

27-33



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

**PROYECTO Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN
MODULO DE MANTENIMIENTO PARA LOS
AUTOBUSES DE LA RUTA 100**

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL

presenta

CESAREO BORBOA JAIMES

Director de Tesis

ING. PEDRO REYES G.



México, D. F.

1986



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

CAPITULO	CONTENIDO	PAGINA
I	ANTECEDENTES.....	8
I.1	Antecedentes Históricos del Transporte Urbano en la Ciudad de México.....	8
I.2	Municipalización del Transporte Urbano.....	13
I.3	Necesidad de Módulos de Mantenimiento.....	15
II	PROYECTO DE CONSTRUCCION DEL MODULO 20.....	17
II.1	Introducción.....	17
II.1.1	Ubicación.....	17
II.2	Estudios Topográficos.....	18
II.2.1	Topografía.....	18
II.2.2	Métodos de Levantamiento.....	19
II.3	Estudios de Mecánica de Suelos.....	24
II.3.1	Introducción.....	24
II.3.2	Clasificación de Materiales Pétreos y Suelos....	25
II.3.3	Obtención de Muestras de Suelos.....	27
II.3.4	Clasificación GUCS del Suelo.....	29
II.3.4.1	Determinación del Límite Líquido.....	30
II.3.4.2	Determinación del Límite Plástico.....	33
II.3.4.3	Determinación del Índice de Plasticidad.....	35
II.3.5	Conclusión.....	35
II.4	Proyecto del Drenaje Pluvial.....	38
II.4.1	Generalidades.....	38
II.4.2	Diseño del Drenaje.....	38
II.4.2.1	Determinación del Costo y Diámetro del Drenaje pluvial.....	39

II.4.2.2	Determinación del Gasto y Diámetro de la Tubería para Aguas Negras.....	42
II.4.3	Perfil del Drenaje.....	45
II.5	Proyecto del Pavimento.....	47
II.5.1	Introducción.....	47
II.5.2	Método de Diseño.....	48
II.5.2.1	Diseño del Pavimento por el Método C.B.R.....	49
II.5.2.2	Cálculo de Espesores de Pavimento.....	55
II.6	Proyecto Arquitectónico y Estructural.....	57
II.6.1	Proyecto Arquitectónico.....	57
II.6.2	Proyecto Estructural.....	59
III	PROCESO CONSTRUCTIVO.....	60
III.1	Proceso Constructivo del Pavimento.....	60
III.1.1	Terreno de Circunatación.....	60
III.1.2	Desmonte y Despalme.....	61
III.1.3	Proceso Constructivo del Despalme y Subrasante..	62
III.1.4	Sub-bases y Bases.....	64
III.1.5	Proceso Constructivo para Bases y Sub-bases.....	68
III.1.6	Compactación.....	69
III.1.6.a	Pruebas de Compactación.....	70
III.1.7	Riegos de Impregnación y Liga.....	78
III.1.8	Basa Negra.....	80
III.1.9	Procedimiento Constructivo para Basa Negra.....	82
III.1.10	Carpeta de Concreto Asfáltico.....	83
III.1.11	Procedimiento Constructivo de la Carpeta Asfáltica.....	88

III.2	Proceso Constructivo del Drenaje.....	94
III.2.1	Preliminares.....	94
III.2.2	Excavación.....	94
III.2.3	Tendido de la tubería.....	101
III.2.4	Acostillado y Relleno de Cepa.....	103
III.2.5	Construcción de Pozos de Visita y Rajillas Pluviales.....	104
III.3	Proceso Constructivo de la Estructura.....	108
III.3.1	Trazo y Nivelación.....	108
III.3.2	Cimentación.....	109
III.3.3	Fabricación de Elementos Estructurales.....	114
III.3.4	Montaje.....	118
III.3.5	Construcciones Complementarias.....	122
IV	Conclusiones y Recomendaciones.....	125
	Bibliografía.....	129

I.-ANTECEDENTES

I.1.-Antecedentes Históricos del Transporte Urbano en la Ciudad de México.

Valle de México,hermoso espectáculo a la vista de los primeros pobladores de la región que más tarde sería asiento de una de las ciudades más grandes del mundo; el valle se encontraba limitado al sur y al poniente por formaciones montañosas,al norte por la serranía que separaba al Lago de Texcoco de los Lagos de Zumpango y Xaltocán; al sureste la faja volcánica.

Indican códices mexicanos que las primeras tribus que se presentaron en el Valle de Mexico hacia el siglo XI fueron las llamadas nahuatlacas,que se asentaron en los litorales de Texcoco;así se establecieron los tepanecas en Azoapozalco,los acolhuas en Texcoco, los xochimilcas en Xochimilco,los chalcas en Chalco,los tlahuicas en Cuernavaca y una última la cual decía venir de Aztlan.Cuando esta tribu arribó ya estaba poblado todo el Valle; esta tribu constituiría el gran Imperio Azteca.Esta tribu venía en búsqueda de la señal divina de su dios Huitzilopochtli.Al llegar al Valle tuvieron que pasar muchas penurias,hasta que finalmente en 1325 encontraron en un islote dicha señal que era un águila devorando una serpiente sobre un nopal y esto dió lugar a la fundación de la ciudad de Tenochtitlan que significa "en el tinal sobre la piedra".

El islote en que se fundó la ciudad Tenochca era sumamente pequeño; se empezaron a construir jacales hechos de carrizo y fue hasta dos años después que pudieron edificar templos a sus dioses. Tras las primeras obras comenzaron a resolver el problema de espacio, -- construyendo chinampas; con estas fueron agrandando la ciudad, dejando entre ellas canales

A la ciudad la dividieron en cuatro "campa" o parcialidades; esta delimitación estaba hecha por cuatro calzadas, además de éstas, -- había en la ciudad calles de tierra, de agua y mixtas. Las calzadas y calles de tierra eran arterias de tráfico, donde toda la carga la -- llevaba el hombre a cuestras sobre su espalda. Por lo tanto las calles de agua constituían el medio de transporte más difundido y eficaz y por lo tanto las Canoas eran el sistema de transporte por -- excelencia, inclusive había algunas de gran tamaño que transportaban hasta sesenta personas.

Hacia 1521, Tenochtitlan contaba ya con un sistema de drenaje, -- de tuberías subterráneas de agua potable; asimismo los canales y acequias denotaban sabio conocimiento urbanístico por su fluidez en el tránsito de canoas.

Una vez conquistada la capital del Imperio, los españoles se --

dieron a la tarea de construir una nueva ciudad que por disposición de Cortés se fundó en la misma Tenochtitlan y así se construyeron templos religiosos, edificios, casas y nuevas calles.

Durante el Virreinato el transporte se llevaba a cabo principalmente en caballos, mulas, coches, carretas y en las ya existentes canoas, además se utilizaron primitivas formas de transporte, como era la de colocar una silla a la espalda de un cargador, para que sobre ésta el viajero se trasladara.

Los coches y carretas eran usados principalmente por los españoles, con el tiempo éstos aumentaron causando problemas de tránsito por lo que se dispuso que se debía viajar con cierta rapidez en las calles del centro.

Por su parte los coches de alquiler surgieron a finales del siglo XVIII y se alquilaban por horas; estos coches sólo viajaban hasta las afueras de la ciudad; para recorridos más largos existía un gran omnibus de color amarillo que contaba con 16 asientos y era tirado por dos troncos de caballos.

Al principio del México Independiente el medio de transporte venía siendo el mismo que en la época colonial. Debido a las necesidades de transporte surgió la inquietud de construir una vía de fi

ro entre la Capital y el Puerto de Veracruz. Así, en 1825 se otorgaron las primeras concesiones para construir el ferrocarril México--Veracruz y la construcción del tranvía de máquina de vapor dentro de la ciudad. A finales del siglo XIX estos eran los medios de transporte por excelencia.

Aproximadamente en 1875 la máquina de vapor que se empleaba en los tranvías es desplazada, por las mulas, debido a que las vías no soportaban el peso de las máquinas mecánicas. Los tranvías de mulitas constituían el transporte colectivo de los pobres de la ciudad y en él cabían sentadas 30 personas.

En el año de 1859 se introduce a México el primer coche impulsado por energía eléctrica, antecedente de los tranvías eléctricos que más tarde serían popular medio de transporte en la ciudad.

En 1891 se dió la autorización a la Compañía de Ferrocarriles del Distrito para que se cambiara a tracción eléctrica el servicio urbano de pasajeros; estos tranvías tenían una velocidad 3 veces mayor que el de mulitas, además eran más grandes y más cómodos, tenían 4 u 8 ruedas, inclusive había hasta de dos pisos.

Hacia fines del siglo llegaron a México los primeros automóviles de combustión interna; éstos eran más bien de lujo. Con la llegada de -

los automóviles se fue creando un servicio de colectivos de ruta fija, de ahí surgió el oficio de ruletero. Los autos más populares fueron los Ford, llamados fordcitos; éstos sufrieron adaptaciones constituyéndose en antecedentes del autobús.

Con el avance del siglo los medios de transporte masivo eran - los tranvías y los camiones; éstos poco a poco fueron desarrollándose, ya que de 8 ó 10 pasajeros aumentaron su capacidad y así llegaron a México "los verdes", "las vitrinas" y finalmente "los delfines" con capacidad de 42 pasajeros sentados y 40 de a pie.

En 1956 se compraron los primeros trolebuses que vienen a sustituir a los tranvías de diseño antiguo. También en 1969 hace su aparición como medio de transporte urbano el Sistema de Transporte Colectivo "Metro".

El metro, los autobuses, los tranvías, las carretas y las canoas - cada uno en su tiempo surge como un medio de unión entre grandes distancias y como una forma más de resolver los problemas de transportación en la Ciudad de México.

I.2.-Municipalización del Transporte Urbano.

En el año de 1923 surge la Alianza de camioneros de México, A.C a la cual se integran los sindicatos de permisionarios que prestaban servicio urbano en la ciudad. La Alianza fue incrementando su representación gremial y política y llegó a tener tanto poder que el apoderado general ocupaba la jefatura del D.D.F.; imbuido el espíritu camionero permitía que la Alianza estableciera rutas más remunerativas, recorridos más cortos con múltiples trasbordos, olvidándose de las zonas de la ciudad que tenían problemas de vialidad y congestionamiento.

Además, el autotransporte demostraba su incapacidad de afrontar la demanda de servicio, la de modernizar su equipo, la de desarrollar nuevos sistemas de organización, lo cual llevo al D.D.F. a hacer un análisis detallado de la problemática general del transporte.

En 1972 el D.D.F. tuvo pláticas con la alianza instándolos a que dieran un servicio de mantenimiento mecánico adecuado y eficiente a las unidades e impedir así la contaminación, lo cual no se logró.

A partir de 1976 se crea el Plan de Desarrollo del D.F., así como el Plan Rector de Vialidad y Transporte de Superficie, el cual --

preveía, por una parte, una serie de modificaciones a las rutas de autobuses, para adecuarlos a la infraestructura vial denominada "Ejes - Viales" y, por la otra, a estructurar un sistema integral de transporte de superficie en una red de rutas "Ortogonales" que además de evitar trasbordos innecesarios, darían la posibilidad de viajar de norte a sur o de oriente a poniente en el Distrito Federal.

El Gobierno entabló conversaciones con la Alianza de camioneros de México, A.C. para que el Plan se ejecutara en coordinación de los permisionarios. Por las discrepancias de opinión las autoridades llegaron a la decisión de revocar las concesiones a los particulares; el fundamento de los permisionarios era que esa prestación de servicios les resultaba incosteable. Fue de esa manera como se llegó a la decisión que dio origen a Autotransportes Urbanos de Pasajeros Ruta 100.

El 25 de septiembre de 1981 se anuncia a la ciudadanía la decisión de revocar las concesiones a los permisionarios y se da un paso trascendental que seguramente marca un salto histórico en materia de transporte urbano de la Ciudad de México.

I.- 3. Necesidad de Módulos de Mantenimiento

Ruta 100, organismo público creado con personalidad jurídica y patrimonios propios se integró con los bienes de los expersmisionarios y aportaciones del Gobierno de la Ciudad. Recibió 6,300 autobuses de los cuales sólo 3,500 estaban en operación; el mantenimiento que se les había dado en fecha reciente era sumamente bajo en comparación con el requerido, ya que los expersmisionarios preveían la revocación de sus concesiones. Del total de la flota, no menos de 1,300 podrían considerarse chatarra y un buen porcentaje se encontraba en condiciones de reparación mayor o a punto de descomponerse para quedar en la misma situación. Al mismo tiempo, el funcionamiento de almacenes, talleres, depósitos, estaciones de combustible y sistema de compra obedecían a prácticas de lo más disímilolas.

Un esfuerzo sustantivo tuvo que realizarse en materia de organización, creando toda clase de instrumento técnico-normativo. Para la operación del servicio y mantenimiento de equipo; entre éstos está el de redemodelar y construir módulos, en donde las unidades tuvieran un mantenimiento efectivo. Estos módulos están constituidos por patios de maniobras y estacionamientos, estación de combustible, talleres mecánicos, almacenes, dormitorios, baños, - oficinas administrativas y cuartos de máquinas.

II.-Proyecto de Construcción del Módulo 20

II.1.-Introducción

II.1.1.-Ubicación

El terreno para esta obra propiedad del D.D.F. se encuentra lo calizado en Av. Canal Nacional s/n esq. Calzada de las Bombas, Col. Ejido Granjas Cospa, D.F. Teniendo como colindancias al N. 126.80 m a Calz. de las Bombas, al S. 111.80 m a Corralón D.G.P.T., al E. - 294.50 m con Canal Nacional, al W 330.00 con U.A.M. Xochimilco.

En esta obra efectuaremos los siguientes trabajos:

- 1.-Construcción del Pavimento.
- 2.-Construcción del Drenaje.
- 3.-Construcción de Estructuras Metálicas.

Antes de empezar con el proceso constructivo es necesario efectuar los siguientes estudios y proyectos.

- 1.-Levantamiento Topográfico.
- 2.-Estudio de Mecánica de Suelos.
- 3.-Proyecto de Drenaje.
- 4.-Diseño del Pavimento.
- 5.-Proyecto Arquitectónico y Estructural.

En los capítulos siguientes detallaremos cada uno de estos pa-
sos necesarios para la construcción del Módulo.

II.2.-Estudios Topográficos

II.2.1.-Topografía

Topografía es el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie terrestre, por medio de medidas, según los 3 elementos del espacio. Estos elementos pueden ser: dos distancias y una elevación, o una distancia, una dirección y una elevación.

El conjunto de operaciones necesarias para determinar las posiciones de puntos y posteriormente su representación en un plano es lo que se llama comúnmente en México "levantamiento".

La mayor parte de los levantamientos tienen por objeto el cálculo de superficies y volúmenes y la representación de las medidas tomadas en campo mediante perfiles y planos, por lo cual estos trabajos también se consideran dentro de la topografía.

Las notas de campo son la parte más importante del trabajo en topografía; estas notas deben siempre de tomarse en libretas especiales de registro, con toda claridad para evitar el tener que pasarlas posteriormente en limpio. Deben incluirse en éstas la mayor cantidad posible de datos complementarios para evitar confusiones o malas interpretaciones, ya que es muy común que los cálculos o dibujos los hagan personas diferentes a las encargadas del trabajo de campo.

II.2.2.-Métodos de levantamiento

Para fijar las posiciones de puntos del terreno, siempre se hace trazando en él una figura regular o irregular, llamada poligonal o polígono de base, a la cual se le miden todos los ángulos interiores con el "tránsito" y todos los lados con la cinta y a la poligonal se refieren los puntos que se quieren fijar.

En este terreno, como es una figura casi regular, marcamos cuatro vértices cuyos datos se registran en la libreta de campo:

EST.	P.O.	± HORIZ.	DIET.	OBSERV.
A	D E	$90^{\circ}16'55''$	294.50	
B	A C	$156^{\circ}20'45''$	126.80	
C	B D	$72^{\circ}18'35''$	330.00	
D	C A	$90^{\circ}54'45''$	111.80	

El objeto que se persigue es que la poligonal quede como una figura geométrica perfecta. En una poligonal cerrada debe comprobarse el cierre angular y lineal. Si el error es menor o igual a la tolerancia, el trabajo que se ejecutó es correcto y se compensa el error para que cierre, si el error es mayor que la tolerancia el trabajo es incorrecto, se rectifica o se repite el trabajo.

Una vez efectuado lo anterior llevamos a cabo la plantilla de cálculo de poligonales, para que posteriormente efectuemos el dibujo del terreno.

COMPENSACION LINEAL Y CALCULO DE COORDENADAS DE UNA POLIGONAL

DEPARTAMENTO F. I. DE TOPOGRAFIA U. N. A. M.

LADO ESTAD	DISTANCIA	R. M. C.	COS	SEN	PROYECCIONES SIN CORREGIR				CORRECCION		PROYECCIONES CORREGIDAS				V	COORDENADAS	
					N	S	E	W	Y	X	N	S	E	W		Y	X
A	294.50	N 0° 16' 55"			294.50		1.45		-0.39	0.09	294.11		2.44		1000.00	1000.00	
B	125.80	N 72° 11' 30"			35.60			121.60	-0.17	-0.13	35.43		120.87		1035.11	1002.51	
C	330.00	S 0° 54' 45"				329.96	5.25		0.13	1.10	329.35		6.35		1030.54	261.67	
D	111.80	E					111.80		0.15	0.16		0.15	112.10		1000.15	897.02	
	593.10				331.10	329.96	116.50	121.10	1.14	2.35	329.54	329.57	120.57	120.27			

PLANTILLA DE CALCULO DE LA POLIGONAL DEL
 CENSO DE TERRENO EN EL AREA DE LA
 HISTORIA, GRAN HONOR DE 1917 190. 85

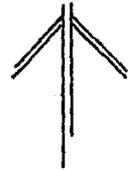
Y(1400)

Y(1300)

Y(1200)

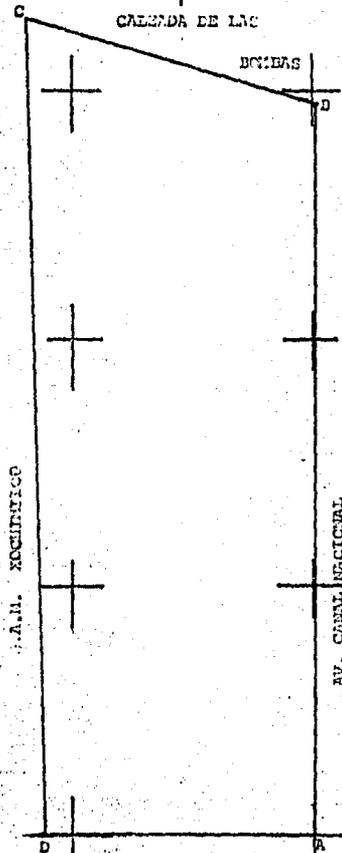
Y(1100)

Y(1000)



CALEDA DE LAC

BOVEDAS



COORDENADAS

PUNTO	X	Y
B	1000.00	1000.00
E	1002.44	1294.11
C	881.47	1330.54
D	887.82	1100.15

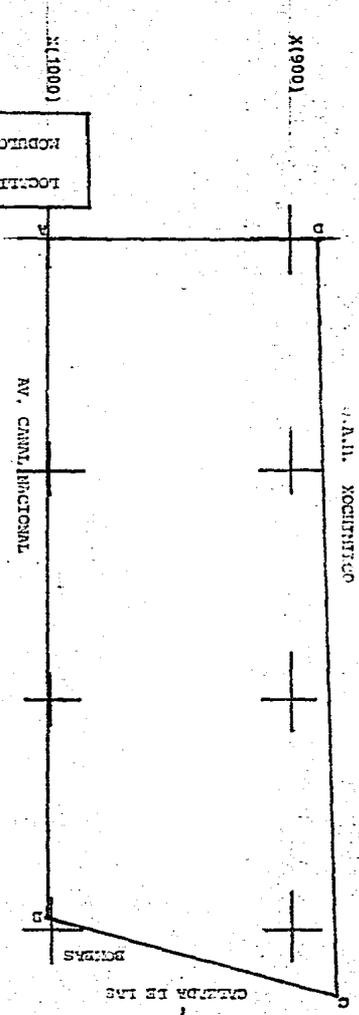
LOCALIZACION TERRENO
 MODULO 20 RUTA 100

X(800)

X(900)

X(1000)

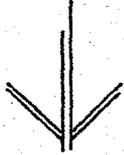
LOCALIZACION TERRENO
 MODELO 29 AREA 100



ITEM	X	Y
1	1000.00	1000.00
2	1002.44	1294.11
3	821.47	1330.54
4	827.22	1703.15

COORDENADAS

CALLE DE LAS



Una vez ya hecho el dibujo del terreno, procedemos a efectuar las nivelaciones y secciones transversales.

De este terreno obtendremos una nivelación de perfil, para marcar el proyecto del drenaje, y las secciones transversales para conocer la configuración y poder efectuar posteriormente el cobro de volúmenes.

Teniendo ya las nivelaciones o cotas de todos los puntos del terreno y sus distancias, se dibuja el perfil del trazo. Para esto se utilizan escalas verticales y horizontales. Si las escalas horizontal y vertical son iguales se obtiene un perfil normal; en algunos casos se aminora la escala vertical para exagerar y apreciar mejor los desniveles.

En el capítulo II.4 veremos el perfil obtenido, para marcar sobre ésta el proyecto del drenaje.

II.3.-Estudios de Mecánica de Suelos

II.3.1.-Introducción

La mecánica de suelos es importante porque es la base elemental y fundamental en cualquier obra de ingeniería civil y de ella depende la seguridad y funcionalidad de dichas obras durante su vida útil.

Por la mecánica de suelos será posible conocer las características físicas del suelo como es la capacidad de carga, la resistencia al esfuerzo cortante, y el valor relativo de soporte y, lo que es muy importante también, saber su clasificación para que en función de esto, sepamos como manejarlo de acuerdo a las necesidades que requiera la obra.

