hidráulica y sanitaria en la vivienda, se puede llevar a cabo el armado de las contratraves (traves de losa de cimentación), el cuál deberá cumplir con las especificaciones que marca el proyecto estructural de las mismas.

Para su elaboración se debe tomar en cuenta que tienen una longitud considerable, por lo cual el desperdicio se debe evitar lo más posible.

Las varillas del #4 deben ser seccionadas en su caso con cizalla debido al diámetro de las mismas, el dobles se hace regularmente con un tubo o con un gancho propio para ésta tarea. El caso de los traslapes de las varillas se debe hacer con amarres de alambre de forma tal que se asegure el correcto funcionamiento de la misma, así como de evitar el corte de más del 50% del acero en la misma zona, por lo que el traslape se hará de la forma como indica la figura siguiente.



Cabe señalar que el armado de las contratraves debe hacerse en longitudes tales que permita el transporte del lugar de armado a las cepas donde deberán ser colocadas.

Al mismo tiempo que se lleva a cabo el armado el terreno se cubre con una capa de plástico con el fin de evitar una posible contaminación del acero.

Las trabes armadas se transportan a las cepas, y se colocan en las mismas, la correcta alineación de las contratraves (armado), se rigie por las marcas que se colocaron en los muros de contención y posteriormente transportadas al terreno con hilos que ayudarán a tener una mayor precisión.

Debido a que en el momento de colocar las trabes siguientes se deben hacer ajustes, el alineamiento de las mismas se hace una vez colocadas todas, de ser necesario se podrán colocar pequeñas estacas (representadas por pedazos de varillas del mismo diámetro), que fijen a las mismas.

5.3. Colocación de malla de alambre soldado y de castillos.

Una vez colocadas en forma correcta las contratraves, se procede a la instalación de la malla electrosoldada, la cuál debe estar contenida en dos capas, considerando para tal efecto que el área total de acero por metro es de 4.16 cm².

Colocadas ya las contratraves, se coloca la malla electrosoldada de una separación 66-1/4-1/4. Empleando para éste caso la presentación de rollos (2.50 m de ancho por 40.80 m ó 120 m de largo), por lo cual se debieron considerar los traslapes marcados en las NTC del reglamento de construcciones del D.F., que indica que los traslapes que se hagan no deben ser menores de la separación entre los alambres transversales más 5 cm.

Por lo tanto los traslapes hechos fueron de 15 cm, considerando 6 cm de separación entre los alambres, más 5 cm por norma.

El traslape se debe hacer evitando dar un modo de falla en éste, por lo que se considera hacerlos uno y uno, es decir, se corta el alambre de una malla y al siguiente se deja largo.

Para el caso de los castillos, su colocación debe ser de forma tal que se apoyen en las contratraves de la losa de cimentación. El anclaje de los castillos se debe hacer hasta una distancia que garantice un buen empotre de los mismos.

Se pudiese considerar que además del anclaje se debe colocar hasta donde se encuentre la posición del eje neutro de las contratraves, pero debido a que se tiene una viga armada con el mismo acero en tensión como en compresión hace que el eje neutro este cerca de las fibras superiores de la misma, y ahí el anclaje sería menor, por lo que se debe optar por colocarse hasta la mitad de la distancia de la contratrabe, es decir, hasta la mitad del peralte de la misma.

Una vez colocados tanto la malla como los castillos, se procede a la revisión última de la alineación de las contratraves, así como de la verticalidad de los castillos.

5.4. Cimbrado de losa de cimentación.

El cimbrado de la losa de cimentación es sencillo, debido a que la propia excavación será quien funja como tal, colocando únicamente en los límites de la plataforma pedazos de hojas de triplay retenidos en su frontera por rocas que fijan cualquier movimiento (ver fig. 5.2).

Cabe señalar el problema principal al que se enfrenta la frontera correspondiente entre dos viviendas, en la cual se hizo una excavación única respetando solamente para todo caso el recubrimiento de la trabe.

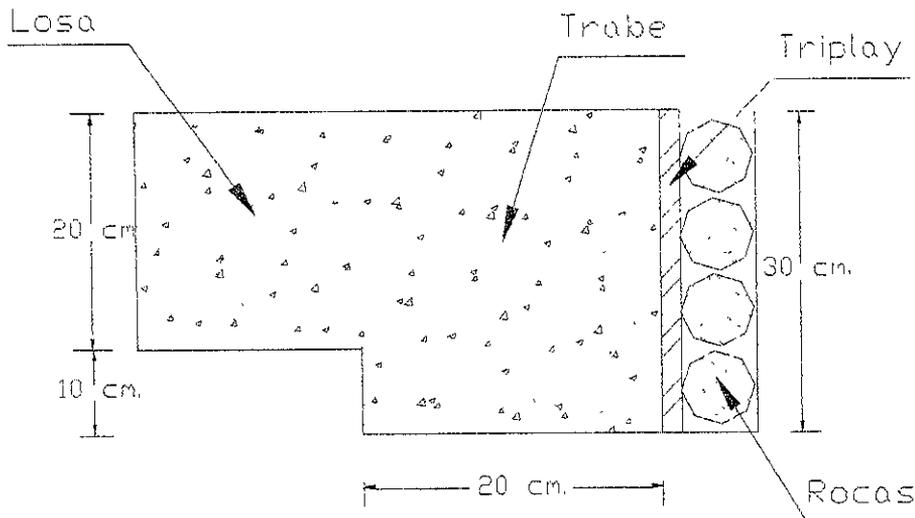
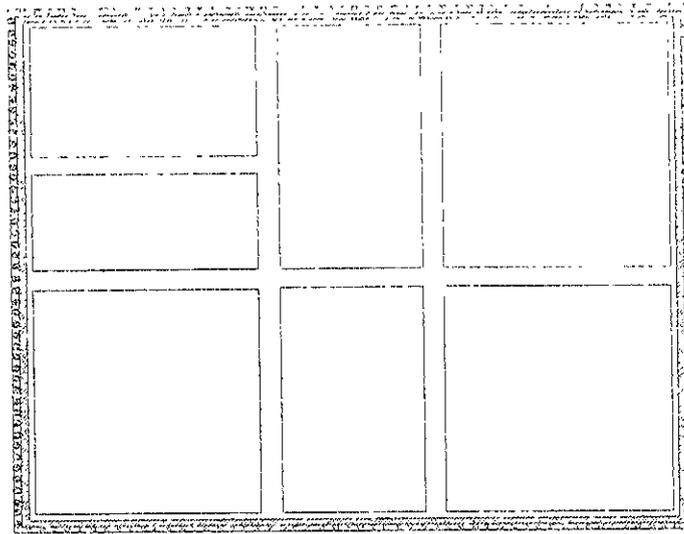


fig. 5.2. Cimbra de trabe.

La colocación de la cimbra mencionada anteriormente se colocó en la frontera de la excavación, es decir, solo alrededor de la excavación de la cimentación de la vivienda, ya que para el resto de las trabes de la losa de cimentación no se ocupó cimbra, sino que únicamente se cubrieron las cepas con plástico, con el fin de evitar el contacto del acero con el suelo, y la propia cepa fungía como cimbra para dichas trabes.



* Rocas
 Triplay

fig. 5.3. Ubicación de cimbra para trabes.

5.5. Especificación de concreto para losa de cimentación.

El concreto a emplear en el colado debe tener las especificaciones que correspondan a las marcadas en el plano estructural de la losa de cimentación.

Las cuales se muestran a continuación.

- Resistencia a la compresión $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$.
- Tamaño del agregado grueso de $\frac{3}{4}$ " ó 19 mm.
- Concreto clase 2, es decir, con un peso volumétrico fresco entre 1.9 y 2.2 t/m^3 .
- Revenimiento de 7.5 cm.

Se empleó durante la construcción de la unidad concreto hecho en sitio, para la cual se debió cuidar la dosificación de éste con el fin de obtener las características antes mencionadas.

La dosificación del mismo, se hizo considerando para la elaboración del concreto, botes alcoholeros de 18 litros.

Cemento [sacos]	Agua [botes]	Arena [botes]	Grava [botes]
1	1 1/3	3	4

5.6. Colado de losa de cimentación.

Para el colado de la losa de cimentación se emplearon 2 oficiales y 10 peones como mano de obra, una revolvedora llamada trompo y un vibrador de motor de gasolina como maquinaria, como material el necesario para la elaboración del concreto.

Con las trabes de la losa de cimentación colocadas correctamente, la cimbra reforzada y alineada, la malla y los castillos colocados, la tubería de las instalaciones sanitarias, hidráulicas y eléctricas colocadas, se inició el colado.

Para una mayor sencillez, un peón se coloca junto a la grava para llenar los botes con ésta para cada vez que lo indique el operador de la revolvedora vacíe los cuatro, al mismo tiempo otro peón se encarga de la grava y el mismo operador de la revolvedora se encarga tanto del agua como del cemento. Una vez colocados todos los elementos en el trompo, se mantiene trabajando éste hasta logra una perfecta mezcla, al mismo tiempo los 7 peones restantes se preparan con botes para transportar el concreto al lugar de la losa que uno de los oficiales le indique.

Con el fin de hacer más sencilla la colocación del concreto, el colado se inicia en la esquina opuesta a la elaboración del mismo, llevando un avance constante a lo largo del mismo. Para conocer el nivel al que se debe llegar con el concreto durante el colado se colocan hilos que atraviesen la losa de cimentación, los cuales el oficial deberá respetar al momento de emparejar con su cuchara inicialmente y después con un pedazo de madera que no tenga deformaciones; de la misma forma el otro oficial se encargará de dar el vibrado adecuado al concreto, de forma tal que no queden oquedades ni que el exceso de vibrado genere una segregación en el mismo. Una vez concluido el colado de la losa se expone una capa de cemento para dar un acabado adecuado a la misma, el acabado se hace con un pedazo de madera o de metal haciendo un pulido en la superficie. Lo anterior genera una reacción química denominada hidratación, el grado hasta el cual ésta reacción se llegue a completar, influye en la resistencia, la durabilidad y en la densidad del concreto. En los días subsiguientes al colado, se hace un curado al concreto, el cual consiste en el mantenimiento de contenidos de humedad y temperatura satisfactorios en el concreto durante un periodo definido inmediatamente después de la colocación y acabado. El método de curado empleado es el de rociado, es decir, se rocía con agua la losa de cimentación, periódicamente (dos veces al día), hasta que se considere que la pérdida de humedad no agriete el concreto.

