

291
119
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**CONSTRUCCION DEL TRAMO EL CEDRAL-RIO DE LAS CUEVAS
DE LA CARRETERA TEMASCALTEPEC-ZIHUATANEJO**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
JOSE DE JESUS JUVENTINO MARTINEZ SANCHEZ

MEXICO, D. F.

1 9 8 2



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-295



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

Al Pasante señor JOSE DE JESUS JUVENTINO MARTINEZ SANCHEZ,
P r e s e n t e .

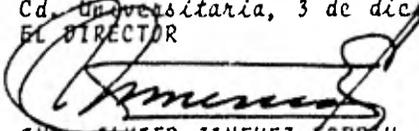
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Salvador Canales de la Parra, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

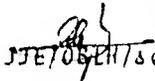
"CONSTRUCCION DEL TRAMO EL CEDRAL-RIO DE LAS CUEVAS DE LA
CARRETERA TEMASCALTEPEC-ZIHUATANEJO"

- I. Introducción.
- II. Proyecto.
- III. Procedimientos de construcción.
- IV. Control de calidad.
- V. Costos.
- VI. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 3 de diciembre de 1981
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU


JJE/06/ET/ser

I N D I C E

	Fág.
I.- INTRODUCCION	1
II.- PROYECTO	4
II.1.- Generalidades	4
II.2.- Evaluación del Proyecto.	6
II.3.- Selección de Ruta.	10
II.4.- Anteproyecto	25
II.5.- Proyecto Definitivo.	33
II.6.- Proyecto del Pavimento	38
II.7.- Recomendaciones y Normas de Construcción	41
II.8.- Concurso de la Obra.	43
III.- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.	45
III.1.- Generalidades	45
III.2.- Desmonte.	46
III.3.- Terracerías	50
III.3.a.- Cortes.	50
III.3.b.- Formación de Terraplenes.	79
III.3.c.- Formación de la Capa de Subrasante.	81
III.4.- Obras de Drenaje y Puentes.	84
III.5.- Pavimentación	90
IV.- CONTROL DE CALIDAD	103
IV.1.- Generalidades.	103
IV.2.- Pruebas para Terracerías	103
IV.3.- Pruebas en Pavimentación	121
IV.4.- Reportes de Laboratorio.	135
V.- COSTOS.	141
V.1.- Generalidades	141
V.2.- Descripción del Equipo básico de Construcción	143
V.2.a.- Costos Horarios del Equipo.	155
V.3.- Factores que afectan al Rendimiento	157
V.4.- Principales factores en la Selección de Equipo.	165
V.5.- Costo Total y por Kilómetro del Tramo	169
VI.- CONCLUSIONES	188
Bibliografía.	190

CAPITULO I : I N T R O D U C C I O N .

El progreso de un país está basado en diversos factores, siendo el transporte uno de ellos que tiene intervención directa, ya que constituye un servicio indispensable para el desarrollo de todas las actividades productivas y así, un puente de enlace entre los diferentes sectores económicos de dicho país.

El transporte es un sistema mediante el cual se logra el intercambio de ideas, traslado de objetos materiales y personas, entre dos puntos distantes geográficamente. Para su realización, en términos generales, el transporte se clasifica en : acuático, aéreo y terrestre. La red de vías de transporte interior de un país está formada por las carreteras, los ferrocarriles y el transporte fluvial donde éste es posible por las condiciones naturales; asimismo, no hay que olvidar el transporte de líquidos y gases por tubería.

Dentro del servicio del transporte terrestre, el transporte carretero constituye un sistema cuyo objeto es proporcionar una utilidad eficiente al desarrollo económico, formando así una parte muy importante de la infraestructura económica. El sistema de transporte por carretera extiende sus ramas a través de una Ciudad pueblo o campo. Este sistema enlaza las industrias y permite mayor comunicación entre las personas.

Las carreteras son esenciales para el desarrollo de un país, para la explotación de minerales y de bosques. Son indispensables para la comunicación moderna con propósitos de vida social, recreación, salud y educación.

Con objeto de reducir los tiempos de recorrido entre la Ciudad de México y la región de la Costa del Pacífico aledaña al Puerto de Zihuatanejo en el Estado de Guerrero; también para incrementar el desarrollo ganadero, minero, maderero y turístico de las poblaciones localizadas en la Sierra Madre del Sur, además de integrarlas a la red nacional de caminos y por lo tanto a la vida económica del país, la actual Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, a través de la Dirección General de Carreteras Federales, tiene a su cargo la construcción del sub-tramo El Cedral-

Río de las Cuevas del tramo Zihuatanejo-Ciudad Altamirano correspondiente a la carretera Temascaltepec-Zihuatanejo.

La construcción de ésta obra integrará en un futuro la comunicación directa entre la Capital de la República y el Puerto de Zihuatanejo en la Costa del Estado de Guerrero, ya que la comunicación actual es a través de la carretera México-Acapulco hasta éste último Puerto y de ahí a Zihuatanejo por la carretera Costera del Pacífico, con una longitud total de 640.0 kms ; otra vía de comunicación existente es la que toca las Ciudades de Querétaro, Morelia y Lázaro Cárdenas cuya longitud es de 960.0 kms.

La construcción de ésta obra tendrá un desarrollo total de 465.0 kms., con lo cual se ahorrarán, en distancia, un 30% por la vía Acapulco y hasta un 50% si se prefiere la vía Morelia.

Además, dicha obra permitirá comunicar con Toluca la porción-suroeste del Estado de México y establecer una vía más de comunicación terrestre a través de la Sierra Madre Occidental en su parte-correspondiente al Estado de Guerrero, uniéndola con su Capital -- Chilpancingo, mediante las carreteras Iguala-Ciudad Altamirano y Costera del Pacífico, con las cuales entronca en Ciudad Altamirano y Zihuatanejo (Ver Fig. 1) respectivamente.

Para su construcción, la Carretera Temascaltepec-Zihuatanejo con un desarrollo total de 330.0 kms., se ha dividido en los siguientes tramos :

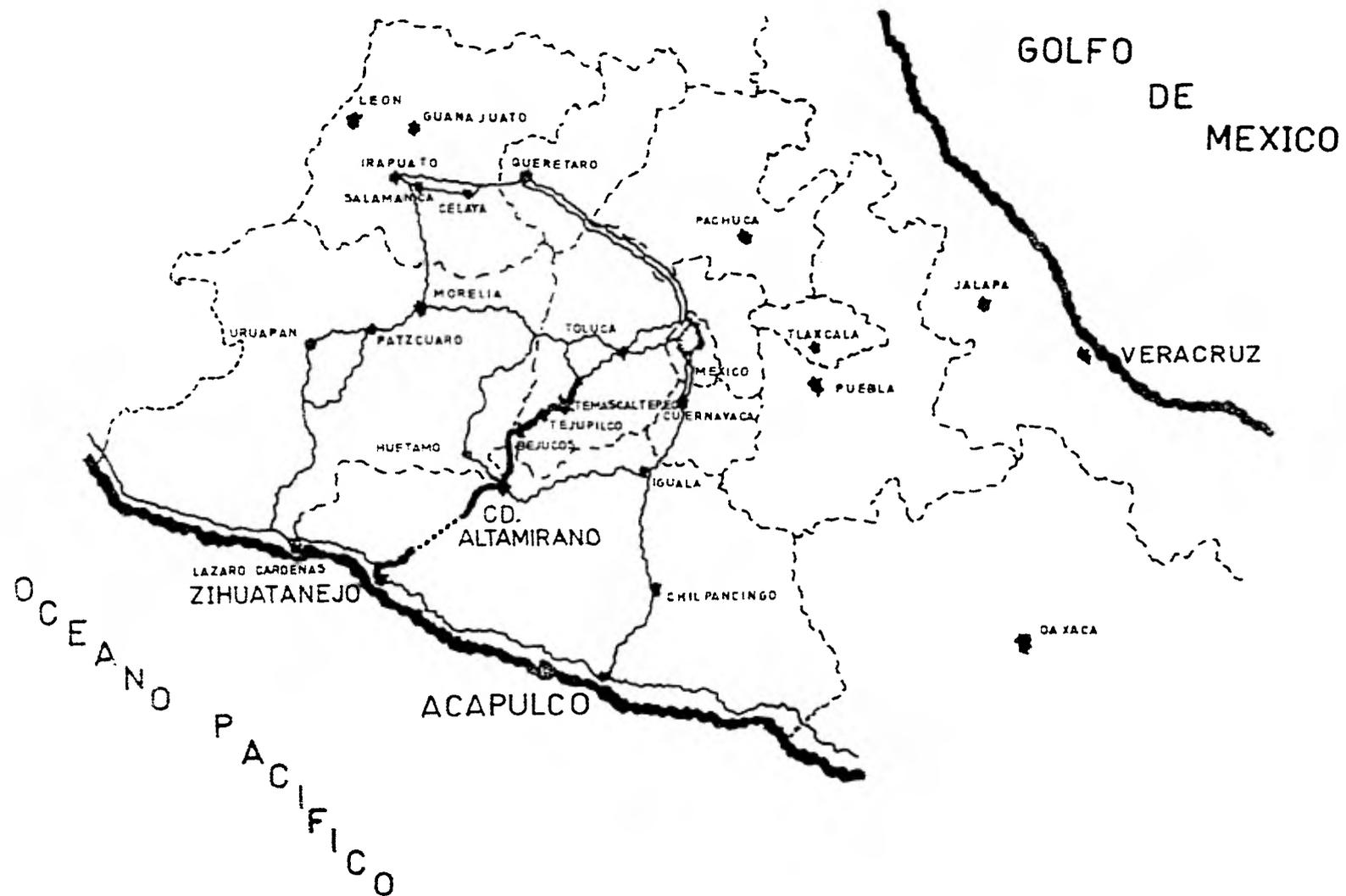
T R A M O :

DESARROLLO (KMS.)

1.- Temascaltepec - Bejucos	80.5
2.- Bejucos - Ciudad Altamirano	62.0
3.- Ciudad Altamirano - Coapándiro - El Cedral	92.0
4.- El Cedral - Río de las Cuevas	43.5
5.- Río de las Cuevas - Zihuatanejo	52.0

Desarrollo total : 330.0 kms.

A la fecha se encuentran terminados totalmente hasta la etapa de pavimentación y señalamiento, los siguientes tramos : Temascal-



SIMBOLOGIA:
 CARRETERA DE CUOTA
 CARRETERAS PRINCIPALES
 CARRETERA DE PROYECTO
 TRAMO DE PROYECTO
 LIMITES

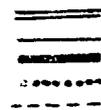
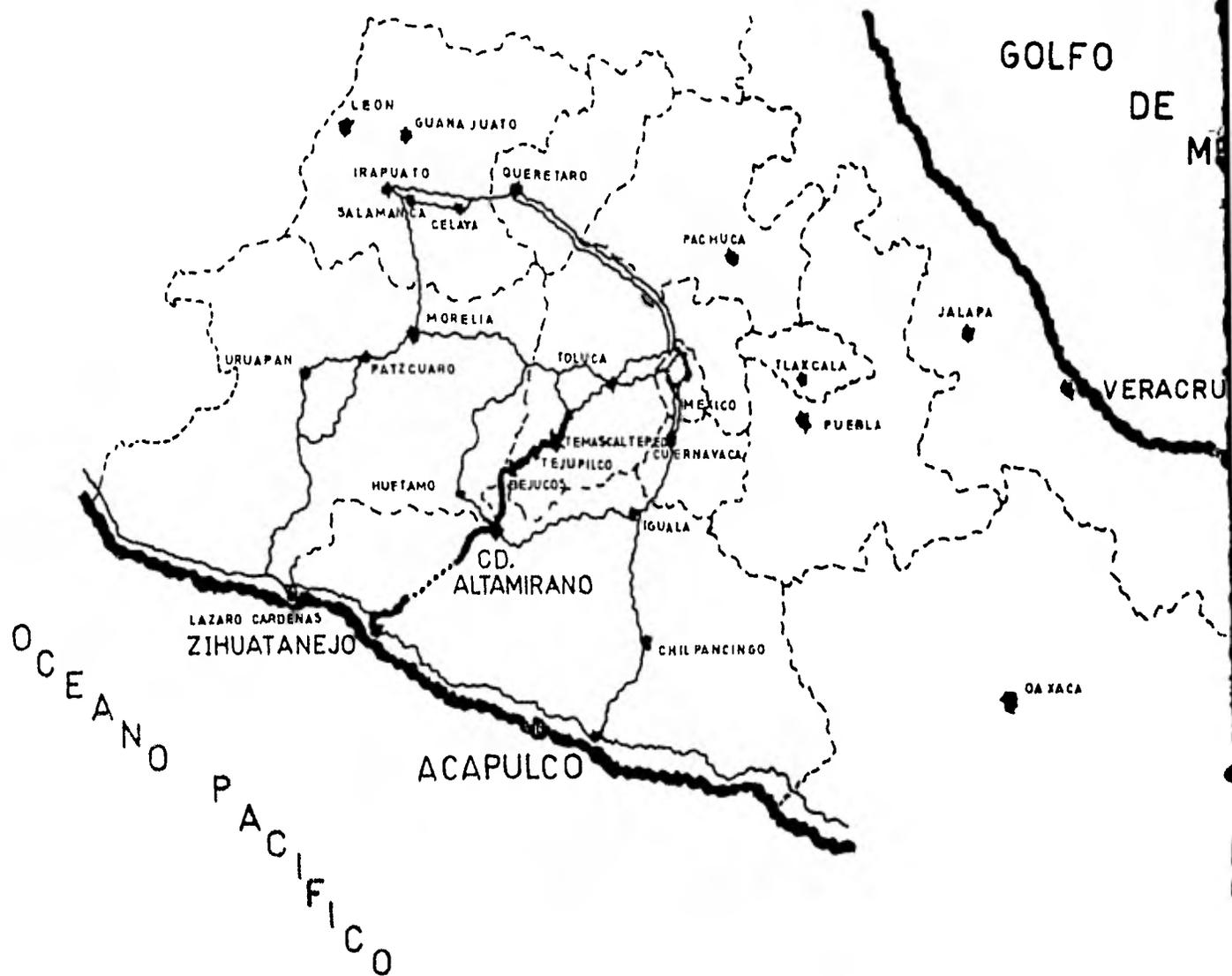


FIG.1.-LOCALIZACION DE LA CARRETERA
 TEMASCALTEPEC-ZIHUATANEJO.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
TRAMO: EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS
LOCALIZACION:
CARRETERA: TEMASCALTEPEC - ZIHUATANEJO
josé de jesús juventino martínez sánchez



SIMBOLOGIA :
 CARRETERA DE CUOTA
 CARRETERAS PRINCIPALES
 CARRETERA DE PROYECTO
 TRAMO DE PROYECTO
 LIMITES

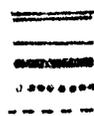


FIG.1.-LOCALIZACION DE LA CARRETERA
 TEMASCALTEPEC-ZIHUATANEJO.

UNIVERSIDAD NACIO
FACULTAD DE
TESIS
TRAMO: EL CEDRA
LOCA
CARRETERA: TEMA
josé de Jesús juv

tepec-Bejucos, Bejucos-Ciudad Altamirano y Río de las Cuevas-Zihuatanejo ; y en proceso constructivo, están atacándose los tramos :- Ciudad Altamirano-Coapándiro-El Cedral y El Cedral-Río de las Cuevas.

Una vez acreditadas todas las materias del Plan de Estudios de la Carrera de Ingeniería Civil, tuve la fortuna de haber sido comisionado por el Departamento de Obras de la Dirección General de Carreteras Federales perteneciente a la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, en la supervisión de los trabajos de la Carretera Temascaltepec-Zihuatanejo con el cargo de Auxiliar de Residente en la Residencia de Construcción Zihuatanejo, en el Estado de Guerrero. En dicha Residencia se controlaban, paralelamente, la supervisión de los trabajos en los tramos : El Cedral-Río de las Cuevas y Río de las Cuevas-Zihuatanejo, éste último en su etapa final de pavimentación y señalamiento.

Fue en ésta Residencia donde primeramente, tuve la necesidad de aplicar todos los conocimientos adquiridos en la querida Facultad de Ingeniería, enfocados a la solución de problemas que planteaba la construcción de un camino, en especial del tramo El Cedral-Río de las Cuevas. En éste tramo tuve la oportunidad de participar en los trabajos de trazo, construcción y de supervisión del mismo; por éstos motivos y las satisfacciones propias de experiencias vividas a lo largo de su construcción, elegí como tema de Tesis la Construcción del Tramo El Cedral-Río de las Cuevas de la Carretera Temascaltepec-Zihuatanejo para sustentar examen profesional correspondiente a la carrera de Ingeniero Civil.

El desarrollo del presente trabajo se ha dividido en los siguientes Capítulos : Proyecto, Procedimientos de Construcción, Control de Calidad, Costos y Conclusiones, pensando en cubrir, hasta donde sea posible, el amplio campo que constituye el Estudio y la Construcción de un camino.

CAPITULO II : P R O Y E C T O .

II.1.- Generalidades.

Como proyecto se entiende el resultado de un conjunto de estudios en los que se han considerado todos los casos previstos, se han establecido normas tanto para la realización de la obra como para resolver aquellos otros casos que pueden presentarse como imprevistos.

Las inversiones en obras públicas dentro de las que están incluidos los caminos, deben producir los máximos beneficios a la comunidad con la mínima inversión posible. Una condición primordial para alcanzar éste objetivo, es el conocimiento profundo de los problemas y la aplicación de las técnicas apropiadas para resolverlos.

Lo anterior lleva a pensar que sólo deben ejecutarse aquellas obras cuyo proyecto se encuentre completamente detallado en todas sus partes. Para la elaboración correcta de ese proyecto se requiere como base, que todos los estudios se hayan elaborado con la mayor precisión.

La carretera en proyecto tiene su origen en la Ciudad de Temascaltepec y termina en el Puerto de Zihuatanejo, con un desarrollo total de 330.0 kms., distribuidos en las tres Entidades Federales siguientes : Estados de México, Michoacán y Guerrero. Comunica los siguientes puntos : Temascaltepec, Tejupilco y Bejucos en el Estado de México, con un desarrollo total de 81.0 kms ; en el Estado de Michoacán se tienen 9.0 kms; y en el Estado de Guerrero: Cutzamala de Pinzán, Ciudad Altamirano, Coyuca de Catalán, El Central, Vallecitos de Zaragoza y Zihuatanejo, con un desarrollo total de 240.0 kms.

El camino proyectado en la Sierra de Guerrero comprende una gran área que prácticamente se encuentra incomunicada por lo que se considera indispensable, pues se podrán atacar los complejos problemas que aquejan a aquella región, ya que su realización permitirá el aprovechamiento racional de los recursos forestales, agrícolas, mineros, etc., la instalación de servicios que eleven la

educación y salud de los habitantes de la Sierra y por otra parte, en la Zona de Influencia de este camino (Ver Fig. 2) existen lugares que representan un fuerte potencial sobre todo en la rama de la ganadería que es una de las actividades principales particularmente en lo que se refiere a ganado vacuno, de tal forma que se integrará a la vida económica y social del país una serie de Rancherías, entre otras : Las Cabañas, Mesa del Burro, San Antonio, El Cundán, Mata de Otate, etc., que hasta la fecha carecen de los más indispensables servicios.

Para la elaboración de proyectos en carreteras existe el método Fotogramétrico-Electrónico, el cual se ha venido utilizando durante los últimos años cada vez con mayor rapidez y eficiencia gracias a la tendencia de hacerlo tan simple, lógico y flexible como sea posible.

Uno de los inconvenientes de éste método, radica en la imprecisión de las fotografías aéreas, si la vegetación es tipo boscosa es decir, donde la altura de los árboles varía entre 10 y 30 m. Para tal caso, se recurre al auxilio de las Brigadas de Localización para que tracen su poligonal y liguen lo que sí es factible "ver" en las fotografías.

La S.A.H.O.P. ha desarrollado una metodología con respecto al proyecto de carreteras, que considera las siguientes etapas :

- a).- Selección de Ruta.
- b).- Anteproyecto.
- c).- Proyecto.

La selección de Ruta es un proceso que involucra varias actividades, desde el acopio de datos, examen y análisis de los mismos hasta los levantamientos aéreos y terrestres necesarios para determinar a éste nivel los costos y ventajas de las diferentes rutas para elegir la más conveniente. Esta es una de las fases más importantes en el estudio de una carretera.

El Anteproyecto es el resultado del conjunto de estudios y levantamientos topográficos que se llevan a cabo con base en los datos previos, para situar en planos obtenidos de éstos levantamientos, una línea que se considere cumpla con los requisitos establecidos para la carretera.