La granulometría ofrece un medio sencillo y evidente para clasificar suelos, basta dividir un suelo en sus fracciones granulométricas para tenerlo clasificado.

Es evidente que un sistema de clasificación de suelos debe agruparlos de acuerdo con sus propiedades mecánicas básicas, por ser éstas lo que interesa para las aplicaciones ingenieriles. A la vez, el criterio clasificador ha de ser preponderadamente de naturaleza cuantitativa, puesto que un sistema que incluyera relaciones cuantitativas resultaría excesivamente complicado.

Apenas hay duda de que en el momento presente el sistema más efectivo de clasificación de suelos es el propuesto por A. Casagrande, conocido con el nombre de Sistema Unificado de Clasificación de suelos - (SUCS). Los técnicos mexicanos han venido usando el SUCS desde hace muchos años, siempre con resultado satisfactorio y su familiaridad con él ha ido induciendo a hacerle pequeñas modificaciones de orden secundario, dictadas en cada caso por la conveniencia práctica.

II.3.2.- Clasificación de Materiales Pétreos y Suelos

Para fines de clasificación, los materiales que constituyen la corteza terrestre se agrupan en 3 divisiones: suelos, fragmentos de roca y rocas.

El término suelo se aplica a todas aquellas partículas de material menores de 7.6 cm (3"). El término fragmentos de roca se aplica a los fragmentos mayores de 7.6 cm (3") y que no forman parte de una formación rocosa masiva. El término roca se usa para formaciones rocosas más o menos continuas o masivas.

El suelo se divide en suelos de partículas finas o "finos" y suelos de partículas gruesas o "gruesos". Los finos son aquellos cuyas partículas son menores que la malla No.200 y los gruesos son los que se retienen en ésta y pasan la malla de 7.6 cm (3").

Los finos comprenden los suelos orgánicos, limos y arcillas. Los suelos orgánicos son los que contienen una cantidad apreciable de materia orgánica; un material fino orgánico es limo o arcilla, según sus características de plasticidad. Los suelos en que predomina mucho la materia orgánica quedan en un grupo denominado "turba".

Los gruesos comprenden los grupos denominados arena y grava, siendo la frontera entre ellos la malla No.4.

Los fragmentos de roca se subdividen en chicos, medianos y grandes. Los fragmentos chicos son aquellos que se retienen en la malla -- 7.6 cm (3") y su dimensión máxima es menor de 30 cm. Los fragmentos medianos son aquellos cuya dimensión máxima esta comprendida entre 30 cm y 1.00 m. Los fragmentos grandes son aquellos cuya dimensión es mayor a 1.00 m.

Las rocas se clasifican según su formación en: Igneas, sedimentarias y metamórficas. (fig. II.3.1)

R O C A S	IGNEAS	EXTRUSIVAS
		INTRUSIVAS
	SEDIMENTARIAS	CLASTICAS
		QUIMICAS
		ORGANICAS
	METAMORFICAS	NO FOLIADAS
		FOLIADAS

Fig.II.3.1.-Clasificación de rocas.

II.3.3.- Obtención de Muestras de Suelos

Para determinar las propiedades de un suelo en el laboratorio es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí.

Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. -- Se dice que una muestra alterada es cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno donde procede o inalterada en caso contrario.

Para tener muestras alteradas el muestreo debe efectuarse según el fin que se persiga. Para tomar muestras individuales de un sondeo a cielo abierto (pozo de 1.50 x 1.50 de sección y de la profundidad requerida) se sigue el procedimiento siguiente:

a) Se rebaja la parte ceca y suelta del suelo con el propósito de obtener una superficie fresca.

b) Se toma una muestra de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación.

c) Las muestras se envían en bolsas al laboratorio

Para obtener muestras inalteradas, el caso más simple corresponde al de cortar un determinado trozo de suelo del tamaño deseado (normalmente de 30 x 30 x 30 cm) cubriéndolo con parafina para evitar pérdi-

das de humedad y empacándolo debidamente para su envío al laboratorio.

La excavación de pozo a cielo abierto rinde siempre una información correcta hasta donde él llega, pues permite la inspección visual de los estratos del suelo, sin embargo la mayoría de las investigaciones del suelo requieren estudios del terreno a profundidades mayores que las que pueden ser alcanzadas satisfactoriamente con excavaciones a cielo abierto. De aquí que, para poder obtener la información requerida para ser un buen estudio del suelo, se requiere hacer perforaciones de profundidad. Estas perforaciones pueden hacerse mediante el uso de barrenas hasta llegar al estrato requerido y ahí sacar con un muestreador especial, como el tubo de Shelby, la muestra inalterada.

Estratigrafía: Cualquiera que sea el tipo de perforaciones que se ejecute, a medida que se va profundizando en ella se va anotando los espesores de los distintos estratos atravesados, indicando cuáles son gravas, arenas, limos, arcillas o mezclas de los mismos; cómo son los granos de los materiales, donde son de tamaño uniforme o graduado de gruesos a finos, color, olor y aspereza de los granos.

Con estos datos y los de las pruebas que a los materiales se les ejecutó, se hace un perfil estatigráfico.

II.3.4.- Clasificación SUCS del Suelo

Después que llevamos la muestra al laboratorio, procedemos a una clasificación. El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo, es en rigor encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. El suelo de este terreno es fino y tendremos que efectuar en él la prueba de plasticidad para clasificarlo por el SUCS.

La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg, quien por medio de ellos separó los cuatro estados de consistencia de los suelos coherentes.

Los mencionados límites son: Límite Líquido ('L.L.), Límite plástico (L.P.) y el Límite de contracción (L.C) y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio.

Los límites de consistencia, todos, se determinan empleando el suelo que pase la malla No.40. La diferencia entre los valores del L.L y el L.P, da el llamado Índice plástico del suelo (I.P). Los límites líquidos y plástico dependen ambos de la cantidad y el tipo de arcilla del suelo, pero el índice plástico depende generalmente, de la cantidad de arcilla.

Cuando no se puede determinar el límite plástico de un suelo, se dice que no es plástico(N.P) y en este caso el límite plástico es -- igual a cero. El índice de plasticidad indica el rango de humedad a -- través del cual los suelos con cohesión tienen propiedad de un mate-- rial plástico.

Según Atterberg, cuando un suelo tiene un índice plástico es menor de 7, el suelo presenta baja plasticidad; cuando el índice plásti-- co está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 17, se dice que es altamente plástico.

II.3.4.1.- Determinación del Límite Líquido

El límite líquido se define como el contenido de humedad, expre-- sado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra, con el cu-- al el suelo cambia del estado líquido al plástico.

De acuerdo a esta definición, los suelos plásticos tienen en el límite líquido, una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte, pero de finida, es de 25 g/cm^2 , según Atterberg. Para determinar el límite líquido de un suelo se sigue el procedimiento siguiente:

1.- Se toman unos 100 g de material que pasa la malla No.40, se colocan en una cápsula de porcelana y, con una espátula, se hace una mezcla pastosa, homogénea y de consistencia suave agregándole una pequeña cantidad de agua durante el mezclado.

2.- Una poca de esta mezcla se coloca en la copa de Casagrande, formando una torta aligada con un espesor de 1 cm en la parte más profunda.

3.- El suelo colocado en la copa se divide, en la parte media, en dos porciones utilizando para ello un ranurador.

4.- Hecha la ranura se acciona la copa a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesarios para que la parte inferior del talud de la ranura se cierre, precisamente 1.27 cm (1/2"). Si la ranura no se cierra a los 1.27 cm entre los 6 y 35 golpes, se recoge el material de la copa se agrega más agua y se repite la operación.

5.- Cuando se ha obtenido un valor consistente del número de golpes, comprendidos entre 6 y 35, se toman unos diez granos del suelo

de la zona próxima a la ranura cerrada y se determina el contenido de agua.

6.- Se repito los pasos 2 a 5, teniendo el suelo otro contenido de humedad.

7.- Para la obtención del L.L. empleamos la sig. fórmula:

$$L.L. = W(N/25)^{0.121}$$

donde: L.L. = límite líquido, calculado, del suelo

W = Porcentaje de humedad

N = Número de golpes necesarios para cerrar la ranura
on la copa de Casagrande, correspondiente a W

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO		
MUESTRA DE: TERRENO PARA CONST. MODULO 20 CANAL NACIONAL R-100		
RECIPIENTE No.	1	2
NUMERO DE GOLPES	12	14
MUESTRA HUMEDA MAS RECIPIENTE (g.)	91.75	96.80
MUESTRA SECA MAS RECIPIENTE (g.)	56.45	59.00
PESO DEL AGUA (g.)	35.30	37.80
PESO DEL RECIPIENTE(g.)	31.40	31.40
PESO DE LA MUESTRA SECA (g.)	25.05	27.60
FORCENTAJE DE HUMEDAD	58.50	57.80

$$L.L._1 = 58.50(12/25)^{0.121} = 53.52$$

$$L.L._2 = 57.80(14/25)^{0.121} = 53.88$$

II.3.4.2.- Determinación del Límite Plástico

El límite plástico, se define como el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para lo cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. Para determinar el límite plástico, generalmente se hace uso del material que, mezclado en agua, ha cobrado de la prueba del límite líquido y al cual se le evapora humedad por mezclado hasta tener una mezcla plástica que sea fácilmente moldeable. Se forma una pequeña bola que deberá enseguida rodillarse en la palma de la mano o en una placa de vidrio aplicando la suficiente presión a efecto de formar filamentos.

Cuando el diámetro del filamento resultante sea de 3.17 mm ($\frac{1}{8}$ " sin romperse, deberá juntarse la muestra de nuevo, mezclarse en forma de bola y volverse a rodillar. El proceso debe continuarse hasta que se produzca un rompimiento de los filamentos al momento de alcanzar $\frac{1}{8}$ " de diámetro. Los suelos que no pueden rodillarse con ningún contenido de humedad, se consideran como no plásticos (N.P.). Cuando al rodillar la bola de suelo se rompe el filamento al diámetro de $\frac{1}{8}$ ", se toman todos los pedacitos, se pesan, se secan al horno, se vuelven a pasar ya secos y se determina la humedad correspondiente al límite plástico así:

$$L.P. = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

Donde:

L.P. Humedad correspondiente al límite plástico en %

Pw : Peso del agua contenida en los filamentos en gramos.

PB : Pesos de los trocitos secos en gramos

El límite plástico es muy afectado por contenido orgánico del --- suelo, ya que eleva su valor sin aumentar simultáneamente el límite líquido. Por tal razón los suelos con contenido orgánico tienen bajo índice plástico y límites líquidos altos.

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO		
MUESTRA: TERRENO PARA CONST. MODULO 20 CANAL NACIONAL R-100		
RECIPIENTE	1	2
PESO MUESTRA HUMEDA, g.	3.04	3.09
PESO MUESTRA SECA, g.	2.09	2.13
PESO DEL AGUA, g.	0.95	0.96
PORCENTAJE DE HUMEDAD	31.2	31.0

L.P. = 31%

II.3.4.3.-Determinación del Índice de Plasticidad.

Se denomina índice de plasticidad o índice plástico (I.P.) a la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra el estado plástico-tal como lo definen los ensayos.

Tanto el límite líquido como el plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla del suelo; sin embargo, el índice plástico, depende generalmente de la cantidad de arcilla del suelo.

$$I.P. = L.L. - L.P.$$

Determinación del índice plástico

$$L.L. = 53.88$$

$$L.P. = 31.00$$

$$I.P. = 53.88 - 31.00 = 22.88$$

II.3.5.-Conclusión

Teniendo ya determinados los L.L., L.P. e I.P. nos vamos con estos valores a la tabla de plasticidad (fig.II.3.2) y vemos que nos da un punto en la gráfica, abajo de la línea A y a la derecha de la B, dándonos una clasificación OH que es una arcilla orgánica de alta plasticidad ($I.P. > 17$) y de baja capacidad de carga.

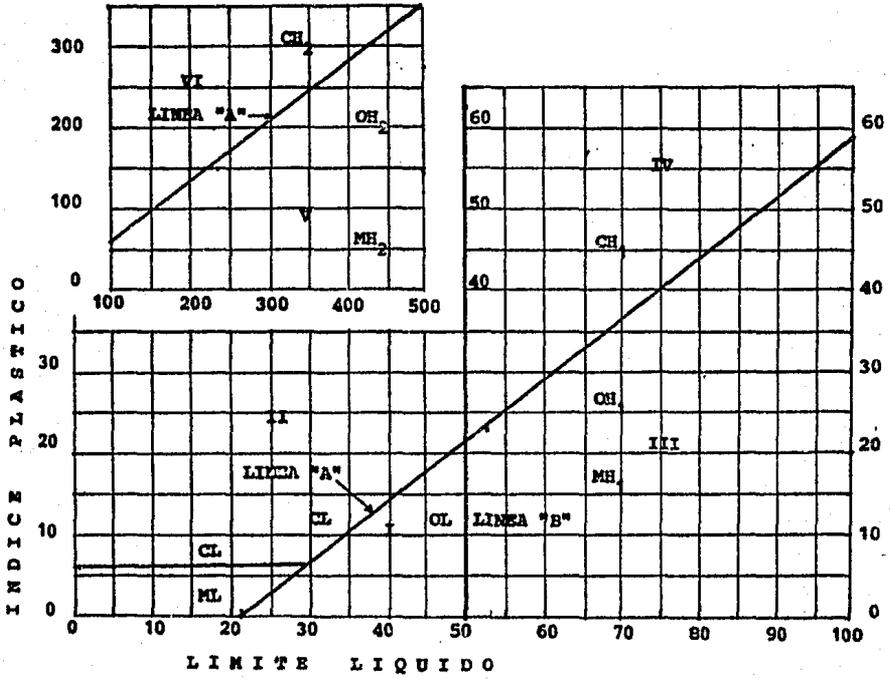
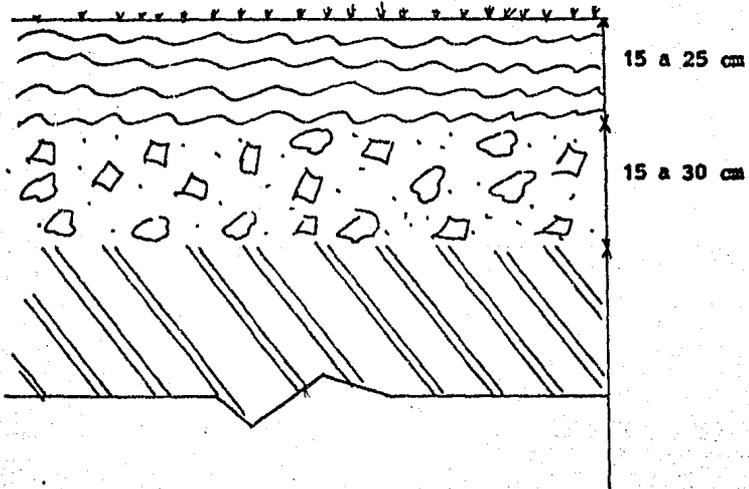


Fig. II.3.2.-Carta de Plasticidad.

Es importante saber la clasificación del suelo ya que en función de esto calcularemos el espesor del pavimento.

También al efectuar los sondeos a cielo abierto se encontró en la zona la siguiente estratigrafía.



MATERIAL ORGANICO



DESPERDICIO DE MATERIALES (CASCAJO)



ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD

II.4.- Proyecto del Drenaje Pluvial

II.4.1.- Generalidades

El drenaje es una infraestructura de gran importancia en cualquier obra de Ingeniería Civil y tiene por objeto tanto la eliminación de aguas pluviales excedentes sobre el terreno, como la de aguas negras generadas por una población.

En esta obra emplearemos un drenaje combinado, aguas pluviales y aguas negras, haciendo especial énfasis en el diseño del drenaje pluvial, ya que el terreno tiene aproximadamente 32,000 m² de patios.

II.4.2.- Diseño del Drenaje

El primer paso en las obras de drenaje de chubascos es la determinación de las cantidades de agua que deben ser desalojadas; en muchos casos, únicamente se necesita una estimación del escurrimiento máximo. Las obras de drenaje son usualmente diseñadas para eliminar el escurrimiento producido por una tormenta o chubasco que tenga un período específico de retorno. Una guía para la selección del período adecuado de retorno puede encontrarse por medio de los reportes sobre dificultades obtenidas con otros chubascos.

Si dentro de la zona del proyecto hay disponibles datos de aforos del escurrimiento, un análisis de la frecuencia de estos registros puede proporcionar los criterios para el diseño. Dichos registros, rara vez están disponibles casi siempre es necesario iniciar el diseño -- con un estudio de la frecuencia de la intensidad de la lluvia. Una vez que se ha seleccionado a la lluvia de diseño, debe estimarse y calcularse el hidrógrafo o hidrograma resultante. Una práctica común ha sido el empleo del Método Racional Americano, que utilizamos en este diseño, en donde la selección del coeficiente de escurrimiento "C" involucra problemas de frecuencia conjunta. En drenaje urbano con un alto porcentaje de área impermeable el problema no es muy serio, ya que el área impermeable con toda presunción tiene un valor constante "C". En las áreas rurales debe tenerse cautela para evitar la selección de valores de "C" -- excesivamente altos, que producirían una descarga de diseño con un período de retorno considerablemente mayor que el correspondiente para las lluvias.

II.4.2.1.- Determinación del Gasto y Diámetro del Drenaje Pluvial

Fórmula del Método Racional Americano

$$Q = c i A$$

Donde:

Q = Gasto de ocurrimiento (m^3/s)

i = Intensidad de la lluvia de diseño (mm/h)

c = Coeficiente de ocurrimiento

A = Area drenada en m^2

Datos para este diseño:

- El Area para drenar por línea será de $8750 m^2$ ($A = 8750.00 m^2$).
- Coeficiente de ocurrimiento según el tipo de suelo es de $c = 0.5$ (el suelo del ocurrimiento es el pavimento asfáltico).
- Intensidad de lluvia, según la lluvia más intensa observada en esta zona; $i = 30 mm/h$.

Sustituyendo en la fórmula racional

$$Q = (0.5)(30)(8750) = 0.0364 m^3/s.$$

El gasto del diseño será de $0.0364 m^3/s$.

Como se sabe la velocidad en una tubería de drenaje puede variar de 0.6 a $3 m/s$, si sustituimos estas velocidades y este gasto es

la fórmula : $Q = V \cdot A$

para $V = 0.6 m/s$.

$$0.0364 = 0.6 A \dots\dots 1$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.0364}{0.6} = 0.0607 m^2 \dots\dots 2$$

Sust. 2 en 1

$$0.0364 = 0.47124 d^2.$$

$$d = \sqrt{\frac{0.0364}{0.47124}}$$

$$d = 0.27 \text{ m.}$$

Para $= 3.0 \text{ m/s.}$

$$0.0364 = 3(0.7854) d^2.$$

$$d^2 = \frac{0.0364}{2.3562}$$

$$d = 0.12 \text{ m.}$$

esto es que podemos escoger un diámetro de tubería entre 12 y 27 centímetros.

Si utilizamos una de 20 cm calculamos, por Manning, la velocidad que lleva el tubo.

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

Donde:

V = Velocidad en m/s.

n = Coeficiente de rugosidad (para tubería de concreto -

n = 0.013).

R = Radio hidráulico ($R = \frac{d^2}{4d}$; $R = \frac{d}{4} = \frac{0.20}{4} = 0.05$)

S = Pendiente del conducto (S = 0.003)

$$V = \frac{1}{0.013} (0.05)^{2/3} (0.003)^{1/2}$$

$$V = 0.57 \approx 0.6 \text{ m/s.}$$

.. Se acepta el diámetro propuesto.

Utilizamos la forma de peine para el drenaje, según se ilustra en el plano No. 1HS1. Y estos ramales descargarán en un colector que llevará las aguas hasta la red municipal.

II.4.2.2.- Determinación del gasto y diámetro de la tubería para las aguas negras.

Para obtener estos datos necesitamos saber lo siguiente:

- Número de personas que laborarán en el Módulo.
- Dotación de agua potable (litros/persona/día)
- Aportación de aguas negras por persona.

El número de personas que trabajarán en este módulo será de 400, - entre operadores, mecánicos, choferes de patio, despachadores y personal administrativo.

Consideramos una dotación media de 100 litros/persona/día y una - aportación de aguas negras del 85% de la dotación; así cada persona -- aporta 85 litros por día.

Aportación total a la red = $85 \times 400 = 34,000$ litros/día.

Entonces el gasto por segundo será de 0.39 l.

si suponemos que hay en el día 1.5 horas en que el gasto es continuo tendrá $Q = 0.0351 \text{ m}^3/\text{s}$; con este gasto obtendremos el diámetro.

si suponemos un diámetro de 20 cm, calculemos la velocidad, por Manning:

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

Donde:

$$n = 0.013$$

$$R = \frac{0.20}{4} = 0.05$$

$$S = 0.003$$

$$V = \frac{1}{0.013} (0.05)^{2/3} S^{1/2}$$

$$V = 0.6 \text{ m/s}$$

Comprobando en la ecuación de continuidad

$$Q = VA$$

$$0.0351 = 0.6 A$$

$$A = 0.0585$$

$$d = \frac{0.0585}{0.7854}$$

$$d = 0.074 \text{ m.}$$

∴ Se acepta el diámetro propuesto.