5.7. Construcción de muros de vivienda.

En cuanto el fraguado de la losa de cimentación lo permita se inicia la construcción de los muros de la vivienda. La ubicación de los muros se hace de acuerdo con los vértices de la plataforma que se marcaron en los muros de contención, es decir, se tienen las marcas en los muros de contención de la línea de los vértices en una dirección, ubicándose en forma exacta conociendo la distancia a los muros de contención. Si el muro de contención divide exactamente la plataforma la distancia se conoce, considerando un patio de 1.85 m a paño, y uniendo las marcas de ambos muros de contención, se marca ésta distancia sobre la losa de cimentación, a partir de la cual se miden los 8 m a ejes, es decir considerando el ancho de 0.15 m del block de construcción, encontrando así la correcta ubicación de los muros. Con el perímetro de la vivienda marcado en la losa de cimentación, es mucho más sencilla la ubicación del resto de los muros de contención, la cual debe coincidir con los castillos colocados durante el colado de la losa de cimentación.

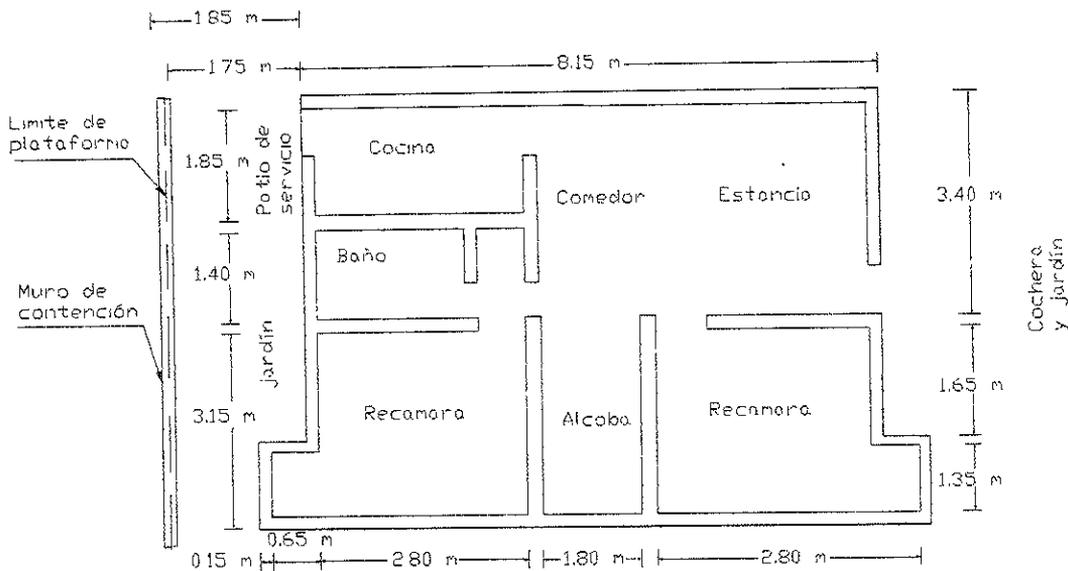


fig. 5.4. Ubicación de muros en vivienda.

El ancho de los muros es de 0.15 m, por lo cual solo se indican en la vivienda las dimensiones interiores, la ubicación de los muros se hace considerando los vértices antes mencionados y la distancia a los muros de contención.

La construcción de los muros de contención se hizo empleando block macizo de las dimensiones que a continuación se muestran.

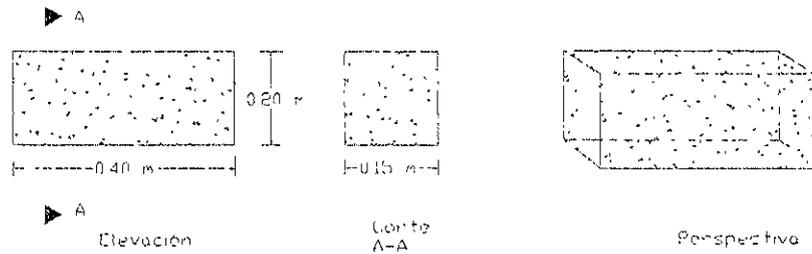


fig. 5.5. Dimensiones de block

5.8. Cimbrado y colado de castillos.

Una vez concluida la construcción de los muros dentro de la vivienda, o teniendo la mayor parte hecha, se puede proceder al cimbrado y colado de los castillos de la vivienda. Apoyados en la construcción de los muros, únicamente se tiene la necesidad de colocar dos caras de la cimbra, es decir, que dos de los lados del castillo estarán ya cimbrados por el propio muro.

Con lo anterior, la cimbra que se colocará para los castillos constarán de dos caras de madera constituidas por triplay, reforzadas en su perímetro por pedazos de duela cortados en dos partes en forma longitudinal. Una vez puestas ambas caras de la cimbra sobre el muro, se colocan tres tramos de madera en la dirección corta del castillo repartidos a lo largo del castillo, después se colocan dos polines unidos a los tres tramos antes descritos, dichos polines estarán sujetos con dos atraques, del lado interior de la vivienda se emplearon rocas para no romper la losa de cimentación, y por el lado de fuera se emplearon estacas.

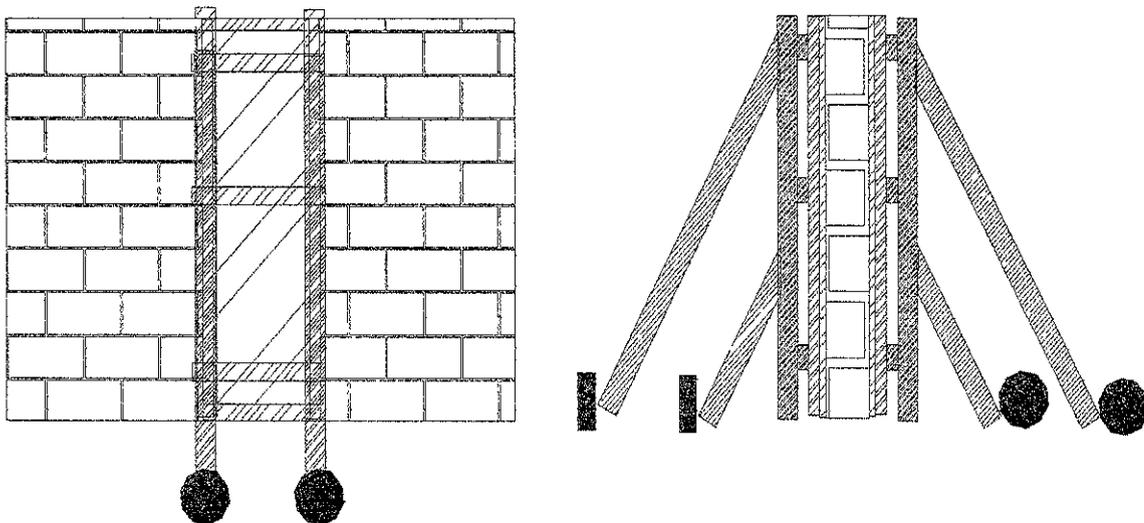


fig. 5.6. Cimbra de castillos.

Una vez concluida la construcción de la cimbra se procede a la elaboración del concreto para el colado de los castillos, con la dosificación que a continuación se muestra.

Cemento [sacos]	Agua [botes]	Arena [botes]	Grava [botes]
1	1 1/2	4	5

Empleando para el colado de cada castillo de una altura de 2.40 m, un volumen de 0.108 m³, por lo que por cada castillo se emplearon las siguientes cantidades de cemento, agua, arena y grava

Cemento [sacos]	Agua [litros]	Arena [botes]	Grava [botes]
3/4	25	3	3.5

A diferencia de la elaboración del concreto de la losa de cimentación, ésta se elaboró de manera manual por medio de pala.

Cabe mencionar que el colado de los castillos se hizo hasta 10 cm antes de la junta entre las traveses y éstas: por lo que se evitan posibles problemas estructurales en dicha junta ocasionados por la unión de colados hechos en diferentes tiempos.

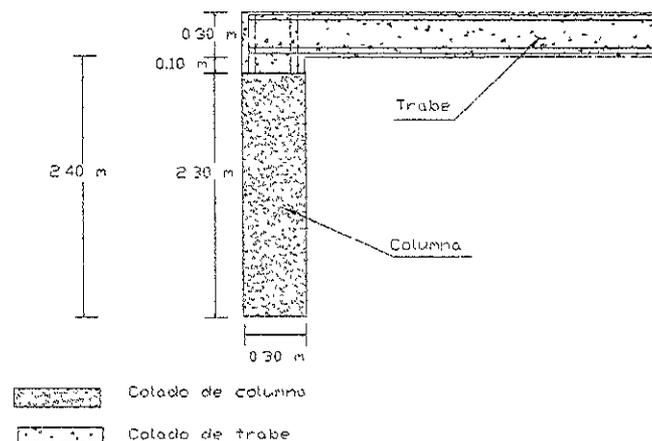


fig. 5.7. Altura de colado del castillo.

5.9. Cimbrado de losa tapa.

El cimbrado de la losa tapa se lleva a cabo empleando dos tipos de cimbra, una es de fibra de vidrio y la otra de madera, sirviendo la segunda de soporte para la primera.

5.9.1. Colocación de madera de cimbra.

La cimbra de madera tiene como uno de sus fines el dar un soporte tanto a las traveses secundarias (prefabricadas), como a los casetones de fibra de vidrio. Las "tarimas" que se forman con los casetones y las traveses prefabricadas, son retenidas en forma transversal por largueros los cuales evitan una deformación de la cimbra, éstos son reforzados con polines como madrinas, las cuales son apuntaladas con polines en cada cruce de una madrina con un larguero, los cuales se colocan sobre un pedazo de madera como rastra, y para evitar un desplazamiento se colocan cuñas.

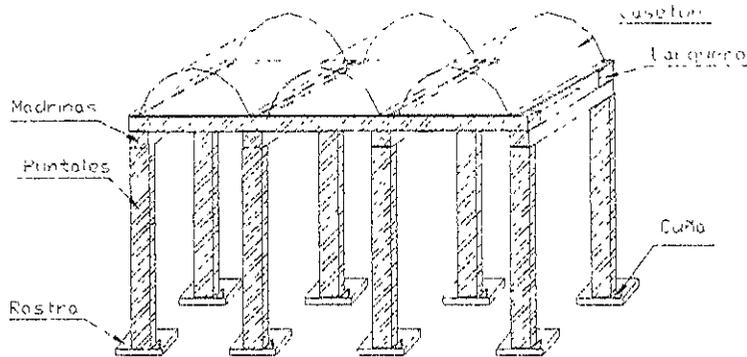


fig. 5.8. Colocación de cimbra de madera.