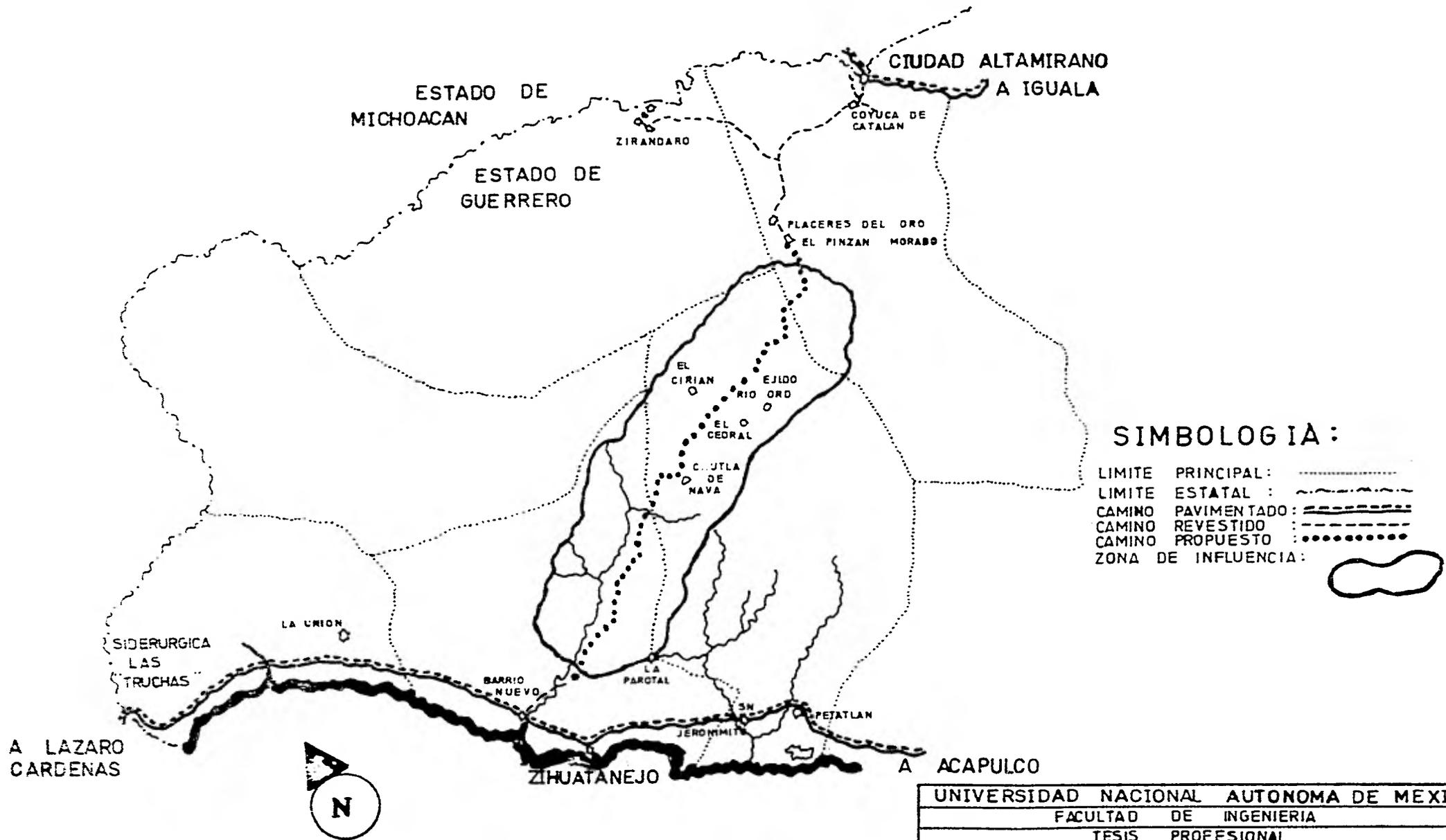


FIG.2.-ZONA DE INFLUENCIA.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
TRAMO: EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS
ZONA DE INFLUENCIA
josé de jesús juventino martínez sánchez

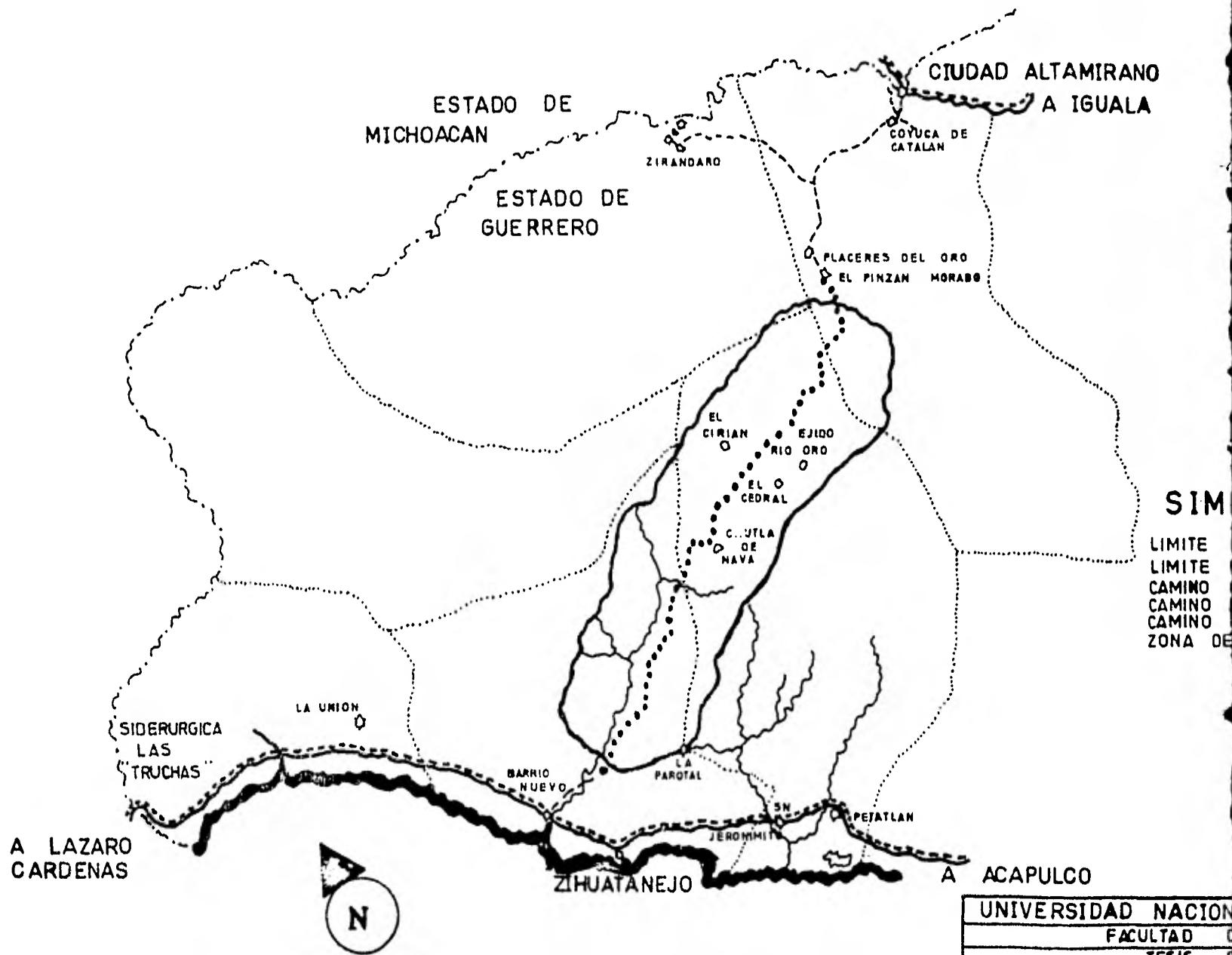


FIG.2.- ZONA DE INFLUENCIA.

UNIVERSIDAD NACIONAL
FACULTAD DE
TESIS DE
TRAMO: EL CEDRAL
ZONA DE INFLUENCIA
Jose de Jesus Juarez

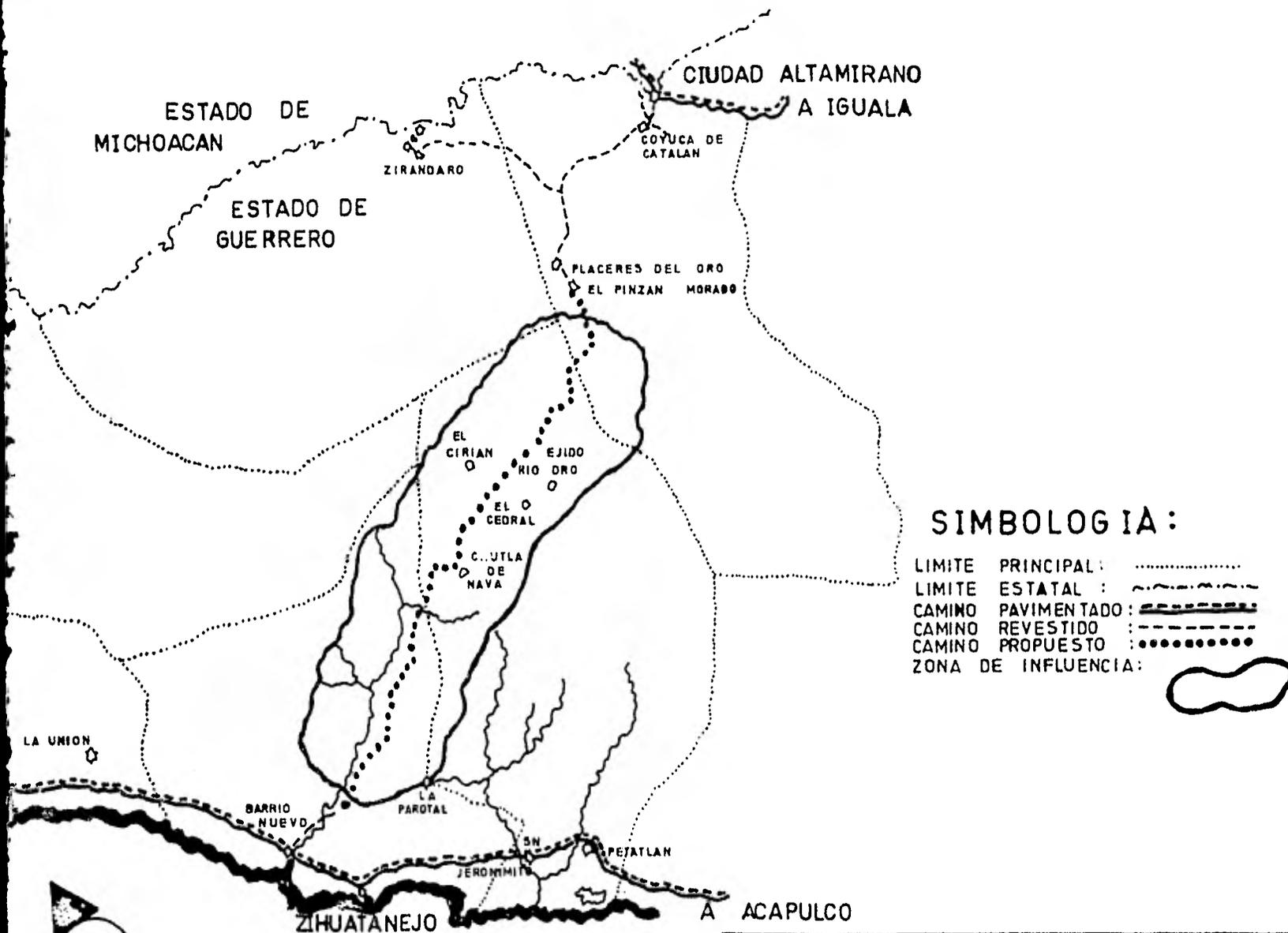


FIG. 2.- ZONA DE INFLUENCIA.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
TRAMO: EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS
ZONA DE INFLUENCIA
josé de jesús juventino martínez sánchez

La etapa de proyecto se inicia una vez situada la línea, con estudios de una precisión tal, que permitan definir las características geométricas del camino, las propiedades de los materiales - que lo formarán y las condiciones de las corrientes que cruza.

El estudio del proyecto de la carretera Temascaltepec-Zihuatanejo fue desarrollado por etapas, correspondiendo la etapa final - al tramo comprendido entre Ciudad Altamirano y el Puerto de Zihuatanejo, como puntos obligados; es decir, desde el punto de vista - proyecto, se estudió todo el tramo en conjunto, no siendo así para su construcción, ya que como antes anotamos, fue necesario dividirlo en tres tramos para agilizar su terminación, siendo el tramo El Cedral-Río de las Cuevas, tema de Tesis, uno de ellos.

Es por ésta razón, que el desarrollo del presente Capítulo es tará referido al tramo Ciudad Altamirano-Zihuatanejo.

II.2.- Evaluación del Proyecto.

En vista de que la inversión en cualquiera de los sectores - económicos del país representa sacrificio de parte del consumo actual en aras de una esperanza de mayor consumo en el futuro, y - puesto que en México, el consumo aún no alcanza niveles satisfactorios, se impone un cuidadoso análisis de las inversiones en la infraestructura, que deberá cubrir tanto el monto de la inversión como sus efectos.

Con referencia a inversiones en carreteras, los efectos son diferentes según el medio económico en que se aplican. Es decir, - las consecuencias serán muy distintas si la inversión se realiza - en una zona con cierto grado de desarrollo, o en otra que apenas - se inicie un proceso de incorporación a la economía de mercado; - ello determina que la naturaleza dominante de las consecuencias de invertir en carreteras, dé lugar al establecimiento de las siguientes categorías en las operaciones :

- a).- Carreteras de función social.
- b).- Carreteras de penetración económica.
- c).- Carreteras para zonas en pleno desarrollo.

Para cada uno de estos tipos, el patrón de medida y los proce

dimientos de cálculo para cuantificar los beneficios, serán forzosamente diferentes. Por supuesto, pueden presentarse casos intermedios.

Por lo general, las dos primeras categorías corresponden a inversiones en carreteras y pequeñas aeropistas, mientras que la tercera puede corresponder a inversiones en carreteras, vías férreas o aeropuertos.

II.2.a.- Carreteras de función social.

Las carreteras de función social tienen por objeto principal la integración al resto del país, de zonas de escasa potencialidad económica pero donde existen núcleos de población de cierta importancia. La existencia de comunicación permanente entrañará un cambio decisivo en el modo de vida de sus habitantes, al hacerles llegar los beneficios que representa la educación, la salubridad y otros servicios. Es pues, natural, que en estos casos el criterio de evaluación se base en la relación entre el monto de la inversión y el núcleo de habitantes por servir.

II.2.b.- Carreteras de penetración económica.

Las carreteras de penetración económica, cuyo fin primordial será romper la situación de autoconsumo e incorporar zonas potencialmente productivas a la economía de mercado, son obras de iniciación de desarrollo que establecen las bases para que, en esas regiones, se efectúen inversiones en otros sectores, en diferentes escalas, con el consecuente impacto económico y social para sus habitantes y el beneficio que implica en la economía nacional, la introducción de los productos en la nueva zona. Los efectos más importantes de la inversión en estas zonas serán de los considerados desde el punto de vista vial, como indirectos, pues habrán de consistir en un aumento de la producción, primero, en las actividades primarias y, posteriormente, en las de transformación y servicios.

El criterio de selección empleado en este caso, se basa en la productividad de la inversión que se calcula a partir de la produc

ción que sería agregada a la economía nacional, mediante la construcción de la obra vial considerada. Entonces, el valor de la producción, en cierto año, se relaciona con el costo de la obra y se obtiene, así, un índice llamado de "productividad" que, aún cuando no expresa un valor absoluto de las ventajas de la inversión, permite comparar distintas inversiones dentro de ésta categoría.

La expresión que establece el índice de productividad puede describirse como sigue :

$$I P = \frac{\sum_{i=1}^n X_i^a P_i}{C}$$

En la que :

IP : Índice de productividad.

X_i^a : Volumen de la producción del bien i, en el año a, en la obra servida por la obra vial.

P_i : Precio del bien i.

C : Costo de construcción de la obra vial.

Normalmente sólo se consideran los productos derivados de actividades primarias, principalmente agrícolas, entre las que destacan las siguientes : maíz, trigo, arroz, caña de azúcar, café y frutales.

II.2.c.- Carreteras para zonas en pleno desarrollo.

Las carreteras para zonas en pleno desarrollo son aquellas ubicadas en una zona en la que ya existen las vías necesarias para prestar el servicio de transporte y las cuales se desea mejorar o sustituir. La consecuencia principal de su construcción será la reducción de insumos, al proporcionar ahorros en los costos de transporte, ya sea que este ahorro se obtenga individualmente o por conducto de una institución, siendo la colectividad, en todo caso, el sujeto que ahorra.

La posibilidad de medir con cierta precisión los ahorros obtenidos y el conocimiento de sus aumentos en el tiempo, permite utilizar como criterio de selección un índice de rentabilidad de la

inversión propuesta. Los beneficios directos que estas obras aportan a la colectividad son, ahorros en costos de tracción, en tiempos de recorrido y supresión de pérdidas motivadas por el posible congestionamiento de las carreteras de la región.

El cálculo de cada uno de éstos ahorros, se realiza mediante la comparación entre los costos para la situación actual y los que prevalecerán una vez construida la obra propuesta. Esta comparación se hace para toda la vida útil de la nueva obra y se calculan los ahorros totales, o sea el beneficio que ésta proporcionará, en cada uno de los años en que estará en servicio. La estimación de costos se realiza, también, a lo largo de la vida útil de las obras, tomando en cuenta tanto la inversión inicial, como los costos de conservación y de posibles reconstrucciones que hubieran de realizarse. Una vez obtenidos los beneficios y costos que se presentarían durante la vida útil de las obras, se procede a determinar lo que puede estimarse como su valor actual, aplicando una tasa de actualización del 12% que desde el punto de vista financiero incluye el "costo" del capital utilizado en la inversión y la disminución en el tiempo del poder adquisitivo de la moneda.

La aplicación de las consideraciones anteriores se resume en una comparación para cada alternativa, cuyos elementos son los beneficios y costos por año y sus respectivos valores actualizados.

La suma de los beneficios actualizados representa el valor que podemos asignar hoy a los beneficios que la inversión producirá en el periodo considerado; asimismo, la suma de los costos actualizados representa el valor actual que la inversión implica durante el mismo periodo.

El cociente que resulta de dividir los beneficios actualizados entre los costos actualizados es un "índice de rentabilidad" que expresa la calidad de la inversión, el cual permite rechazar las inversiones no rentables y, por comparación, establecer la prelación de las rentables.

El cálculo del índice de rentabilidad se sintetiza en la siguiente expresión:

$$I R = \frac{B_0 + B_1 \frac{1}{1+a} + B_2 \frac{1}{(1+a)^2} + \dots + B_n \frac{1}{(1+a)^n}}{C_0 + C_1 \frac{1}{1+a} + C_2 \frac{1}{(1+a)^2} + \dots + C_n \frac{1}{(1+a)^n}}$$

En la que :

IR : Índice de Rentabilidad.

B_i : Beneficio total en el año i.

C_i : Costo causado por la obra en el año i.

a : Tasa de actualización, considerada constante en el periodo estudiado.

Es necesario precisar que los índices de rentabilidad sólo - permiten la comparación de obras de la misma naturaleza y no siempre pueden utilizarse para hacer comparaciones entre inversiones - destinadas a los distintos medios de transporte, ya que, en general, los beneficios considerados y, sobre todo, el criterio para - medirlos, pueden ser diferentes.

En la Fig. 3 y en las Tablas II-1 a II-6, se encuentra desarrollado el cálculo de los índices de productividad y rentabilidad correspondientes al tramo en estudio.

II.3.- Selección de Ruta.

Dentro del estudio de una carretera, la Selección de Ruta es una de las etapas de mayor importancia, ya que en ella se estudian todas las rutas posibles y convenientes, las cuales se analizan mediante un estudio comparativo, para seleccionar la que proporcione las mayores ventajas económicas y sociales, es decir, seleccionar la mejor con base en los costos de construcción, conservación y operación.

Por ruta se entiende la franja de terreno de ancho variable - entre dos puntos obligados, dentro de la cual es factible hacer la localización de un camino. Los puntos obligados son aquellos sitios por los que necesariamente deberá pasar el camino, por razones técnicas, económicas, sociales y políticas, tales como: sitios o áreas productivas, puertos orográficos y poblaciones.