Tabla de gastos y diámetros

TRAMO	LONGITUD (m.)	LONGITUD ACUM.(m)	GASTO (l/s)	GASTO ACUM.	DIAMETRO (cm)	PENDIENTE	RADIO H.	VELOCIDAD (m/s)
1-3	100.00	100.00	36.4		20.0	0.003	0.05	0.60
4-12	100.00	100.00	36.4		20.0	0.003	0.05	0.60
5-14	100.00	100.00	37.1		20.0	0.003	0.05	0.60
6-17	100.00	100.00	36.4		20.0	0.003	0.05	0.60
8-19	50.00	50.00	28.2		20.0	0.003	0.05	0.60
3-4	84.00	184.00	36.4		30.0	0.002	0.075	0.62
4-5	42.00	326.00	72.8	72.8	30.0	0.002	0.075	0.62
5-6	42.00	468.00	107.9	107.9	30.0	0.002	0.075	0.62
6-7	84.00	652.00	144.3	144.3	30.0	0.002	0.075	0.62
7-8	50.00	702.00	162.5	162.5	30.0	0.002	0.075	0.62
8-9	41.30	793.30	162.5	162.5	30.0	0.002	0.075	0.62
9-10	63.40	856.70	162.5	162.5	30.0	0.002	0.075	0.62
10-11	26.20	882.90	162.5	162.5	30.0	0.002	0.075	0.62
11-11'	22.80	905.70	162.5	162.5	30.0	0.002	0.075	0.62

II.4.3.- Perfil de Drenaje.

Después de haber obtenido los gastos, pendientes y diámetros, procedemos a efectuar el perfil del drenaje. En virtud que el perfil del terreno lo efectuamos al hacer el levantamiento topográfico, ahora sólo resta marcar en éste la cota de arrastre del pozo de conexión y vamos ascendiendo, conociendo la pendiente y la distancia, con el perfil. Es importante marcar en el perfil cada desviación ya que en ésta va un pozo de visita, si se tienen longitudes mayores (rectas), es importante colocar también pozos de visita; por lo general en tramos rectos -- los pozos se colocan a menos de 50 metros uno del otro (plano No.1851).

Para la captación del agua pluvial se construirán unas rejillas de ⁺fo. fo , que se ubicarán en las partes más bajas del patio (fig. II.4.3.1).

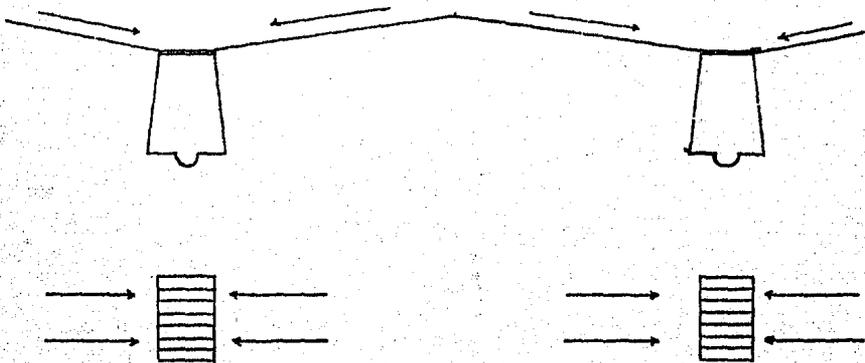
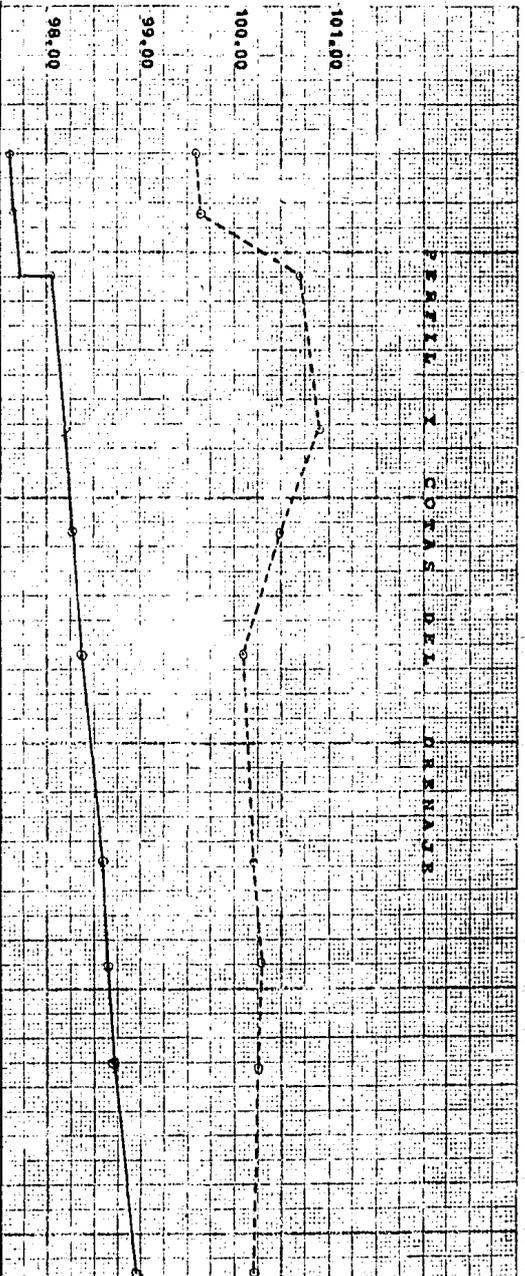
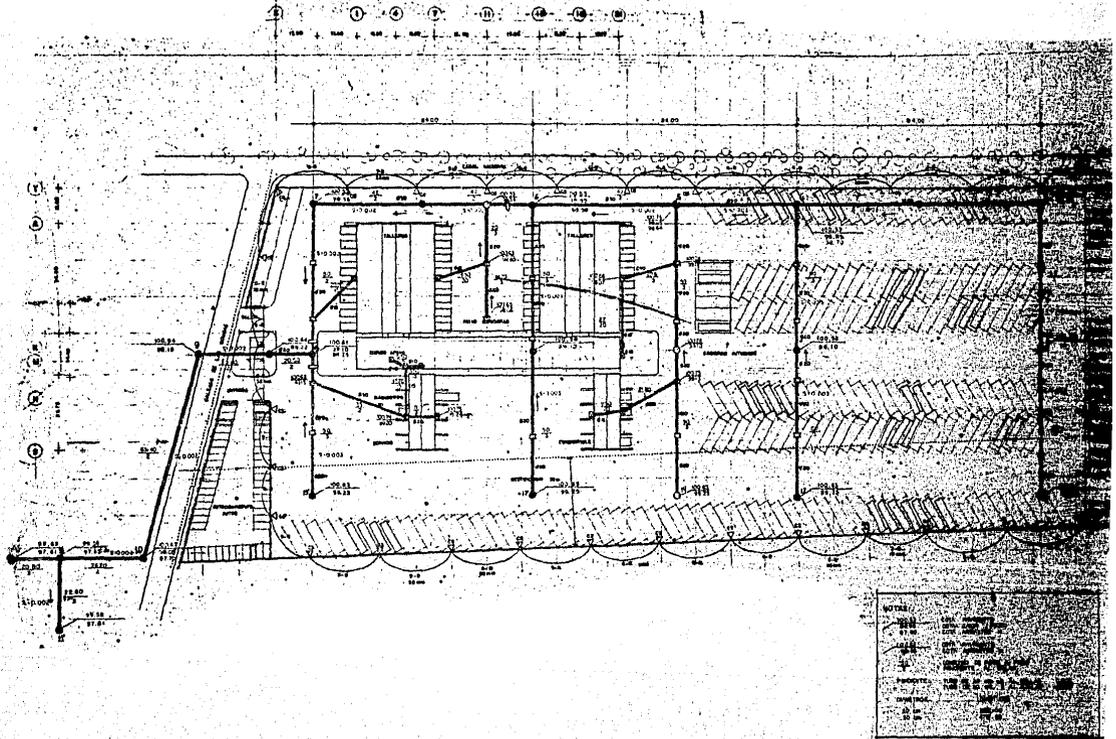
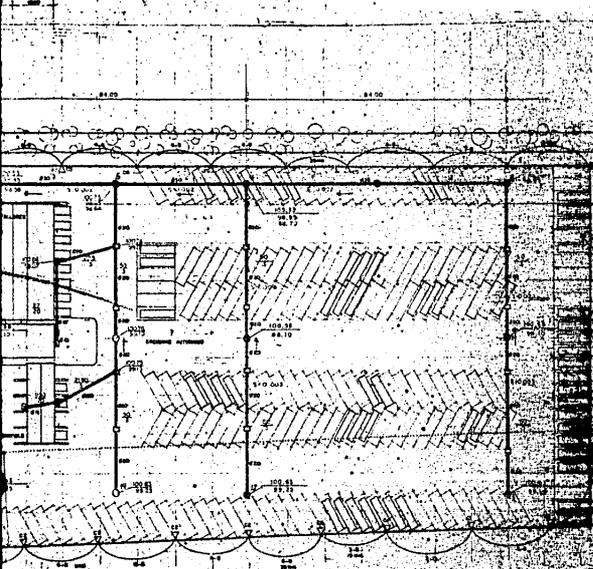


Fig. II.4.3.1.-Detalle de rejillas.

Cadenas.	C O T A S			Pozo
	T. Natur.	Arrestre Hco.	Piso Terminado	
04000.00	99.60	97.61	99.59	11
04022.80	99.65	97.65	99.58	11
04049.00	100.70	98.05 97.70	100.67	10
04112.40	100.90	98.18	100.94	9
04153.70	100.50	98.26	100.61	8
04203.70	100.10	98.36	100.53	7
04287.70	100.20	98.58	100.53	6
04329.70	100.30	98.64	100.73	5
04371.40	100.25	98.70	100.53	4
04455.70	100.20	98.95	100.63	3







NOTAS:	
10000	COTA VINCULADA
10001	COTA CASO "I" PUNTO
10002	COTA CASO "II" PUNTO
10003	COTA VINCULADA
10004	COTA CASO "I" PUNTO
10005	COTA CASO "II" PUNTO
10006	COTA VINCULADA
10007	COTA CASO "I" PUNTO
10008	COTA CASO "II" PUNTO
10009	COTA VINCULADA
10010	COTA CASO "I" PUNTO
10011	COTA CASO "II" PUNTO
10012	COTA VINCULADA
10013	COTA CASO "I" PUNTO
10014	COTA CASO "II" PUNTO
10015	COTA VINCULADA
10016	COTA CASO "I" PUNTO
10017	COTA CASO "II" PUNTO
10018	COTA VINCULADA
10019	COTA CASO "I" PUNTO
10020	COTA CASO "II" PUNTO
10021	COTA VINCULADA
10022	COTA CASO "I" PUNTO
10023	COTA CASO "II" PUNTO
10024	COTA VINCULADA
10025	COTA CASO "I" PUNTO
10026	COTA CASO "II" PUNTO
10027	COTA VINCULADA
10028	COTA CASO "I" PUNTO
10029	COTA CASO "II" PUNTO
10030	COTA VINCULADA
10031	COTA CASO "I" PUNTO
10032	COTA CASO "II" PUNTO
10033	COTA VINCULADA
10034	COTA CASO "I" PUNTO
10035	COTA CASO "II" PUNTO
10036	COTA VINCULADA
10037	COTA CASO "I" PUNTO
10038	COTA CASO "II" PUNTO
10039	COTA VINCULADA
10040	COTA CASO "I" PUNTO
10041	COTA CASO "II" PUNTO
10042	COTA VINCULADA
10043	COTA CASO "I" PUNTO
10044	COTA CASO "II" PUNTO
10045	COTA VINCULADA
10046	COTA CASO "I" PUNTO
10047	COTA CASO "II" PUNTO
10048	COTA VINCULADA
10049	COTA CASO "I" PUNTO
10050	COTA CASO "II" PUNTO
10051	COTA VINCULADA
10052	COTA CASO "I" PUNTO
10053	COTA CASO "II" PUNTO
10054	COTA VINCULADA
10055	COTA CASO "I" PUNTO
10056	COTA CASO "II" PUNTO
10057	COTA VINCULADA
10058	COTA CASO "I" PUNTO
10059	COTA CASO "II" PUNTO
10060	COTA VINCULADA
10061	COTA CASO "I" PUNTO
10062	COTA CASO "II" PUNTO
10063	COTA VINCULADA
10064	COTA CASO "I" PUNTO
10065	COTA CASO "II" PUNTO
10066	COTA VINCULADA
10067	COTA CASO "I" PUNTO
10068	COTA CASO "II" PUNTO
10069	COTA VINCULADA
10070	COTA CASO "I" PUNTO
10071	COTA CASO "II" PUNTO
10072	COTA VINCULADA
10073	COTA CASO "I" PUNTO
10074	COTA CASO "II" PUNTO
10075	COTA VINCULADA
10076	COTA CASO "I" PUNTO
10077	COTA CASO "II" PUNTO
10078	COTA VINCULADA
10079	COTA CASO "I" PUNTO
10080	COTA CASO "II" PUNTO
10081	COTA VINCULADA
10082	COTA CASO "I" PUNTO
10083	COTA CASO "II" PUNTO
10084	COTA VINCULADA
10085	COTA CASO "I" PUNTO
10086	COTA CASO "II" PUNTO
10087	COTA VINCULADA
10088	COTA CASO "I" PUNTO
10089	COTA CASO "II" PUNTO
10090	COTA VINCULADA
10091	COTA CASO "I" PUNTO
10092	COTA CASO "II" PUNTO
10093	COTA VINCULADA
10094	COTA CASO "I" PUNTO
10095	COTA CASO "II" PUNTO
10096	COTA VINCULADA
10097	COTA CASO "I" PUNTO
10098	COTA CASO "II" PUNTO
10099	COTA VINCULADA
10100	COTA CASO "I" PUNTO
10101	COTA CASO "II" PUNTO
10102	COTA VINCULADA
10103	COTA CASO "I" PUNTO
10104	COTA CASO "II" PUNTO
10105	COTA VINCULADA
10106	COTA CASO "I" PUNTO
10107	COTA CASO "II" PUNTO
10108	COTA VINCULADA
10109	COTA CASO "I" PUNTO
10110	COTA CASO "II" PUNTO
10111	COTA VINCULADA
10112	COTA CASO "I" PUNTO
10113	COTA CASO "II" PUNTO
10114	COTA VINCULADA
10115	COTA CASO "I" PUNTO
10116	COTA CASO "II" PUNTO
10117	COTA VINCULADA
10118	COTA CASO "I" PUNTO
10119	COTA CASO "II" PUNTO
10120	COTA VINCULADA
10121	COTA CASO "I" PUNTO
10122	COTA CASO "II" PUNTO
10123	COTA VINCULADA
10124	COTA CASO "I" PUNTO
10125	COTA CASO "II" PUNTO
10126	COTA VINCULADA
10127	COTA CASO "I" PUNTO
10128	COTA CASO "II" PUNTO
10129	COTA VINCULADA
10130	COTA CASO "I" PUNTO
10131	COTA CASO "II" PUNTO
10132	COTA VINCULADA
10133	COTA CASO "I" PUNTO
10134	COTA CASO "II" PUNTO
10135	COTA VINCULADA
10136	COTA CASO "I" PUNTO
10137	COTA CASO "II" PUNTO
10138	COTA VINCULADA
10139	COTA CASO "I" PUNTO
10140	COTA CASO "II" PUNTO
10141	COTA VINCULADA
10142	COTA CASO "I" PUNTO
10143	COTA CASO "II" PUNTO
10144	COTA VINCULADA
10145	COTA CASO "I" PUNTO
10146	COTA CASO "II" PUNTO
10147	COTA VINCULADA
10148	COTA CASO "I" PUNTO
10149	COTA CASO "II" PUNTO
10150	COTA VINCULADA
10151	COTA CASO "I" PUNTO
10152	COTA CASO "II" PUNTO
10153	COTA VINCULADA
10154	COTA CASO "I" PUNTO
10155	COTA CASO "II" PUNTO
10156	COTA VINCULADA
10157	COTA CASO "I" PUNTO
10158	COTA CASO "II" PUNTO
10159	COTA VINCULADA
10160	COTA CASO "I" PUNTO
10161	COTA CASO "II" PUNTO
10162	COTA VINCULADA
10163	COTA CASO "I" PUNTO
10164	COTA CASO "II" PUNTO
10165	COTA VINCULADA
10166	COTA CASO "I" PUNTO
10167	COTA CASO "II" PUNTO
10168	COTA VINCULADA
10169	COTA CASO "I" PUNTO
10170	COTA CASO "II" PUNTO
10171	COTA VINCULADA
10172	COTA CASO "I" PUNTO
10173	COTA CASO "II" PUNTO
10174	COTA VINCULADA
10175	COTA CASO "I" PUNTO
10176	COTA CASO "II" PUNTO
10177	COTA VINCULADA
10178	COTA CASO "I" PUNTO
10179	COTA CASO "II" PUNTO
10180	COTA VINCULADA
10181	COTA CASO "I" PUNTO
10182	COTA CASO "II" PUNTO
10183	COTA VINCULADA
10184	COTA CASO "I" PUNTO
10185	COTA CASO "II" PUNTO
10186	COTA VINCULADA
10187	COTA CASO "I" PUNTO
10188	COTA CASO "II" PUNTO
10189	COTA VINCULADA
10190	COTA CASO "I" PUNTO
10191	COTA CASO "II" PUNTO
10192	COTA VINCULADA
10193	COTA CASO "I" PUNTO
10194	COTA CASO "II" PUNTO
10195	COTA VINCULADA
10196	COTA CASO "I" PUNTO
10197	COTA CASO "II" PUNTO
10198	COTA VINCULADA
10199	COTA CASO "I" PUNTO
10200	COTA CASO "II" PUNTO

II.5.- Proyecto del Pavimento

II.5.1.- Introducción

Se puede definir un pavimento como la capa o serie de capas de materiales apropiados, comprendidas entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento. Debe ser uniforme, de color y textura, resistentes a la acción del tránsito, al intemperismo, así como capaz de transmitir a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas debidas al tránsito. Debe cumplir los siguientes requisitos:

- 1.- Resistencia necesaria para soportar las cargas estáticas y --
dinámicas de rodamiento.
- 2.- Superficie tersa y, además, resistente al desgaste ocasiona--
do por las llanta de los vehículos.
- 3.- Gran resistencia al intemperismo.
- 4.- Impermeable

El pavimento de concreto asfáltico es una mezcla de agregados ---
(grava y arena) y asfalto, hecha a altas temperaturas mediante un pro-
ceso de mezclado en planta.

El espesor del pavimento será en relación al incremento en la ca-
pacidad de carga, es decir, para un pavimento con una gran intensidad
de cargas aplicadas, el espesor será mayor.

Una de las cosas de gran importancia para la estabilidad de un pavimento reside en la capacidad de carga que tenga el terreno de cimentación, esto permite variar los espesores y el tipo de material usado en el diseño.

II.5.2.-Método de Diseño.

Los métodos de diseño de pavimento, se basan con frecuencia en la ecuación de Boussinesq para determinar los esfuerzos bajo una carga concentrada de masa infinita, homogénea e isotrópica, llegando a ecuaciones finales para el cálculo de espesores, cuyo desarrollo depende de factores y coeficientes que se suponen basados en la teoría elástica, que no es compatible para los materiales que se utilizan en la construcción de pavimentos. De manera que no se ha llegado a desarrollar un método científico exacto para el diseño de pavimentos flexibles, los métodos de diseño normalmente empleados son empíricos y están basados, en gran parte, en la observación cuidadosa de experiencia y fallas, complementadas por las pruebas realizadas en caminos y tramos experimentales, en los que se usan diversas combinaciones de materiales y espesores de capas.

Durante este siglo y particularmente en los últimos años, se han llevado a cabo investigaciones muy completas en un esfuerzo por desarrollar un método para la determinación de los espesores, aceptable universalmente.

Hasta hoy se han encontrado más de treinta métodos con la misma finalidad.

II.5.2.1.-Diseño del Pavimento por el Método C.B.R.

Para el diseño del pavimento de este Módulo empleamos el Método del California Bearing Ratio (C.B.R.). Este método se basa en el empleo de gráficas para la determinación de los espesores del pavimento.

El uso de este método requiere la realización de ensayos CBR sobre el terreno de desplante. El ensayo original CBR exige que se compacte el suelo en un molde de 6 pulgadas de diámetro con una altura de 7 pulgadas, la compactación se realiza aplicando una carga estática de 200 lb/pulg² y se mantiene durante un minuto y se hace desaparecer gradualmente durante un periodo de 20 segundos.

Se prepara una serie de muestras con contenido creciente de humedad y se determina la densidad en cada una de ellas; se prepara también una curva que represente la relación densidad-contenido de agua, de la que se deduce la densidad máxima y el contenido óptimo de humedad correspondiente. El ensayo CBR se realiza sobre una probeta preparada con el contenido óptimo de humedad. Antes de efectuar el ensayo se sumerge la probeta en agua durante cuatro días, - bajo una carga de 10 lbs.

Sacamos la muestra del agua y permitimos el drenado de la misma durante quince minutos. Se debe tener cuidado de no alterar la superficie del espécimen durante la remoción del agua libre, para lo cual es necesario inclinar la muestra, quedando lista la prueba de penetración.

Prueba de penetración: Sobre la muestra se aplica una carga de 10 lbs, por medio de un pistón circular de 1.95 pulg. de diámetro y se hace penetrar en la muestra a una velocidad de 0.05 pulgadas por minuto. La relación entre las cargas así producidas y la penetración obtenida se grafican: (fig. II.5.2.1).