Las traves que serán coladas en forma monolítica con la losa, también fueron cimbradas con madera, empleando para su elaboración una cimbra de características similares a la empleada en los castillos de la vivienda; como base se empleó triplay reforzado en su perímetro por duela, posteriormente se colocaron polines que funcionaron unos como puntales y los otros para evitar un desplazamiento del triplay, los cuales fueron reforzados a su vez por polines colocados en forma inclinada sujetos con rocas o con estacas dependiendo si se encuentra dentro o fuera de la vivienda.

Cabe mencionar que el cimbrado de las traves es anterior a la colocación del resto de la cimbra, evitando que la primera no estorbe la colocación de la otra.

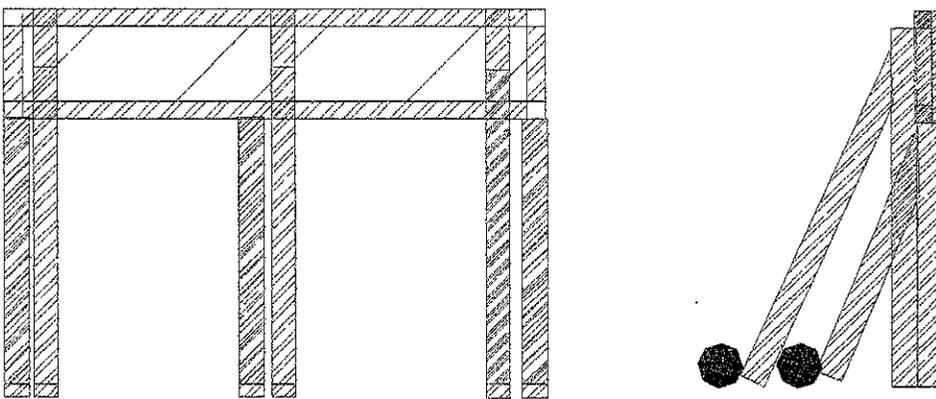
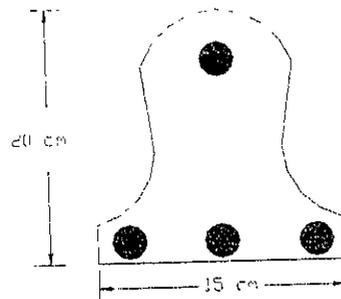


fig. 5.9. Cimbra de traves.

5.9.2. Colocación de traves prefabricadas.

Las traves secundarias tienen la característica de ser pretensadas, con las dimensiones que a continuación se muestran.



La colocación de dichas traves va de la mano con el proyecto arquitectónico, ya que es éste quien riga su sentido de colocación (ver inciso 1.3), las traves prefabricadas se apoyan sobre la cimbra colocada para las traves principales cuidando que se cumpla con el recubrimiento necesario, por ello es indispensable que las traves principales cuenten con una cimbra bien reforzada.

El principio de éste tipo de losa tapa es igual al de vigueta y bovedilla, es decir, los casetones funcionan como los blocks que se suelen colocar en ese tipo de sistema de piso, solo que éste sistema (casetón), hace un poco más vistosa la losa tapa.

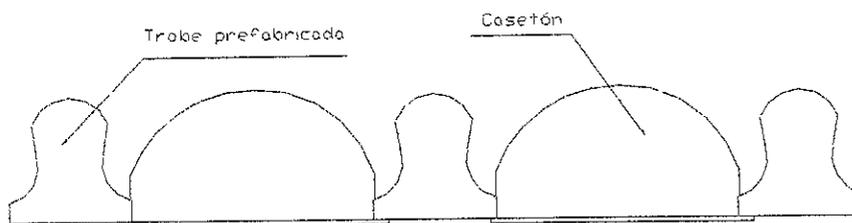


fig. 5.10. Colocación de traves secundarias y casetones

Cabe señalar que las traves prefabricadas que se emplearon fueron de diferentes longitudes, 3.70, 2.10 y 3.60 m, considerando que para la estancia, comedor, baño y cocina se empleó la de 3.70 m, para las recamaras las de 3.60, y para la alcoba las de 2.10 m

Las características de dichas traves, es decir las dimensiones transversales y los torones así como su tensión son calculadas por el proveedor a partir de la distancia que hay entre éstas, su longitud y la carga a la que será sometida. La sobrecarga de las traves está dada por el peso de la losa tapa, cuyo valor ya fue calculado con anterioridad (ver página 18, en el capítulo uno), y es de 265 kg/m^2 ; con éste valor de carga, los claros antes mencionados y las distancias entre las mismas (ya también mencionadas, ver página 17 del capítulo uno), y que son 70, 75 y 90 cm, el proveedor diseña las características de dichas traves.

5.10. Armado de losa tapa

Concluida la construcción de la cimbra de la losa tapa y de las traves principales se procede al armado de la losa tapa, no sin antes considerar la instalación de los ductos para la instalación eléctrica, para la cual se considera el siguiente esquema.

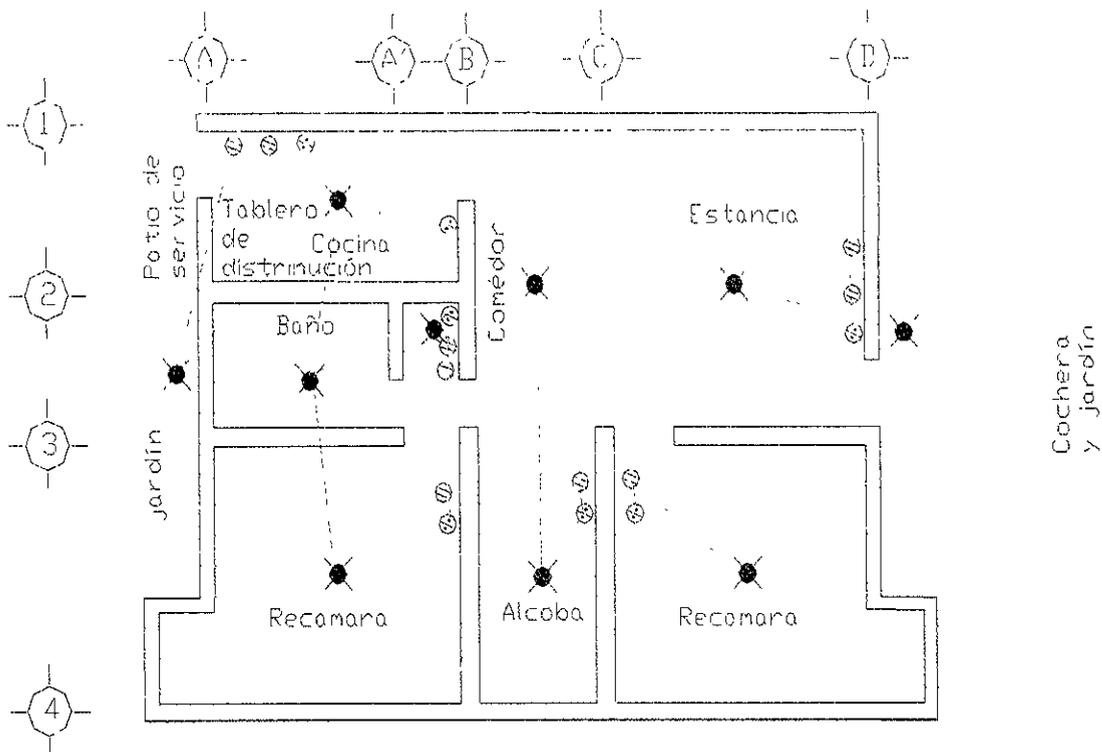


fig. 5.11. Distribución de ductos en azotea para instalación eléctrica.

Una vez colocadas las cajas y la red de tubería para la instalación eléctrica, se colocan las traveses principales, con los traslapes correspondientes a las traveses mayores a 2 m, ya que la longitud restante a los castillos de 6 m resulta insuficiente para la otra trabe, por lo que los traslapes se efectuaron como se indicaron en el inciso 1.3, procurando que el desperdicio sea menor, considerando que el resto del castillo que se cortaba en las traveses mayores de 2 m, se debía emplear ya sea para las de 2 m, o para las restantes, considerando siempre el traslape antes mencionado.

Colocadas ya las traveses primarias, se coloca la malla electrosoldada 66-66, la cuál se fabrica en rollos de 2.50 m de ancho por 40.80 ó 120 m de largo y en hojas de 2.50 m X6.00 m. Empleando para éste caso la presentación de rollos, por lo cuál los traslapes se hicieron en dos partes, a cada 2.50 m, por lo cual se debieron considerar los traslapes marcados en las NTC del reglamento de construcciones del D.F., que indica que los traslapes que se hagan no deben ser menores de la separación entre los alambres transversales más 5 cm.

Por lo tanto los traslapes hechos fueron de 15 cm, considerando 6 cm de separación entre los alambres, más 5 cm. por norma, lo anterior dado por un redondeo aproximado a un múltiplo de 5 cm, con el fin de evitar confusión en dicha longitud, y para que la longitud fuese mayor a la mínima para traslape en malla electrosoldada de estas características.

Para garantizar que la malla se encuentre en un solo plano, se amarra con alambre a las traveses, y en los traslapes, en cada cuadro que se forme se hace un amarre con alambre. Los traslapes se hacen cada dos alambres, es decir, primero se recorta el alambre de una de las partes de mallas, y después el de la otra.