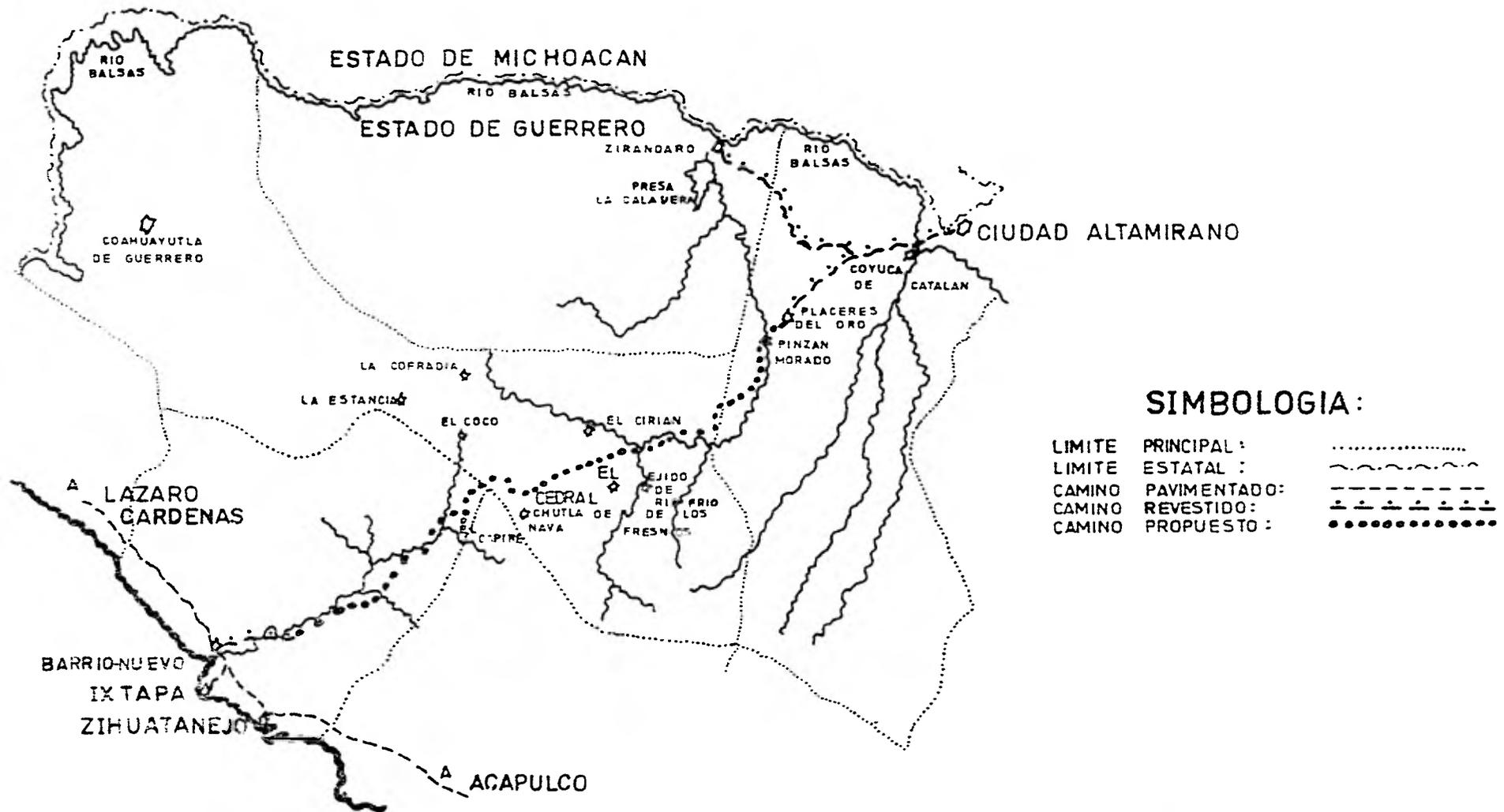


FIG. 3.-LIMITES MUNICIPALES.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
TRAMO: EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS	
LIMITES MUNICIPALES	
José de Jesús Juventino Martínez Sánchez	

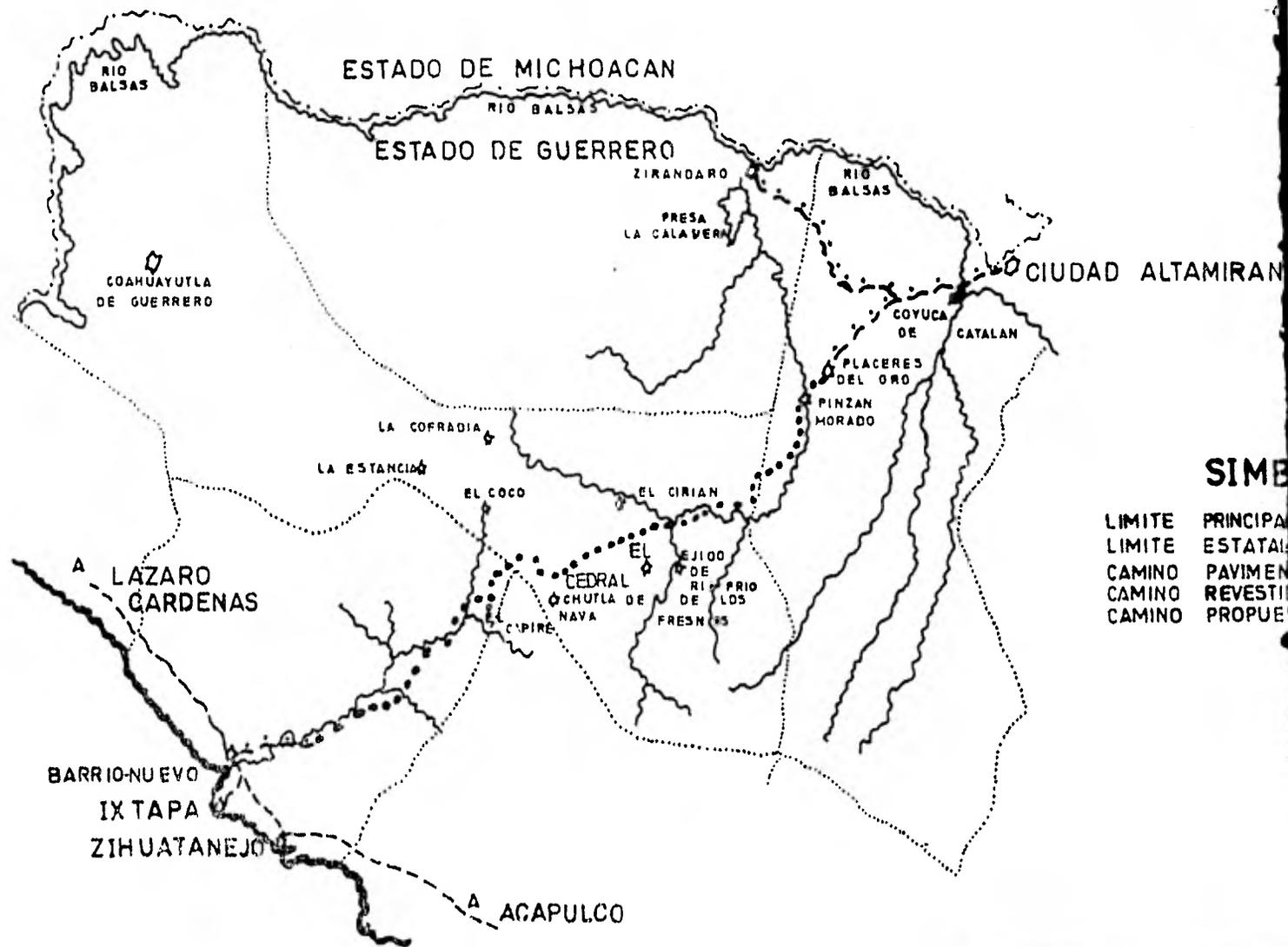


FIG. 3.-LIMITES MUNICIPALES.

UNIVERSIDAD NACIONAL
FACULTAD DE
TESIS PROFESIONAL
TRAMO: EL CEDRAL
LIMITES MUNICIPALES
José de Jesús Juventino

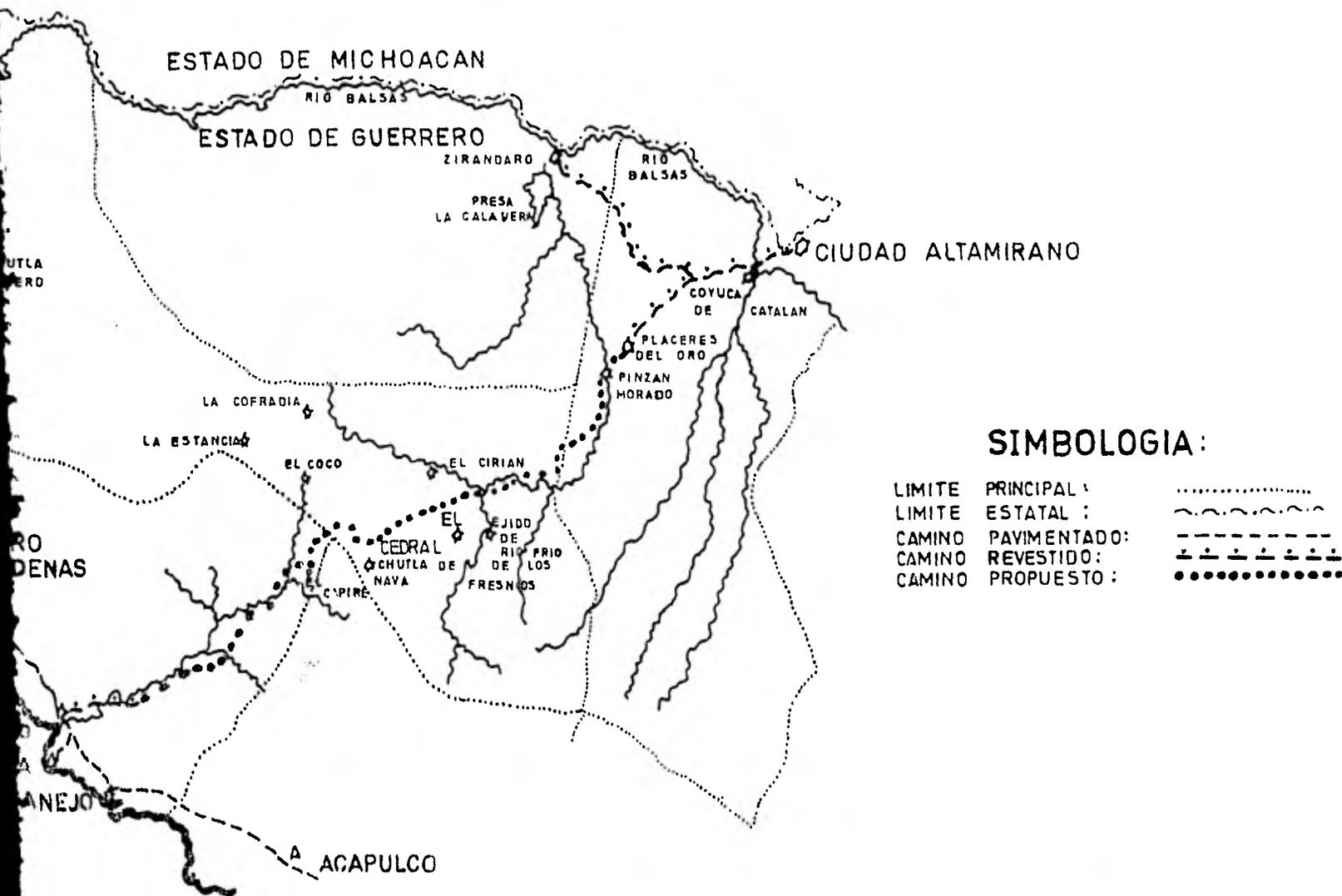


FIG. 3.-LIMITES MUNICIPALES.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
TRAMO: EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS
LIMITES MUNICIPALES
josé de jesús juventino martínez sánchez

TABLA II-1 : Población en el área de influencia y tendencia.

P O B L A C I O N E S	HABITANTES		FACTOR DE CRECIMIENTO
	1960	1970	
A.- De los Municipios :			
Coyuca de Catalán	27,635	29,974	
José Azueta	9,693	17,873	
Petatlán	21,653	31,099	
Coahuayutla	10,300	10,693	
TOTALES :	69,281	89,639	1.294
B.- De la Zona de Influencia :			
La Parota	305	538	
Chutla de Nava	666	517	
El Cayacal	274	349	
El Cedral	67	152	
Las Huertas	104	143	
El Carrillo	99	108	
El Capire	70	60	
TOTALES :	1,858	2,102	1.131
F A C T O R A N U A L : 1.012			

TABLA II-2 : Clasificación y Aprovechamiento del suelo.

C O N C E P T O S :		M U N I C I P I O S				
Superficie de los Municipios (Has)		A	B	C	D	S U M A
Cultivada	Temporal	18,435	16,727	54,623	14,582	104,367
	Riego	918	2,192	4,886	617	8,613
	S U M A	19,353	18,919	59,509	15,199	112,980
Agostadero		86,023	103,480	51,877	52,360	293,740
Bosques Maderables		84,238	773	25,189	0	110,200
Incultas Productivas		7,207	0	9	6,343	13,559
Improductiva		43,436	68,978	70,586	277,248	460,248
T O T A L :		240,257	192,150	207,170	351,150	990,727
Cosechada		13,776	8,807	29,779	9,969	62,331
Superficie en la Zona de Influencia (Has)						
Cultivada	Temporal	600	2,100	3,300	2,380	8,380
	Riego	0	0	0	0	0
	S U M A	600	2,100	3,300	2,380	8,380
Potencial Agropecuario		10,100	23,800	10,300	31,720	75,920
T O T A L :		15,200	28,800	16,900	108,000	168,900
M U N I C I P I O S :						
A).- Coyuoa de Catalán.						
B).- José Azueta.						
C).- Petatlán.						
D).- Coahuayutla.						

TABLA II-3 : Producción Agrícola Actual " Miles de Pesos ",

CONCEPTOS :		M U N I C I P I O S				
		A	B	C	D	SUMA
M A I Z	{ Has.	7,936	5,503	19,782	897	34,118
	{ Tons.	5,404	5,216	20,236	644	31,500
	{ Valor	11,618	11,214	43,507	1,384	67,723
A J O N J O L I	{ Has.	5,631	536	5,733	1,648	13,548
	{ Tons.	2,584	309	4,001	758	7,652
	{ Valor	7,984	954	12,363	2,342	23,643
F R I J O L	{ Has.	101	11	81	24	217
	{ Tons.	62	6	50	14	132
	{ Valor	403	39	325	91	858
A J O	{ Has.	205	21	34	109	369
	{ Tons.	256	27	49	114	446
	{ Valor	512	54	98	228	892
SUMA DE PRODUCTOS PRINCIPALES	{ Has.	13,873	6,071	25,630	2,678	48,252
	{ Tons.	8,306	5,558	24,336	1,530	39,730
	{ Valor	20,517	12,261	56,293	4,045	93,116
OTROS PRODUCTOS	{ Has.	- 97	2,736	4,149	7,291	14,079
	{ Tons.	- 58	2,504	3,939	4,165	10,550
	{ Valor	- 143	5,523	9,111	11,011	25,502
T O T A L	{ Has.	13,776	8,807	29,779	9,969	62,331
	{ Tons.	8,248	8,062	28,275	5,695	50,280
	{ Valor	20,374	17,784	65,404	15,056	118,618

R E N D I M I E N T O : 1,903 \$/Ha

TABLA II-4 : Producción Ganadera Actual " Miles de Pesos "

C O N C E P T O S	M U N I C I P I O S				
	A	B	C	D	S U M A

EN EL MUNICIPIO

Agostadero	86,023	103,480	51,877	52,360	293,740
Número de cabezas	45,576	13,508	20,978	22,098	102,160
Indice de Agostadero (Ha/Cab)	1.9	7.7	2.5	2.4	

EN LA ZONA DE INFLUENCIA

Sup. Potencial de Agostadero	300	7,000	3,200	4,800	15,300
Sup. Aprovechable al quinto año	0	1,200	500	400	2,100
Indice de Agostadero (Ha/Cab)	0.9	2.2	1.2	0.4	
Número de cabezas	0	537	372	991	1,900

PRODUCCION AL 15%

Número de cabezas	0	80	55	148	283
Ton 350 kg/cab	0	28	20	52	100
Valor \$2,100/Ton	0	588	420	1,092	2,100

M U N I C I P I O S : A).- Coyuca de Catalán.
 B).- José Azueta.
 C).- Petatlán.
 D).- Coahuayutla.

TABLA II-5 : Cálculo del Índice de Productividad.

Longitud	93	Km
Lluvia media anual	1,100	mm
Población Beneficiada	2,102	Hab
Sup. Zona de Influencia	168,900	Ha
Sup. Potencial Agropecuaria	75,920	Ha
Sup. Potencial Cultivable	52,000	Ha
Sup. Agrícola aprovechable al quinto año	26,000	Ha
Sup. Cosechable al quinto año	20,800	Ha
Rendimiento monetario medio actual (en base a la superficie cosechada en los municipios)	1,903	\$/Ha
Valor del incremento de la producción agrícola	39'583,072	\$
Sup. pecuaria en Zona de Influencia	15,300	Ha
Sup. pecuaria aprovechable al quinto año	2,100	Ha
Número de cabezas al quinto año	1,900	Cab
Ventas anuales previstas 15%	283	Cab
Toneladas de carne (en base a Kg/Cab)	100	Ton
Preoio medio actual	21,100	\$/Ton
Valor del incremento de la producción pecuaria al quinto año	2'100,000	\$
Valor del incremento de la producción agrope--cuaria al quinto año	41'683,072	\$
Costo faltante	186'000,000	\$

$$\text{INDICE DE PRODUCTIVIDAD} = \frac{\$ 41'683,072}{\$ 186'000,000} = 0.224$$

TABLA II-6 : Cálculo de los Indices de Rentabilidad.

AÑO	<u>BENEF. ECONOMICOS.</u>			VALORES				BENEFICIOS		
	<u>INCREMENTO PRODUCT. AGROPEC.</u>	<u>AHORROS EN TRANSP. DE LA PRODUCC.</u>	TOTAL COSTOS	<u>ACTUALIZADOS.</u>		<u>ACTUALIZADOS.</u>		<u>ACTUALIZADOS.</u>		
	AGRI-COLA.	GANA DERA		BENEF. ECONOMOM	COSTOS	BENEF INDIR	DOS. IND.	TOTAL		
1980	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	37199	0	33213	0	0	0
2	0	0	0	0	55799	0	44482	0	0	0
3	0	0	0	0	55799	0	39716	0	0	0
4	0	0	0	0	37199	0	23640	0	0	0
5	6291	419	48	6758	744	3834	422	873	495	4329
6	12583	839	50	13472	744	6825	376	883	447	7272
7	18875	1259	52	20186	744	9131	336	894	404	9535
8	25167	1679	54	26900	744	10864	300	905	365	11229
9	31459	2099	56	33614	744	12121	268	917	330	12451
1990	34605	2309	58	36972	744	11904	239	928	298	12202
1	37751	2519	61	40331	744	11594	213	940	270	11864
2	40897	2729	63	43689	744	11213	190	951	244	11457
3	44043	2939	66	47048	7440	10782	1075	963	220	11002
4	47189	3149	68	50406	744	10314	152	975	199	10513
5	48132	3211	71	51414	744	9393	135	987	180	9573
6	49094	3275	74	52443	744	8554	121	999	162	8716
7	50075	3340	77	53492	744	7790	108	1012	147	7937
8	51076	3406	80	54562	744	7095	96	1024	133	7228
9	52097	3474	83	55654	744	6461	86	1037	120	6581
2000	53138	3543	86	56767	8370	5884	867	1050	108	5992
1	54200	3613	90	57903	744	5359	68	1063	98	5457
2	55283	3685	93	59061	744	4880	61	1076	88	4968
3	56388	3758	97	60243	744	4445	54	1090	80	4525
4	57515	3833	101	61449	-46500	4048	-3063	1103	72	4120
SUMAS						162491	143785			166951
INDICE DE RENTABILIDAD CONSIDERANDO BENEFICIOS ECONOMICOS =						1.03				
INDICE DE RENTABILIDAD CONSIDERANDO BENEFICIOS EC. E IND. =						1.16				

Tomando como base las fotografías aéreas, se describe a continuación la secuencia de actividades que es necesario desarrollar, para llevar a cabo la Selección de Ruta :

II.3.a.- Información Básica.

El primer paso en la Selección de Ruta lo constituye la Información Básica para el proyecto, la cual comprende una recopilación de datos de la zona donde se alojará el proyecto. Para ello nos apoyamos en Cartas Geográficas y Geológicas, a escalas : 1:250,000, 1:100,000 , 1:50,000 y 1:25,000 , elaboradas por la Secretaría de la Defensa Nacional (SEDENA) o también en las publicadas por el Departamento de Estudios del Territorio Nacional (DETERRNAL).

El estudio de éstas Cartas nos proporcionará, a grandes rasgos, las características más importantes de la región, sobre todo en lo que respecta a su topografía, a su hidrología, ubicación de poblaciones y potencialidad económica.