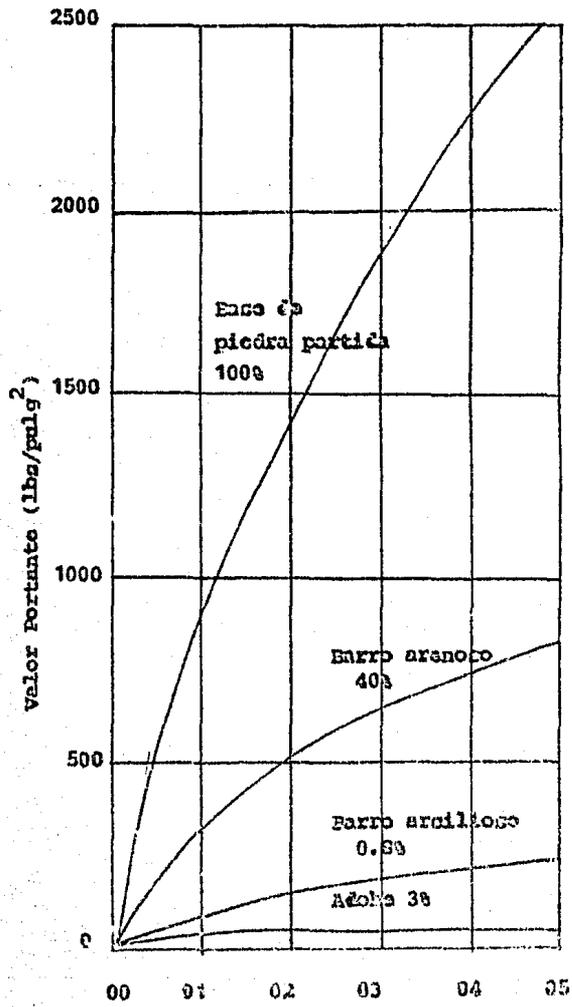


Fig. II.5.2.1 Curvas que representan los resultados del ensayo C.B.R.

Se determina los valores de presión para 0.1 y 0.2 de pulgada --- de penetración, a partir de los cuales se obtienen los valores de C.B. R; a continuación se dividen estas presiones entre las estándar de --- 1000 y 1,500 lb/pulg², respectivamente, se multiplica cada relación - por 100 para obtener el porcentaje. Por lo general el C.B.R se selec- ciona para 0.1 de pulg. (0.254 cm) de penetración.

Muchas organizaciones que emplean el ensayo C.B.R han modificado el procedimiento particularmente en cuanto a compactación de la muestra se refiere.

Una vez obtenido el valor del C.B.R que tienen la subrasante, sub-base y base, los espesores de proyecto se calculan con las siguientes gráficas:

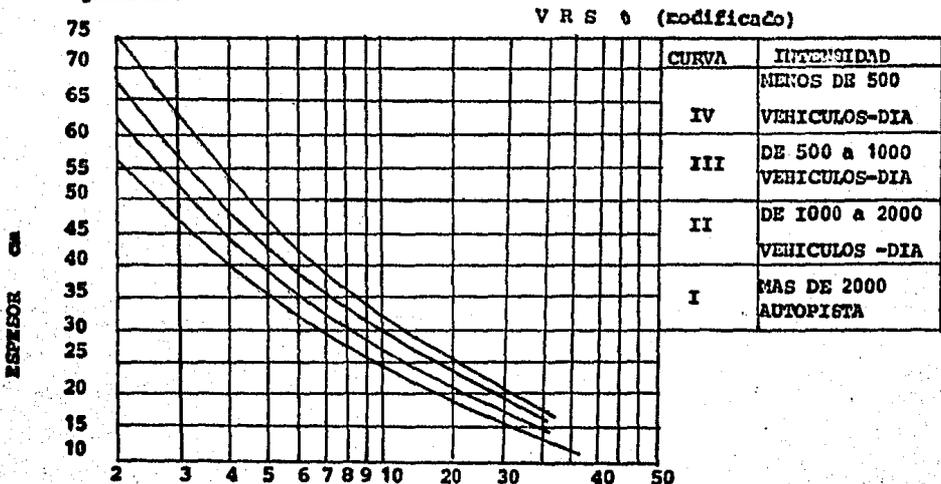


Fig. II.5.2.3. gráfica para obtener el espesor del pavimento V.R.S (modificado).

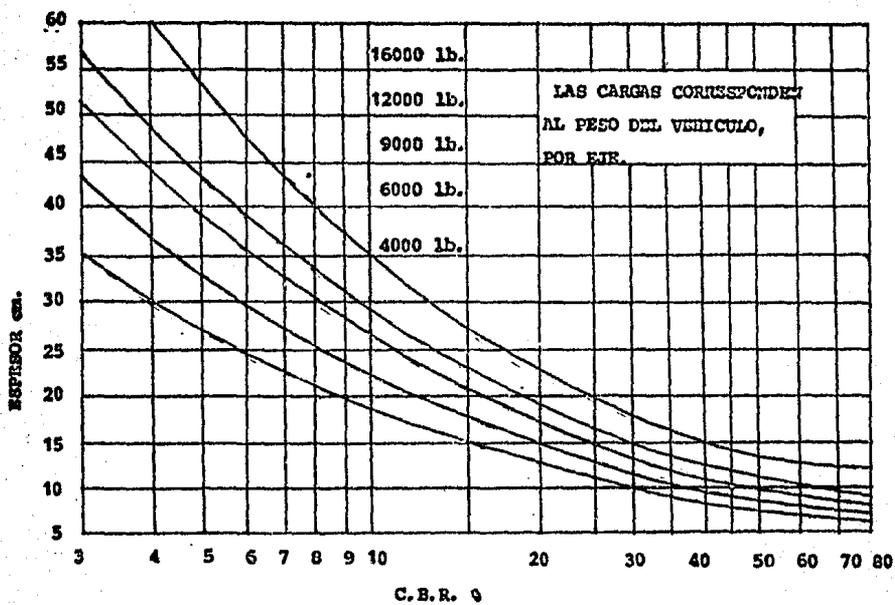
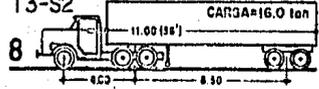
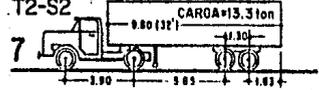
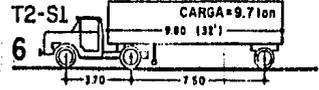
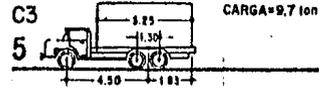
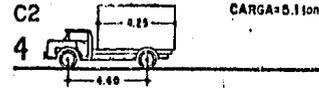
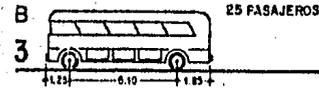
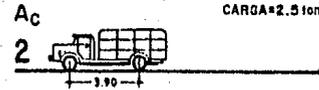
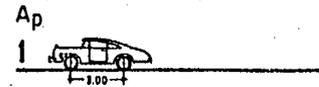


Fig. 5.2.2.- Gráfica para obtener el espesor del pavimento conociendo el C.B.R. 9

NOTA

K_v = Coeficiente de equivalencia para el vehículo vacío
 K_c = Coeficiente de equivalencia para el vehículo cargado



Ej	Características		
	Pesa. máx. (Cargado)	msa. (Vehío)	P. (ton/m ²)
1	1.0	0.8	2.0
2	1.0	0.8	2.0
3	3.0	1.4	-

1	1.6	1.3	4.3
2	3.3	1.3	4.3
3	-	-	-
Σ	4.9	2.4	-

1	4.2	3.0	3.1
2	8.3	3.0	3.8
3	-	-	-
Σ	12.3	10.0	-

1	2.3	3.5	3.0
2	6.8	3.7	3.0
3	-	-	-
Σ	9.3	4.2	-

1	3.6	1.7	3.0
2	14.0	3.2	3.0
3	-	-	-
Σ	16.6	6.9	-

1	4.0	3.3	3.8
2	8.5	4.0	3.8
3	12.1	3.8	3.8
Σ	24.6	11.3	-

1	3.0	2.5	3.8
2	8.0	3.6	3.8
3	7.8	3.0	3.8
Σ	18.8	9.1	-

1	4.0	3.3	3.8
2	8.5	4.0	3.8
3	12.1	3.8	3.8
Σ	24.6	11.3	-

1	3.9	3.3	3.8
2	13.0	3.4	3.8
3	13.0	3.0	3.8
Σ	29.9	13.9	-

Coeficientes de daño			
Cargado, P.			
a=0	a=1	a=21.3	a=30
0.0023	0.0027	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0036	0.000	0.000	0.000

0.17	0.002	0.001	0.000
0.17	0.040	0.010	0.010
0.31	0.043	0.011	0.010

1.0	0.150	0.080	0.030
1.0	1.000	1.020	1.020
2.0	1.150	1.100	1.100

0.44	0.023	0.008	0.021
0.44	0.440	0.440	0.440
0.88	0.468	0.448	0.443

0.44	0.023	0.008	0.003
0.44	0.650	0.630	0.630
0.88	0.675	0.658	0.653

1.0	0.010	0.013	0.007
1.0	0.900	0.900	0.900
1.0	0.800	0.860	0.800
3.0	1.740	1.715	1.707

1.0	0.120	0.060	0.012
1.0	1.000	1.020	1.020
2.0	0.450	0.400	0.400
4.0	1.570	1.480	1.480

1.0	0.100	0.050	0.010
2.0	0.600	0.100	0.500
2.0	0.600	0.500	0.500
5.0	1.100	1.050	1.015

1.0	0.080	0.030	0.010
2.0	0.640	0.015	0.007
2.0	0.630	0.010	0.005
5.0	0.130	0.051	0.011

Coeficientes de daño			
Vehío, P ⁰			
a=0	a=1	a=21.3	a=30
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0015	0.000	0.000	0.000

0.17	0.001	0.000	0.000
0.17	0.000	0.000	0.000
0.34	0.001	0.000	0.000

1.0	0.040	0.014	0.007
1.0	0.600	0.500	0.500
2.0	0.640	0.515	0.507

0.44	0.002	0.000	0.000
0.44	0.023	0.008	0.003
0.88	0.017	0.008	0.003

0.44	0.004	0.001	0.000
0.44	0.040	0.010	0.006
0.88	0.044	0.011	0.006

1.0	0.020	0.006	0.001
1.0	0.880	0.030	0.020
1.0	0.040	0.015	0.007
3.0	0.140	0.051	0.019

1.0	0.080	0.030	0.010
1.0	0.120	0.060	0.020
2.0	0.010	0.001	0.001
4.0	0.370	0.091	0.051

1.0	0.080	0.030	0.010
2.0	0.640	0.015	0.007
2.0	0.630	0.010	0.005
5.0	0.130	0.051	0.011

Fig. A.2 Coeficientes de daño por tránsito para vehículos típicos

Fig. II.5.2.4

II.5.2.2.- Cálculos de espesores de pavimento.

En este terreno, el suelo en que vamos a apoyar nuestra estructura es arcilla de baja capacidad de carga y alta plasticidad, cuyo C.B.R = 38.

En vista de que el tránsito será pesado (autobuses de pasajeros) y según la tabla II.5.2.4 , la carga en vacío es de 7.0 Ton. ó 15,400 lbs.

Con estos datos de C.B.R y de la carga, nos vamos a la figura II.5.2.2 y vemos que nos da un espesor de pavimento de 60.5 cm (sin incluir carpeta asfáltica).

Entonces el espesor será de 60 cm. Los espesores de las diferentes capas de pavimento se distribuirán de la siguiente manera:

Carpeta Asfáltica	7.5 cm (no se considera en el espesor)
Base negra	10 cm (Sustituye a 20 cm de base hidráulica)
Base Hidráulica	15 cm
Sub- Base	20 cm

El espesor total de base más sub - base (equivalentes) es el de - 60 centímetros.

Para tener más seguridad y prevenir fallas del pavimento, debido al ni vel freático que está muy alto, colocaremos antes de la sub-base y des pués de eliminar la capa vegetal una capa de material en gr^{ea}ña (volcá- nica) de 30 cm. Con esta capa de piedra romperemos la capilaridad cuan do el N.F. aumente en la época de lluvias y aumentaremos la estabili- dad del suelo.

Entonces el diseño final será:

Elemento	Material	Espesor Compacto
Carpeta	Concreto asfáltico	7.5 cm
Base Negra	Base Asfáltica	10.0 cm
Base Hidráulica	Grava cementada controlada	15.0 cm
Sub-base	Grava y Arena	25.0 cm
Mejoramiento	Grava en gr ^{ea} ña (volcánica)	30.0 cm

II.6.-Proyecto Arquitectónico y Estructural

II.6.1.-Proyecto Arquitectónico.

En este terreno tenemos un área de 34,909.55 m², las cuáles se distribuyeron de la siguiente manera:

UBICACION	AREA (m ²)
Talleres	2,886.00
Combustibles	500.00
Diagnóstico	500.00
Edif. de Apoyo(Ofic. y serv.)	1,762.50
Estacionamiento de Vehículos	1,273.12
Caseta de Control	228.75
Servicios Generales (Lavado)	389.50
Cajones de Estac. de Autobuses	11,025.00
Patio de Maniobras	<u>16,344.68</u>
Total	34,909.55 m ²

El proyecto por cuestiones económicas se ha dividido en dos etapas, quedando la primera etapa, que es la que vamos a construir, de la siguiente manera:

UBICACION	AREA (m ²)
Talleres	243.00
Combustibles	166.05

Edif. de Apoyo (Ofic. y serv.)	405.00
Servicios Generales (Lavado)	389.50
Caseta de Control	228.75
Estacionamiento de Vehículos	1,273.12
Cajones de Estac. de Autobuses	11,025.00
Patio de Maniobras	<u>21,179.13</u>
Total	34,909.55 m ²

El edificio de apoyo se subdivide de la siguiente manera:

UBICACION	AREA (m ²)
Garcinia	15.75
Tecororia	24.75
Esletos	12.15
Area Administrativa	49.05
Area de Operación	32.40
Bomba Centrífuga	12.15
Sanitarios	32.04
Area de Circulación de Personal	<u>216.71</u>
Total	405.00 m ²

Para más detalles ver planos A-21 y A-22

Para los detalles de cortes y fachadas de la primera etapa consultar el plano A-23.

II.6.2.-Proyecto Estructural

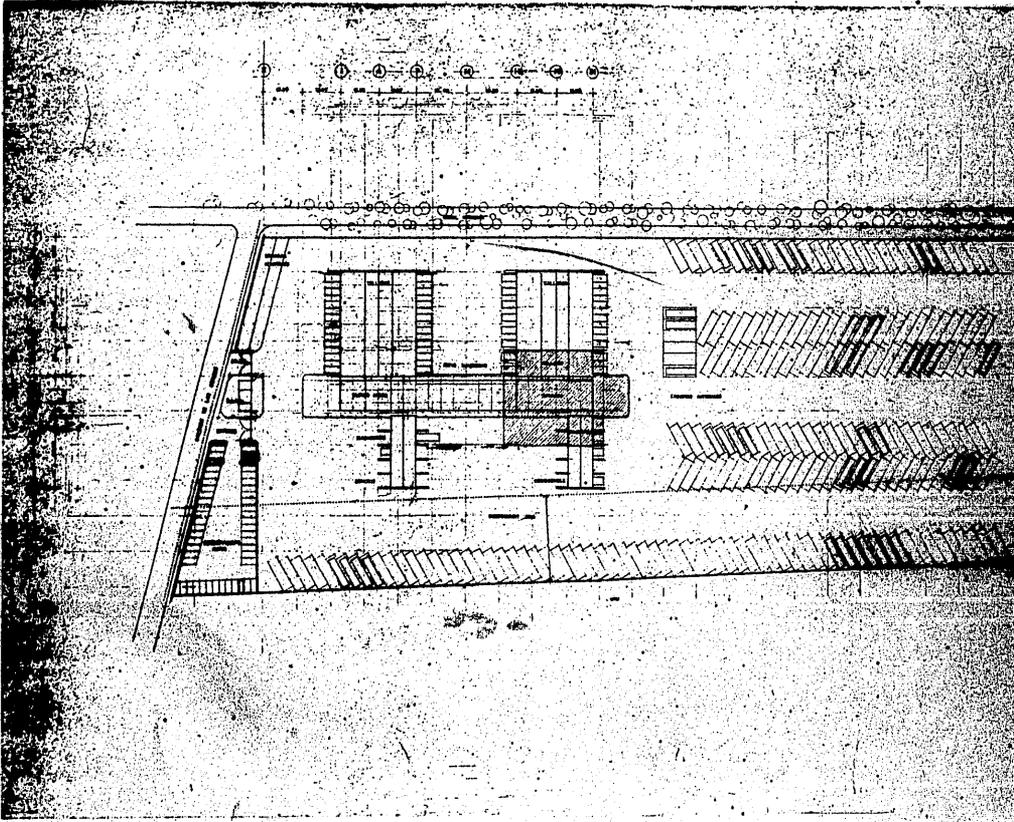
De acuerdo a los cálculos efectuados por el estructurista, se usará una losa de cimentación de 20 cm de espesor y sobre esta se localizarán los cimientos que soportarán la estructura. En estos cimientos se colocarán 6 anclas que nos servirán para atornillar las placas de las columnas.

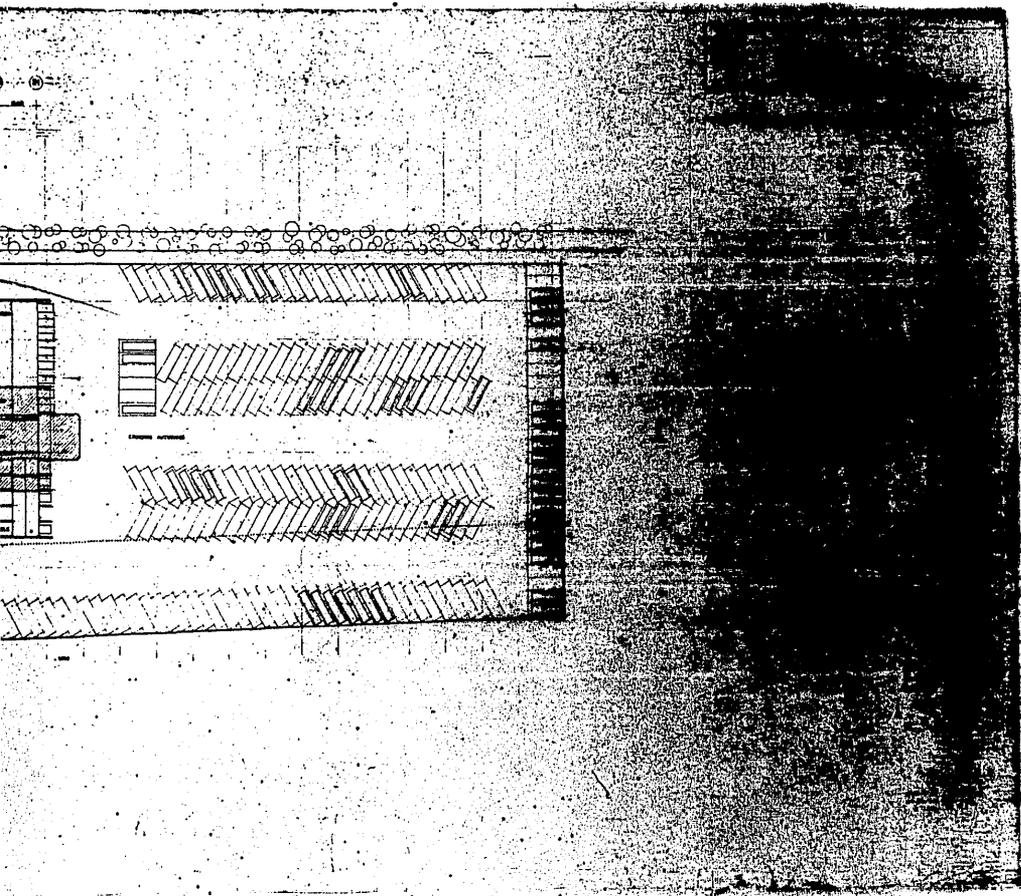
Para detalles de armado de losas y cimientos así como la fabricación de la estructura ver plano E-1.