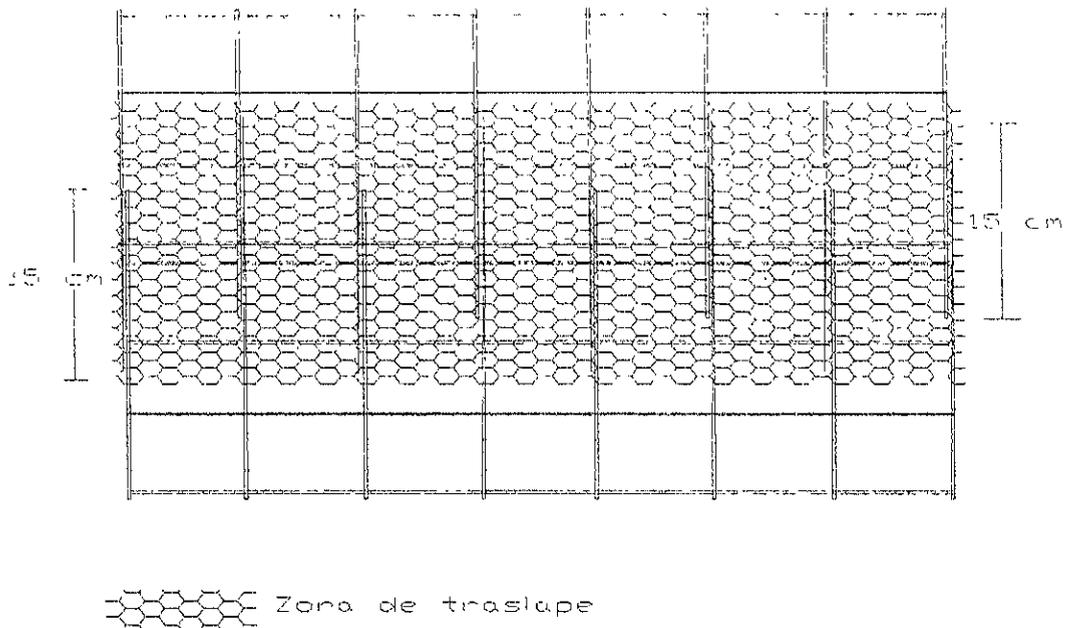


fig. 5.12. Traslape en malla

5.11. Especificación de concreto para losa tapa.

El concreto a emplear en el colado debe tener las especificaciones que correspondan a las marcadas en el plano estructural de la losa tapa. Las cuales se muestran a continuación.

- a Resistencia a la compresión $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$.
- b Tamaño del agregado grueso de $\frac{3}{4}$ " ó 19 mm.
- c Concreto clase 1, es decir, con un peso volumétrico fresco mayor a 2.2 t/m^3 .
- d Revenimiento de 7.5 cm.

Se empleó durante la construcción de la unidad concreto hecho en sitio, para la cual se debió cuidar la dosificación de éste con el fin de obtener las características antes mencionadas.

La dosificación del mismo, se hizo considerando para la elaboración del concreto, botes alcohólicos de 18 litros.

Cemento [sacos]	Agua [botes]	Arena [botes]	Grava [botes]
1	1 1/2	4	5

5.12. Colado de losa tapa.

Para el colado de la losa tapa se debió tomar en cuenta otro tipo de elementos, como el de la forma de transportar el concreto a esa altura, por lo que se debió considerar la construcción de una estructura de madera para éste fin. El andamio tiene como base triplay, con trozos de tabla que sirven como escalones, y polines como puntales y contraventeos.

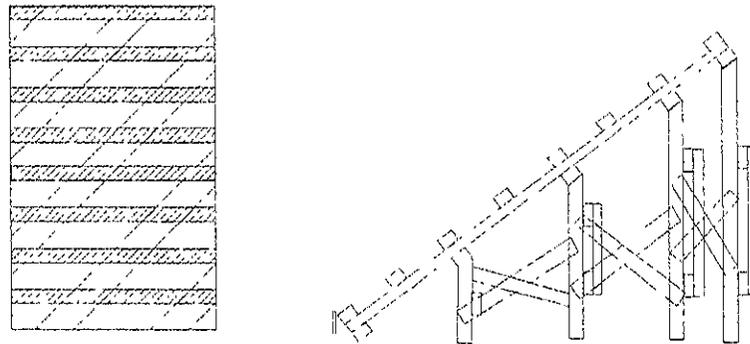


fig. 5.13. Andamio

Para el colado de la losa se emplean 10 peones y dos oficiales, los cuales de igual forma que en el colado de la losa de cimentación se distribuirán las actividades; un peón se encargará de llenar y vaciar en el trompo los botes con grava, otro con la arena, y el operador del trompo se encargará del agua y del cemento.

Con botes alcohólicos se transporta el concreto, distribuyéndolo en la esquina opuesta de la losa al lugar de preparación del concreto, el nivel se cuida con marcas que se colocan en la cimbra y que el oficial se encargará de revisar y distribuir el concreto que los peones transportan, el otro oficial se encargará del vibrado del concreto colocado.

Una vez concluida la transportación del concreto, y con el nivel deseado ya adquirido de la losa, se "apisona" el concreto para reducir las posibles oquedades que se hayan formado inconscientemente, por último, se esparce cemento sobre la losa, para dar el acabado necesario y generar la hidratación en el concreto.

El curado del concreto se efectúa igual que en la losa de cimentación.

5.13. Desimbrado de losa tapa.

El desimbrado de la losa se hace considerando que aún no llega a su resistencia máxima, por lo cual se retira solo una parte de la cimbra, considerando lo anterior los puntales que se retiran son aquellos que se consideren no generen deformaciones en las traveses o la losa.

El desimbrado se hace a los 4 días como mínimo, por lo cual y como aún no se tiene la resistencia máxima, no se deben retirar los puntales de los extremos ni tampoco los del centro, es decir después de los puntales extremos se puede quitar el siguiente, el tercero se deja, y así sucesivamente aumentando el claro al doble. En cuanto a los casetones, se retira también la mitad dejando uno y retirando el siguiente. Obviamente las maderas y largueros se dejan hasta aproximadamente seis días hasta los cuales se retira totalmente la cimbra.

5.14. Instalaciones sanitarias e hidráulicas en vivienda

Las instalaciones sanitarias e hidráulicas van de acuerdo a los muebles de uso común; tal es el caso ahora de un baño completo, de una tarja en la cocina y de las respectivas llaves de nariz de $\frac{1}{2}$ " para el patio de servicio y la cochera; tomando en cuenta las respectivas descargas que éstas generan las cuales fueron previamente instaladas durante el colado de la losa de cimentación.

La instalación hidráulica nace con la alimentación de la red de distribución, la cuál llega a un cuadro de alimentación constituido por una llave de globo de bronce y por una llave de nariz cuya función es dotar de agua potable la parte frontal de la vivienda, mientras que la llave de globo se encargará de permitir o evitar el paso de agua hacia el interior de la vivienda.

La tubería se conecta al tanque de alimentación. éste alimenta de agua fría tanto al calentador como al resto de los muebles que lo requieren (lavadero en patio de servicio, tarja en la cocina, WC en baño, regadera y

lavabo), el calentador también dotará de agua caliente en la tarja, lavabo y regadera; para dichas instalaciones se emplea tubería de cobre.

Cabe señalar que debido al tipo de mampostería empleada en la construcción de los muros se debieron hacer ranuras para la instalación de las tuberías de instalación sanitaria.

Para el caso de la regadera además de la tubería se emplearon por vivienda un par de llaves, dos arboles y dos chapetones, un cople y cebolla para regadera. Para el WC se empleó uno de caja de alimentación de 15 litros. El lavabo con llaves de agua fría y caliente, y con las medidas que a continuación se muestran:

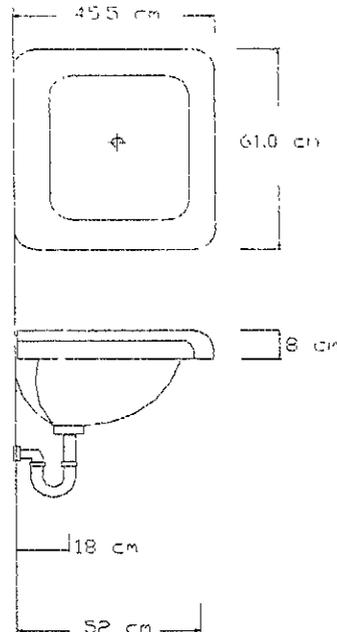


fig. 5.14. Dimensiones de lavabo.

Para el patio de servicio se coloca una sola salida de agua, con una llave de nariz de $\frac{1}{2}$ " de diámetro.

La descarga de la tarja y del lavabo se hace a tubería empotrada en ranuras que se hacen en la pared, mientras que la del WC, lavadero y regadera tienen la descarga a la propia tubería que se encuentra ya instalada en la losa de cimentación.

La descarga que del lavadero y regadera antes de pasar a la tubería pasa por un desarenador pequeño, con un cono que propicia que las partículas se precipiten al fondo y no lleguen a la tubería.

5.15. Detallados generales en vivienda.

El detallado en la vivienda inicia desde que se desimbra la losa tapa debido a que el acabado en ésta debe ser de toril blanco en estancia, comedor, recamaras y alcobas; en la cocina y en el baño además de contar con una buena parte de azulejo, en la primera en la zona de la tarja, y en el baño tanto en la regadera como en el lavabo, se contará con un terminado en el resto de los muros de yeso pintado con esmalte amarillo.

Una vez desimbrada la losa tapa, se retiran los posibles excesos de concreto sobre la misma, una vez concluida esta parte, se procede a la limpieza de los muros en toda la vivienda. El oficial yesero impregna una capa de yeso en pasta en toda la superficie del techo, y posteriormente coloca el tirol sobre ésta capa. Al mismo tiempo que se coloca el tirol en el techo de la vivienda se hacen las ranuras en los muros, que corresponden a las instalaciones eléctricas, concluidas las instalaciones eléctricas, hidráulicas y sanitarias que obligan a ranurar los muros, se resanan dando un acabado que de la sensación de continuidad en la junta de los blocks.

Posteriormente se pintan los muros donde se aplicó el tirol con pintura vinílica blanca, al mismo tiempo se coloca el azulejo en el baño y en la cocina. Cabe mencionar que el baño además de contener en la zona de la regadera, se debe colocar en el piso con el fin de evitar filtraciones en la losa de cimentación, considerando un pequeño muro que lo delimite de aproximadamente 10 cm. de altura forrado también con azulejo, al

muro anteriormente descrito también se le conoce con el nombre de sardinel, posteriormente se coloca el azulejo en el lavabo mediante dos filas sobre éste

En la cocina se colocan dos filas de azulejo sobre la tarja, para evitar un enmohecimiento en los muros. De igual forma que en donde se aplico tirol, se aplica yeso en pasta en el techo, el cual una vez seco se pinta con esmalte amarillo, así como también en los muros tanto de la cocina como del baño. La fachada de los muros se pinta con vinilica color terracota.

En el patio de servicio se cuela una pequeña losa en la que se encuentran apoyados el lavadero, el calentador y el registro sanitario.