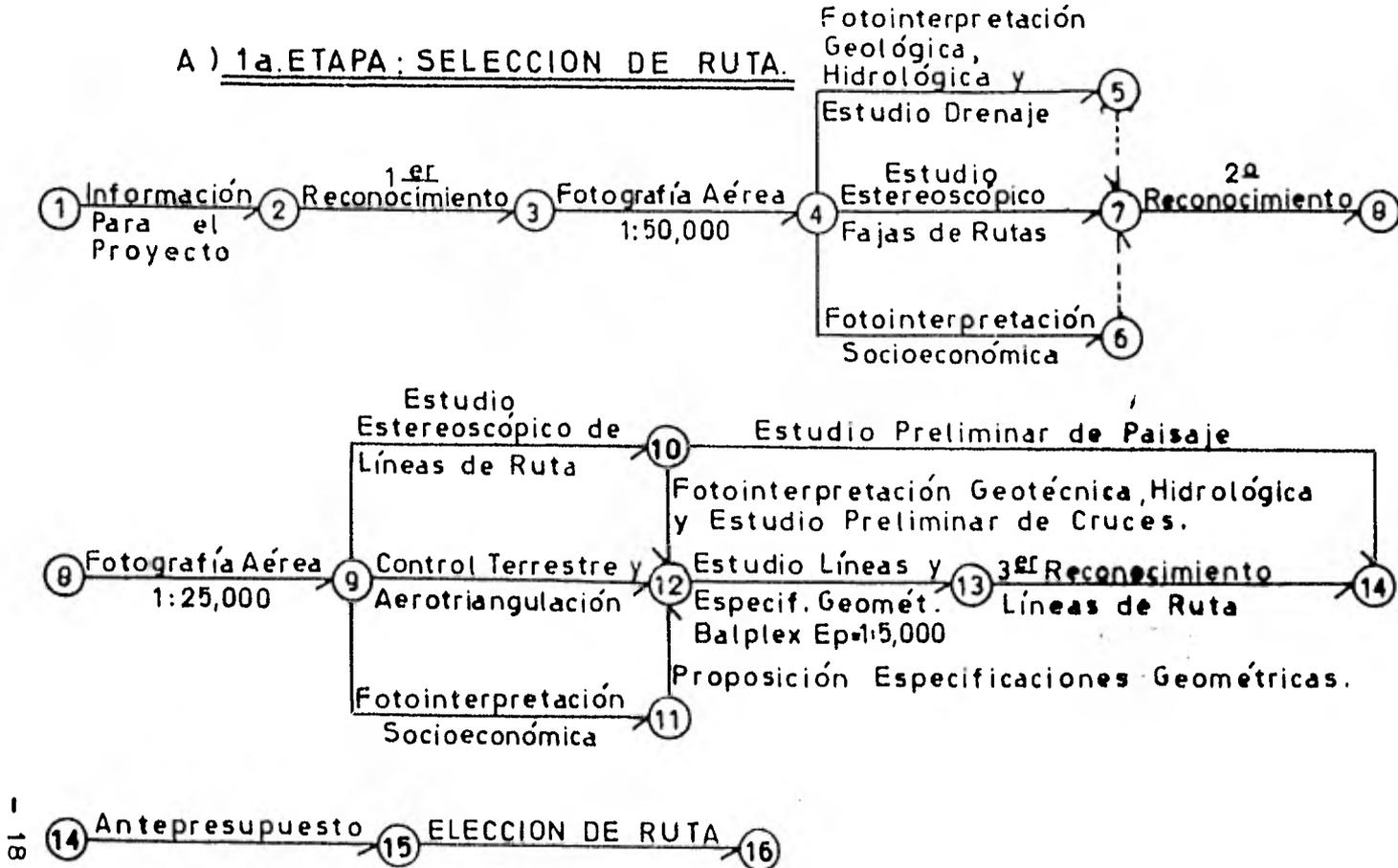
A continuación se describen algunas de las características -- más importantes de la región :

II.3.a.1.- Datos Climatológicos :

	Ciudad Altamirano.		Zihuatanejo.	
Localización	18° 23'	Latitud N	17° 45'	Latitud N
	100° 23'	Longitud W	101°	Longitud W
Altura sobre el nivel del mar ..	700 m	S.N.M.	
Temperatura máxima extrema	43.1°C	43.0°C	
Temperatura mínima extrema	9.0°C	17.0°C	
Precip. pluvial media anual	1114 mm	1249 mm	
Meses con máxima precip. ..	Junio-Septiembre	Junio-Sepriembre	
Tipo de clima	Tropical Sabana	Tropical Sabana	
Tipo de vegetación	Coníferas y especies de gran tamaño.	Arbustos y árboles de estatura media con zacatales.	

RED DEL PROYECTO DE CARRETERAS :
METODOS : CONVENCIONAL Y FOTOGRAMETRICO-ELECTRONICO.

A) 1ª ETAPA : SELECCION DE RUTA.



II.3.a.2.- Morfología.

La morfología de la zona presenta las siguientes características : la población de Ciudad Altamirano se localiza sobre el Valle del Río Balsas, con una altura promedio de 700 m, para llegar a Zihuatanejo que se localiza al nivel del mar se necesita atravesar - la Sierra Madre del Sur que tiene alturas promedio de 2,000 m.

La topografía de la zona está representada por terreno generalmente montañoso escarpado, con muy fuertes pendientes transversales, y observándose un número importantes de arroyos y escurrideros cuyos cauces constituyen pequeñas barrancas que poseen pendientes fuertes; hay algunos tramos intermedios en que la topografía - se suaviza formando pequeñas terrazas.

La topografía tan abrupta y escarpada, así como el fracturamiento que presentan las rocas, originan que en épocas de lluvia - se presenten deslizamientos; éstas condiciones deberán tomarse en cuenta en la localización y construcción de éste camino.

II.3.a.3.- Datos Hidrológicos.

La zona en donde se desarrolla el proyecto del tramo de carretera en estudio, presenta un drenaje superficial del tipo dentrítico. Debido a que en gran parte el comportamiento de las distintas capas que formarán la estructura de la carretera depende del funcionamiento de las obras menores y complementarias de drenaje, se debe tener especial atención en su diseño y construcción. No se detectaron zonas con nivel de aguas freáticas cercano a la superficie que pudieran provocar problemas de saturación a los suelos que constituyan las terracerías o de los que integrarán la estructura del pavimento.

Los ríos principales que drenan el área en estudio son : el - Río Balsas y sus afluentes, Río Cundancito y Río del Oro, cerca de Ciudad Altamirano y Río Ixtapa en Zihuatanejo. Estos ríos son de - régimen permanente y, generalmente su drenaje es del tipo dentrítico, aunque ocasionalmente se presenta el drenaje paralelo.

II.3.a.4.- Datos Geológicos.

El basamento geológico de la zona está representado principalmente por rocas de tipo ígneo, a base de andesitas y riolitas entre las extrusivas y granitos y grabos entre las intrusivas. Sobre yacen a éstas rocas espesores pequeños de suelos residuales y en algunos sitios se encuentran estratos de suelos transportados, observando en algunos lugares un fracturamiento intenso de la roca.- De lo cual se infiere que la acción de los agentes del intemperismo ha sido importante, presentando en general, la roca existente, - diversos grados de alteración.

En Ciudad Altamirano encontramos rocas sedimentarias y volcánicas, como son areniscas, calizas y depósitos aluviales. En la zona intermedia : derrames de lava y tobas basálticas y riolíticas.- Cerca de la Costa predominan las rocas metamórficas e intrusivas - con granito, gneiss, esquistos y filitas.

Los suelos que predominan en la zona son residuales de tipo a renoso-limoso.

Una vez terminado con el acopio de datos, procedemos a dibujar, sobre una Carta, varias rutas posibles que puedan satisfacer el objetivo de comunicación deseado, midiendo sus desniveles entre puntos obligados, así como las distancias entre ellos, para conocer la pendiente que regirá en su trazado y la longitud total de - su desarrollo.

Teniendo a Ciudad Altamirano y el Puerto de Zihuatanejo como puntos obligados, fueron dibujadas varias rutas que unieran a éstos dos puntos, sobresaliendo de entre ellas, como las más viables las siguientes : la primera siguiendo el curso del Río Ixtapa y la segunda, bordeando el Río San Jeronimito.

II.3.b.- Primer Reconocimiento.

Una vez representadas las posibles rutas en los mapas geográficos, se inicia propiamente el trabajo de campo con reconocimientos del terreno, los cuales pueden ser : aéreos, terrestres y una-

combinación de ambos.

El reconocimiento aéreo es el que ofrece mayor ventaja sobre los demás, por la oportunidad de observar el terreno desde la altura que convenga, abarcando grandes zonas, lo que facilita el estudio; se efectúa con avionetas y helicópteros.

El primer reconocimiento aéreo se efectúa en avioneta y tiene por objeto determinar las rutas que se consideren viables y fijar el área que debe fotografiarse a escala 1:50,000, para que en ella queden incluidas con amplitud. Lo realizan técnicos especialistas en planeación, localización y geotecnia.

Como resultado del primer reconocimiento aéreo de la zona comprendida entre las poblaciones de Ciudad Altamirano y Zihuatanejo, efectuado en avioneta, se obtuvo la siguiente información:

La zona en estudio se encuentra ubicada en la porción Occidental del Estado de Guerrero. El clima de la región es variable en el área de Ciudad Altamirano. La temperatura es del orden de 27°C, correspondiendo por lo tanto a un clima cálido, la temperatura del mes más frío es superior a 18°C, la variación térmica oscila entre 5° y 7°C. Las máximas precipitaciones ocurren en verano siendo el promedio anual de 1,000 mm. En la zona de Zihuatanejo, la temperatura media es de 24°C y la precipitación anual de 1,200 mm.

El drenaje se manifiesta en la zona plana, como ríos de curso divagante que forman numerosos meandros y originan llanuras de inundación en su recorrido. En la zona montañosa, el tipo de drenaje es dentrítico que varía de regular a denso, que también se observa ocasionalmente drenaje paralelo en el que los escurrideros se desarrollan en cauces que desembocan en sentido normal a una corriente principal.

Pudo observarse que partiendo de Ciudad Altamirano son aprovechables 4 kms de camino pavimentado, el Puente sobre el Río Balsas y 9 kms aproximadamente de terracerías con drenaje menor, del camino que va a Placeres del Oro y Zirándaro.

Para no alargar el proyecto, se cree conveniente cruzar dos veces el Río del Oro, el primer cruce se haría a la altura de la hacienda de Patambo. Después del segundo cruce del Río del Oro, el proyecto seguirá por la cañada formada por un afluente del Río del

Oro, hasta el Puerto donde llega un ramal de la brecha construída por la Comisión del Río Balsas.

Del Puerto que tiene una elevación aproximada de 1,850 m.s.n. m. baja el terreno rápidamente siendo necesario desarrollar para bajar, ya sea por la depresión formada por el Río San Jeronimito o por la formada por el Río Ixtapa.

En la ruta que baja por el Río San Jeronimito, la pendiente transversal del terreno es menor comparada con la pendiente de la ruta del Río Ixtapa. La longitud estimada entre Ciudad Altamirano y Zihuatanejo es de 170 kms por ambas rutas.

La ruta del Río San Jeronimito entronca con la Carretera Costera del Pacífico a 20 kms de Zihuatanejo hacia el SE (Acapulco) por lo que son 150 kms aproximadamente, por construir.

La ruta del Río Ixtapa entronca con la Carretera Costera del Pacífico a 10 kms de Zihuatanejo hacia el NW (Presa La Villita), por lo que son 160 kms aproximadamente, por construir.

Entre Ciudad Altamirano y el primer cruce del Río del Oro, km 35 el tipo de terreno es lomerío y se aprecia que está constituido superficialmente por material de depósito así como de rocas ígneas andesitas, riolitas y tobas.

Del km 35 al Puerto (km 105) el tipo de terreno es montañoso escarpado, notándose afloramiento de rocas metamórficas como esquistos y derrames de roca ígnea constituidas por riolitas y andesitas.

Hasta el km 105 (Puerto) las rutas son comunes, siguiendo por la Cuenca del Río San Jeronimito hasta el km 120 el terreno es montañoso escarpado. Del km 120 al km 135 es montañoso y finalmente del km 135 al entronque (km 150) es lomerío.

La ruta que sigue por la Cuenca del Río Ixtapa pasa por terreno montañoso escarpado también hasta el km 120, y de éste último kilometraje hasta el entronque (km 160), el terreno es montañoso

Desde el punto de vista geológico, la constitución litográfica es similar por las dos rutas, persistiendo hasta el km 125, las rocas metamórficas, y los derrames de rocas ígneas. De éste kilometraje hasta la Costa, se encuentran rocas ígneas representadas por

granito de aspecto masivo en ocasiones fracturado en una serie de bloques de diferentes dimensiones, los que por efectos del intemperismo al disgregarse originan el material arenoso conocido como tu curuguay. En ésta misma área existe una serie de elevaciones constituidas por roca metamórfica en particular pizarras de color oscuro.

Desde el punto de vista socioeconómico se observó que a partir de Ciudad Altamirano hasta el pie de la Sierra hay abundancia de tierras cultivadas, la mayoría de riego, inclusive ya en la Sierra se localizan Ranchos aislados en los que se ven sembrados, lo que indica que el potencial agrícola de la zona es grande. La población existente en la zona de influencia que cubren las dos alternativas es del orden de 17,000 habitantes.

II.3.c.- Fotografías Aéreas escala 1:50,000.

Del primer reconocimiento se escogen las alternativas que deben estudiarse con más detalle, determinando la zona dentro de la cual quedan comprendidas, de la que deberán obtenerse fotografías aéreas a escala 1:50,000 , con lo que se podrá afinar el trazo y obtener los costos para cada una de éstas alternativas.

II.3.d.- Estudio Estereoscópico.

Las fotografías aéreas obtenidas se estudian estereoscópicamente, con objeto de señalar en las mismas, las posibles líneas que puede seguir el trazo del camino desde los puntos de vista topográfico, geotécnico y socioeconómico.

Se efectúa un estudio comparativo preliminar de las alternativas, eliminando aquellas que obviamente reúnen las menores ventajas.

II.3.e.- Segundo Reconocimiento.

Sobre las mejores rutas se practica un segundo reconocimiento más detallado que el anterior, con la participación de los mismos-

especialistas, con objeto de verificar en el terreno las características que se fotointerpretaron en el gabinete; éste reconocimiento se realiza en helicóptero, lo que permite a los Ingenieros descender en los lugares de interés y recabar en ellos la información que consideren necesaria.

En ésta forma, el técnico en planeación puede obtener datos sobre el número aproximado de habitantes de un poblado, del tipo y número de cultivos en la zona, cabezas de ganado y demás aspectos económicos, datos todos ellos que le servirán para precisar su estudio económico. El experto en localización comprobará lo estudiado en sus fotografías, principalmente lo relacionado con los cruces de ríos, en donde el especialista en geotecnia podrá apreciar mejor las características del terreno de cimentación y las condiciones hidráulicas en el lugar del cruce; comprobará además en los diferentes lugares, el tipo de materiales identificados durante el estudio de fotointerpretación.

II.3.f.- Fotografías Aéreas escala 1:25,000.

Posteriormente al reconocimiento se separan las rutas más ventajosas sobre las que se ordena efectuar un vuelo fotográfico escala 1:25,000. Se levanta el control terrestre necesario para poder estudiar los modelos fotográficos a la escala 1:5,000. Se detallan más los estudios fotogeológicos, las cuencas de drenaje y se hacen los primeros estudios de los cruces.

II.3.g.- Estudio en Balplex.

Las fotografías con el apoyo terrestre necesario, se estudian en los Balplex, aparatos que permiten por un sistema de proyectores a color obtener el modelo estereoscópico del terreno en la mesa del aparato, que también sirve de mesa de trabajo al Ingeniero-Projectista, hasta una escala cinco veces mayor; éste modelo estereoscópico se tiene a la escala precisa de 1:5,000 y, por medio de la mesilla trazadora del aparato, se pueden determinar elevaciones

del terreno, levantar perfiles y secciones transversales del mismo.

Estas condiciones del equipo y la posibilidad de tener el terreno a escala, tanto horizontal como vertical, le permite al proyectista estudiar varias alternativas de localización en una franja del terreno de más o menos cuatro kilómetros de ancho. El estudio de éstas alternativas es muy rápido y permite comparar sus costos de construcción y de operación, teniendo presente las recomendaciones de geotecnia y las proyecciones del tránsito calculadas.

II.3.h.- Antepresupuestos.

Con los estudios hasta aquí realizados, permiten elaborar los antepresupuestos correspondientes a cada una de las alternativas, con una aproximación razonable (Ver Tabla II-7).

II.3.i.- Elección de Ruta.

Con base en los antepresupuestos elaborados, su evaluación correspondiente y los estudios realizados, se eligió la ruta que sigue el curso del Río Ixtapa.

II.3.j.- Tercer Reconocimiento.

Finalmente sobre la ruta seleccionada, se hace un reconocimiento más detallado a lo largo de la misma, sobre el terreno para comprobar si no existen problemas geotécnicos que se hayan pasado por alto en el estudio de gabinete y en el caso de que hubiese dos rutas comparables, éste reconocimiento del terreno permitirá tomar la decisión a favor de una de ellas.

II.4.- Anteproyecto.

La segunda etapa que se designa como de Anteproyecto, se inicia con el estudio en gabinete y el replanteo en el campo de una poligonal de referencia a lo largo de la ruta. Se define la línea-

TABLA II-7 : Antepresupuesto a nivel de Selección de Ruta.

Carretera : Temascaltepec - Zihuatanejo.

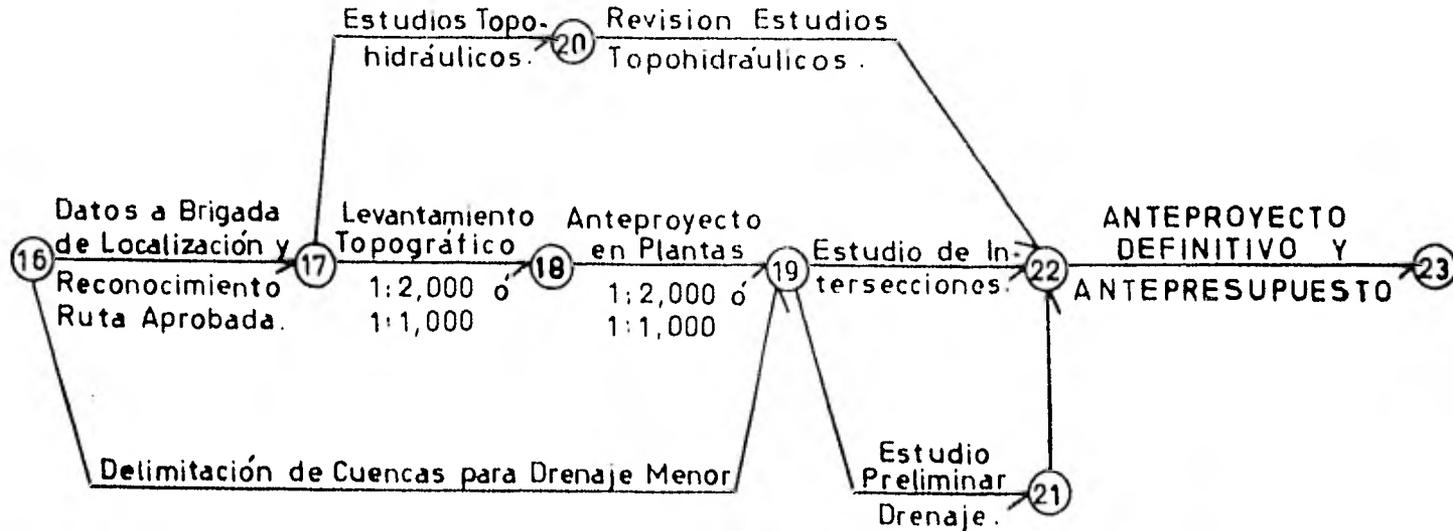
T r a m o : Ciudad Altamirano - Zihuatanejo.

C A M I N O T I P O " C "

C O N C E P T O S	RUTA RIO IXTAPA			RUTA RIO SAN JERONIMITO		
Long. a Zihuatanejo	175	Km		180	Km	
Long. a Pte. Ixtapa	170	Km		195	Km	
Long. por Construir	160	Km		155	Km	
	CANTIDAD	U	COSTO	CANTIDAD	U	COSTO
Derecho de Vía	120	Has	\$ 0'600	120	Has	\$ 0'600
Desmonte	580	Has	1'160	560	Has	1'120
Terracerías	5'000,000	M ³	60'000	4'700,000	M ³	56'400
Obras Menores	20% Costo Terr.		12'000	20% Costo Terr.		11'280
Puentes	370	ML	5'550	350	ML	5'250
Pavimento	160	Km	48'000	155	Km	46'500
	S U M A S	:	\$ 127'310	:	\$ 121'150	
	IMPREVISTOS 20%	:	24'690	:	23'850	
	T O T A L	:	\$ 152'000	:	\$ 145'000	
	COSTO POR KM	:	\$ 0'950	:	\$ 0'935	

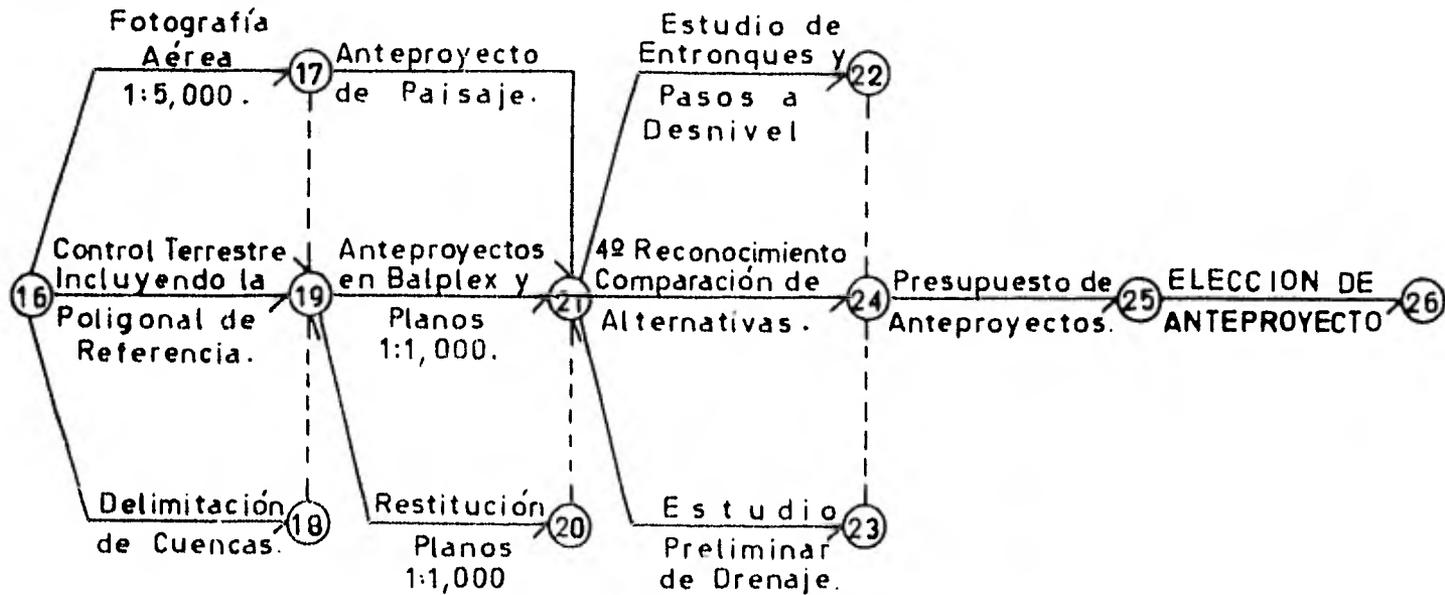
RED DEL PROYECTO DE CARRETERAS :
METODO : CONVENCIONAL.