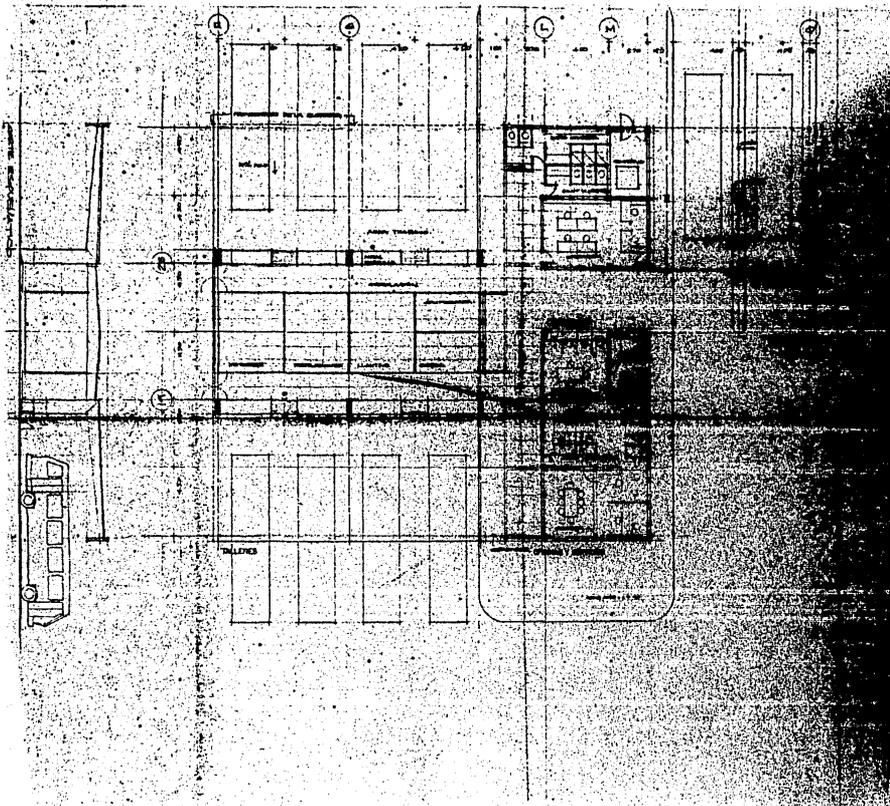
Las características de la estructura serán:

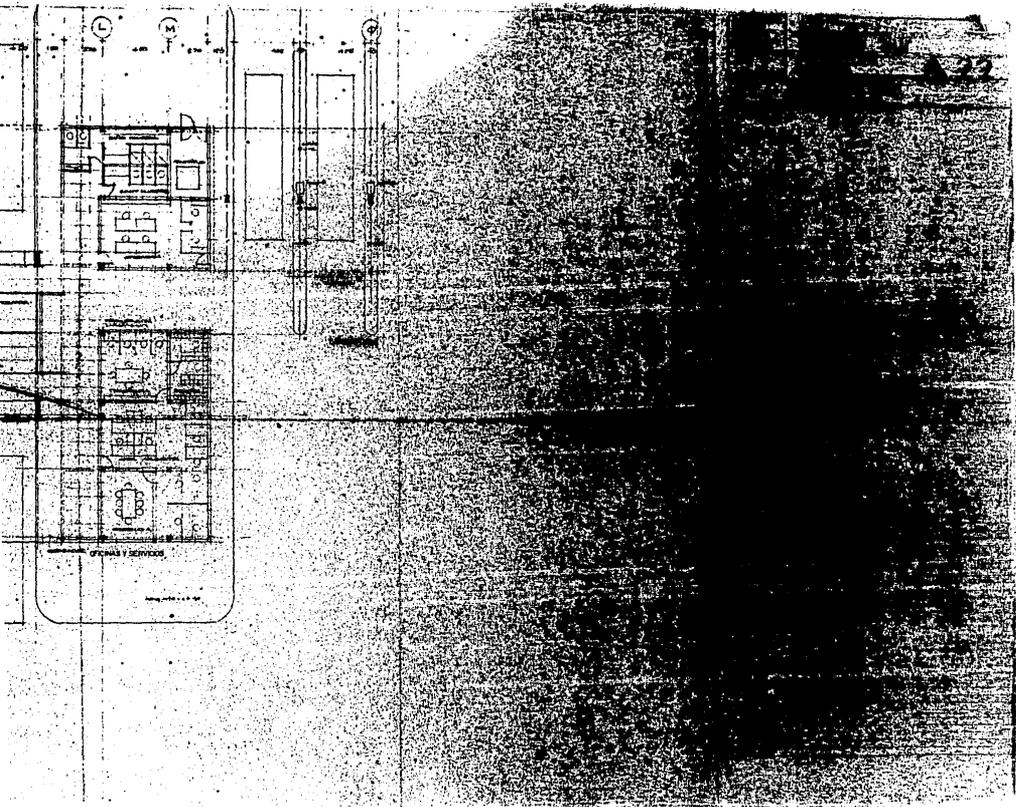
- Cubierta de lámina pintora.
- Estructura metálica de alma abierta.
- Estructura metálica de techos de tipo monten.
- Muros y mesas de trabajo en albañilería.
- Edificios de oficinas cubiertas laterales de lámina pintora.

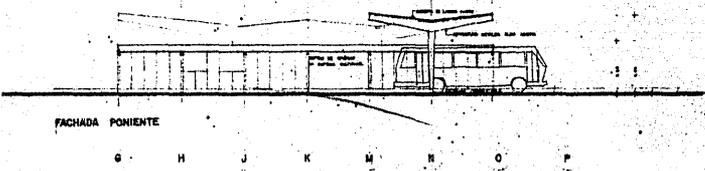
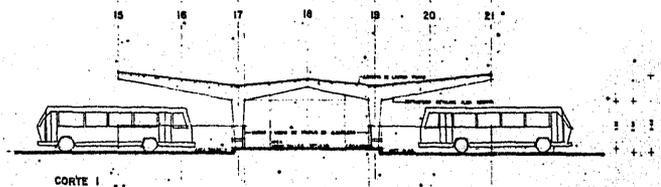
Para las instalaciones neumáticas, hidráulicas, eléctricas y sanitarias, la Dependencia contratante (R-100) nos entregó planos, los cuales se aplicarán oportunamente al ir avanzando en la obra (Ver planos -- 1HS-22 y 1HS1).

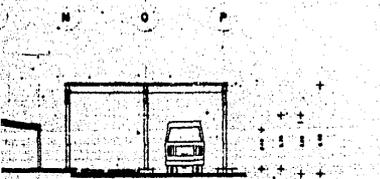
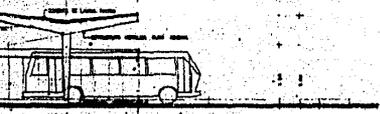
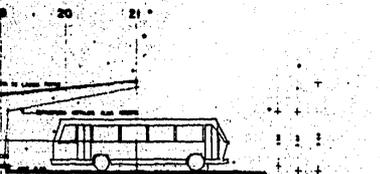












MODELO
 CANAL
 NACIONAL

CORTES Y FACHADAS
Primera Etapa A-23

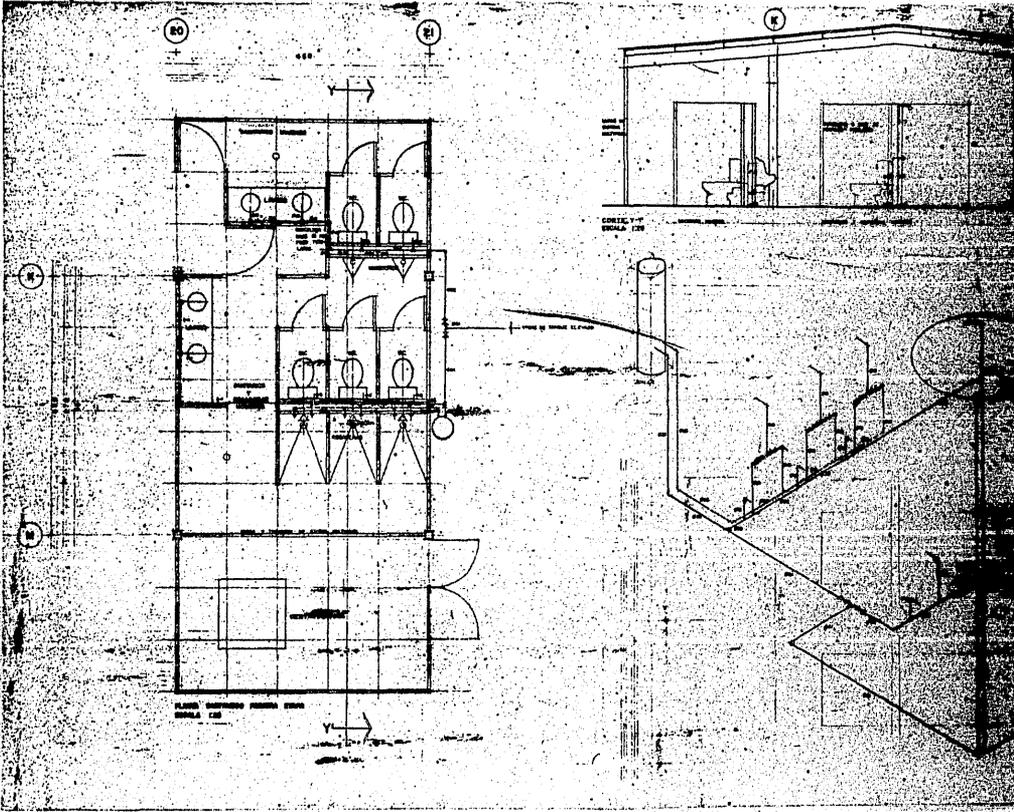
ESCALA 1:1000
 09.9 48 9 13.8

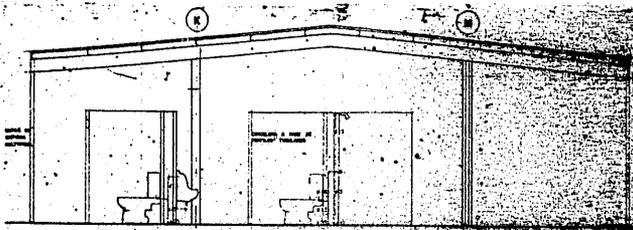
**AUTOTRANSPORTES URBANOS
 DE PASAJEROS R-100**

DISEÑADO POR: **OFICINA ENGENHOS Y REPARTOS, S.A.**

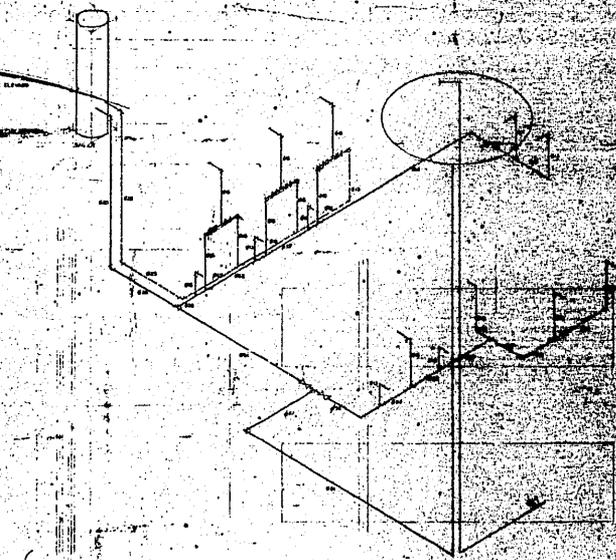
Observaciones:

Aprobado por: **OFICINA ENGENHOS Y REPARTOS, S.A.**
 - **OFICINA ENGENHOS Y REPARTOS, S.A.**
 - **OFICINA ENGENHOS Y REPARTOS, S.A.**
 - **OFICINA ENGENHOS Y REPARTOS, S.A.**





COSTO 1-11
SCALE 1/20



III.-Proceso Constructivo.

III.1.-Proceso Constructivo del Pavimento.

III.1.1.-Terreno de Cimentación

Las terracerías que requiere una obra vial transmiten esfuerzos al terreno natural bajo ellas; esos esfuerzos, a su vez, producen deformaciones que se reflejan en el comportamiento estructural de las mencionadas terracerías, de ahí la necesidad de estudiar el terreno de apoyo o cimentación y la superestructura de la obra vial afecta de tal manera al comportamiento conjunto, que es de extrema importancia el estudio de los métodos para modificar las condiciones del terreno de cimentación cuando sean desfavorables, convirtiéndolas en más propicias.

Se entiende por terreno de cimentación la parte de la corteza terrestre en que se apoya la estructura de la obra vial y que es afectada por la misma. Su función es la de soportar a dicha obra vial en condiciones razonables de resistencia y deformación.

III.1.2.-Desmote y Despalme.

Como fase previa a las operaciones constructivas propiamente dichas, la construcción de terracerías suele exigir una limpieza a fondo del terreno natural que se denomina desmote, en lo que se refiere a la eliminación de vegetación, incluyendo árboles y despalme cuando se refiera a la eliminación de una capa superficial del terreno.

Es práctica común preparar el terreno natural antes de la construcción, eliminando un cierto espesor de su superficie, este despalme puede llevarse a profundidades no mayores de 30 cm, frecuentemente menores, y cubre los siguientes objetivos:

a) Evitar el movimiento de los terraplenes, pues la cobertura vegetal superficial es un material esponjoso y compresible, que puede afectar las capas posteriores.

b) Eliminar materia orgánica vegetal susceptible de causar problemas por crecimiento posterior, bajo las capas posteriores.

III.3.-Procedimiento Constructivo del Despalme y Subrasante

El estudio de mecánica de suelos que se efectuó sobre este terreno nos indica que la estratigrafía se compone de una capa de materia vegetal de 25 cm y luego una capa de cascajo; esto nos condujo a trabajar de la siguiente manera:

Primeramente efectuamos el despalme de esa capa de tierra vegetal, operación que suele denominarse abrir caja. El equipo empleado para efectuar este trabajo es un trascavo debido a su versatilidad para ir efectuando el despalme y luego cargar el material a los camiones de volteo; otra razón de emplearlo es que el volumen lo ameritaba (aproximadamente se movieron $9,706.87 \text{ m}^3$). Este material de desperdicio se tira en donde nos fije la supervisión, la cual siempre va a escoger un banco de tiro lo más cercano posible, ya que los acarreos son conceptos que encarecen la obra. Para rapidez a este trabajo se deben de tener los suficientes volteos y así evitar que la máquina se detenga y esto afecte nuestros costos.

Después de efectuado el despalme se afina con la motoconformadora y se compacta la capa de cascajo hasta lograr un acomodo regular de los componentes de estos materiales.

Ya que tenemos afinada y compactada la capa de cascajo colocare-

mos una capa de mejoramiento de 30 cm con material volcánico del tipo ígneo extrusivo con porosidad y un tamaño de 3"(grava en greña); este material lo tendemos con la motoconformadora y lo acomodamos ya sea con un rodillo vibratorio o bien con las orugas del trascavo(bandeo). La razón por la que se usó este material volcánico es que en la zona se tiene un nivel freático alto, debido a la cercanía del canal de desagüe (Canal Nacional) y con esto se evitan las presiones de poro y las capilaridades; si se empleara un material granular el agua freática subiría hasta la capa de base a la cual le haría que perdiera compactación, así como una disgregación en las partículas, teniendo como consecuencia una ruptura en la capa de rodamiento. Este material volcánico se compacta entre un 85 y 90% de su peso volumétrico máximo.

III. 1.4.-Sub-bases y Bases.

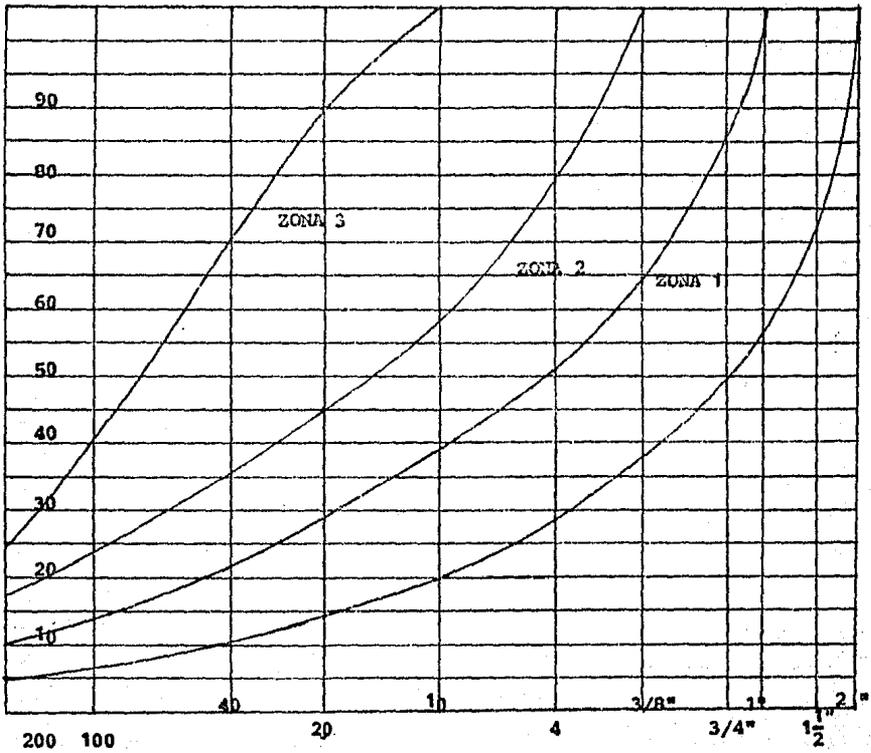
Definimos como sub-base y base a las capa sucesivas de material seleccionado que se construyen sobre la subrasante, cuya función es soportar las cargas rodantes y transmitir las a las terracerías, distribuyéndolas de manera que no produzcan deformaciones perjudiciales a éstas.

En México, las sub-bases y bases se construyen, en general, con un material seleccionado mezclado con cemento natural y agua, cemento y agua, cal y agua, emulsión asfáltica o asfalto fluído. Las más usuales son las construidas con un material seleccionado con cementante natural y agua.

Requisitos que deben cumplir los materiales de la base:

a) La granulometría del material debe quedar comprendida entre el límite inferior de la zona número uno y el superior de la zona número tres de la gráfica III.1.1 y la curva granulométrica deberá ser de forma semejante a las curvas que limitan las zonas de la gráfica, sin presentar cambios bruscos de pendiente y sin estar dispersos.

b) La relación del porcentaje en peso del material que pase la malla #200 al material que pase la malla #40 no deberá ser mayor de 0.65.



GRAFICA III.1.1. GRANULOMETRIA DE BASES

c) La contracción lineal, determinada con la humedad correspondiente a límite líquido y el valor cementante del material deben satisfacer las condiciones siguientes:

Zonas en las que se clasifica el material según sus granulometrías.	1	2	3
Contracción lineal en %	4.5 Máx.	3.5 Máx.	2.0 Máx
Valor cementante en kg/cm^2 para materiales angulosos.	4.5 Mín.	3.5 Mín.	2.5 Mín
Valor cementante en kg/cm^2 , para materiales redondeados y lisos.	2.0 Mín.	5.0 Mín.	4.0 Mín

d) El valor relativo de soporte estandar del material debe satisfacer las siguientes condiciones:

Para tránsito inferior a 600 vehículos pesados por día.....50.0% Mfn.

Para tránsito superior a 600 vehículos pesados por día.....80.0% Mfn.

Se consideran vehículos pesados aquellos que tengan capacidad de carga igual o superior a tres toneladas métricas.

Requisitos que deben cumplir los materiales de la sub-base:

a) La granulometría debe satisfacer los mismos requisitos indica dos para los materiales de base.

b) La contracción lineal, determinada con la humedad correspon--
diente al límite líquido y el valor cementante del material deben sa-
tisfacer las siguientes condiciones:

Zonas en las que se clasifi- ca el material según sus gra nulometrías.	1	2	3
Contracción lineal en e	6.0 Máx.	4.5 Máx.	5.0 Máx
Valor cementante en kg/cm^2 para materiales angulosos.	3.5 Mfn.	3.0 Mfn.	2.5 Mfn
Valor cementante en kg/cm^2 para materiales redonda- dos y lisos.	5.5 Mfn	4.5 Mfn.	3.5 Mfn

c) El valor relativo de soporte estandar debe satisfacer las condiciones siguientes:

Para tránsito inferior a 600 vehículos pesados por día.....30.0¢ Mín.

Para tránsito superior a 600 vehículos pesados per día.....50.0¢ Mín.

III.1.5.- Precedimiento Constructivo para bases y sub-bases.

La planta mezcladora de base y sub-base constituye la herramienta más apropiada para realizar el mezclado de los materiales. A pesar de lo anterior, en México este mezclado se hace, en la mayoría de los casos, utilizando la motoconformadora.

Teniendo ya la subrasante debidamente compactada, se acamellona sobre ésta el material pétreo y el cementante traídos de las minas autorizadas por supervisión; estos materiales se mezclan en seco con objeto de obtener un material uniforme.

Cuando se emplean motoconformadoras en el tendido y mezclado, se extiende parcialmente el material y se procede a incorporarle agua -- por medio de riegos y mezclados sucesivos, para alcanzar la humedad -- que se fije y hasta alcanzar homogeneidad en granulometría y humedad. A continuación se extiende en capas sucesivas de material sin compactar, cuyo espesor no deberá ser mayor de quince centímetros.

Cada capa extendida se compacta hasta alcanzar un grado mínimo de noventa y cinco por ciento, sobreponiéndose las capas hasta obtener el espesor y sección fijadas en el proyecto. En algunos casos - se escarifican las capas ya compactadas para ligarlas con otras subsecuentes; asimismo se dan riegos superficiales de agua, durante el tiempo que dura la compactación, únicamente para compensar la pérdida de humedad por evaporación.

III.1.6.-Compactación.

La compactación tiene una decisiva influencia en la calidad y tiempo de vida de la obra. Una compactación eficiente incrementa - sustancialmente el valor de soporte y estabilidad del material, mejora la impermeabilidad y prácticamente elimina los asentamientos. Así, la compactación hace al suelo capaz de soportar las cargas de los vehículos y reduce sustancialmente los costos de mantenimiento. Podemos definir la compactación como el aumento artificial, por medios mecánicos, del peso volumétrico de un suelo; esto se logra a - costa de la reducción de los vacíos del mismo al conseguir un mejor acomodo de las partículas que lo forman, mediante la expulsión de : aire y/o agua del material.

III.1.6.a.- Pruebas de Compactación.

En la construcción de pavimentos sería ideal poder medir la resistencia del suelo para determinar cuándo se ha alcanzado la resistencia necesaria, pero el equipo para medir ésta (especialmente a esfuerzos de compresión y cortante) es difícil de manejar, caro y no siempre es posible aplicarlo a todos los suelos, por lo tanto se han preparado -- las siguientes pruebas de laboratorio:

- a) Proctor
- b) Proctor Modificada
- c) Portar

A).- Proctor: R. R. Proctor estableció que hay una correspondencia entre el peso volumétrico seco de un suelo compactado y su resistencia, desarrollando una prueba que consiste en;

a) Se toma una muestra representativa del suelo a compactar, de -- humedad conocida.

b) Se toma un cilindro de 4" de diámetro por $4\frac{1}{2}$ " de altura, se -- llena en tres capas aproximadamente iguales con material de prueba.

c) Cada capa se compacta con 25 golpes de un martillo de 2.5Kg, -- con un área de contacto de 20 cm^2 , el que se deja caer desde una altura de 35cm. Todo esto con el objeto de dar al material la misma energía de compactación.

Puede observarse que hay un cierto contenido de humedad para el cual el peso volumétrico es máximo; este peso se conoce como **Peso Volumétrico Seco Máximo (P.V.S.M.)** o peso proctor y el contenido de humedad como **humedad óptima**.

Así el diseñador especifica el peso proctor que debe obtenerse en la construcción del pavimento y la humedad óptima.