Al final del detallado se coloca el impermeabilizante en dos capas, la primera hace que la segunda se adhiera perfectamente a la losa, la segunda es una tela perfectamente colocada sobre esta impidiendo el posible paso de agua cubierta por una capa que impide el posible paso del agua.

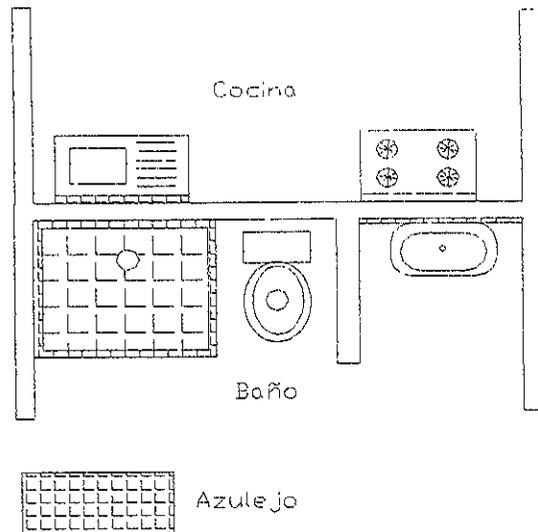


fig. 5.15. Ubicación de azulejo en baño.

5.16. Construcción de banquetas y guarniciones

La parte final de la edificación corresponde a la construcción de banquetas y guarniciones, cuyas dimensiones dependen del arroyo que se deba dejar. Para éste caso las dimensiones de las avenidas son de 12 y 10 m, para las cuales se consideró 1 m de ancho de banqueta y guarnición, así como de 20 cm de distancia entre la guarnición y la banqueta siendo éste espacio el lugar por el que pasa la red de distribución.

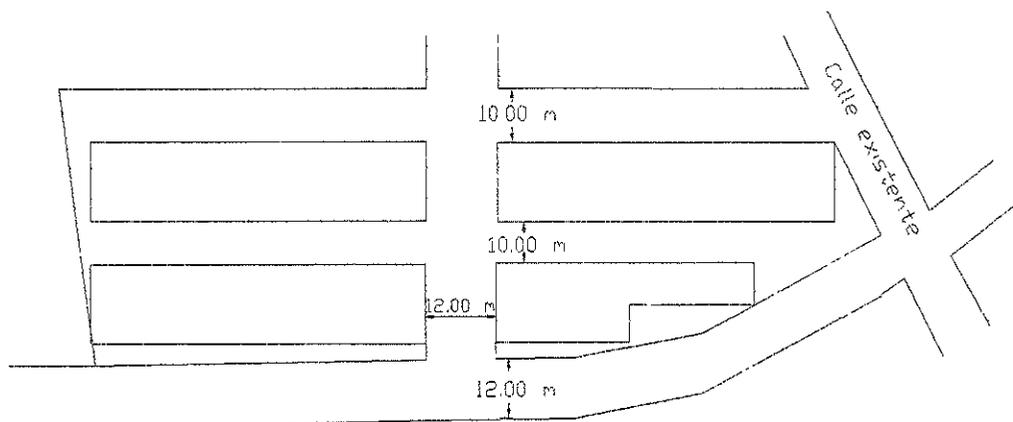


fig. 5.16. Dimensiones de calles

Las banquetas y guarniciones son construidas de acuerdo a la ubicación de las mismas, es decir, en el espacio de entrada o salida de las viviendas se construyo un tipo de banquete que permitiese el paso de los vehiculos, éste tipo se conoce como pecho de paloma (nombre dado por su forma curva), lógicamente en esta zona no se construyó guarnición, por lo que en las zonas laterales a las viviendas fueron las únicas en las que se construyeron guarniciones.

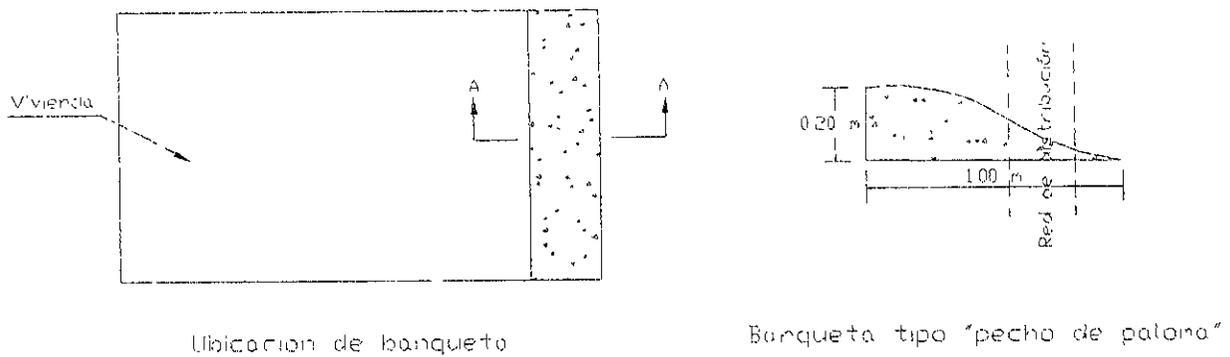


fig. 5.17. Ubicación y dimensiones de banqueta.

Las dimensiones de las banquetas laterales son las siguientes:

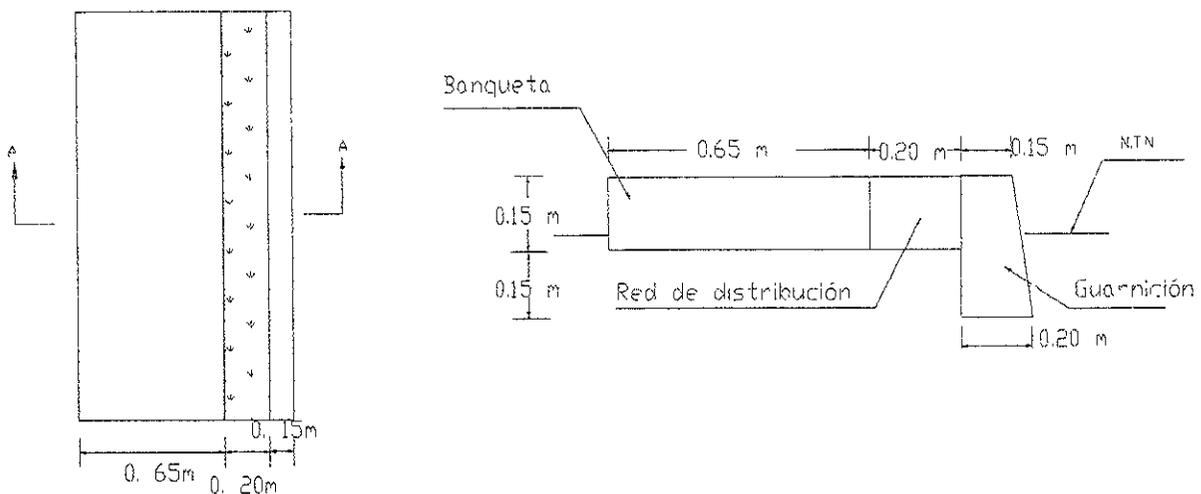


fig.5.18. Dimensiones de banqueta y guarniciones.

Para la construcción de las banquetas se empleó concreto de una resistencia a la compresión de 150 kg/cm^2 , empleando como armado malla de alambre electrosoldada 6/6-10/10.

En las banquetas de pecho de paloma se empleó como cimbra únicamente la delimitación del contorno de la misma, dando el acabado necesario por el propio oficial albañil.

El alineamiento de las banquetas se hace mediante el tránsito apoyado en los puntos de referencia anteriormente descritos, el oficial coloca hilos que corresponden a la dirección de la banqueta.

Posteriormente se coloca la malla de alambre, y así la cimbra que delimitará el contorno de la misma.

Para el colado se emplean la cantidad de peones de acuerdo a los metros cúbicos, considerando un oficial albañil para dar el acabado necesario en la banqueta. Una vez que se llegó al nivel de concreto deseado en la banqueta, se coloca una capa de cemento con el fin de lograr la hidratación del concreto, se pule y se "raya", es decir, con una escoba se hacen figuras que eviten que la propia superficie quede tan lisa, y se pule la orilla de la banqueta.

6. Alineamiento y elaboración de calles principales.

El alineamiento y elaboración de calles principales forman parte de la urbanización pero se encuentran clasificadas dentro de la edificación debido a que es la parte final de la propia construcción, ya que el propio proceso constructivo de la unidad así lo exigía, es decir, debido al paso continuo de vehículos sería prácticamente imposible llevar a cabo ésta actividad.

6.1. Especificaciones generales para el pavimento de calles principales.

Previo a los trabajos de pavimentación se deben revisar los niveles de todos los brocales de los pozos de vista, con el fin de verificar que se encuentren dentro de la rasante de proyecto. En la zona de influencia de la obra y como medida de precaución se deberán marcar sobre la superficie las trayectorias de las instalaciones de luz, agua y drenaje, con la finalidad de no interferir con ellas durante los trabajos de construcción del pavimento.

La calidad de la mezcla asfáltica será juzgada con los requisitos siguientes:

a Material Pétreo.

MALLA	% QUE PASA
3/8"	100
1/2"	70-100
4	30-50
10	5-20
20	4-15
40	3-11
60	2-9
100	1-7
200	0-5

Desgaste	40% máx.
Equivalente de arena	70% máx.
Límite líquido	30% máx.
Contracción lineal	0.5% máx.
Forma de la partícula	25% máx.
Partículas trituradas	70% máx.
Adherencia con el asfalto	buena

b Mezcla Asfáltica.

Características físicas, con 75 golpes por cara a una temperatura entre 110 y 120°.

Estabilidad, mín. Kg	20%
Vacios %	8-14
VAM, %	20 min.
Flujo, mm	2.5-4.5

6.2. Trazo de calles.

El trazo de calles se encuentra ya definido por las banquetas y guarniciones de la unidad, por lo se restringe a aquellas zonas en las que no se tengan viviendas. Lo anterior se observa prácticamente en el perímetro de la unidad; otra zona que no requiere trazo y que además se encuentra ya definida es la que se encuentra entre el muro de contención y la parte lateral sur de las viviendas.