B) 2a. ETAPA : ANTEPROYECTO.



RED DEL PROYECTO DE CARRETERAS :
METODO : FOTOGRAMETRICO-ELECTRONICO.

B) 2a. ETAPA : ANTEPROYECTO.



que mejor satisfaga los requerimientos de beneficio y costo, la - cual debe ser trazada en el campo o procesada fotogramétricamente, para desarrollar el proyecto detallado.

Como en algunos casos la ruta seleccionada se aloja en terreno difícil de interpretar en las fotografías aéreas, el trabajo se continúa directamente en el campo, trazando como poligonal preliminar la propia línea de ruta; también de otro modo (fotogramétrico) sobre ésta ruta y sus variantes se preñala una poligonal de referencia, y se toman fotografías aéreas a escala 1:5,000 ó 1:10,000- dependiendo de la densidad de la vegetación.

Los vértices de la poligonal de referencia se monumentan y se ñalan en el terreno, de tal manera que destaquen en las fotografías aéreas 1:5,000 que se tomarán inmediatamente después. El trazado de ésta poligonal se lleva a cabo utilizando tránsitos de 1" y el telurómetro, que es un aparato de medición de distancia basado en el tiempo de recorrido de ida y vuelta de las ondas electromagnéticas entre un aparato emisor y otro receptor. Los vértices de ésta poligonal se colocan alternadamente a un lado y otro de la línea central de la ruta escogida y a una distancia conveniente para que no se vean afectados posteriormente los monumentos por la construcción del camino. Además de los vértices de la poligonal se levantan algunos puntos de control auxiliares, mediante radiaciones.

Con base a éstas fotografías aéreas y el control terrestre -- constituido por la poligonal de referencia y puntos laterales de control vertical, se elaboran los planos fotogramétricos a escala 1:2,000 ó 1:1,000 , mediante instrumentos generalmente de segundo orden como el Autógrafo A-8, de una faja de terreno del ancho necesario para estudiar en ella varias alternativas de anteproyecto de trazo. Al mismo tiempo, con las fotografías en los Balplex se estudian con todo detalle las características del terreno natural y de los accidentes naturales y artificiales que en él se presentan; en ésta forma se comparan varios anteproyectos, estimando los movimientos de tierra, el costo de las obras de drenaje, puentes y obras complementarias, así como de los costos de operación de las diversas alternativas, con el objeto de escoger de ellas, aquella que -

arroja el costo mínimo para el tránsito propuesto para ese camino.

Como la localización de los anteproyectos se hace en la mesa de trabajo del proyectista, éste tiene todas las facilidades para determinar con rapidez y comodidad las características geométricas y los presupuestos y costos de operación de cada una de las alternativas, llegando en esta forma a optimizar la selección del anteproyecto definitivo.

Un trazo óptimo es aquel que se adapta económicamente a la topografía del terreno. Sin embargo, la selección de una línea y su adaptabilidad al terreno dependen de los criterios adoptados. Estos criterios a su vez dependen del tipo y volumen de tránsito previstos durante la vida útil del camino, así como de la velocidad de proyecto.

Por consiguiente, una vez clasificada la vía y fijadas las especificaciones que regirán el proyecto geométrico, se debe buscar una combinación de alineamientos que se adapten al terreno, planimétrica y altimétricamente y cumplan los requisitos establecidos.

En muchas ocasiones, algunos factores pueden llevar a forzar una línea. Entre ellos pueden citarse los requerimientos del derecho de vía, la división de propiedades, el efecto de la vía proyectada sobre otras existentes, los cruces con ríos, las intersecciones con otras carreteras o ferrocarriles, las provisiones para lograr un buen drenaje, la naturaleza geológica de los terrenos donde se alojará la carretera.

Estos factores y otros semejantes que pudieran establecerse, influyen en la determinación de los alineamientos horizontal y vertical de un camino. Alineamientos que dependen mutuamente entre sí por lo que deben guardar una relación que permita la construcción con el menor movimiento de tierra posible y con el mejor balance entre los volúmenes que se produzcan de excavación y terraplén.

En la Tabla II-8, se muestran las especificaciones para el proyecto geométrico que regirán en el tramo de carretera en estudio, y en la Tabla II-9 su presupuesto a nivel de Anteproyecto correspondiente.

TABLA II-8 : Especificaciones para el Proyecto Geométrico.

Carretera : Temascaltepec - Zihuatanejo.

T r a m o : Ciudad Altamirano - Zihuatanejo.

C A M I N O T I P O " C "

Velocidad de Proyecto	30/70	Km/Hr
Ancho de corona	7.00	M
Grado máximo de curvatura	47° 00'	(en terreno escarpado)
Pendiente Gobernadora	4.0/6.0	%
Pendiente Máxima	9.0	%
Sobre-elevación máxima	10	%
Bombeo	2	%
Espesor de Pavimento	0.30	M
Ancho de Carpeta	5.50	M

TABLA II-9 : Presupuestos de Anteproyecto.

(RUTA IXTAPA)

Carretera : Temascaltepec - Zihuatanejo.

T r a m o : Ciudad Altamirano - Zihuatanejo.

De Km : 0+000 A Km 160.

LONGITUD 160 KM

C A M I N O T I P O " C "

C O N C E P T O S :	U	CANTIDAD	P.U.	C O S T O
Derecho de Vía	Has	120	\$ 2,000.00	\$ 240,000
Desmonte	Has	580	3,000.00	1'740,000
Terracerías :				
a).- Corte (20-20-60)	M ³	4'000,000	20.00	80'000,000
b).- Terraplén	M ³	2'500,000	3.00	7'500,000
c).- Préstamo	M ³	300,000	6.00	1'800,000
Drenaje	Km	160	105,000.00	16'800,000
Puentes	Ml	400	15,000.00	6'000,000
Obras auxiliares	Km	160	80,000.00	12'400,000
Pavimento	Km	160	300,000.00	48'000,000
Señalamiento	Km	160	10,000.00	1'600,000
S U M A S :				\$ 176'080,000
IMPREVISTOS 20% :				34'920,000
SUMA TOTAL :				\$ 211'000,000

II.5.- Proyecto Definitivo.

En la tercera etapa que comprende a la del Proyecto Definitivo, se obtienen los perfiles longitudinales, secciones transversales y planos de detalle del terreno, necesarios para el diseño geométrico de las secciones de construcción, la ubicación de las terracerías y el proyecto del drenaje, tanto de los ejes principales como de las intersecciones.

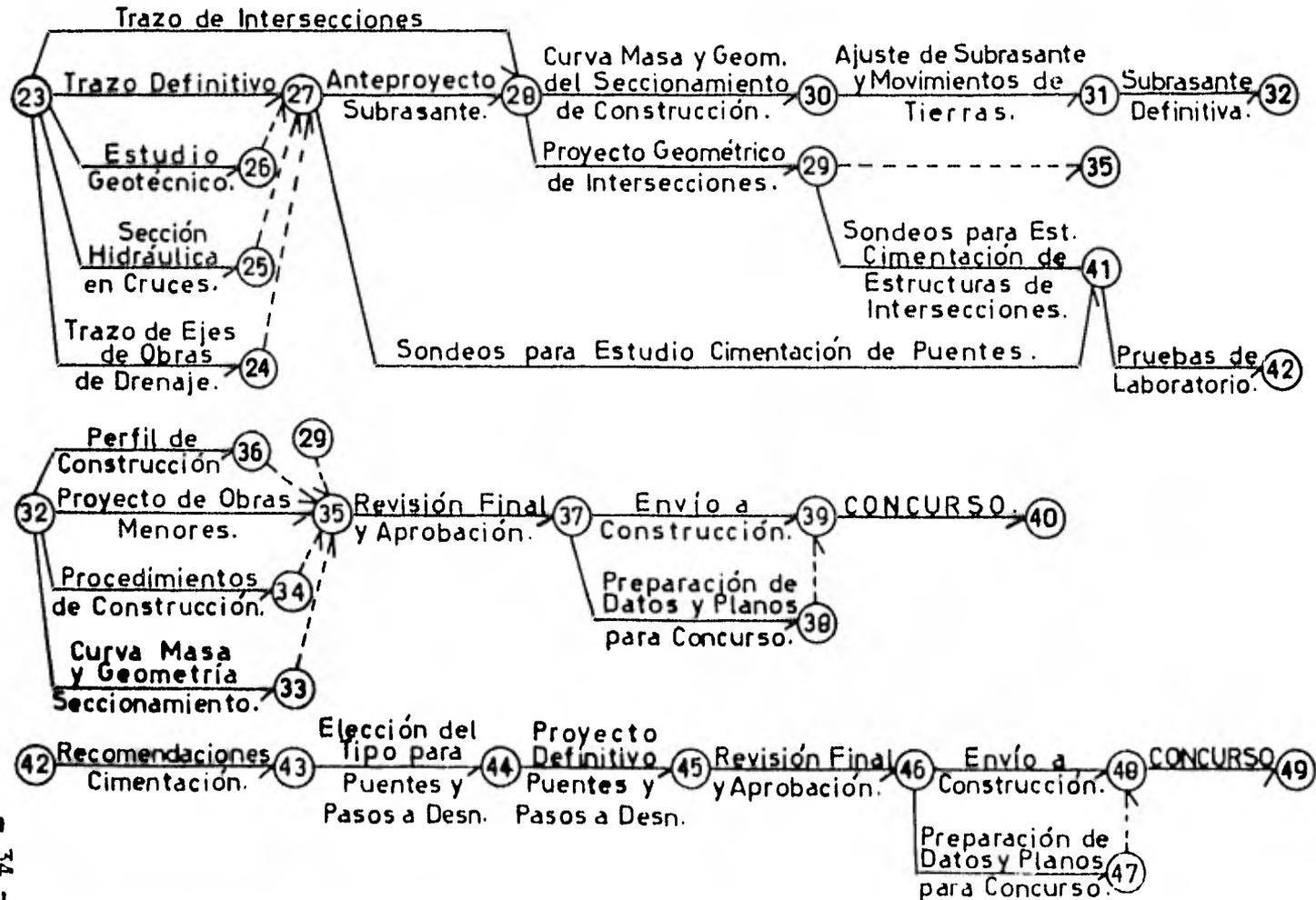
Dependiendo de la densidad de la vegetación, la longitud del tramo y la configuración topográfica, los datos del terreno para el proyecto fueron obtenidos directamente en el campo así como por fotogrametría.

El desarrollo de Proyecto Definitivo comprende, la realización de las siguientes operaciones:

- a).- Sobre la línea del anteproyecto elegido se realiza un estudio geotécnico detallado en el campo, a base de sondeos directos y estudios geofísicos en los cortes de más de 7 mts., con objeto de determinar los coeficientes de variación volumétrica de los materiales, la clasificación de los estratos con fines de pago y la inclinación que se debe dar a los taludes de los cortes.
- b).- Simultáneamente, las brigadas topohidráulicas y de exploración efectúan los levantamientos y estudios topohidráulicos necesarios en los cruces escogidos, obteniendo muestras del terreno para determinar sus características en cuanto a capacidad de carga y resistencia a la acción de otros factores a los que estará sometido el terreno.
- c).- Mediante el programa correspondiente, la computadora electrónica, con los datos registrados en tarjetas perforadas, calcula y entrega los datos del alineamiento horizontal, matemáticamente analíticamente los datos elementales que componen dicho alineamiento.
- d).- Con las diapositivas de las fotografías 1:5,000 debidamente orientadas en los Autógrafos y utilizando como eje el alineamiento horizontal matemático, se levantan las secciones - -

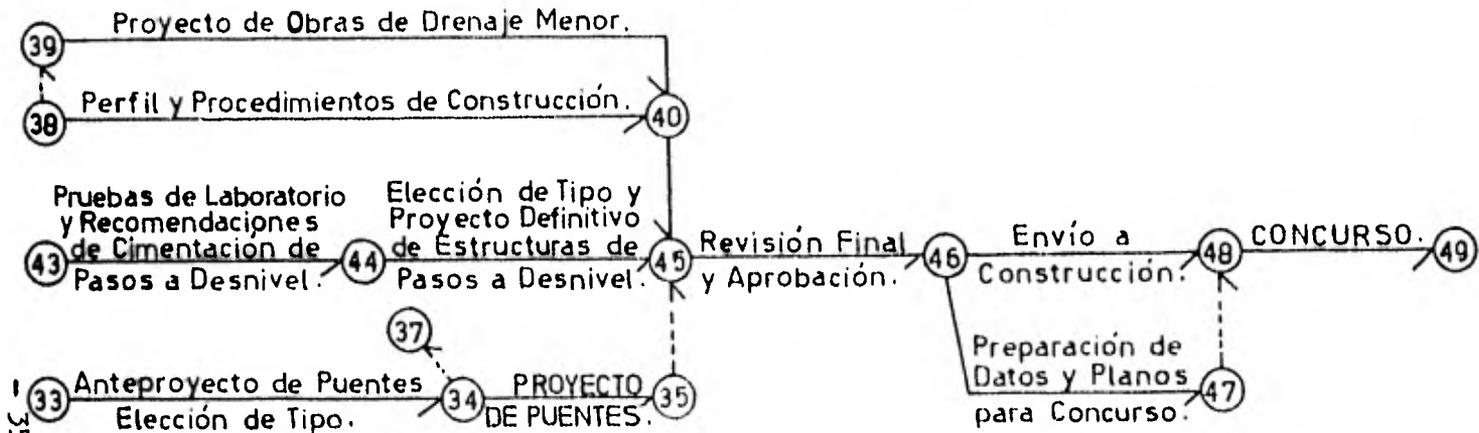
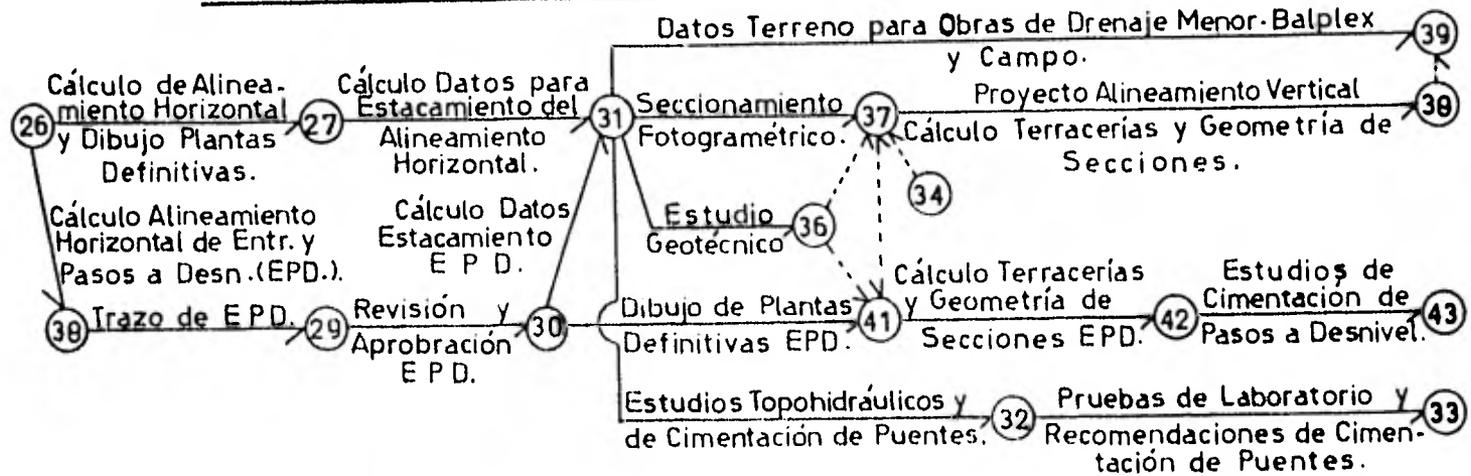
RED DEL PROYECTO DE CARRETERAS : METODO CONVENCIONAL .

C) 3a. ETAPA : PROYECTO.



RED DEL PROYECTO DE CARRETERAS: METODO FOTOGRAMETRICO-ELECTRONICO.

C) 3a. ETAPA : PROYECTO DEFINITIVO.



transversales con el auxilio del perfiloscopio, que es un aditamento que se coloca en el coordinatógrafo del Autógrafo para que materialmente el operador pueda seguir las líneas de las secciones transversales, marcadas en una planta del trazo. Además de los perfiles de las secciones transversales cada 20 metros, y los puntos singulares, se levantan también los perfiles de todos los arroyos y talwegs que cruza la línea, para utilizarse posteriormente en el proyecto de las alcantarillas. Los datos de las secciones transversales se obtienen a base de tres coordenadas de cada punto de la sección, que se registran automáticamente en una máquina de escribir y en una perforadora de tarjetas. Con éstos datos, mediante un programa especial, se obtiene el perfil longitudinal del terreno sobre el eje del camino.

- e).- Sobre el perfil obtenido, se diseña un anteproyecto de subrasante con todos los datos del alineamiento vertical.
- f).- Con base en los datos de los alineamientos horizontal y vertical, las secciones transversales del terreno, las secciones tipo para terraplén y corte y los coeficientes de variación volumétrica de los materiales que constituyen los estratos del terreno, la computadora electrónica, mediante un programa preparado para el caso, calcula áreas, volúmenes, ordenadas de curva masa de las terracerías resultantes de éste proyecto. Si a la vista de los resultados se observa que pueden hacerse economías mediante pequeños ajustes en el alineamiento vertical y aún en lo horizontal, se procede a hacer éstos ajustes repitiendo el proceso de cálculo en la computadora electrónica.
- g).- Una vez que se tiene el alineamiento horizontal definitivo, la computadora electrónica con un programa expreso, proporciona los listados de las coordenadas polares y rectangulares con respecto a la poligonal de referencia del ξ del trazo del camino, en las estaciones a cada 20 metros y en los puntos singulares del trazo.
- h).- De acuerdo con el proyecto del alineamiento vertical y horizontal ya debidamente ajustado y con un programa espacial, la

computadora electrónica calcula y proporciona un listado de las coordenadas de los puntos principales de las secciones de construcción, como son las del ξ , los hombros del camino y los cerros.

- i).- El proyecto hidráulico y geométrico de las alcantarillas y los puentes se ha mejorado bastante con el método actual, debido a que las fotografías aéreas proporcionan todas las características de la cuenca de drenaje en forma fidedigna y permiten estimar el gasto y el área hidráulica necesaria con base en una información más precisa. Al mismo tiempo se ha estado superando las insuficiencias derivadas del uso de fórmulas empíricas para el cálculo de éstos elementos, utilizando fórmulas más racionales.

Finalmente, el proyecto definitivo del tramo en estudio, es presentado mediante una serie de datos y planos en los cuales estará basada su construcción. Estos datos y planos pasan a una revisión final y posteriormente a ésta revisión son autorizados por la Superioridad para su ejecución, la cual es a través de la Dirección General de Carreteras Federales de la S.A.H.O.P.

El proyecto del tramo en estudio, para su construcción, consta de los siguientes datos y planos:

- a).- Planta Topográfica, en tramos de 5 Km de longitud.
- b).- Perfil de procedimientos de construcción, en tramos de 5 Km.
- c).- Carpeta con la Geometría del seccionamiento de construcción.

La geometría del seccionamiento de construcción se presenta en forma de listado de datos, que se calculan por medio de computadoras electrónicas y que sustituyen al plano correspondiente de las secciones de construcción dibujadas que se presentaban anteriormente.

Los datos que aparecen en ésta carpeta, son los siguientes:

- 1.- Estación (Kilometraje de referencia).
- 2.- Elevación del terreno.
- 3.- Elevación de subrasante.
- 4.- Diferencia de elevación entre el terreno y la subrasante en el eje (H) y que representa el espesor del terraplén -

(+) o del corte (-) en el mismo eje.