Por ejemplo: si el proyectista especifica 95% Proctor, en el caso de la grafica, tenemos: P.V.S.M. = 1820 kg/m³

$$95\% \text{ de P.V.S.M.} = 0.95 \times 1820 = 1729 \text{ kg/m}^3$$

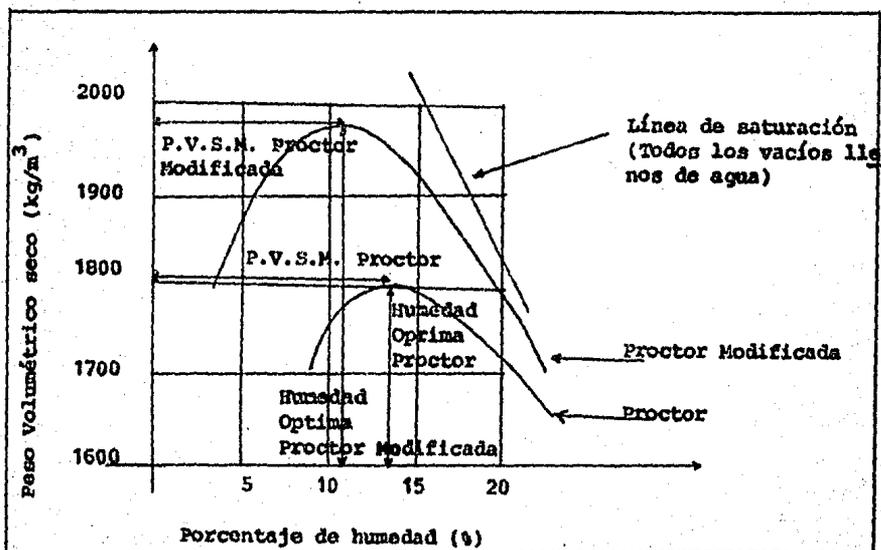
es decir que en campo se debe de obtener un peso volumétrico seco mínimo de 1729 kg/m³ de ese material.

B).- **Proctor Modificada:** Conforme fueron aumentando las cargas sobre la terracería por el uso de los camiones y aviones más pesados, se vio la necesidad de desarrollar mayores densidades y resistencias en muchos materiales usando mayor trabajo de compactación. Por esta razón se desarrolló la prueba Proctor Modificada:

Para esta prueba se usa el mismo cilindro proctor, pero el material se compacta en 5 capas con un martillo de 4.5 kg que cae de una altura de 46cm, dando 25 golpes por capa.

En todos los aspectos las dos pruebas son semejantes, únicamente el trabajo de compactación se ha incrementado aproximadamente en 4.5 veces

La gráfica siguiente es un ejemplo de la prueba proctor y la proctor modificadas efectuadas en el mismo material.



GRAFICA III.1.3

C).- Porter: Tanto la prueba Proctor como la Proctor Modificada han dado muy buen resultado en suelos cuyos tamaños máximos son de 10mm --- (3/8"); en suelos con partículas mayores el golpe del martillo no resulta uniforme y por lo tanto la prueba puede variar los resultados en un mismo material. Para obviar esta dificultad se ideó la prueba Porter que consiste en lo siguiente:

- a) Se toma una muestra de material a probar y se seca.
- b) Se pasa por la malla de 25mm (1") y se determina el porcentaje en peso, teniendo en la malla; si el porcentaje es menor de 15% se --- usará para la prueba el material que pasó la malla. Si el porcentaje retenido es mayor de 15% se prepara una muestra del material original --- que pase la malla de 1" y que sea retenida en la malla No.4; de esta -- muestra se pasa un tanto igual al peso del material retenido, el cual -- se agrega al material que pasó la malla de 1" y con este nuevo material se procede a la prueba.
- c) A 4 kg de la muestra así preparada se le incorpora una cantidad conocida de agua y se mezcla con el material.

d) Con este material se llena, en tres capas, un molde cilíndrico metálico de 6" de diámetro por 8" de altura con el fondo perforado. Cada capa se pica 25 veces con una varilla de 5/8" (1.9 cm) de diámetro por 30 cm de longitud con punta de bala.

e) Sobre la última capa se coloca una placa circular ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro y se mete el molde en una prensa de 30 toneladas.

f) Se aplica la carga gradualmente de tal manera que en cinco minutos se alcanza una presión de 140.6 kg/cm^3 , la cual debe mantenerse durante un minuto e inmediatamente se descarga en forma gradual durante un minuto. Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad ensayada es inferior a la óptima.

g) Se prosigue por tanteos hasta que la base del molde se humedezca al alcanzar la carga máxima, la humedad de esta prueba es la óptima. Se determina entonces el peso volumétrico seco de la muestra dentro de el cilindro, al cual se le conoce como "Peso Volumétrico seco máximo - Porter" y que será el peso comparativo para el trabajo de campo. Por ejemplo: si en la prueba porter obtuvimos un "Peso Volumétrico seco máximo" de $2,000 \text{ kg/m}^3$ y el diseñador a pedido el 95% Porter, en la obra tendremos que alcanzar un peso volumétrico seco de: 0.95×2000
 $1,900 \text{ kg/m}^3$.

Para verificar en la obra si se ha alcanzado el peso volumétrico - especificado se emplea el siguiente método:

a) Se escava un agujero de 10 a 15 cm de diámetro, o un cuadrado-- de 15 cm por lado, a la misma profundidad de la capa a probar.

b) El material excavado se recoge cuidadosamente, se pesa y se sa ca para determinar la humedad y el peso volumétrico seco.

c) El volumen del agujero se mide y se llena generalmente con una arena llamada de ottawa, de peso volumétrico constante que se tiene en una probeta graduada.

c) Conocidos el peso seco de la muestra y el volumen del agujero, - se calcula el peso volumétrico seco de la muestra, que debe ser igual o mayor que el peso volumétrico seco especificado, (fig. III.1.4).



Fig.III.1.4.-Obtención de muestra.

Para llevar acabo la compactación de la sub-base y la base se utiliza una aplanadora o plancha de tipo triciclo, de 10 a 12 tons, ya -- que las dos llantas o ruedas traseras se apoyan en el suelo con mayor presión; después de esta operación se da otra compactada con un compactador de neumáticos (DUO FACTOR) cuya función es la de controlar la -- humedad y textura del suelo, ya que los elementos mecánicos del neumático levanta el agua sin distorcionar la estructura de la capa, hay -- ocasiones en que el agua está en exceso y al pasarle el neumático en -- la capa se va aflorando una falla llamada "bache" .

Para eliminar estos baches es necesario remover el material saturado, llegando hasta la capa resistente; posteriormanta se coloca material seco y se compacta, quedando lista la capa para recibir los riegos observar fig III.1.5



Fig. III. 1.5.-Compactación de base

III.1.7.-Riegos de Impregnación y Liga.

El asfalto es un material de color negro, de consistencia viscosa y constituido esencialmente por hidrocarburos o sus derivados, con propiedades aglutinantes, que se licúa gradualmente al calentarse, todos los materiales asfálticos se obtienen de la destilación del crudo del petróleo.

Asfaltos Rebajados. Como su nombre lo indica son asfaltos con algún disolvente. Existen asfaltos de tipo lento, medio y rápido, el tipo es consecuencia del tiempo de fraguado de cada material, así como del uso. Por comodidad se ha asignado una notación y se les conocen respectivamente: FL, FM y FR. También se les asigna un número - después de esta notación que va del cero al cinco, que nos indica el grado de fluidez o viscosidad del material empleado, de modo que a los asfaltos menos viscosos se les asigna el número cero y los más fluidos o más viscosos con el número cinco.

Asfaltos rebajados de fraguado rápido (FR). Se les denomina así porque el disolvente empleado es gasolina, que se evapora rápidamente al usarlo, además de tener un bajo punto de ebullición. La cantidad de disolvente que debe mezclarse depende del tipo de asfalto rebajado que haya de usarse.

Asfaltos rebajados de fraguado medio (FM). Este tipo de asfalto se fabrica haciendo la mezcla con un disolvente con punto de ebullición intermedio como el keroseno.

Asfaltos rebajados de fraguado lento (FL). El disolvente empleado en esta mezcla es el diesel, que como es un material semivolátil necesita un período de fraguado más prolongado.

La base hidráulica que recibirá la base negra debe encontrarse seca y limpia para aplicar el riego de impregnación que consiste en un asfalto rebajado de tipo FM; el riego se aplicará a razón de 1.5 litros por metro cuadrado y se dejará en reposo durante 48 horas, evitando cualquier tránsito sobre esta superficie. La penetración del asfalto debe ser 4 mm como mínimo.

A continuación se aplica el riego de liga, que es con un asfalto rebajado del tipo FR-3, a razón de 1 litro por metro cuadrado, dejándolo reposar 2 horas como mínimo para que pierda los solventes. Estos riegos se efectúan con la petrolizadora, (fig III.1.5) .



Fig. III.1.6.-Riego con petrolizadora.

III.1.8.-Base Negra.

Es la capa asfáltica del pavimento (con granulometría abierta) situada inmediatamente abajo de la capa de rodamiento, que transmite las cargas a la base, sub-base y subrasante; su espesor será de diez centímetros como mínimo de material compactado.

En virtud de que se incrementa notablemente la resistencia del pavimento al agregar la base negra, el Departamento del Distrito Federal lo incluye en los diseños donde el tránsito es intenso y pesado.

Especificaciones de los materiales empleados en la base negra.

1.- Granulometría. El material pétreo debe cumplir la siguiente granulometría:

MALLAS	% QUE PASA
1- $1\frac{1}{2}$ "	100-90
1"	80-50
$3/8$ "	67-42
$1/2$ "	50-30
$3/8$ "	42-36
No. 4	28-18
No. 10	23-14
No. 20	18-11
No. 40	14- 7
No. 60	12-5
No. 100	9-3
No. 200	5-0

2.- Material pétreo. Este deberá ser un material libre de arcilla o materia orgánica, así como tener resistencia para soportar el peso - del equipo de compactación. El tamaño máximo será de $1-1\frac{1}{2}$ '' .

3.- Tipo y contenido de asfalto:

Tipo: Asfalto P.A.5 ; Contenido: 4.5 a 5.0 %

4.- Densidad teórica máxima: 2500 kg/m^3

III.1.9.- Procedimiento constructivo para la base negra.

Una vez aplicado el riego de liga y habiendo transcurrido el tiempo necesario para la eliminación de los solventes del producto asfáltico, se procede al tendido de la base negra.

Se aplican sobre el riego de la liga unas paladas de mezcla en la zona de tránsito necesario de construcción, para evitar que se levante el riego. Posteriormente se tiende la mezcla con la máquina terminadora (finisher), en un espesor de trece centímetros sueltos, para que, a su vez compactados, se obtengan los diez de proyecto con una tolerancia de cinco milímetros más o menos. La temperatura de tendido debe ser -- mayor de 70°C . En el caso que se emplee base asfáltica elaborada con cemento asfáltico No.6 se siguen las mismas indicaciones que para las carpetas asfálticas, en cuanto a temperaturas. No se tiende base negra cuando la temperatura ambiente sea menor de 10°C .

La base negra se debe compactar a una temperatura comprendida entre los 70 y 50°C, con una compactadora de tipo triciclo (tres -ruedas lisas) y un peso de 12 toneladas, efectuándose longitudinalmente, de la parte baja hacia la parte alta de la superficie. La -velocidad de la compactadora no deberá exceder de 5 km/h y se compactará hasta alcanzar un grado mínimo del 95 % de su densidad teó -rica máxima.

III.1.10.-Carpeta de Concreto Asfáltico.

La carpeta de concreto asfáltico es la última capa del pavimen -to que sirve como superficie de rodamiento en una obra vial; estas superficies deberán estar acondicionadas de tal manera que el des -plazamiento de los vehículos pueda realizarse con comodidad, seguri -dad y rapidez.

Las mezclas asfálticas, en cuanto a su procedimiento de elabo -ración, se pueden clasificar en mezclas en frío y mezclas en ca -liente; las mezclas en frío se usan principalmente en carreteras - donde conseguir mezcla en caliente es muy difícil o antieconómico. Este tipo de mezcla se logra revolviendo agregados pétreos con el cemento asfáltico, logrando este procedimiento por medio de una mo -toconformadora o empleando una revolcedora portátil. Las mezclas - en caliente se elaboran en planta fija, con un gran control de ca -lidad y consiste en una mezcla de agregados pétreos ligados con ce -mento asfáltico; esta mezcla se efectúa a altas temperaturas.

La carpeta asfáltica elaborada en planta y con cemento asfáltico es la de mejor calidad y la más costosa de las comúnmente usadas en -- nuestro país, debido a lo cual es indispensable que la elaboración y - el tendido se efectúen con el cuidado necesario a fin de obtener la ca lidad que debe corresponder a la inversión que se hace.

Especificaciones del Concreto Asfáltico

1.- Agregado pétreo:

Tamaño máximo	3/4
Clase de material	Triturados basálticos
Peso específico	2.69 Mín
Absorción (B seca) (%)	3.00 Máx
Equivalente de arena (%)	60 Mín
Desgaste Deval (%)	20 Máx
Intemperismo acelerado	12 Máx
Afinidad con el asfalto (desprendimiento %)	25 Máx.

2.- Granulometría. La curva granulométrica del material debe quedar dentro de cualquiera de las zonas de la siguiente gráfica, no debiendo presentar cambios bruscos de pendientes y por lo menos el 90% de la longitud de la curva debe tener su concavidad hacia arriba.

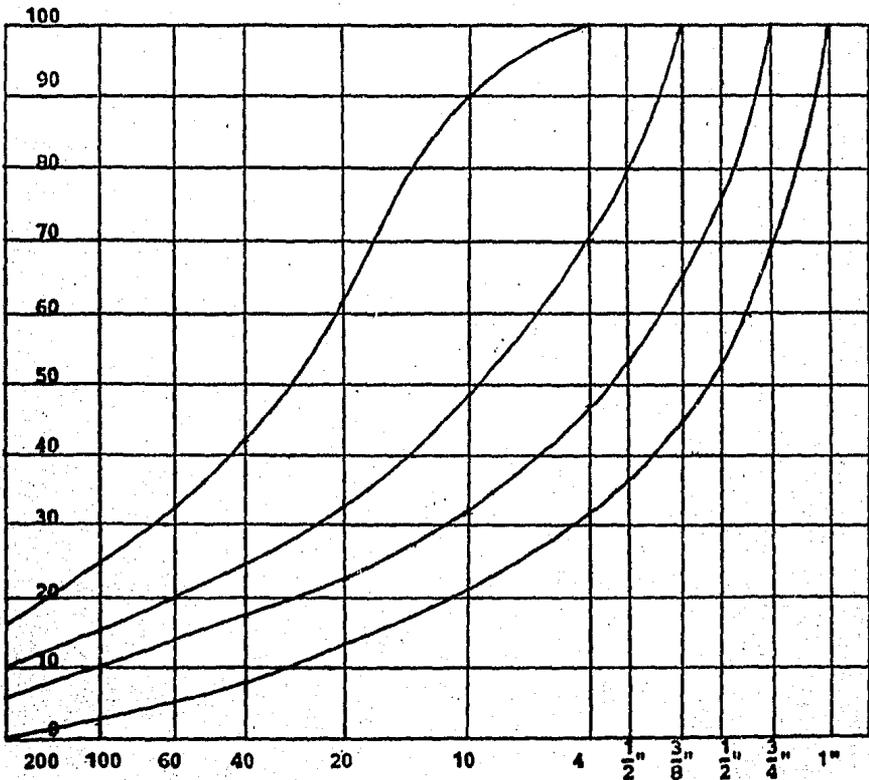


Fig. III.1.7 GRANULOMETRIA DE CARPETA ASFALTICA

3.- Cemento Asfáltico No.6

Penetración a 25°C 100g 5 s	85 a 100
Viscosidad (Saybolt Furol (s)	85 Mín
Punto inflamación (Cleveland °C)	232 Mín
Pérdida por calentamiento -- en película delgada (%)	1.0 Máx
Penetración después de prueba a 25°C 5 s % del original	50 Mín
Ductilidad a 25°C (cm)	100 Mín
Solución al tetracloruro de carbono (%)	99 Mín
Punto de reblandecimiento	42 a 52

4.- Mezcla elaborada:

Estabilidad Marshall-50 golpes por lado kg)	450 Mín
Fluencia (mm)	4 Máx
Vacíos en mezcla (%)	3 a 5
Vacíos llenos de asfalto (%)	75 a 85
Contenido de asfalto (%)	6 a 7

Densidad teórica máxima (kg/m ³)	2500
Densidad media en el campo al terminar la compactación	2250 Mín
Temperatura de elaboración (°C)	135 a 150
Temperatura de tendido (°C)	100 a 130
Temperatura de compactación (°C)	90 Mín
Índice de permeabilidad (%)	10 Máx.

Al iniciarse la producción de la planta y antes de que sea transportada la mezcla para ser tendida, es conveniente tomar una muestra y someterla a pruebas completas para determinar si reúne las características de proyecto y esta comprobación debe comenzar por asegurarse si las temperaturas a que están siendo calentados los materiales pétreos y el cemento asfáltico son adecuados (el cemento asfáltico se calienta del orden de 130°C y los materiales Pétreos aproximadamente a 150°C), así como la temperatura de salida de la mezcla, la cual debe corresponder al clima del lugar de trabajo y la distancia a que deberá acarrear-se.

Como se dijo anteriormente la mezcla debe someterse a diferentes ensayos, como el de granulometría, contenido de cemento asfáltico, la prueba marshall y adherencia; esta última prueba aún en el caso de que haya sido satisfactoria en anteriores ensayos y muy especialmente si el

quemador del secador de la planta funciona con un combustible derivado del petróleo, ya que una mala mezcla de aire y combustible puede hacer que se forme una película de carbón, envolviendo el material pétreo, - lo cual dificulta la adherencia y disminuye la estabilidad, facilitando la disgregación de la mezcla.

III. 1. 11.- Procedimiento Constructivo de la Carpeta Asfáltica.

Los camiones que transportan la mezcla a la obra deben limpiarse previamente, procurando que no quede polvo o materia suelta, ni arcilla adherida; una vez perfectamente limpios, la caja debe lubricarse con aceite delgado que no sea disolvente del asfalto (no debe emplearse diesel o petróleo). No debe pasarse por alto cubrir la caja del camión, una vez cargada la mezcla, con lona de protección, a fin de que no se contamine con polvo o cualquier otra materia extraña y para ayudar a mantener la temperatura.

Tendido de la mezcla asfáltica. Una vez ya tendida la base negra y transcurrido un cierto tiempo, se procede al tendido de la carpeta.- Se efectúa un riego de liga con objeto de que haya adherencia; sobre el riego se aplican paladas de mezcla para evitar que el tránsito necesario de construcción levante dicho riego.

Posteriormente se tiende la mezcla con la máquina extendedora (fini---sher), distribuyéndola uniformemente y la acomoda (algunas dan una li-gera compactación) para ser debidamente compactada por el equipo adscu-ado. La velocidad de la máquina extendedora y el camión que vacía está comprendida entre 2 y 4 km/h (fig III.1.8)



Fig.III.1.8.-Tendido de carpeta asfáltica.

La temperatura que se recomienda para el tendido debe estar com-prendida entre 100 y 130°C. El control de los espesores de la mezcla -tendida se hace manualmente con los tornillos de placa maestra, para -lo cual se requiere personal capacitado en este trabajo, ya que deben accionar los tornillos de acuerdo con el espesor que se fija; en este

trabajo el espesor fue de 9.0 cm de material flojo, que al compactarse nos queda 7.5 centímetros.

Compactación. La mezcla asfáltica se debe compactar a una temperatura comprendida entre 90 y 110°C, siendo la óptima 100°C; la compactación se hace longitudinalmente traslapando a toda rueda e iniciando de la parte baja hacia la parte alta y de las orillas al centro. Para la compactación inicial se emplea una compactadora de rodillos lisos tipo tandem (esta plancha distribuye su peso a lo largo de sus rodillos) de 6 a 8 toneladas, con una velocidad no mayor a 5km/h. Para evitar el levantamiento de la mezcla caliente se traspasa entre pasada y pasada media rueda con objeto de darle el acomodo inicial al material; es muy importante que no haya cambios de dirección ni se estacione sobre la mezcla y es necesario que disponga de un esparcidor de agua sobre las ruedas, a fin de que no se adhiera la mezcla.

Una vez que la compactadora tandem deja huellas apenas perceptibles se procede a compactar la capa con una compactadora del tipo triciclo de un peso de doce toneladas hasta que las huellas de esta sean leves.

La compactación final se da con una compactadora neumática (Duo - Factor) que borra las huellas dejadas por la plancha triciclo. Esta compactadora da un efecto de amasado a la mezcla debido a su sistema basculante en las ruedas, ayudando a la impermeabilización y compactado principalmente a los dos centímetros superiores de la capa y deja una superficie afinada y adecuada al tránsito de vehículos.

La temperatura a la cual se efectúa la compactación, es básica para obtener una buena carpeta; ya que una compactación efectuada cuando la mezcla ha disminuido su temperatura no se logra darle el acomodo y densidad necesarias, lo que sería desperdiciar las cualidades del concreto asfáltico.

La compactación obtenida deberá ser mayor del 90% de la densidad teórica máxima de la mezcla, según el proyecto; el peso volumétrico en el lugar será de aproximadamente $2,250 \text{ kg/m}^3$, en promedio.

Las juntas logitudinales y transversales de construcción deben hacerse cuidadosamente, a efecto de que queden bien ligadas. Las aristas de las capas colocadas con anterioridad se cortan verticalmente en todo el espesor, y se aplica un riego de FR-3 para después colocar y compactar la mezcla caliente.

La carpeta terminada debe cumplir con la sección y pendiente señalada en proyecto aceptándose una depresión o cresta de 5 mm.

Después de terminada la carpeta de concreto asfáltico deben cumplir las siguientes propiedades:

- a) Estabilidad. La carpeta terminada debe resistir los esfuerzos del tránsito sin sufrir deformaciones permanentes.
- b) Flexibilidad. La carpeta debe admitir las deformaciones elásticas impuestas por el tránsito, sin fracturarse.
- c) Impermeabilidad. Debe ser impermeable para evitar filtraciones de agua a las capas inferiores del pavimento.
- d) Antideslizante. La superficie de la carpeta terminada debe presentar una textura tal que permita al conductor el control adecuado del vehículo en condiciones de seguridad.
- e) Durabilidad. La carpeta asfáltica debe ser suficientemente resistente a la acción del tránsito y al intemperismo. Para que se cumpla esta propiedad debe existir buena dosificación entre el material pétreo y el aglutinante, es decir, una mezcla de buena calidad.