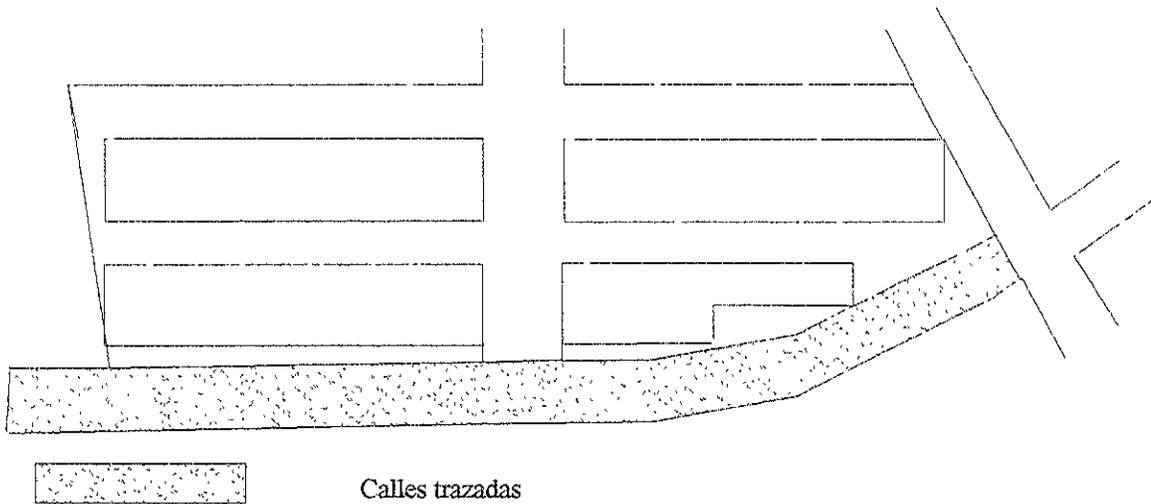


fig. 6.1. Calles a trazar.

El trazo de la calle estaba para éste caso delimitado por las viviendas vecinas a la unidad, por lo que el trazo se lleva a cabo empleando el tránsito y apoyados en puntos de referencia descritos anteriormente.

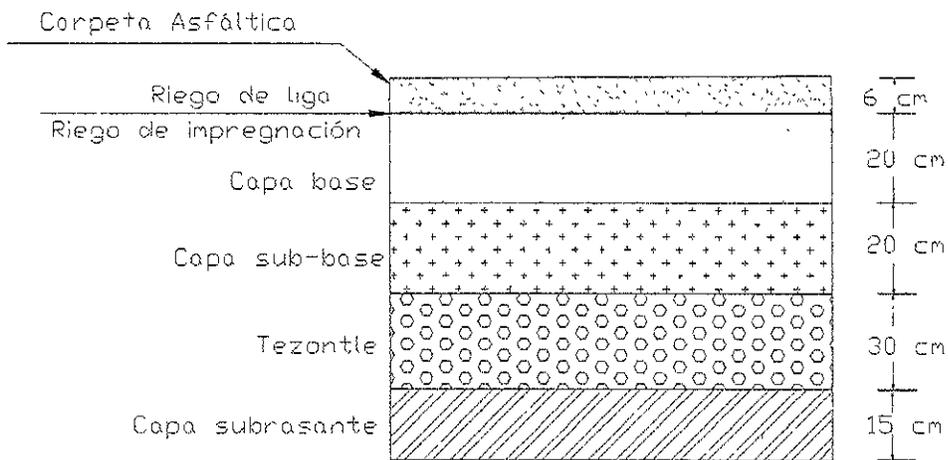


fig. 6.2. Sección de pavimento.

6.3. *Tendido de relleno ligero y capa subrasante.*

- El tezontle por colocar no deberá contener más del 30% de fragmentos mayores a 4" y no más de 5% de fragmentos mayores de 8", además el tamaño máximo utilizado será 1/3 del espesor del relleno y no contener partículas plásticas. La selección de los materiales podrá ser mediante cribado en banco, o bien mediante pepena en sitio.
- El tezontle se colocará en capas de espesor máximo de 30 cm. debiéndose acomodar al 95% (mínimo) de su densidad relativa (D_r), determinada con la Norma NOM C-164 (POR IMPACTO). Deberá verificarse un valor relativo de soporte de 20% (mínimo) y un peso volumétrico no mayor a 1250 kg/m^3 . El acomodo se realizará con rodillo vibratorio ligero de tal forma que se protejan los fragmentos.
- En el desplante, así como en el contacto con la sub-base se procurará que la geometría sea predominantemente arenosa y preferentemente se ubique dentro del área sombreada de la figura siguiente. para garantizar un aspecto cerrado es estas superficies.

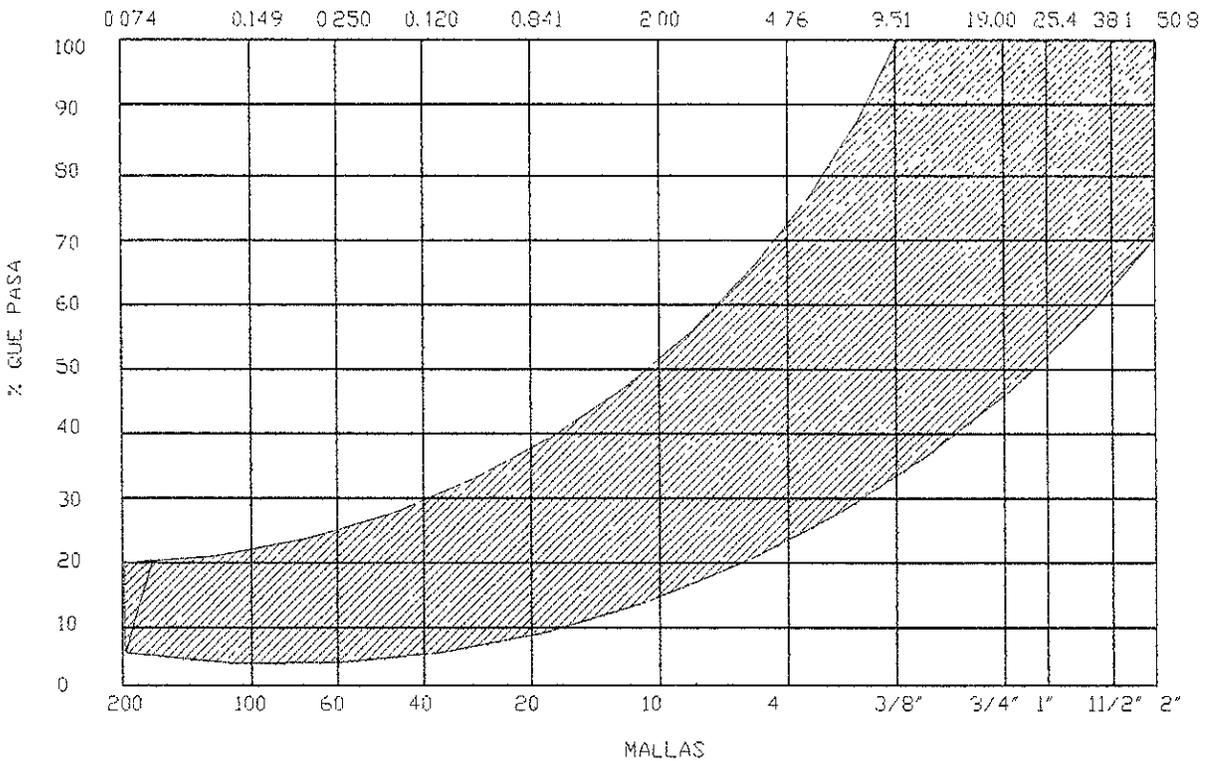


fig. 6.3. *Granulometría del tezontle.*

- El material que pase la malla 40 deberá cumplir con lo siguiente:

Límite líquido	20% (máximo)
Índice plástico	7% (máximo)
Equivalente de arena	70% (máximo)

- Durante esta etapa y solamente en esta capa se podrán colocar las instalaciones, así como satisfacer los niveles y pendientes de proyecto a fin de mantener constante el espesor del pavimento.

6.4. Capa sub-base.

Sobre el terraplén ligero y previa colocación del geotextil, se formará la capa sub-base debiendo cumplir con las características siguientes:

Espesor.	20 cm
Compactación AASHTO modificada (T-180).	95% (mínimo).
Granulometría preferente	Zona 2, figura curvas granulométricas
Tamaño máximo del agregado.	1 ½
Contenido de finos.	15% (máximo)
Valor relativo de soporte saturado (VRS).	50% (mínimo)
Equivalente de arena.	20% (mínimo)
Valor cementante	3 kg/cm ²

Características del material que pasa la malla No. 40

Límite líquido	30% (máximo)
Índice plástico	6% (máximo)
Contracción lineal	4% (máximo)

La sub-base se formará con dos capas cuyo espesor máximo de cualquiera de ellas será del 60% del total debiéndose compactar con equipo vibratorio.

Para dar por terminada la construcción de la capa sub-base deberá verificarse el alineamiento, perfil, sección, compactación, espesor y acabado de acuerdo a lo fijado en proyecto con las siguientes tolerancias:

Ancho de sección	+10 cm
Nivel de la superficie	+1 cm
Pendiente transversal	+0.5%
Profundidad de depresiones con regla de 3 m	+1.5 cm
Espesor	+10%

Se aceptarán en la compactación una variación de 2% en el 20% de las calas volumétricas, siempre que el grado de compactación promedio determinado sea mayor que el especificado. Se sugiere realizar una cala por cada 100 m³ de material colocado.

6.5. Capa base.

Habiendo cumplido con las especificaciones para la capa sub-base, se construirá la capa base con las siguientes características.

Espesor	20 cm
Compactación AASHTO modificado (T-180)	100% (mínimo)
Granulometría preferente	Zona 1, figura curvas granulométricas.
Tamaño máximo del agregado grueso	1 ½
Contenido de finos	10% (máximo)
Valor relativo de soporte saturado (VRS)	100% (máximo)
Equivalente de arena	40% (máximo)
Valor cementante	3 kg/cm ²

El material que pase por la malla 40 deberá cumplir con

Límite líquido	30% (máximo)
Índice plástico	6% (máximo)
Contracción lineal	3.5% (máximo)

La base se formará con al menos dos capas, cuyo espesor máximo cualquiera de ellas será del 60% del espesor de la capa y compactarse con equipo vibratorio.

Para dar por terminada la construcción de la capa base deberá verificarse el alineamiento, perfil, sección, compactación, espesor y acabado de acuerdo a lo fijado en proyecto y con las tolerancias siguientes.