5.- El espesor uniforme de desplante o material no aprovechable.

6.- Índice de sección tipo.

7.- Las dimensiones geométricas de las secciones de construcción que se definen mediante las coordenadas: X-distancia al eje, Y-desnivel a subrasante, de los puntos base de cada sección.

d).- Listado de datos que contienen el cálculo de la Curva Masa.

e).- Listado de datos pertenecientes a la Poligonal de Referencia.

II.6.- Proyecto del Pavimento.

Con objeto de seleccionar los bancos de materiales que se proponen para formar la estructura del pavimento por diseñar, se realizaron estudios de suelos de cada uno de ellos, consistentes en muestreo de los materiales que forman los bancos, mediante sondeos a cielo abierto para efectuarles a cada una de las muestras obtenidas, las pruebas de calidad que se requieran.

Los resultados de laboratorio, obtenidos en los ensayos efectuados en las muestras de los materiales que forman los bancos, - así como de las mezclas de suelos que se proponen para ser empleados en la construcción del pavimento de éste tramo de carretera, - nos indican los bancos seleccionados para emplearse, ya que son los que presentan las mejores características físicas, de acuerdo con las Especificaciones Generales de Construcción vigentes de la S.A.H.O.P.

De acuerdo con los estudios geológicos de la región, efectuados primero por fotointerpretación, se eligieron las zonas probables de extracción de materiales, las cuales en base a los estudios geotécnicos, los volúmenes que se requieren, las menores distancias de acarreo y las condiciones más económicas de explotación resultaron ser las siguientes:

Banco No. 1 : " EL BALSAMO I "

Banco No. 2 : " EL BALSAMO II ".

II.6.a.- Datos para el Proyecto del Pavimento.

El proyecto geométrico marca una sección Tipo " C ", para éste tramo de carretera, la cual indica un ancho de corona y carpeta de 7.00 metros.

De acuerdo con las estimaciones del volumen y características de tránsito definidas por la Dirección General de Programación de la S.A.H.O.P., en el proyecto se consideró un volumen promedio de vehículos diario anual en dos direcciones de 600 unidades para el primer año de operación, 700 para el tercero, 800 para el quinto, - 1300 para el décimo y 2100 vehículos para el décimo quinto.

La composición del tránsito se estima en:

Vehículos	A	B	C
%	50	10	40

Siendo:

A : automóviles (Ap)

B : autobuses (B)

C : camiones (T2 - S1).

El valor relativo de soporte (VRS) predominante a 95% del peso volumétrico seco máximo (PVSM) de los materiales que formarán la subrasante, se ha considerado de 20% de acuerdo con los ensayos que se reportan, y tomando en cuenta el tránsito que circulará por ésta carretera y a las condiciones pluviométricas de la región, se proyecta un pavimento del tipo flexible, con una carpeta-asfáltica de riegos.

II.6.b.- Diseño del Pavimento.

El proyecto del pavimento diseñado por el Método SOP, considerando los valores de tránsito y el valor relativo de soporte, arriba anotados, así como la curva de diseño IV de las gráficas del Método SOP, se dedujo un espesor de sub-base más base de 16 cm.

Se revisó el proyecto de pavimentación por el Método de Ejes-Equivalentes de 8.2 ton : tomando en cuenta el valor del volumen del tránsito indicado, se obtiene un tránsito acumulado de - - - - 2'251,000 ejes sencillos equivalentes de 8.2 toneladas, en un solo

sentido y de acuerdo con el valor relativo de soporte señalado, se obtiene un índice de espesor de 22 cm.

Se revisó el proyecto de pavimentación por el Método del Instituto de Asfaltos : de acuerdo con el volumen de tránsito y el valor relativo de soporte, arriba indicados, con una carga límite - permisible por eje de 8,165 kg (18,000 libras) y con un peso promedio de los camiones de 13,608 kg (30,000 libras), se obtiene - por éste Método, un espesor de pavimento de concreto asfáltico de 13.5 cm equivalente a 27 cm de espesor de base hidráulica.

De acuerdo con la revisión efectuada, se considera suficiente el espesor del pavimento obtenido por el Método de Ejes Equivalentes, por lo cual la estructura del pavimento de éste tramo de carretera en estudio, será el siguiente:

- a).- Una carpeta de 2 riegos
- b).- Una capa de base hidráulica de 12 cm de espesor
- c).- Una capa de sub-base de 12 cm de espesor porque si se proyecta de 10 cm, que es lo que se requiere por las tolerancias de construcción, pueden quedar espesores de 6- y 8 cm, con lo que se correría el riesgo de que se encarpetara la capa.

Terminada la construcción de la capa subrasante, se deberá afinar el espesor del pavimento, ya que se ha considerado en el proyecto un valor relativo de soporte a 95% de compactación del material que forma ésta capa, de 20%, pudiendo variar éste de acuerdo con las condiciones reales que existen al terminar ésta etapa de la construcción.

Si el valor relativo de soporte de la capa subrasante, es diferente al considerado en el diseño, se debe modificar el espesor del pavimento, de acuerdo con la variación que a continuación se indica :

VRS	Espesores en cm.		
	Sub-base	Base	Total
8	17	17	34
10	15	16	31
15	12	14	26
20	12	12	24
25 ó más	-	20	20

La estructura del pavimento se apoyará sobre una capa subrasante de 30 cm de espesor.

II.7.- Recomendaciones y Normas de Construcción.

a) TERRACERIAS :

La topografía que se tiene dará lugar a que existan abundantes zonas de corte a lo largo del tramo, estimándose que no se tendrán problemas graves de estabilidad, dado que la mayoría de éstos cortes serán sobre roca. Se tendrán sitios en que la pendiente -- transversal del terreno es muy fuerte, superior al 25% y dado, que se tienen proyectadas secciones en balcón, es aconsejable que la construcción de las terracerías en éstas zonas se haga siguiendo el procedimiento de construcción que indica escalones de liga. Incluso se piensa que en algunos sitios será necesaria la construcción de muros de contención, para evitar secciones en terraplén con volúmenes muy grandes.

En aquellos casos que se tengan terraplenes formados con material bandeable, deberá cuidarse de que efectivamente se coloquen -- mediante bandeo y no a volteo como puede suceder, y que la parte -- del terraplén que se forme con suelo, sea debidamente compactada -- al porcentaje de compactación especificado en el proyecto, dentro de las tolerancias establecidas por la S.A.H.O.P.

La capa subrasante deberá construirse con material de préstamo exclusivamente, con el objeto de uniformizar las características de dicha capa y en consecuencia minimizar las variaciones en -- el espesor del pavimento.

b) DRENAJE MENOR :

Con la finalidad de proteger de la socavación, el cimiento de las obras menores, se recomienda la construcción de dentellones -- tanto a la entrada como a la salida de la obra y un zampeado entre ambos cabezotes, en todos aquellos sitios en que se tengan suelos -- erosionables en el área de desplante de la obra. Se estima que no se tendrán problemas derivados por baja capacidad de carga en la -- cimentación de éstas obras, ya que los afloramientos de roca se ma

nifiestan en gran número de casos y se tienen pocos cauces con sue los blandos de espesor importante.

c) OBRAS COMPLEMENTARIAS DE DRENAJE :

Las cunetas deberán construirse en un porcentaje muy importante de la longitud del tramo; sin embargo sólo se recomienda su impermeabilización en aquellos sitios en que se tengan suelos o ro--cas muy fracturadas y en que la pendiente longitudinal sea fuerte.

Para captar y conducir el agua que escurre aguas arriba de la cuneta y evitar que llegue al talud del corte y lo erosione, se recomienda la construcción de contracunetas, debiendo impermeabili--zarlas con la finalidad de evitar infiltraciones de agua, hacia el talud del corte y/o del pavimento.

En terraplenes formados con material fácil de erosionar, es -conveniente la colocación de bordillos que encaucen el agua hacia lavaderos colocados sobre el talud del terraplén y de aquí hacia -una alcantarilla. No se ha recomendado la construcción de bordi---llos en la parte exterior de las curvas que quedan en terraplén, -por considerar en éste caso la sobreelevación que se dá, propicia-que el agua escurra hacia la parte interior de la curva. En el ca-so de terraplenes largos se ha proyectado la construcción de lava-deros espaciados a no más de 80 m., centro a centro de lavadero, y en terraplenes de corta longitud, en sitios estratégicos como pue-deden ser : al final de cunetas, en la parte más baja de las curvas-verticales en columpio, etc.

Es conveniente hacer notar la neoesidad de construir de la manera más adecuada, tanto los bordillos como lavaderos, pues las -grietas transversales que aparecen en éstas obras complementarias, son causa de su falla a corto o a largo plazo según sea la ampli--tud de dichas grietas ya que el agua tenderá a fluír por ellas provocando socavación bajo el lavadero y posteriormente una fractura-que deja seccionado el canal para escurrimientos que proporciona -el lavadero. En el caso del bordillo una fractura importante hará-que el agua fluya hacia el talud del terraplén y lo erosione.

Otro medio de evitar la erosión del talud del terraplén es forestando dicho talud con especies vegetales adecuadas al clima de-

la región.

Para los sitios en que se indique, es necesario que la impermeabilización de las obras de drenaje se haga efectiva, ya que de esto dependerá, en gran parte, el buen funcionamiento de las terracerías y el pavimento.

d) PAVIMENTACION :

Se construirá una capa de sub-base y una base hidráulica de 12 y 12 cm de espesor, respectivamente, utilizando material de los bancos propuestos. Debiéndose de compactar al 100% de su Peso Volu métrico Seco Máximo (PVS M) del material que forme cada una de las capas.

Sobre la base hidráulica terminada, superficialmente seca y barrida, se aplicará un Riego de Impregnación con producto asfáltico FM-1 a razón de 1.5 lt/m² aproximadamente, en todo el ancho de la corona y en los taludes del material que forma el pavimento.

Sobre la base hidráulica impregnada se construirá una Carpeta Asfáltica de dos Riegos, elaborada con materiales pétreos 2 y 3-B, procedentes de los bancos propuestos para éste fin, y producto asfáltico FR-3, con una dosificación aproximada de :

PARA EL PRIMER RIEGO	DOSIFICACION
Material Pétreo No. 2	8 a 12 lt/m ²
Producto Asfáltico FR-3	1.1 a 1.5 lt/m ²
PARA EL SEGUNDO RIEGO	
Material Pétreo No. 3-B	6 a 8 lt/m ²
Producto Asfáltico FR-3	1.1 a 1.5 lt/m ² .

Con el objeto de mejorar la adherencia de los materiales pétreos con los productos asfálticos, se deberá prever el empleo de aditivos, cuyo tipo y dosificación serán proporcionados por el laboratorio de control, cuando el agregado pétreo haya sido debidamente tratado en la obra.

II.8.- Concurso de la Obra.

Para proceder a la ejecución del proyecto, la S.A.H.O.P., publica una convocatoria para la construcción de la Obra por ejecu--

tar, en la cual se anotan sus características más importantes. A esta convocatoria concurren Empresas de la Iniciativa Privada interesadas en el proyecto.

Una vez reunidas las Empresas Concurstantes, se procede a mostrarles, por única vez, el proyecto. En este recorrido se dan a conocer las características generales del proyecto, entre otras : tipo de camino, longitud del tramo, localización del trazo donde se aloja la línea, ubicación de los bancos para terracerías y pavimentación, su volumen aprovechable, los coeficientes de variación-volumétrica, y su clasificación con fines de presupuesto, cantidades de obra por ejecutar, etc.

Con éstos datos los concursantes elaboran sus presupuestos correspondientes, los cuales son presentados ante la S.A.H.O.P., para su estudio.

Posteriormente, la S.A.H.O.P., dá a conocer en forma oficial, el fallo del concurso a favor de determinada empresa, en base al monto total del presupuesto presentado, disponibilidad y capacidad de su equipo, tiempo en que se ejecutará la obra, capital disponible que respalden créditos, reputación de la empresa y a las Especificaciones Generales de Construcción vigentes.

A grandes rasgos, ésta es la política que sigue la S.A.H.O.P. en la elaboración de sus concursos para la ejecución de algún proyecto de carreteras.

CAPITULO III : PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

III.1.- Generalidades.

En la construcción de cualquier obra civil, existe un proceso constructivo que involucra una serie de actividades, correlacionadas entre sí, que deberán ejecutarse de acuerdo con un programa de trabajo elaborado para determinada obra, en base a las características y requerimientos de su proyecto.

En el caso particular de la construcción de un camino, su -- proceso constructivo respectivo está integrado por las siguientes-etapas o fases:

- a).- Desmante.
- b).- Terracerías.
- c).- Obras de Drenaje.
- d).- Puentes.
- e).- Pavimentación.
- f).- Señalamiento.
- g).- Obras o complementarias.

Si analizamos el proceso de cada una de estas etapas o fases, podemos subdividir a éstas en unidades de trabajo; así por ejemplo la etapa del Desmante queda integrada por las siguientes unidades-de trabajo:

- 1.- Tala
- 2.- Roza
- 3.- Desenraice
- 4.- Limpia y Quema.

Si se trata de las Terracerías, sus unidades de trabajo se--- rían las siguientes:

- 1.- Cortes
- 2.- Formación de terraplenes
- 3.- Préstamos
- 4.- Desmante en bancos de materiales
- 5.- Despalle de bancos
- 6.- Extracción de materiales

- 7.- Carga de materiales
- 8.- Acarreos de materiales
- 9.- Compactación de terraplenes
- 10.- Afine de taludes.

Para la ejecución de cada una de estas unidades de trabajo, es necesario contar con Personal y Equipo que reúnan los requisitos fundamentales para el desarrollo óptimo de tal o cual unidad de trabajo.

Para obtener los máximos rendimientos, debemos ser muy cuidadosos en la selección de nuestro equipo idóneo.

El Proyecto nos ha proporcionado una serie de datos y planos correspondientes al tramo de carretera en estudio, en los cuales estará basada su construcción, y que constituyen los elementos necesarios para iniciar su construcción.

Como anotamos anteriormente, para su construcción la Carretera Temascaltepec-Zihuatanejo fue dividida en varios tramos, sin embargo para su estudio se tomó completo el tramo entre Ciudad Altamirano y el Puerto de Zihuatanejo, formando parte de éste, el tramo El Cedral-Río de las Cuevas. Así pues, el desarrollo del presente capítulo y subsecuentes, estarán referidos a este tramo en particular.

En la FIG.III-1 se muestra el Croquis de Localización del Camino Zihuatanejo-Ciudad Altamirano (Origen Zihuatanejo), donde se puede apreciar el tramo El Cedral - Río de las Cuevas, tema del presente trabajo (Foto III-1)

Desde el momento en que se llevó a cabo la localización final del eje del camino, hubo un periodo considerable de tiempo antes de que se inicie la construcción, durante el cual fue revisado el trazo, puntos de control del eje fueron referidos cuidadosamente de modo de poderlos restablecer rápidamente, asimismo se fijaron referencias permanente de puntos de control original por si éstos son cubiertos o borrados durante la construcción.

III.2.- Desmante.

El desmante es la primera tarea del proceso constructivo de -

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL
 TRAMO: EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS
 CROQUIS DE LOCALIZACION
 CAMINO: ZIHUATANEJO - CD. ALTAMIRANO
 José de Jesús Juventino Martínez Sánchez

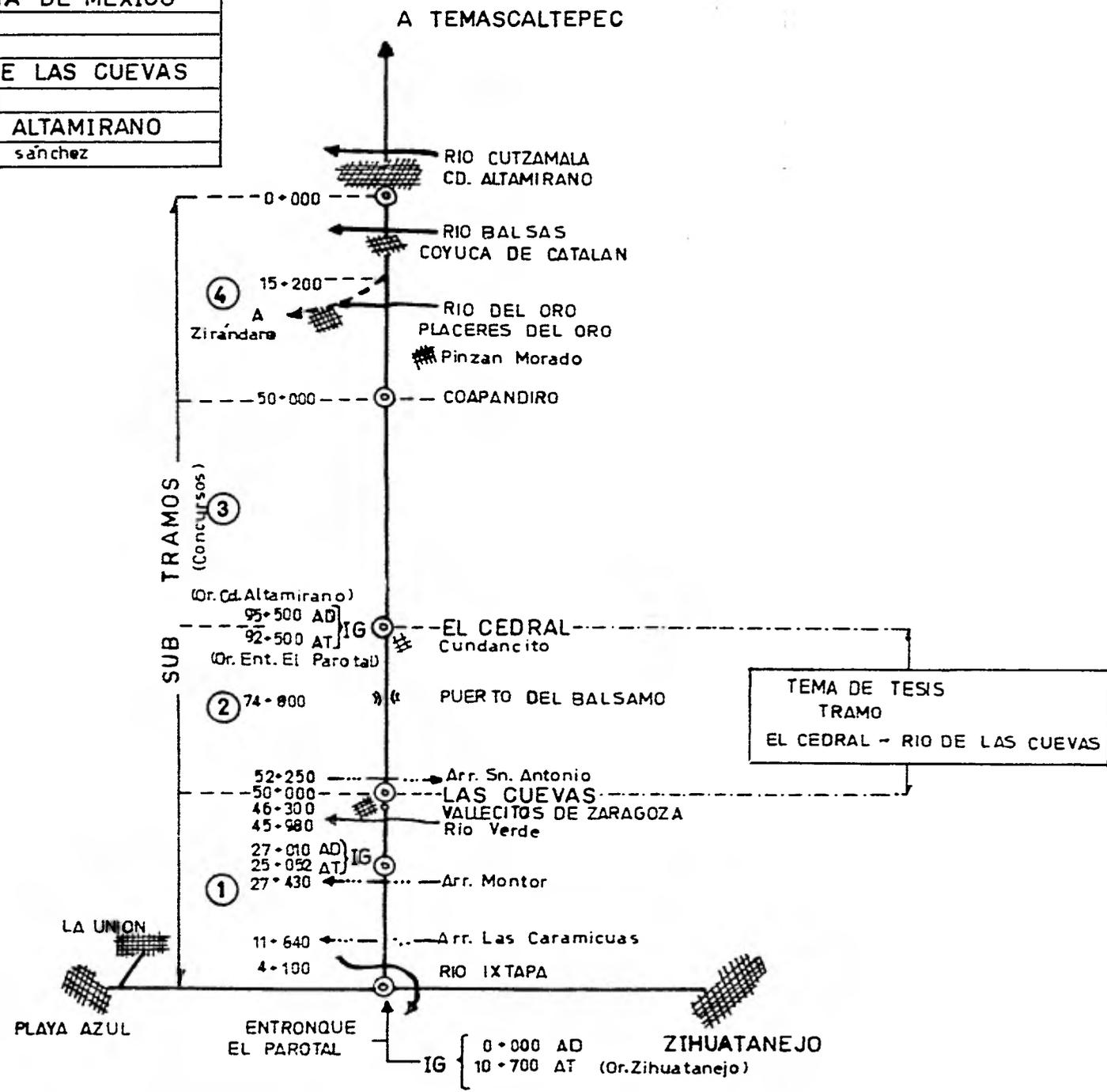


FIG. III-1.-CROQUIS DE LOCALIZACION.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

TRAMO: EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS

CROQUIS DE LOCALIZACION

CAMINO: ZIHUATANEJO - CD. ALTAMIRANO

José de Jesús Juventino Martínez Sánchez

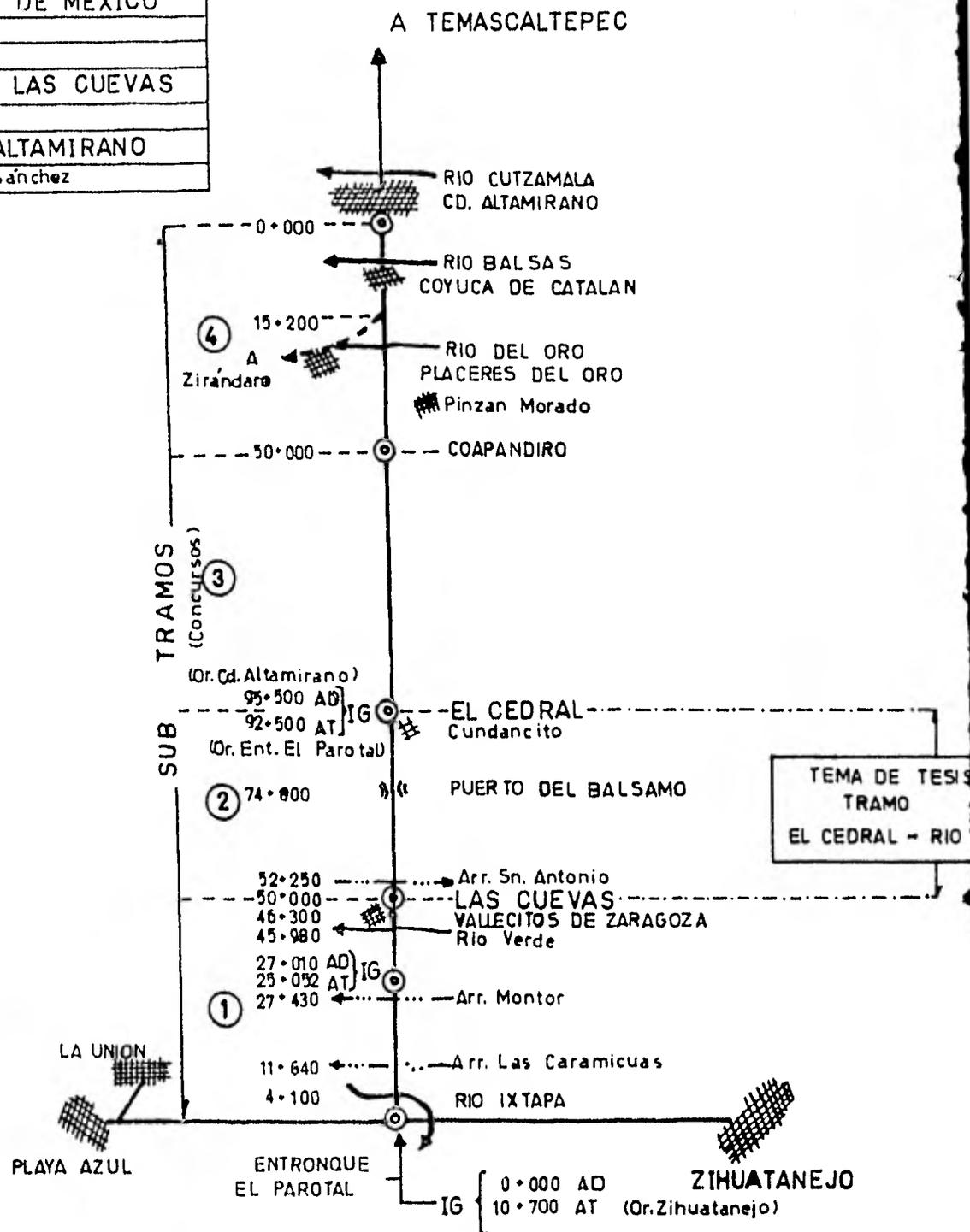


FIG. III-1.-CROQUIS DE LOCALIZACION.