En algunas obras de pavimento se acostumbra sellar la carpe
ta con cemento potland de 0.5 a 0.75 kg/m², esto con el fin de --
tapar los poros u oquedades que quedan en la superficie de roda-
miento.

III.2.-Proceso Constructivo del Drenaje

III.2.1.-Preliminares

Antes de empezar el trabajo, verificamos el trazo y los niveles de proyecto en campo, para que al avanzar en la obra no tengamos problemas de cambios de pendiente, ni de colchón mínimo. Después marcamos con cal la línea del drenaje para que la máquina empiece la excavación; ya que tenemos marcada la línea colocamos estacas a distancias constantes a un lado de lo que va a ser la ceba, anotando en estas estacas las cotas o las profundidades de la excavación, pero frecuentemente se le indica verbalmente al ayudante del operador la profundidad aproximada.

III.2.2.-Excavación

Empezamos la excavación del pozo al que se va a descargar, por que en esta zona el nivel freático es alto. Entonces al ir efectuando la excavación, el agua se va drenando hacia la red y así facilita el tendido del tubo, ya que la ceba estará sin agua. Para efectuar la excavación utilizamos una retroexcavadora Poclain LC- 60 , ya que tiene un rango de acción bastante amplio en el cual se mueve eficientemente.

El ancho de la copa debe efectuarse de acuerdo al diámetro de la tubería, de manera que se puedan colocar los tubos, inspeccionar las juntas y para que el relleno pueda quedar consolidado.

Anchos mínimos de copas

Diámetro del Tubo	Ancho de Copa
20 cm	65 cm
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 "

Para tener rapidez en los movimientos, y porque la calidad del material lo pedía, no fue aconsejable colocarlo a orilla de cepa, si no que la máquina excavaba y cargaba inmediatamente. Este material-producto de la excavación se eliminaba y la supervisión nos fijaba el banco de tiro.

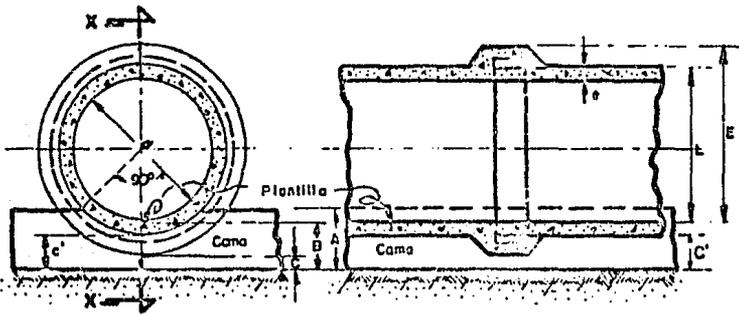
Ademas: En algunas obras es necesario colocar un adcmado provisional que se ejecuta en excavaciones para garantizar la estabili--dad de las paredes durante el tiempo necesario para la construcción. Por lo general, estos adcmes son de madera o una combinación de elementos de madera y elementos de acero y solamente en casos hasta - cierto punto excepcionales se justifica construirlos totalmente de acero. La disposición de los elementos de soporte suele ser parecida a la que se describe a continuación. En primer lugar se hince verticalmente una serie de postes o viguetas de acero de sección H, siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor que el fondo de la misma; enseguida, el espacio entre - esos elementos se reviste con tablas horizontales que se van añadiendo a medida que la excavación progresa; también, según la profundidad aumenta, deberá afirmarse los elementos verticales hincados con puntales de acero o madera, colocados transversalmente a la cepa de la excavación, apoyados en largueros longitudinales. Cuando el cos-

to de una excavación utilizando adome es demasiado alto, se efectúa en las paredes de la cepa un talud igual al ángulo de reposo del material.

Cuando el fondo de las cepas no ofrezca la consistencia necesaria para mantener los tubos en una forma estable o cuando la excavación se efectúa en roca que por su naturaleza y características no pueda afinarse en grado tal que la tubería tenga un asiento correcto en toda su longitud; se construirá una cama o plantilla.

La carga que una tubería pueda soportar no es función exclusiva de sus características intrínsecas, si no que en gran parte depende del método y espesor de encamado empleado para su instalación (ver fig. III.2.a y III.2.b).

Existen cuatro tipos de plantillas (fig. III.2.c), la más utilizable es el tipo de plantilla clase B. Es el encamado en el que la tubería se apoya en un piso de material granular como arena o tezontle, colocado sobre el fondo de la cepa que previamente ha sido arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa inferior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro exterior.



Comercial	Fabricación	A	B	C	C'	Espesores "e"			Una unidad para cada 100 mm de altura	
						Tubo	Campana	Junta	"L"	E
15	15.2	8.0	6.9	2.9	5.3	1.6	1.2	1.3	16.0	10.3
20	20.3	10.0	6.4	3.5	6.5	1.9	1.4	1.6	22.2	25.2
25	25.4	11.0	6.0	3.4	6.6	2.2	1.7	1.0	27.6	30.9
30	30.5	12.0	9.3	3.3	6.8	2.5	1.9	1.0	33.0	36.5
35	35.1	14.0	10.7	3.5	7.5	3.2	2.4	1.0	41.3	45.3
45	45.7	16.0	12.0	3.7	8.2	3.8	2.9	1.6	49.5	54.0

Los valores de todas las columnas están expresados en cm.

NOTAS.-

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

Este plano anula y sustituye al V.C. 407
Julio 1947

SECRETARÍA DE AGUAS POTABLES Y ALCANTARILLADOS
 DIRECCIÓN GENERAL DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS
 SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

ALCANTARILLADO
ESPESORES DE CAMA
 Julio 1947

Calculado: *[Signature]*
 Revisado: *[Signature]*
 Ing. Javier Mancedo del C.
 Ing. Julio Vargas Romero

Dibujo:
 Benjamín Casanova Méndez

Construido: *[Signature]*
 Aprobado: *[Signature]*

PROYECTO GENERAL
 Múltiplos de 100 mm
 México, D.R. Julio de 1947

PROYECTOS
 Múltiplos de 100 mm
 V.C. 1980

Fig. III.2.a

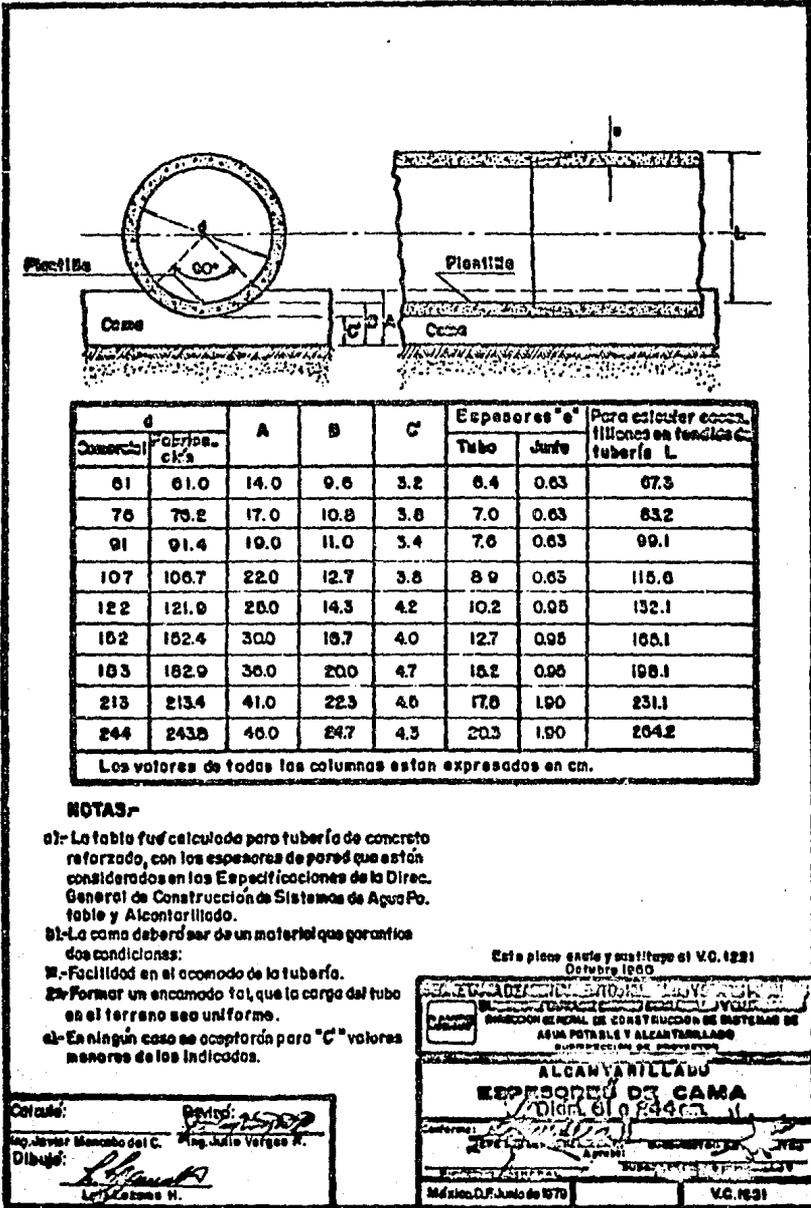


Fig. III.2.b

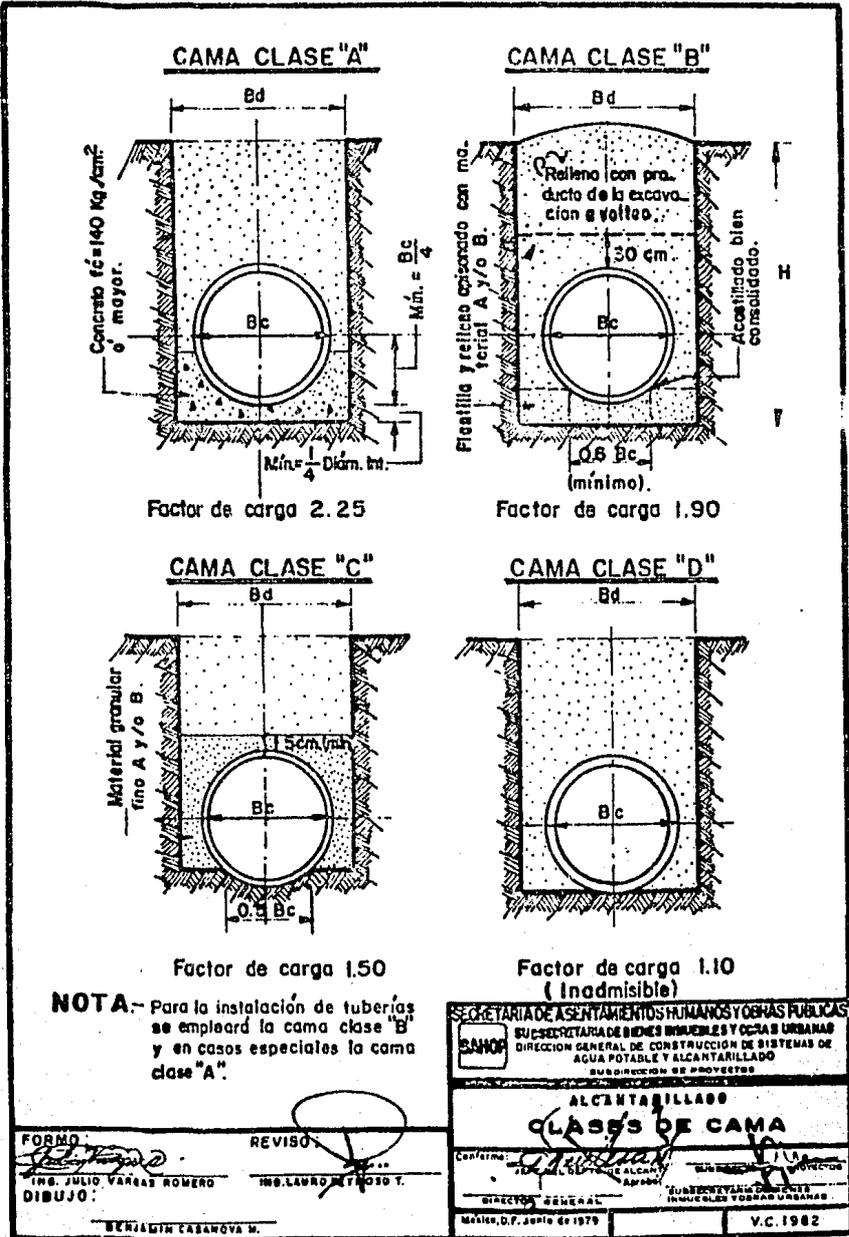


Fig. III. 2.c

III.2.3.- Tendido de la Tubería

Una vez que la excavación ha avanzado, la pendiente y alineación se trasladaron a niveletas, sostenidas sobre el centro de la copa; las niveletas son tablas horizontales através de la copa mantenidas en su posición clavándolas a estacas colocadas a los lados de la excavación o usando pesos para fijarlas sobre el suelo; estas niveletas se colocan a cada 10 metros aproximadamente. La primera niveleta se coloca en el pozo de conexión: aquí marcamos la cota de arranque indicada en el proyecto, en las demás niveletas se marca la cota de arranque más la altura dada por la pendiente y la longitud de ese primer trazo y así sucesivamente. Unimos esas marcas de las niveletas con un hilo reforzado, para poder tensarlo y evitar la catenaria, y éste nos indica la pendiente del tubo. Después al ir tendida la tubería, marcamos un escantillón que va de la campana del tubo al hilo tenso, debiendo haber paralelismo entre éstos al ir avanzando en el tendido.

La tolerancia tanto en planta como en elevación será de 5mm para tubo hasta de 60 cm y de 10 mm para diámetros mayores.

Se conecta el primer tubo al pozo de conexión (la espiga debe ligarse al pozo), después se efectúa la limpieza de la campana; se pone en su parte inferior interna, y hasta un poco más arriba del diámetro -

del tubo, un chaflán interior de mortero de cemento, el cual ocupará totalmente la base y superficie interior de la campana. Previamente a la colocación del mortero se humedecerán debidamente las superficies que quedarán en contacto con el mortero de la junta.

Una vez efectuada la limpieza del extremo del tubo (espiga) - por colocar, se pone en la parte superior externa del lomo del tubo, y hasta un poco más abajo del diámetro horizontal, una capa exterior de mortero de cemento que debe ser de tal forma y dimensiones que al insertar la espiga en la campana, la junta quede llena totalmente y escape hacia afuera el mortero excedente. Previamente a la colocación del mortero se humedecerán debidamente las superficies que quedarán en contacto con el mortero de la junta.

Una vez colocado el mortero en la campana y espiga que formarán la junta, cuidadosamente se empuja la espiga para enchufarlo dentro de la campana, forzándolo para que escupa el mortero sobrante, tanto para el interior de la junta como hacia el exterior del borde de la campana.

A medida que avanza la colocación se irá pasando un saco de arena por el interior del tubo, de manera de eliminar tanto los rebordes de mortero que se hayan formado al enchufar la espiga en la cam-

pana, como otras materias extrañas que se hayan introducido. Al final de cada día de trabajo, el saco de arena quedará tapando el extremo de la tubería en instalación y con ello se evita que penetren materias extrañas.

Posteriormente, cuando ya estén junteados dos tubos adelante de una junta hecha, se terminará ésta con un chaflán exterior de mortero de cemento 1:3, formado entre el canto de la campana y la superficie exterior de la espiga del tubo siguiente.

III.2.4.-Acostillado y Relleno de Cepa

Después de que el tubo ya está colocado, efectuamos el acostillado de éste. El acostillado es necesario para impedir el desplazamiento del ducto recién colocado, cubrimos el tubo hasta una altura cuando menos de 30 cm arriba del lomo, el material granular fino (tepate) se coloca cuidadosamente a mano y perfectamente compactado, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes al tubo.

Inmediatamente después de efectuado el acostillado se empieza con el relleno que se hace en capa no mayores de 15 cm de espesor; este relleno lo efectuamos con tepate, dando a cada capa su compactación que se hace manual con un piñón o bien mecánicamente con compactadores de gasolina (bailarinas).

La compactación debe ser progresiva, más intensa a medida que aumenta el espesor del relleno; esta compactación es necesaria ya que evitamos los asentamientos de la superficie que dará lugar a irregularidades en las calles.

III.2.5.- Construcción de Pozos de Visita y Rejillas Pluviales

Los pozos de visita son estructuras construidas sobre las tuberías que se colocan en cada cambio de pendiente o de dirección del tubo, o bien se colocan a cada 50 m en tramos rectos para efectuar el mantenimiento de la red.

Su forma es cilíndrica en la parte inferior y troncóica en la parte superior; son suficientemente amplias para darle paso a un hombre y permitirle maniobrar en su interior. El piso es una plataforma en la cual se han hecho canales que prolongan los conductos y encauzan sus corrientes. Un brocal de fierro o de concreto reforzado protege su desembocadura a la superficie y una tapa perforada, también de fierro fundido o de concreto, cubre la boca.

Atendiendo el diámetro interior de su base los pozos de visita se clasifican en comunes y especiales. En los pozos de visita comunes el diámetro interior de su base es de 1.20 m y el de los especiales es de 1.50 a 2.00 m, dependiendo de las dimensiones de las tuberías que a --

ellos concurren. La base superior de todos los pozos será de 0.60 m de diámetro interior.

Los pozos de visita comunes se construyen para las tuberías de 20 a 61 cm de diámetro y los especiales para tuberías de 76 a 107 cm de diámetro (Fig. III.2.e).

Los pozos de visita se construyen de tabique de barro rojo recocido con un espesor mínimo de sus paredes de 28 cm que se juntarán con mortero de cemento-arena 1:3; también se pueden construir de concreto. La cimentación se hace con mampostería de piedra o concreto; en terrenos suaves se hace la cimentación con concreto armado - aún cuando las chimeneas sean de tabique. La banqueta del pozo se hará también con tabique rojo.

Los pozos se aplanan interiormente con mortero cemento-arena 1:3 y el espesor del aplanado es como mínimo de un centímetro; hay ocasiones en que es necesario aplanarlo exteriormente para evitar la entrada de aguas freáticas o pluviales; otra cosa también importante que deben llevar los pozos son los escalones de fierro fundido empotrados en las paredes, con el fin de permitir el descenso y ascenso al personal encargado del mantenimiento del alcantarillado.

Con el fin de recolectar el agua de la lluvia de los patios, ----
construimos coladeras pluviales que se localizan en las partes más ba-
jas para que por gravedad el agua llegue a ellas. Se construyeron en -
pares con una plantilla de concreto simple de 10 cm de espesor con una
dimensión de 60 x 80 cm, ya que en la parte superior la rejilla sería
de 40 x 60 cm. Posteriormente se levantaron las paredes verticales con
tabique rojo recocido con espesor de 28 cm juntados con cemento-arena
1:3 y terminadas éstas se aplanan también con mortero dejando el apla-
nado liso para que el agua resbale. Finalmente se coloca un brocal y -
una tapa de fierro fundido de 40 x 60 cm.

En sí éste es todo el procedimiento para la construcción del dre-
naje utilizado en este módulo.

III.3.-Proceso Constructivo de la Estructura

III.3.1.-Trazo y Nivelación

Una vez que ya tenemos listo y limpio el terreno de cimentación, procedemos a efectuar el trazo de la losa de cimentación, así como de los dados. Uno de los métodos más usados y prácticos para hacer el trazo es mediante el empleo de cruquetas y reventones que sirven de guías para, posteriormente, marcar las proyecciones de éstos sobre el suelo. Este método se emplea cuando la cimentación no tenga gran complicación. En cimentaciones delicadas, se usarán aparatos topográficos, con los cuales se dejarán mojoneras fijas y bancos de nivel que servirán como referencias.(fig.III.3.1).

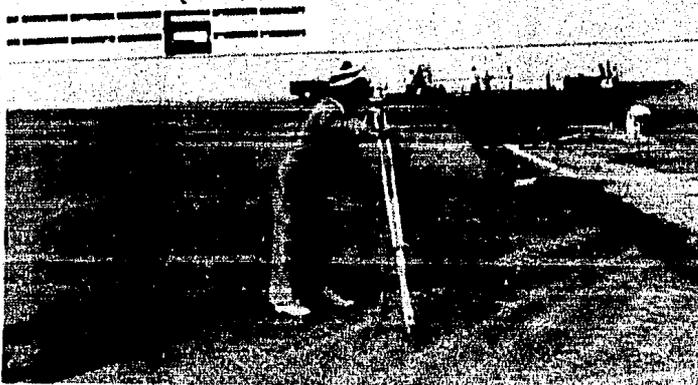


Fig.III.3.1.-Trazo y Nivelación.

Como consecuencia de las diferentes alturas y profundidades de tierras con respecto al nivel del mar, se ocasionan diversas presiones con las cuales se calculan alturas y profundidades relativas, - mismas que proporcionan niveles de referencia constantes.

Las nivelaciones en construcción consisten en conocer, dictaminar, corregir y pasar alturas y profundidades con respecto a uno o más elementos fijos no susceptibles a movimientos y alteraciones, - llamados bancos de nivel.

Para pasar niveles en obras de pequeña importancia puede emplearse un nivel sencillo, hecho a base de una manguera transparente llena de agua, cuidando que no existan burbujas y tomando como base el principio de vasos comunicantes. Para nivelar elementos pequeños o aislados puede emplearse el nivel de burbuja.