Ancho de sección	+10 cm
Nivel de la superficie	+1 cm
Pendiente transversal	+0.5%
Profundidad de depresiones con regla de 3 m	+1 cm
Espesor	+6%

Se aceptará en la compactación una variación de 2% en el 20% de las calas volumétricas, siempre que el grado de compactación promedio determinado sea mayor que el especificado. Se sugiere realizar una cala por cada 100 m³ de material colocado.

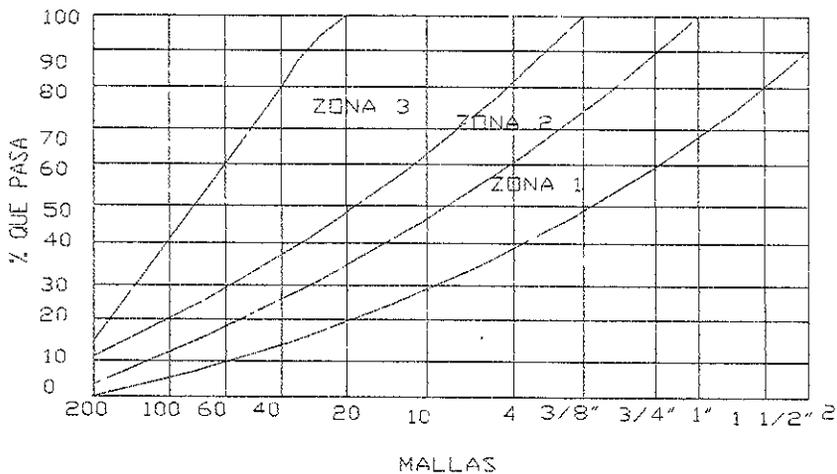


fig. 6.4. Curvas granulométricas para materiales de base y sub-base

6.6. Riego de impregnación.

Una vez que se hayan verificado las características de la base y ésta se encuentre seca y libre de partículas sueltas, se aplicará el riego de impregnación a base de emulsión catiónica de rompimiento medio RM-2K, en proporción de 0.7 l/m². El riego se aplicará durante las horas más calurosas, y la emulsión deberá cumplir con las características de la tabla siguiente:

CARACTERISTICAS	Rompimiento rápido	Rompimiento medio
Tipo	RR-2K	RM-2K
Viscosidad Saybolt Furol 25°	20-100	50-500
Residuo a la destilación por ciento de peso mínimo	60	60
Asentamiento en 5 días, diferencia por ciento máximo	5	5
Cubrimiento del agregado (en condición de trabajo). Prueba de resistencia al agua: -Agregado seco, por ciento de recubrimiento, mínimo. -Agregado húmedo, por ciento de recubrimiento mínimo.		80 60
Retenido en la malla #220, por ciento máximo	0.10	0.10
Carga de la partícula	Positiva	Positiva
Disolvente en volumen por ciento, máximo	3	20
Pruebas al residuo de la destilación	100-250	100-250
Solubilidad en tetracloruro de carbono por ciento mínimo.	97	97
Ductibilidad en cm.	40	40

Nota: la viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más del 30% al bajar su temperatura de 20°C a 10°C, ni bajar más de 30% al subir su temperatura de 20°C a 40°C

La base impregnada se cerrará a cualquier actividad por un plazo de 48 hrs. (mínimo). En caso de existir posibilidades de lluvia, el riego se pospondrá.

6.7. Riego de liga.

Transcurridas 48 horas (mínimo) de aplicado el riego de impregnación y 30 minutos antes de la colocación de la mezcla asfáltica, se aplicará el riego de la liga una vez que el material haya penetrado evaporado. No deberá existir la posibilidad de lluvia durante la aplicación del riego y mezcla asfáltica, manteniendo en todo momento la superficie de aplicación limpia y seca.

El riego de liga se realizará con una emulsión catiónica de rompimiento rápido RR-2K, con las características que se expresan en la tabla anterior (inciso 6.6), con una proporción de 0.70 l/m² y penetración de 2mm mínimo.

La base impregnada se cerrará a cualquier actividad por un plazo de 48 hrs. (mínimo). En caso de existir posibilidad de lluvia, el riego se pospondrá.

En caso de existir acumulación excesiva de material, deberá retirarse el exceso mediante cepillos.

6.8. Carpeta Asfáltica

Transcurridos 30 minutos del riego de liga se formará la carpeta asfáltica, mediante el tendido y compactado de mezcla elaborada en caliente.

La carpeta deberá cumplir con las características siguientes:

Absorción total	24 hrs. (máximo)
Compactación	95% (mínimo)
Temperatura de colocación	110-120°C
Temperatura de terminado	70°C (mínimo)
Permeabilidad	6% (máximo)

La carpeta se formará en dos capas, siempre que se garantice la compactación uniforme. No deberá tenderse mezcla asfáltica sobre la superficie húmeda o cuando exista posibilidad de lluvia durante el proceso de colocación y compactación. Las características del material pétreo, mezcla y cemento asfáltico deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

- Material pétreo

Granulometría preferente	Zona I, curvas granulométricas.
Tamaño máximo	¾"
Contracción lineal	2% (máximo)
Desgaste	40% (máximo)
Absorción	7% (máximo)
Contenido de finos	4%
Partículas de forma alargada	35% (máximo)
Equivalente de arena	55% (máximo)

- Mezcla asfáltica.

Deberá cumplir con los siguientes requisitos:

Número de golpes por cara	75
Estabilidad	1000 kg (mínimo)
Flujo	2-4 mm (máximo)
Porcentaje de vacíos en el agregado mineral (VAM)	14% (máximo)
Porcentaje de vacíos en la mezcla respecto al volumen del espécimen	3-5%

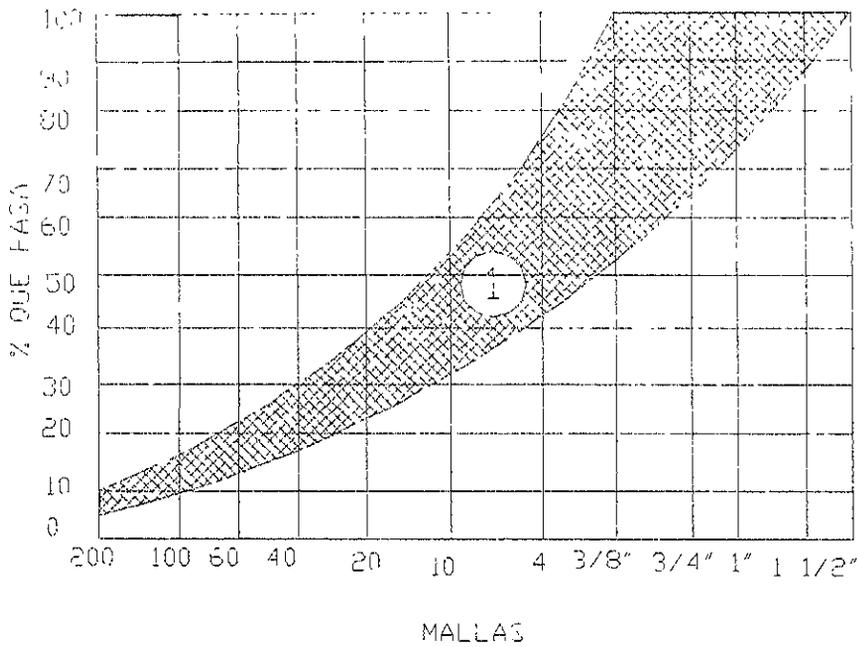


fig. 6.5 Granulometría para material pétreo

- Cemento asfáltico

Tipo	No. 6
Penetración	100 g. 5s, 25°C, 90-100 °C
Viscosidad (135°C)	85 (mínimo)
Inflamación	230 °C % (mínimo)
Reblandecimiento	50°C % (mínimo)
Solubilidad en tetracloruro de carbono	99.5 % (mínimo)
Ductilidad	25-100 cm

La afinidad con el material pétreo deberá cumplir con:

Desprendimiento por fricción	25% (máximo)
Cubrimiento con asfalto	90% (máximo)
Pérdida por estabilidad por inmersión al agua	25% (máximo)

En las juntas de construcción transversal deberán recortarse aproximadamente a 45° antes de iniciar el siguiente tendido y también deberán ligarse con cemento asfáltico o con un material de fraguado rápido, antes de proceder al tendido.

Para dar por terminada la construcción de la carpeta, se verificará el alineamiento, el perfil, la sección, la compactación, el acabado y el espesor, de acuerdo a proyecto.

6.9. Compactación de carpeta asfáltica.

Se tenderá la mezcla con máquina terminadora para proporcionar una superficie uniforme y espesor de 3 cm de capa compacta. Al respecto esta máquina deberá estar en buenas condiciones de funcionamiento, especialmente su plancha, para no proporcionar arrastre de partículas gruesas que provoque rallado en la superficie tendida, así mismo deberá restringirse el uso de rastrillos.

La compactación se proporcionará con rodillo liso ligero de 6 a 8 toneladas sin aplicar vibración combinando con rodillo neumático ligero, hasta lograr una compactación del 95%.

Durante la construcción se harán los ajustes necesarios en cuanto a la elaboración de la mezcla y proceso constructivo hasta lograr una calidad uniforme y adecuada.

6.10. Señalamiento.

Una vez concluidos los trabajos relativos a la construcción de los pavimentos, se procederá a la aplicación del señalamiento horizontal de raya con pintura termo plástica, color blanca para indicar que las calles correspondientes a la unidad son de doble sentido, así como indicar el sentido de la vialidad. Así mismo las guarniciones de toda la unidad serán pintadas con pintura termoplástica color amarillo. Cabe señalar que debido a las posibles condiciones de tránsito se decidió colocar topes en los cruces de mayor riesgo.