ONOMA DE MEXICO

NIERIA

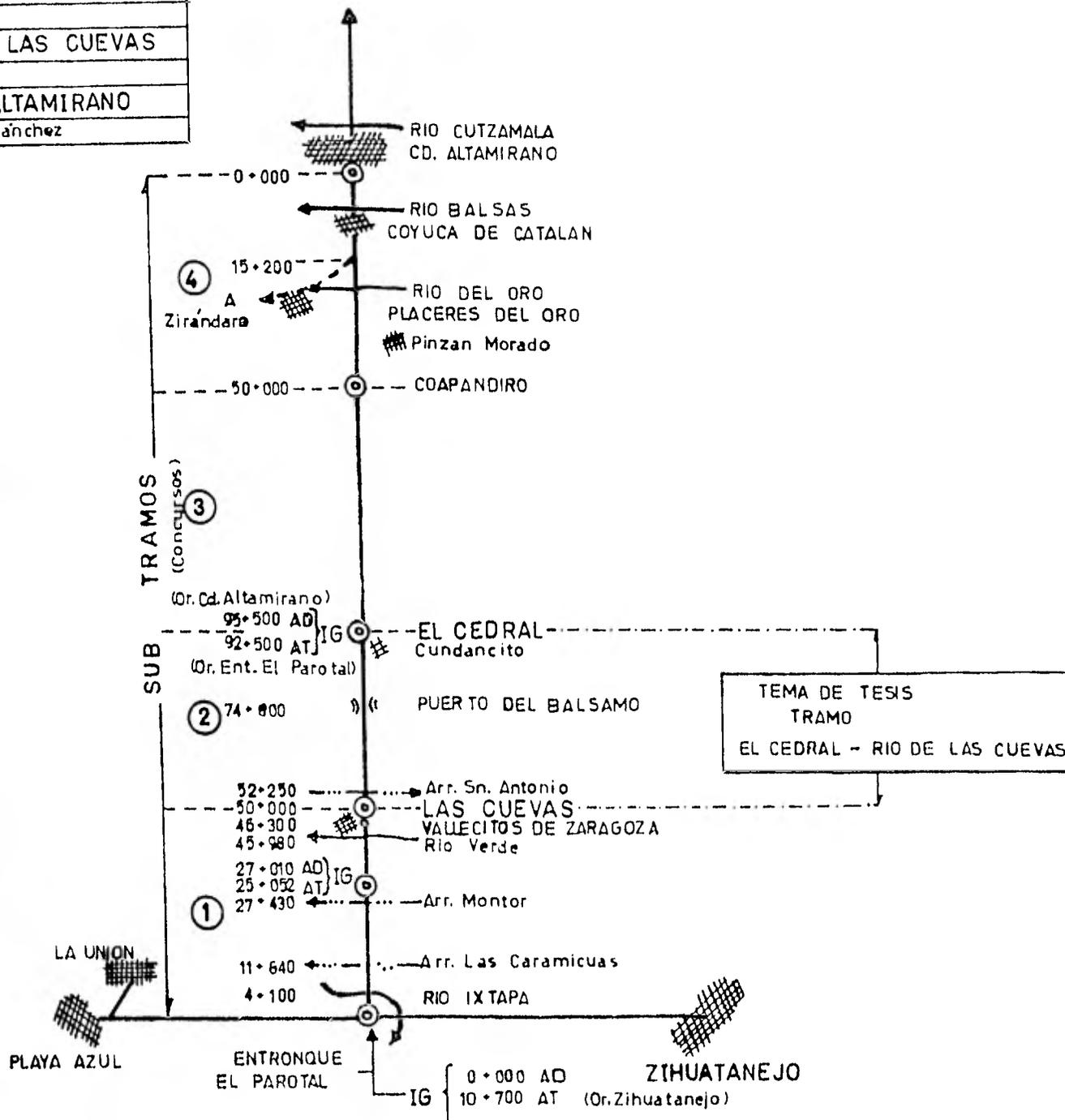
IO DE LAS CUEVAS

ACION

- CD. ALTAMIRANO

artínez sánchez

A TEMASCALTEPEC



QUIS DE LOCALIZACION.

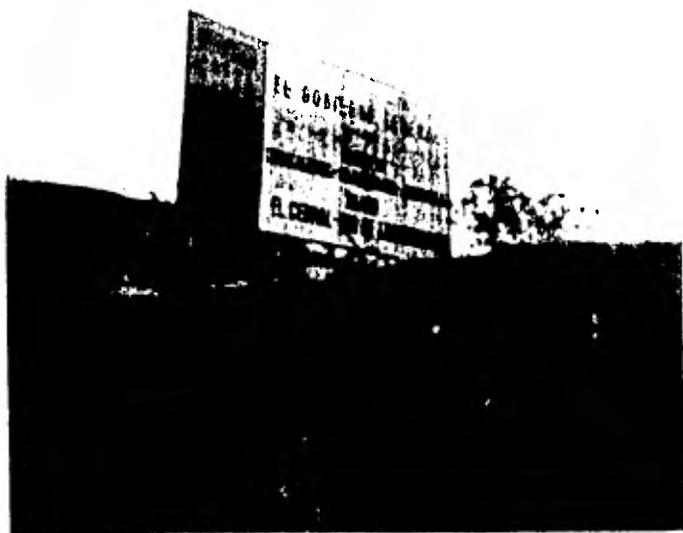


FOTO III-1 . INICIACION DE OBRA .

un camino, el cual consiste en el despeje de la vegetación existente en el derecho de vía y en las áreas destinadas a bancos, con objeto de evitar la presencia de materia vegetal en la obra, impedir daños a la misma y permitir buena visibilidad. (Foto III-2)

Entiéndase por derecho de vía, la franja de 20.0 metros medidos a ambos lados del eje del camino. Lo anterior es una facultad que concede a la S.A.H.O.P., el Art. 2o de la Ley de Vías Generales de Comunicación. Dentro del derecho de vía no se podrá ejecutar ninguna obra o sembradura, ni instalar puestos fijos o semi-fijos. Se responsabiliza de no utilizar la superficie del derecho de vía para el pastoreo y permanencia de ganado.

El desmonte comprende la ejecución de las siguientes unidades de trabajo:

- a).- Tala : que consiste en cortar los árboles y arbustos.
- b).- Roza : la cual consiste en quitar la maleza, hierba, zate o residuos de siembra.
- c).- Desentraice : Consistente en sacar los troncos o tocones con raíces o cortando éstas.
- d).- Limpia y Quema : que se refiere a retirar el producto del desmonte, estibarlo y quemar lo no utilizable.

Cualquier capa de humus o de otro material que no sea apropiado para el uso de terraplenes, así como materiales no deseables del subsuelo, deben ser eliminados de la superficie removiendo el terreno.

Las operaciones de desmonte podrán hacerse a mano o con máquina, dependiendo del tipo de vegetación. Cuando se hagan a mano, con el auxilio de hachas o motosierras, el corte de los árboles deberá quedar a una altura máxima sobre el suelo de 75 cms., y de los arbustos a 40 cms. Cuando se haga a máquina, el Tractor Bulldozer montado sobre orugas, es el equipo idóneo.

Las operaciones que conjuntan el desmonte se ejecutarán en todo el ancho del derecho de vía, asegurándose que toda la materia vegetal quede fuera de las zonas destinadas a la construcción.

El desmonte deberá estar terminado cuando menos un kilómetro adelante del frente de ataque de las terracerías.

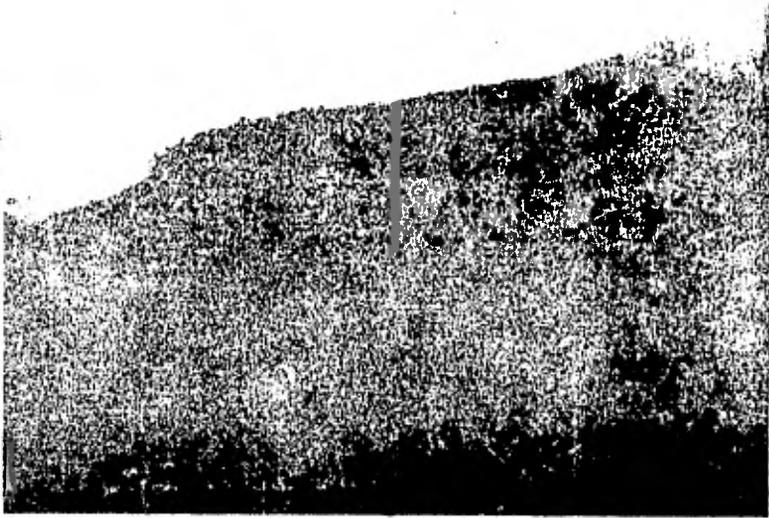


FOTO III-2 . ETAPA DE DESMONTE .

III.3.- Terracerías.

Antes de iniciar la construcción de las terracerías se colocan una serie de estacas que sirven de guía para construir la sección recta pedida (En la FIG.III-2 se muestran las Secciones Estructurales Tipo para este tramo).

Estas estacas se colocan a cada lado de la línea del centro, en los puntos en que el talud lateral del corte o del terraplén interseque la superficie del terreno natural. Sobre ellas se marca el corte o terraplén que hay que hacer en relación con la cota de la subrasante en la línea del centro, así como la distancia horizontal a partir del eje del camino.

III.3.a.- Cortes.

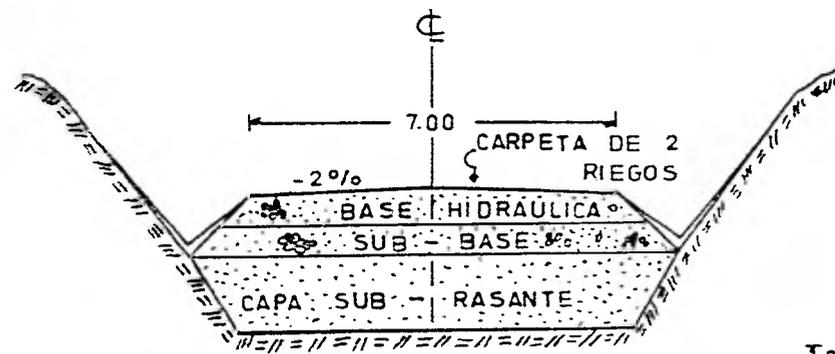
Son excavaciones ejecutadas a cielo abierto en el terreno natural, en ampliación o abatimiento de taludes, en escalones y en despalme de cortes o para el desplante de terraplenes, con el objeto de formar la subrasante, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.

Los materiales producto de cortes, se clasifican en tres tipos, tomando en cuenta el grado de dificultad que presentan para su extracción y carga:

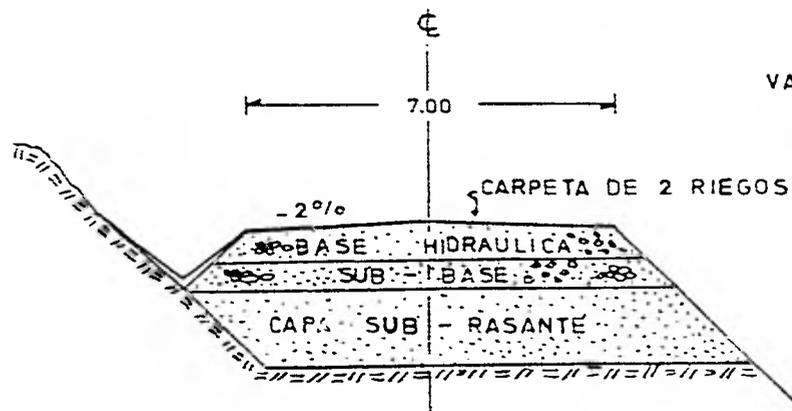
- 1.- Material A.
- 2.- Material B.
- 3.- Material C.

1.- Material A.- Es el material blando o suelto, que puede ser eficientemente excavado con escrepa remolcada con tractor de orugas de 90-110 HP en la barra, sin auxilio de arados o tractores empujadores, aunque ambos se utilicen para obtener mayores rendimientos. Se consideran como Material A, los suelos poco o nada cementados cuyas partículas son menores de 3" y son ejemplo de ellos los suelos agrícolas, los limos y las arenas.

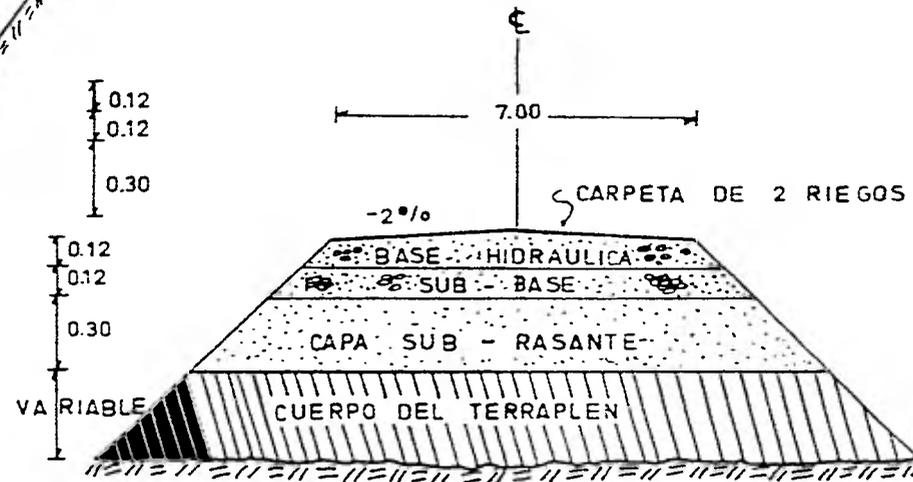
2.- Material B.- Es el material que por la dificultad de extracción y carga, sólo puede ser excavado eficientemente con tractor de orugas con cuchilla de inclinación variable, de 140-160 HP,



SECCION ESTRUCTURAL TIPICA EN CAJON



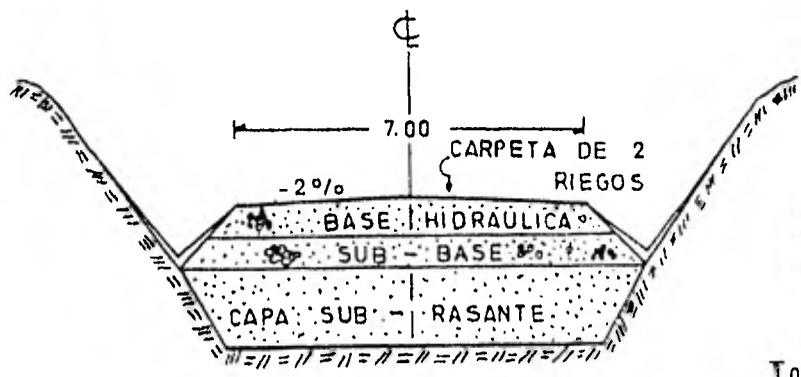
SECCION ESTRUCTURAL TIPICA EN BALCON



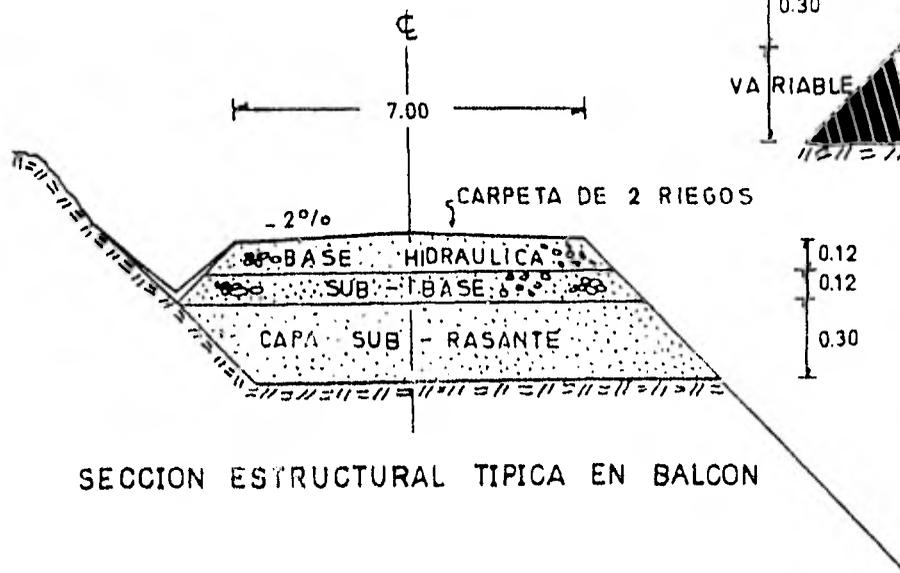
SECCION ESTRUCTURAL TIPICA EN TERRAPLEN

FIG. III-2.-SECCIONES ESTRUCTURALES TIPO.

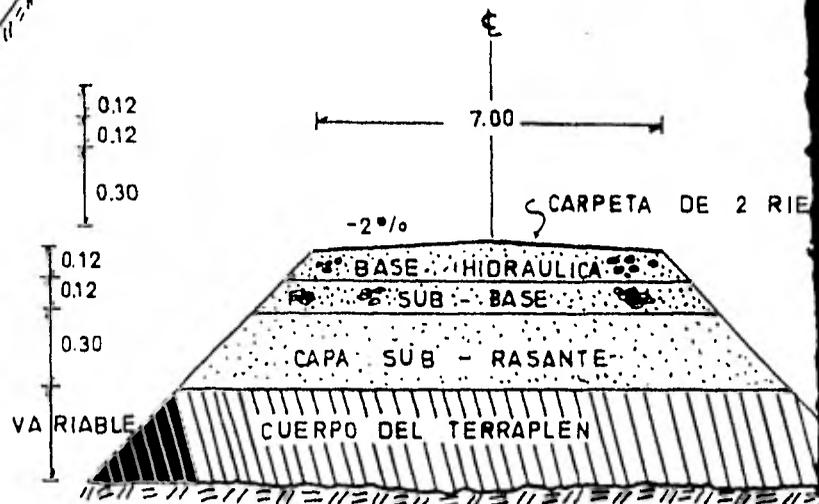
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
TRAMO: EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS
SECCIONES ESTRUCTURALES DE CONSTRUCCION
josé de jesús juventino martínez sánchez



SECCION ESTRUCTURAL TIPICA EN CAJON



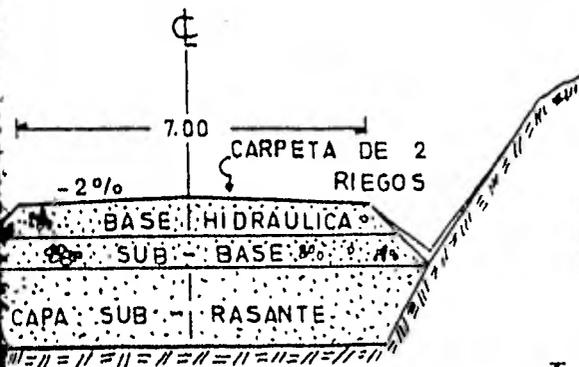
SECCION ESTRUCTURAL TIPICA EN BALCON



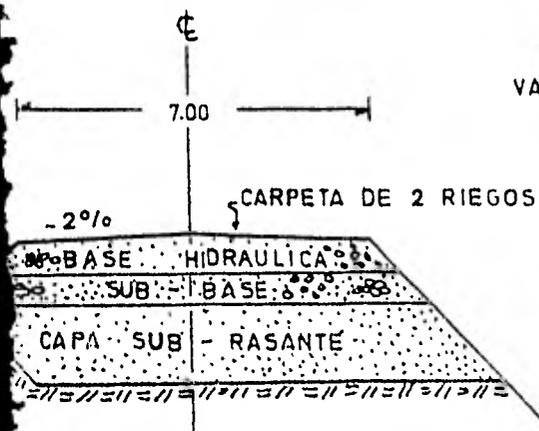
SECCION ESTRUCTURAL TIPICA EN TERRAZO

FIG. III-2.-SECCIONES ESTRUCTURALES TIPO.