III.3.2.-Cimentación

La cimentación empleada en esta obra está compuesta por losas-corridas y dadas. Es conveniente esta cimentación debido a la gran rigidez que proporciona al conjunto, es apropiado para grandes cargas, da buenos resultados en terrenos de baja resistencia con hundimientos diferenciales.

El desplante lo efectuamos sobre una plantilla de 8 cm de espesor de concreto $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ (esta plantilla se apoya sobre la base de grava cementada, como se indica en la fig. III.3.2).

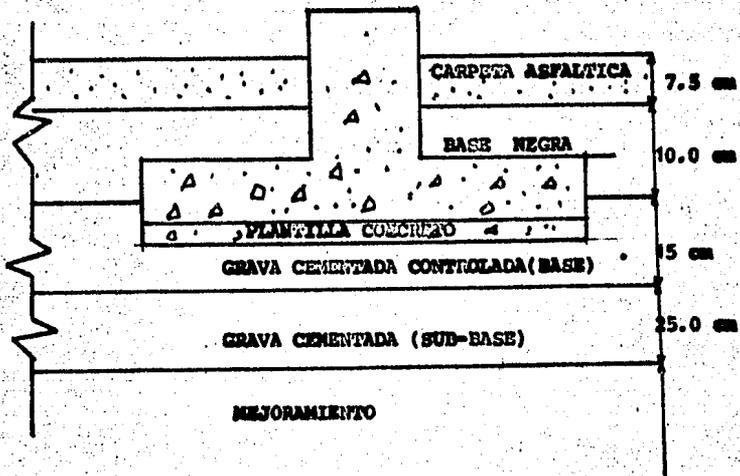


Fig. III.3.2.-Detalle de desplante.

Después de terminada la plantilla, comenzamos el armado de la losa y los dados. Este armado lo efectuamos a cada 35 cm y a ambos lados con acero de refuerzo de $3/8''$ de diámetro. El armado de los dados, también se hace con acero de refuerzo de $3/8''$, el armado vertical se hará con 6 varillas y con estribos de $1/4''$ de diámetro a cada 20 cm c.a c.. El recubrimiento mínimo para estos elementos será de 5 cm (fig.III.3.3).

En virtud de que los dados van a recibir las columnas de la estructura, se colocan en cada uno, antes de colarse, seis anclas de $3/8''$ de diámetro.(fig.III.3.4).

Ya que tenemos el armado, procedemos al colado de los elementos. Primeramente colamos la losa en cuadros alternados de 3.00 x 3.00 m , para evitar agrietamientos debidos a la expansión del concreto al momento de fraguar. Después de que tenemos colada la losa, se empieza el colado de los dados, teniendo especial cuidado en las anclas, las cuales no deben moverse, por eso es importante tener un topógrafo que durante el proceso de colado esté continuamente chequeando, para que cuando se monte la estructura coincidan correctamente. (figs. III.3.5 y III.3.6).



Fig.III.3.3.-Armado de plantilla.



Fig.III.3.4.-Detalle de dados.



Fig.III.3.5.-Colado de plantilla.



Fig.III.3.6.-Corrección de anclas en dado.

III.3.3.- Fabricación de Elementos Estructurales

La fabricación de los elementos que constituirán la estructura se hace con la previa identificación de los planos y la explicación que de los mismos haya dado el diseñador.

Aquí intervienen primeramente los llamados cortadores o sean aquellos que mediante sus equipos de oxígeno y acetileno hacen los cortes, los agujeros de trabajo, los agujeros para recibir pernos, los cortes de las placas de conexión, apoyo, etc.

Se construyen en la mayoría de los casos, bancos de trabajo perfectamente nivelados, sobre los cuales se traza la pieza a fabricar; sirven para ayudar a controlar la calidad del trabajo, las dimensiones, niveles y deformaciones que originan el calor de los cortes y soldadura.

Las acotaciones que en los planos se hacen son chequeadas y rechazadas al milímetro y la construcción es sumamente cuidadosa, pues de otra manera se caería en errores lamentables cuyo costo es a veces de muchos miles de pesos y de mucha trascendencia. Por esta razón esta fase de trabajo debe vigilarse con todo cuidado y utilizar personal calificado y de comprobada responsabilidad. Se acostumbra hacer pruebas a los solda

dores para calificarlos y se envían las muestras a laboratorios de --- pruebas de resistencia, de penetración, de porosidad, etc. (fig. III.3.7) Como la soldadura es elemento primordial en la elaboración de estructuras metálicas, hablaremos un poco más de ella.

La soldadura estructural puede ser de gas o de arco. El procedimiento de arco eléctrico es actualmente tan usado que su nombre viene a ser casi sinónimo con el término soldadura estructural. El procedimiento básico en la soldadura de arco eléctrico es muy simple. La corriente eléctrica, comúnmente corriente directa, proporciona la soldadura caliente a través de un arco eléctrico, una terminal del generador de corriente directa se conecta al metal base y la otra terminal se conecta al electrodo o varilla de soldadura, a través de un elemento fijador a manera aislante, el cual sostiene el soldador en la mano (fig. III.3.8). Dependiendo de la elección de tipo de electrodo y otros factores, la terminal positiva del generador puede sujetarse al metal base o al electrodo, produciéndose, respectivamente, polaridad directa o inversa.

El tipo de trabajo que va hacerse, la rapidez de soldadura requerida, la penetración del metal soldado dentro del metal base y las características físicas de la soldadura, determinan la elección de algu-

nos factores; tales como: diámetro de electrodos, tipo de cubierta del mismo, voltaje y corriente.

Las propiedades importantes de la soldadura, tales como dureza, ductibilidad y resistencia a la corrosión, cambian con la elección de la varilla de soldadura. En el mercado se disponen de dos tipos de soldadura:

- a) "Washed" o electrodos ligeramente cubiertos, que producen soldaduras quebradizas.
- b) Electrodos fuertemente cubiertos, que producen soldaduras díc- tiles y fuertes que son, en general, también más resistentes a la co- rrosión que aquellas producidas por los electrodos ligeramente cubier- tos. La soldadura estructural de la mejor calidad se consigue en los - electrodos de este tipo.

Entonces es de vital importancia la selección de una buena soldadu- ra para obtener un elemento resistente a las cargas en que se diseñó - (fig. III.3.9).

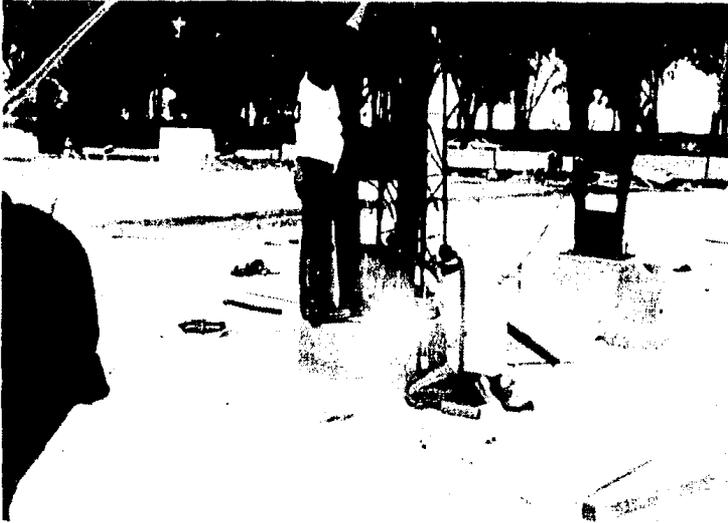


Fig.III.3.7.-Soldadura en columnas.

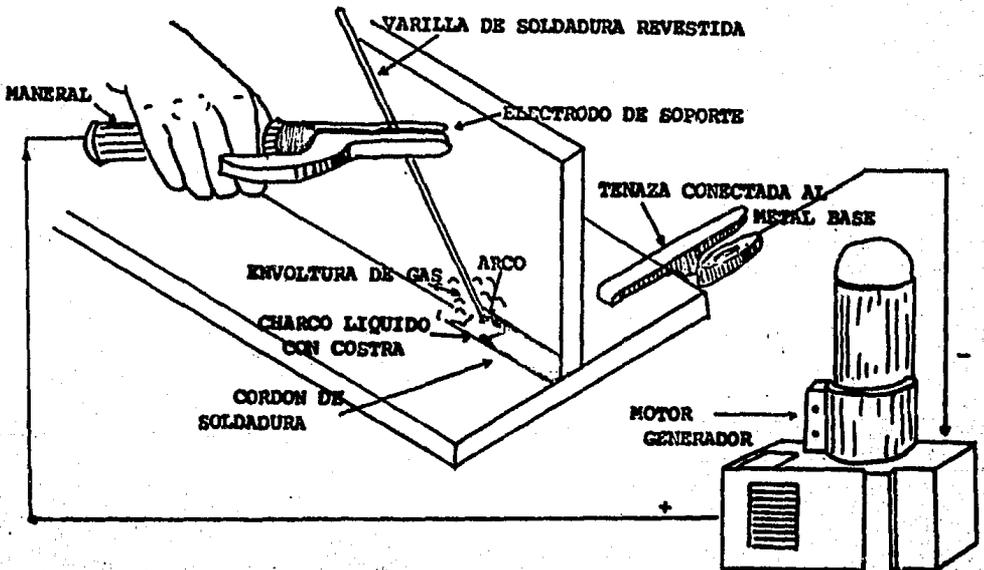


Fig.III.3.8.-Procedimiento para soldar con electrodos de cubierta gruesa.

III.3.4.- Montaje

Una vez contruidos los dados, ya con la placa de acero colocada en la parte superior, así como los elementos que van a formar la estructura, se procede a otra fase importantísima, que es la del montaje. - se acostumbra, según el caso, elaborar planos de montaje, en los cuales se especifica el orden en que deben irse colocando las piezas, la posición de las mismas, etc.

Primeramente efectuamos el montaje de las columnas. Por lo regular, para el montaje de estructuras se utiliza una grúa ("Pato"), pero en vista que las columnas eran cortas, no hubo necesidad de ésta ---- (figs. III.3.10 y III.3.11).

Una vez ya colocadas las columnas se procedió al montaje de las trabes y volados. Para el montaje de éstos sí fue necesario contar con la ayuda de la grúa ya que los elementos eran demasiado pesados y largos (figs. III.3.12, III.3.13 y III.3.14).

Para terminar con la etapa de montaje sólo nos resta por colocar los marcos del techo de las oficinas (fig III.3.15).

Una cosa que no se nos pueda pasar por alto es hacer una revisión de la estructura ya montada y posteriormente se procede a pintarla con pintura anticorrosiva para protegerla de los agentes atmosféricos.

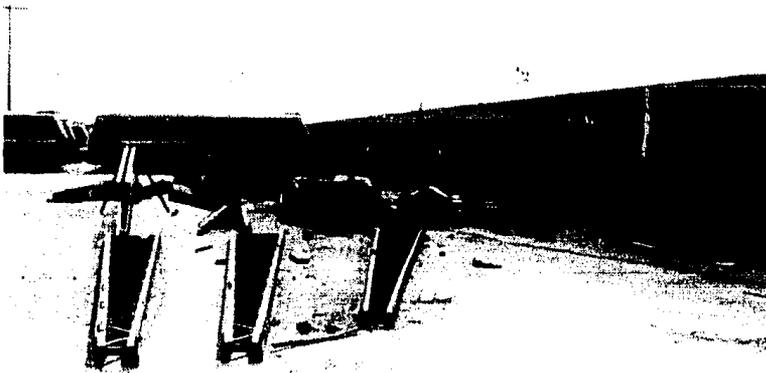


Fig.III.3.9.-Armado y soldado de estructura.



Fig.III.3.10.-Montaje de columnas.

Fig.III.3.11.-Montaje de columnas.

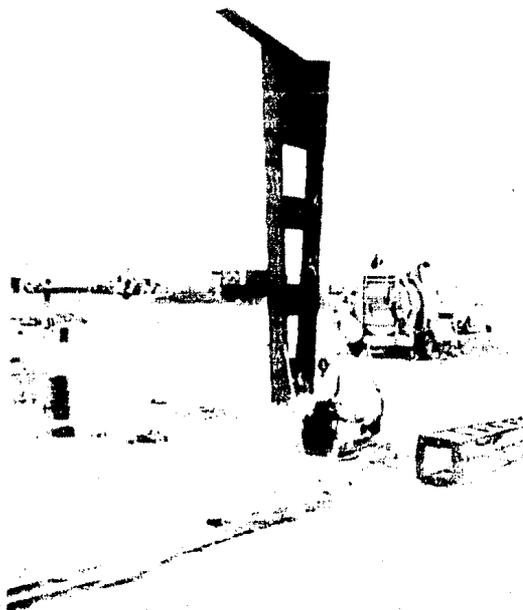


Fig.III.3.12.-Montaje de trabes.



Fig.III.3.13.-Montaje de volados.

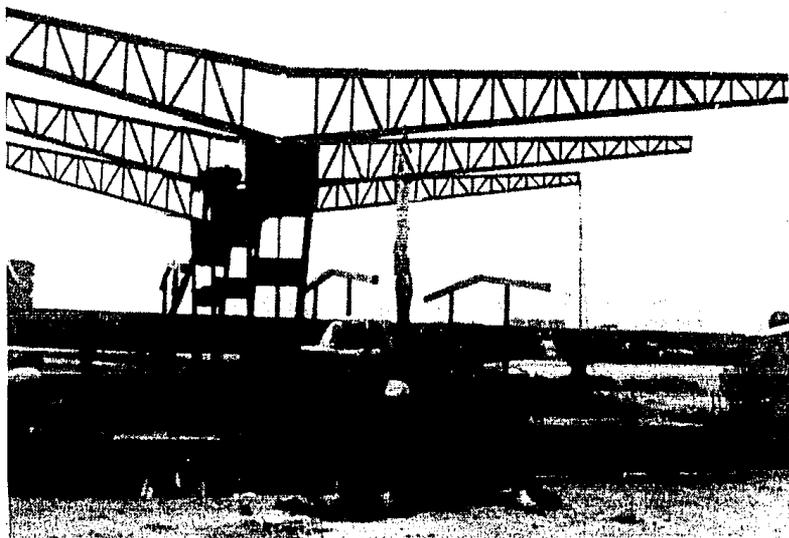


Fig.III.3.14.-Nivelación de los volados.

III.3.5.- Construcciones Complementarias

Una vez ya terminado el montaje de la estructura empezamos a construir una guarnición perimetral a la zona de oficinas, esto con el fin de protegerla de posibles daños que pudieran ocurrir con los autobuses, así como para llegar al nivel 0.30 que nos indica el proyecto (fig. - III.3.16). Ya construida la guarnición llenamos con tapetate hasta alcanzar la altura de proyecto.

Paralelamente a la construcción de la guarnición efectuamos sobre la estructura del techado.

El techado se efectúa con lámina galvanizada; la construcción de los techos con este material se lleva a cabo con rapidez. Su ligereza reduce pesos sobre las columnas y cimientos, es muy económica y requiere de muy poca mano de obra, debido a que los elementos empleados se fabrican con anticipación. Estas láminas no sufren fracturas ni grietas, pero presentan menos aislamiento al calor o frío, son susceptibles de deteriorarse por dobleces y tienen poca capacidad de carga.

La construcción de la techumbre se hará colocando las láminas normalmente a la armadura, irán separadas de 0.85 a 1.15 cm, centro a centro. Se empiezan a colocar de abajo hacia arriba para facilitar el traslape de las mismas que deben ser, en los costados, 10 cm mínimo y en las cabezas 15 cm. Se hace la fijación a la estructura por medio de ganchos.

Los muros también se construirán con la misma lámina galvanizada (lámina pintro).

El piso y las banquetas se construyen con cemento pulido y rayado respectivamente de un espesor constante de 8cm. Las instalaciones sanitarias, hidráulicas, eléctricas y de aire comprimido se efectúan de acuerdo a los planos elaborados durante el proyecto.



Fig.III.3.15.-Marcos para el techo de oficinas.



Fig.III.3.16.-Relleno de tepetate en oficinas.

IV.-Conclusiones y Recomendaciones.

Es recomendable que para talleres mecánicos y estacionamientos de camiones de servicio público el pavimento se construya de concreto hidráulico, debido a que la gasolina, el aceite y el diesel son solventes del asfalto.

Para el caso que nos ocupa usaremos concreto asfáltico en toda el área de estacionamiento y losas de concreto hidráulico en las áreas de mayor derramamiento de combustibles, como el taller mecánico y la gasolinera, tomando en cuenta las consideraciones siguientes:

En el caso de que se hubiera usado concreto hidráulico, el diseño del mismo sería:

Fórmula a emplear:

$$d = \sqrt{\frac{2WC}{S}}$$

Donde:

d: Espesor de la losa en cm

W: Carga estática por neumático

S: Fátiga de trabajo a la flexión del concreto

C: Coeficiente adimensional derivado de la experimentación con concreto hco., aplicado a distintas cargas en la esquina de las losas y observando deformaciones.

Valores:

$W = 5000 \text{ kg}$

$$S = \frac{0.15 f'c}{2} = \frac{0.15 \times 300}{2} = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

$C = 1$

Obtenemos $d = 21.08 \text{ cm}$; utilizaremos $d = 21 \text{ cm}$

Como medida de seguridad colocaremos sobre la subrasante, en este caso sobre la capa de mejoramiento de material pétreo, una capa de 15 cm de base con grava controlada, quedando el diseño:

Concreto Hidráulico	21.0 cm
Base de Grava Controlada	15.0 cm

Aplicando precios al proyecto (1982), nos da un costo por metro-cuadrado de:

Carpeta de Concreto Asfáltico	\$ 884.28
Carpeta de Concreto Hidráulico	\$1,543.60

Que, multiplicando cada valor por el área de pavimento ($32,500 \text{ m}^2$) nos da un costo total de:

Carpeta de Concreto Asfáltico	\$ 28'739,100.00
Carpeta de Concreto Hidráulico	\$ 50'160,500.00

Quedando una diferencia de \$21'421,400.00, cantidad que se puede aplicar en otros proyectos prioritarios.

Otro de los factores por los cuales se usó concreto asfáltico es que en México no se cuenta con tecnología para construir carpetas de concreto hidráulico y hacerlas con métodos normales aumenta el costo y la calidad disminuye.

En conclusión, estas son las razones que influyeron para la selección de concreto asfáltico.

Es muy común observar pavimentos de concreto asfáltico que fallan antes de cumplir su tiempo estimado de duración; estas fallas se manifiestan por deformaciones, fracturas o desintegraciones de la carpeta. Las causas de dichas fallas pueden ser:

1.-Procedimiento constructivo: Se originan cuando no se respetan las normas o especificaciones establecidas para la construcción de pavimentos, como la mala compactación, pendientes no adecuadas o mala aplicación de los riegos asfálticos, ya que la base pueda estar mojada o contaminada.

2.-Calidad de los materiales: Estas fallas pueden presentarse en todas las capas, de manera que los materiales de sub-base y base pueden venir contaminados con materia orgánica producto del despalme del banco que suministra el material; la granulometría no es la adecuada, los riegos pueden estar demasiado rebajados o la mezcla asfáltica demasiado caliente (quemada o calcinada).

3.-Problemas por drenaje: Estas fallas se deben a que no existe un drenaje pluvial que capte el agua, sino que se almacena en la superficie de la carpeta. Otra falla por drenaje puede ser el nivel freático que se encuentra muy superficial y que por capilaridad suba a las capas superiores y las sature.

4.-Cargas superiores a las de diseño: Un pavimento se diseña para una cierta carga, pero no se toma en cuenta que cada vez se fabrican camiones que pueden transportar más tonelaje.

Terminaré este trabajo haciendo algunas recomendaciones:

1.-Se debe de contar en la obra con un laboratorio que nos lleve un buen control de calidad del material, así como una persona con la suficiente experiencia para que determine los procedimientos adecuados de construcción.

2.-Construir, antes de empezar los trabajos, un drenaje pluvial que tenga la capacidad suficiente para drenar el área del pavimento, asimismo dándole a éste las pendientes necesarias para evitar encharcamientos.

En las zonas de nivel freático alto es aconsejable considerar una capa de material pétreo (boleo o balastre) y así cortar la capilaridad.

3.-Cuando por la carpeta asfáltica circulen vehículos con cargas superiores a las de diseño, se debe evaluar económicamente el constante mantenimiento de la misma o bien la reconstrucción total.

BIBLIOGRAFIA

-MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES.

ING. CARLOS CRESPO V.

EDIT. LIMUSA.

-LA INGENIERIA DE SUELOS EN VIAS TERRESTRES VOLS. I y II.

ALFONSO RICO Y HERMILO DEL CASTILLO.

EDIT. LIMUSA

-MECANICA DE SUELOS VOLS. I y II.

JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ

EDIT. LIMUSA.

-PRONTUARIO DE LA ASIGNATURA DE PAVIMENTOS.

ECHEGARAY DEL SOLAR.

LIBRERIA STUDIUM, S.A. LIMA, PERU.

-ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.

HAROLD E. BABIT Y ROBERT RAUJIAN

EDIT. CECSA.

-INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS.

LINSLEY & FRANZINI

EDIT. CECSA.

-TOPOGRAFIA

MIGUEL MONTES DE OCA

EDIT. REPRES. Y SERV. DE INGENIERIA, S.A.

-APUNTES DE MOVIMIENTOS DE TIERRAS

SECC. CONST. FAC. DE INGENIERIA

FAC. DE ING. U.N.A.M.

-500 AÑOS DE TRANSPORTE EN LA CD. DE MEXICO.

LIC. FRUCTUOSO LOPEZ CARDENAS.

EDIT. CASTELLNOVA.

-PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

ARQ. PLAZOLA

EDIT. LIMUSA.

-ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION (PAVIMENTOS)

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

-NORMAS DE PROYECTOS PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOP. Y GEO.

FAC. DE ING. U.N.A.M.

-DISEÑO ESTRUCTURAL DE CARRETERAS CON PAVIMENTO FLEXIBLE.

S. CORRO Y G. PRADO

INST. DE INGENIERIA U.N.A.M.