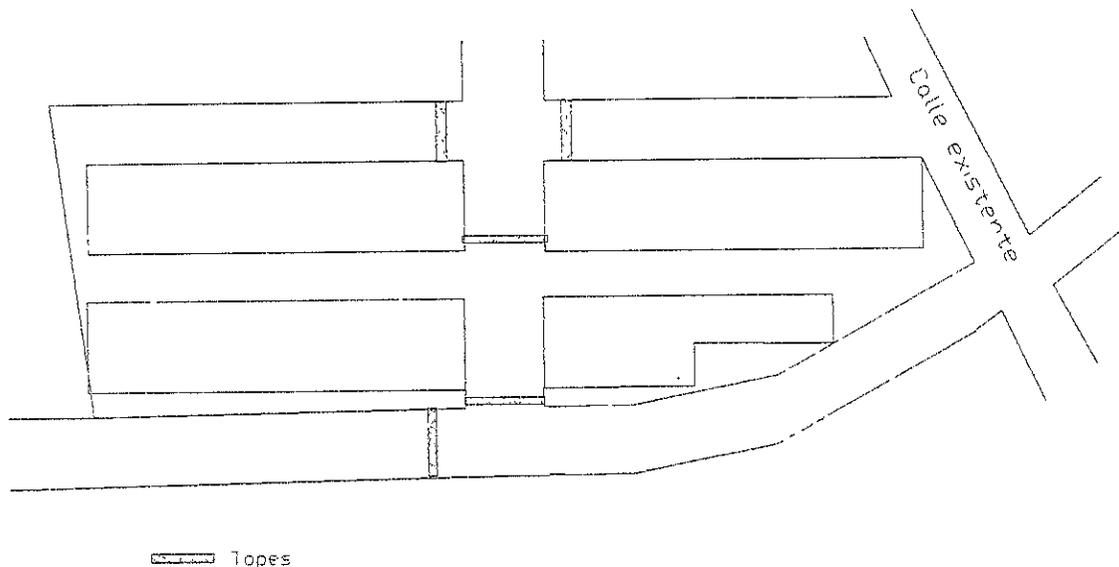


fig. 6.6. Ubicación de topes en la unidad

7. CONCLUSIONES

Con el uso del suelo-cemento se elimina el uso de un dren y de un geotextil en los muros de contención, ya que una vez colocado el suelo-cemento en estado de licuación la pérdida de agua es rápida, y no existe forma de pérdida de material por la erosión del mismo, generando un concreto de una resistencia aceptable para las condiciones a que está sujeto con una humedad posterior al fraguado no necesaria.

Como residente de obra se debe considerar las condiciones no previstas o en este caso las diferentes circunstancias que requieran que se efectúe el diseño estructural, sanitario o hidráulico de algún elemento de la misma. En éste caso además de tomar la responsabilidad de la residencia de la Unidad, se debió efectuar el diseño completo de la misma, desde la parte estructural, hidráulica, sanitaria, etc. Por lo mismo se concluye que un Ingeniero no debe encerrarse únicamente en la construcción (para quién se dedique a ésta rama o a cualquier otra), sino además saberse apto para desempeñar las posibles tareas a las que puede estar sujeto.

El objetivo principal de un Ingeniero es satisfacer una necesidad de forma tal que el objeto de satisfacción de esa necesidad (obra civil), de seguridad al usuario, y su costo sea bajo o redituable tanto al constructor como al beneficiado. En éste caso por intentar poner por delante la cuestión económica, se olvidó en algunas partes de la seguridad de la propia construcción; como ejemplo se toma el caso de los muros de contención cuyo diseño se entregó al jefe de residentes tal y como se expresa en esta tesis, pero debido al alto costo que éste generaba consideró pertinente tomar una segunda opinión sobre el caso de un muro de contención para un relleno de una altura de 1.50 m, el cuál dio como opinión un muro de contención basándose en blocks macizos con refuerzo horizontal el cuál representaba una opción mucho más económica que la de concreto reforzado que propuse, pero con la diferencia que la resistencia del muro de contención no daba la seguridad de soportar el empuje a que debía estar sujeto: lo anterior se demostró en la primer tormenta de regular intensidad que cayó en el lugar la cual tubificó el muro de manera inmediata.

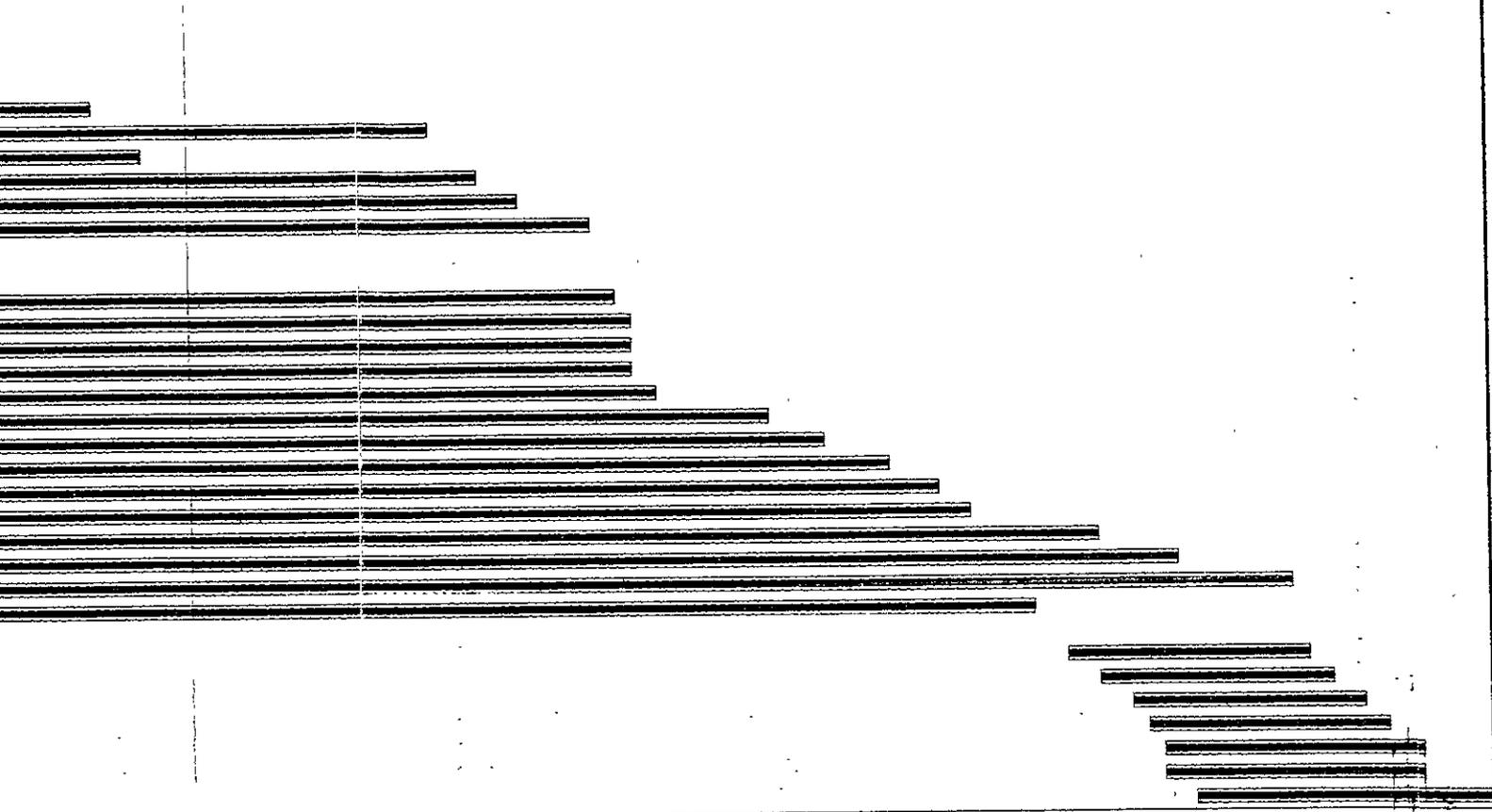
De lo anterior se deduce que en una obra civil se debe considerar siempre por delante la cuestión de seguridad en una construcción de forma tal que no se menosprecie la parte económica, y así mismo buscar la mediación de ambas partes, es decir buscar la opción más económica del proyecto, y que sea segura para quién sea destinada.

Una de las dificultades a las que se enfrenta un Ingeniero recién egresado y que no cuenta con experiencia de haber dirigido grupos de personas que están completamente a su cargo, es el trato con éstas personas, ya que si no se sabe el cómo tratarlos se corre el riesgo que los trabajadores intenten pasar sobre el no tomando en cuenta su autoridad, por lo cual el Ingeniero debe ejercer su autoridad de forma tal que no se convierta en enemigo de ellos, pero tampoco se les de una confianza tal que se caiga en la pérdida de la autoridad.

Durante la construcción de una obra civil de éste tipo, y en la cual se es responsable directo de la buena elaboración de la misma, se debe cuidar no caer en el juego que personas de los diferentes intereses que ahí se manejan intentan hacernos caer; el caso específico es el de los contratistas quienes de cualquiera forma intentan que el Ingeniero residente realice lo que les conviene y no lo mejor para la obra.

En conclusión un Ingeniero recién egresado debe estar consciente de que se enfrentará a problemas que debe resolver en el instante en que se presentan tal vez sin emplear cosa alguna que le haya sido inculcada en la escuela, pero si empleando el sentido común que se desarrollo a lo largo de la carrera.

NO. 01	02	03	04	05	06	07	08	09	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	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
--------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----



	Hito		Tarea resumida		Progreso resumido		Tareas externas	
	Resumen		Hito resumido		Definición		Resumen del proyecto	

BIBLIOGRAFÍA.

Lara González Jorge Luis. Alcantarillado. Facultad de Ingeniería, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica 2ª. ed. México D.F. .

M en I. Eduardo de la Fuente Lavalle. Suelo-cemento, usos, propiedades y aplicaciones. Instituto Mexicano del cemento y del concreto A.C. 1995, México, D.F.

Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Diario Oficial de la Federación, 2 de Agosto de 1993, Asamblea de Representantes del D.F.

Camba, Chacón y Pérez, Apuntes de Análisis Estructural, Facultad de Ingeniería, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, 1994, México D.F.

Legorreta Cuevas, Hector Alfredo, Apuntes de la materia de Mecánica de Suelos, Departamento de Geotécnia, 1998, México D.F.

Facultad de Ingeniería, Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, 1997, México, D.F.

Facultad de Ingeniería, Manual de Normas de Proyecto para Obras de Aprovisionamiento de Agua Potable en localidades Urbanas de la República Mexicana, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, 1993.

López Ruiz Rafael, Apuntes de Instalaciones Sanitarias en Edificaciones, Facultad de Ingeniería, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, 1998.

Brambila Alejandro, Tratado Práctico de Topografía, Ed. Tesis Resendiz, 12ª ed. México D.F. 1989.

Meli Piralla Roberto. Diseño Estructural. Ed. Limusa, 7ª ed, México D.F.1995, 582 p.

González Cuevas Oscar, Robles Fernández Francisco, Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, Ed. Limusa, 3ª ed, México D.F., 1997, 757 p.

Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, Mecánica de Suelos, Ed. Limusa, 2ª ed, 7ª reimpresión, México D.F., 1987, 704 p.