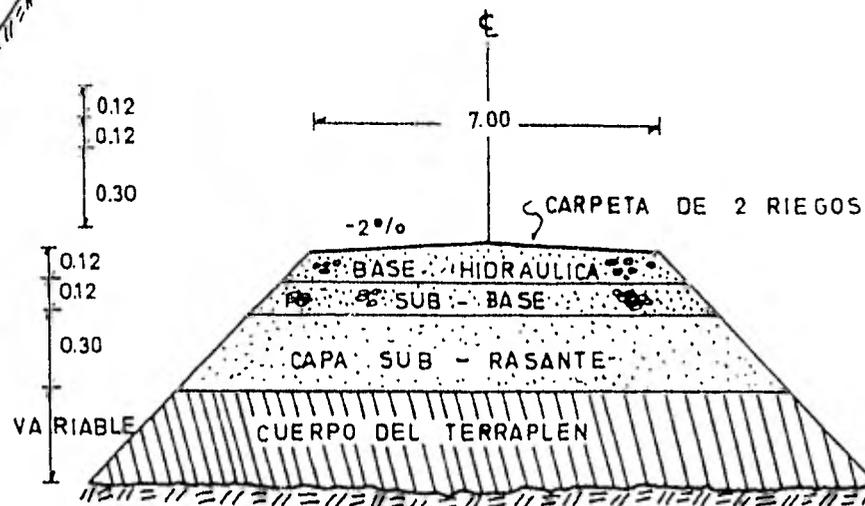
UNIVERSIDAD NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PRESENTADA POR
TRAMO: EL CEDRAL
SECCIONES ESTRUCTURALES TYPICAS
CONSTRUCION
Jose de Jesus Juventino



SECCION ESTRUCTURAL TIPICA EN CAJON



SECCION ESTRUCTURAL TIPICA EN BALCON



SECCION ESTRUCTURAL TIPICA EN TERRAPLEN

1-2.-SECCIONES ESTRUCTURALES TIPO.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
TRAMO: EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS
SECCIONES ESTRUCTURALES DE CONSTRUCCION
Jose de Jesus Juventino Martinez Sanchez

en la barra o con pala mecánica de capacidad mínima de un metro cúbico, sin el uso de explosivos, aunque por conveniencia se utilicen éstos para aumentar el rendimiento; o bien, que pueda ser alojado con arado de 6 toneladas remolcado por tractor de orugas de 140-160 HP en la barra. Además, se consideran como Material B, las piedras sueltas menores de 75 cms., menores de medio metro cúbico y mayores de 3". Los materiales más comunmente clasificables como Material B, son las rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y tepetates.

3.- Material C.- Un material clasificado como tipo C, es el que por su dificultad de extracción, sólo puede ser excavado mediante el empleo de explosivos; además, también se consideran como de este tipo, las piedras sueltas con una dimensión mayor de 75 cm y mayores de medio metro cúbico. Entre los materiales clasificables como Material C, se encuentran las rocas basálticas, las areniscas y conglomerados fuertemente cementados, calizas, riolitas, granitos y andesitas sanas.

Considerando lo heterogéneo de la corteza terrestre y el grado de dificultad que haya presentado un material para su extracción y carga, en la clasificación de los cortes, se tomarán en cuenta los tres tipos de materiales antes descritos, para determinar claramente de cuál se trate. Dicha clasificación se lleva a cabo, asignando porcentajes parciales a cada material según su participación en el volumen total; invariablemente la suma de éstos tres porcentajes deberá ser 100%.

III.3.a.1.- Ejecución.

Para el caso en que el corte tenga una clasificación como Material A, el sitio donde se ejecutará el corte deberá ser despalmeado, desalojando la capa superficial del terreno natural, que por sus características no sea adecuada para la construcción de los terraplenes, y por lo tanto deberá ser desperdiciada.

El equipo ideal para efectuar éste tipo de trabajo, y bajo esas condiciones, es el Tractor Bulldozer montado sobre orugas,

del cual se obtienen altos rendimientos.

Las excavaciones en los cortes se ejecutarán siguiendo un sistema de ataque que facilite su drenaje. Se construirán cunetas procurando que su desagüe no provoque inestabilidad a los cortes ni a los terraplenes; las contracunetas deberán ejecutarse simultáneamente con los cortes.

El ejecutar las excavaciones, particularmente cuando se empleen explosivos, se evitará hasta donde sea posible aflojar el material en los taludes más allá de la superficie teórica fijada en el proyecto.

Si la cama del corte es Material C, para la formación de la subrasante se excavará hasta una profundidad media de 30 cms., bajo toda la sección de la cama, no debiendo quedar salientes de roca a menos de 15 cms., abajo de la subrasante de proyecto.

Cuando un camino atraviesa por terrenos montañosos, y como consecuencia de las limitaciones que tiene sobre pendiente y curvatura, es indispensable hacer cortes o tajos en las laderas de las montañas, el procedimiento más económico para mover grandes volúmenes de material es el de usar explosivos. En este tipo de voladuras prácticamente no se tiene limitación en el tamaño de los fragmentos producto de la voladura pues generalmente el material se desperdicia lateralmente mediante el uso de tractores empujadores. Ahora bien, si el material producto de la voladura se tiene que cargar y acarrear entonces hay que considerar, en el diseño de la voladura, el tamaño del equipo con que se cuenta para éstas maniobras.

En efecto, en la explotación de roca podemos encontrar los siguientes casos importantes:

- a).- Roca Graduada : en la que se piden requerimientos de tamaño para trituración y enrocamientos.
- b).- Roca sin Graduar (Cortes) : en la que no se piden requerimientos de tamaño.

Los procesos principales en la explotación de rocas son:

- 1.- EXTRACCION.
- 2.- CARGA.

3.- ACARREO.

Tratemos primeramente la EXTRACCION EN ROCA :

La Extracción, que puede ser con arado o explosivos, consiste en separar un fragmento de roca de un banco o corte, reducido al tamaño adecuado para el uso a que se destine. Se distinguen los siguientes casos :

- 1o.- Para Trituración : el tamaño limitado por la abertura de la quebradora primaria.
- 2o.- Para Enrocamientos : el tamaño limitado por proyecto, especificaciones y por el equipo de carga y acarreo.
- 3o.- Para Corte y Pedraplén : el tamaño limitado por el equipo de carga y acarreo, o por la capacidad de los tractores.

El tramo en estudio presentó una variada clasificación de cortes, debido a lo heterogéneo de la corteza terrestre, predominando en este caso, la clasificación de cortes en Material C; tomando en cuenta lo abrupto de la zona y la pendiente máxima permisible del camino, fue necesario desarrollar más el trazo, lo cual trajo como consecuencia que se tuvieran volúmenes muy fuertes por mover, del orden de $100,000 \text{ m}^3/\text{Km}$ de los cuales un alto porcentaje fue desperdiciado.

Al ejecutar un corte en determinada Estación (Kilometraje), - su volumen de material extraído puede ser Aprovechado o Desperdiciado según sea el caso. Tal como se indica en los movimientos de la Curva Masa, una parte del volumen o su totalidad debe, ser aprovechable para la formación de los terraplenes compensados, y por lo tanto, el resto del volumen extraído no aprovechable, será desperdiciado.

Es decir, un volumen debe ser desperdiciado por las siguientes razones :

- a).- Que no cumpla con las Especificaciones de Calidad e requieren en la obra, para formar los terraplenes compensados,
- b).- Cuando exista un exceso de volumen al formar dichos te-

rraplones,

- c).- Cuando en determinada Estación, la Curva Masa no indique la formación de terraplones compensados.

Puede darse el caso que el volumen extraído en determinada Estación, no sea suficiente para formar el terraplén compensado que indica la Curva Masa, por lo tanto habrá necesidad de traer el volumen faltante de alguna Estación cercana, es decir, hay necesidad de efectuar un "préstamo", distinguiéndose dos casos : préstamo de banco o préstamo lateral.

Para efectuar los cortes en roca es necesario el uso de Explosivos, Equipo de Perforación (Compresor, Pistolas Neumáticas de Piso o montadas sobre orugas, conocidas también como Track-drills),- Equipo de Carga y Acarreo (Traxcavo y Camiones) y Tractores (Bulldozer o Angledozer) si el material es aprovechable en la formación de un terraplén cuyo centro de gravedad se encuentre situado hasta una distancia de 100 m (distancia económica de acarreo de un tractor), o cuando el material sea desperdiciado.

El proceso constructivo, al atacar un corte en roca, estará - en función de la topografía de la zona y su geología, volumen por mover, disponibilidad y capacidad del equipo de perforación, carga y acarreo del material al lugar de trituración, uso que se le vaya a dar al material, etc. En el caso particular de éste tramo, el - proceso constructivo al atacar los cortes en roca, en general, fue el siguiente :

Dibujadas las Secciones de Construcción en gabinete sobre papel milimétrico, fueron colocados los ceros de éstas secciones en el campo, así como también fue marcado el corte en el ξ , por ejecutar. A continuación, con la ayuda del Tractor Bulldozer (del tipo Caterpillar D-8 o equivalente) o con Pistolas Neumáticas de Piso, - se abre una "plantilla" de trabajo que de preferencia esté ubicada dentro de los ceros, es decir, que se encuentre sobre la parte alta de la sección de construcción, donde se iniciará el corte; ya - que en algunos tramos por lo escarpado de la zona, se tienen fuertes pendientes transversales que hacen imposible que un Tractor - opere en éstas condiciones y ubique la plantilla dentro de los ce-

ros, para ello se construyen los llamados " Caminos de Servicio ", los cuales nos darán acceso necesario para llegar al cerro mayor de la sección de construcción (Ver FIG. III-3).

El ancho de la plantilla es aproximadamente de 6.00 metros, - que es el ancho necesario para que un Tractor (del tipo Caterpi---llar D-8 o similar) pueda efectuar comodamente sus maniobras; la - longitud de la plantilla dependerá de la nobleza del material y de la distancia lineal que se proyecte barrenar.

Construida la plantilla se procede a nivelarla y seccionarla; estos datos son dibujados en gabinete sobre la sección de construc---ción original.

Dibujada la plantilla sobre la sección de construcción, el si---guiente paso es proyectar la voladura.

Para obtener una buena voladura se requiere seleccionar co---rrectamente el explosivo, así como también es necesario conocer el método de aplicación más indicado para cada clase de trabajo, obte---niéndose con ello una máxima eficiencia, la cual se traduce en me---nor costo de la obra.

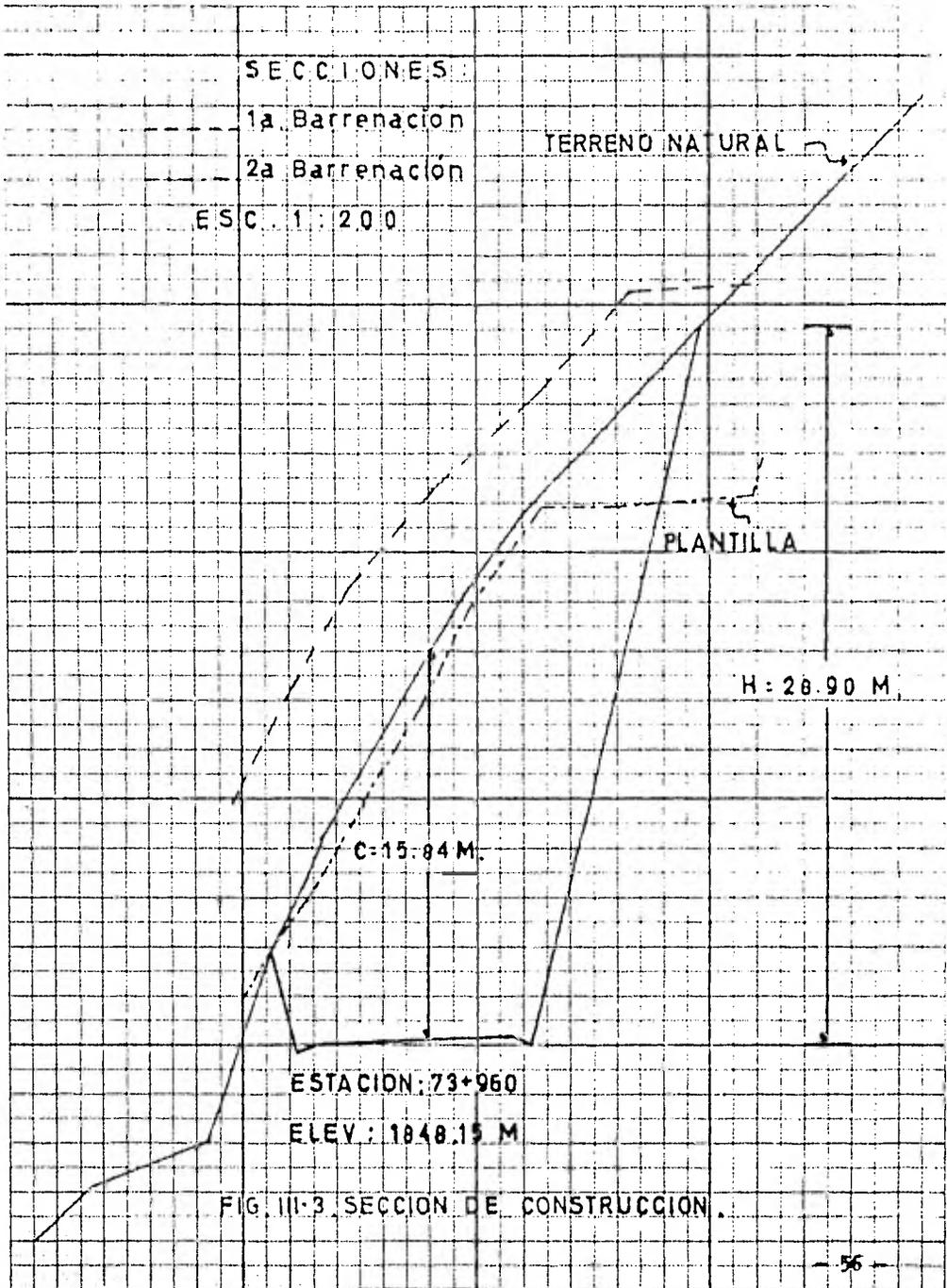
Usualmente los resultados óptimos en voladuras se adquieren a través de la experiencia.

Nuestro problema consiste en hacer un corte en el terreno na---tural, hasta formar una sección de construcción dada, respetando - un cierto talud de inclinación establecido en el proyecto.

Para ejecutar este corte requerimos del auxilio de explosivos y equipo de perforación, con el cual lograremos ir bajando del ce---ro mayor de la sección hasta llegar al "piso" de terracerías de la sección reota pedida. El número necesario de voladuras que se re---quieren en un corte, para estar a "piso" de terracerías, dependerá entre otras, de la altura del mismo y su composición geológica.

Afortunadamente en nuestro caso, el material producto de las---voladuras, en general será desperdiciado lateralmente con la ayuda de los tractores empujadores.

Esta condición nos facilita el problema ya que sólo tendremos como única restricción, en el diseño de la plantilla de barrena---ción, obtener un grado de fragmentación de la roca tal que esté a---corde con la capacidad de los tractores.



En términos generales, nuestro problema se reduce a diseñar una plantilla de barrenación tal que conjuntamente con un determinado explosivo, convenientemente seleccionado, nos produzca una fragmentación de la roca que pueda ser rezagada fácilmente por un tractor, o que esta fragmentación sea tal que un tractor con la ayuda de su desgarrador (conocido también con el nombre de Ripper) pueda aflojar la roca y posteriormente rezagarlo, aumentando con esto la eficiencia de la voladura.

Para seleccionar adecuadamente un explosivo debemos conocer en primer lugar las condiciones del terreno en las cuales será utilizado, y como condición indispensable es también, conocer sus propiedades, usos más convenientes y efectos que causará en la roca.

A continuación detallo algunas de las propiedades más importantes de los explosivos.

La industria de la construcción es una de las que más explosivos consume. Muchos proyectos de construcción requieren explosivos siendo la construcción de carreteras y la de presas las más importantes en este ramo. El zanjeo de líneas de transmisión de aceite y de gas, y líneas de servicio también requieren explosivos.

DEFINICION : Por explosivo se entienden aquellas substancias de poca estabilidad química, que son capaces de incendiarse o detonar, de producir una gran cantidad de energía, la que produce una explosión. Si está confinada se aprovecha para separar la roca del banco (Tronada).

RESEÑA HISTORICA :

Desde la aparición del hombre en la tierra, hasta el siglo XIV, éste no conocía otra detonación que no fuera la del rayo y otros fenómenos telúricos. Nunca pensaron nuestros antepasados que una substancia aparentemente inofensiva llegara a ocasionar explosiones tan destructoras como las que en la actualidad son capaces de destruir a la humanidad.

En Europa, entre los años 1200 y 1300, se conoció la pólvora negra, que consistía en una mezcla de salitre, carbón de leña y azufre. Probablemente su inventor fue el monje Bertoldo Schwarz a-

quien también se le debe su aplicación en las armas de fuego.

La pólvora negra sólo se utilizó para fines bélicos en un principio, y no fue hasta el siglo XVII cuando se probó en Alemania e Inglaterra para demoler piedras. Cuando los resultados que obtuvieron fueron satisfactorios, se abandonaron los viejos métodos mineros, generalizándose el trabajo con barrenos en la construcción de túneles y caminos. La operación de dar fuego a los barrenos se consideró siempre peligrosa, ya que hasta el año de 1831 se conoció la mecha lenta.

Cinco siglos después de descubierta la pólvora negra, el Químico Francés Berthollet (1788) la modificó, sustituyendo el salitre por clorato potásico, transformándola así, en un explosivo más potente. En ese mismo año Berthollet presentó la plata negra como una de las substancias más peligrosas. El alquimista inglés Howard (1799) obtuvo el fulminato de mercurio, el cual hace explosión por medio de llama o de percusión, constituyendo un verdadero detonante.

Aunque los descubrimientos de la nitroglicerina y el algodón-pólvora por los químicos Sobrero y Schonbein influyeron notablemente en el campo de los explosivos, el que abrió nuevos horizontes en esta industria, fue el sabio Sueco ALFREDO NOBEL (1833-1896) que logró hacer manejable la peligrosa nitroglicerina, transformándola en un explosivo de trabajo, al que llamó DINAMITA, la cual no es otra cosa que el 75% de nitroglicerina absorbida en 25% de tierra de infusorios (una tierra de diatomeas muy porosa). A Nobel se le debe, también, la gelatina explosiva, así como la introducción del ya olvidado fulminato de mercurio que fabricó a manera de cebo para provocar con seguridad la explosión de la dinamita, del algodón pólvora y de otros explosivos.

Los suecos Ahlsson y Norrbin obtuvieron los explosivos de nitrato de amónico, precursores de los explosivos de seguridad. Turpin dió a conocer el ácido pícrico. Esto, así como la salida al mercado de la pólvora sin humo, la laminar, etc., inició la erección de fábricas de pólvoras y explosivos en todo el mundo, dando así principio a una nueva era en la que se ha tratado de sacar el-

mayor provecho a estas substancias. Empresas muy poderosas se han dedicado al estudio y los resultados obtenidos son los máximos adelantos en esta materia. Queda al constructor sacar el mayor partido de los explosivos industriales y así cooperar al constante adelanto de los Procedimientos de Construcción, ya que éstos son la expresión objetiva de la evolución constante de la humanidad.

PROPIEDADES :

- 1.- Fuerza : Por fuerza se entiende la energía o potencia del explosivo; energía que a su vez determina el empuje o fuerza que desarrolla y, por consiguiente el trabajo que es capaz de hacer.

Las dinamitas nitroglicéricas se clasifican según la proporción de nitroglicerina por peso que contienen. La dinamita nitroglicérica de 40% de fuerza, por ejemplo, contiene realmente 40% de nitroglicerina. La fuerza de acción de este tipo de explosivo se toma como base para la clasificación de todas las demás dinamitas. Así pues, la fuerza de cualquier otra dinamita, expresada en %, indica que ésta revienta con tanta potencia que otro explosivo equivalente de dinamita nitroglicérica en igualdad de peso.

Pocas son las personas entre las que usan dinamitas que entienden bien la energía relativa de las dinamitas de diferentes porcentajes de fuerza. Suele creerse que la energía verdadera desarrollada por estas distintas fuerzas guarda proporción directa con los porcentajes marcados. Se cree, por ejemplo, que la dinamita de 40% es dos veces más fuerte que la de 20%.

La inexactitud de esta creencia ha sido demostrada por cuidadosas pruebas de laboratorio, cuyos resultados se indican en la Tabla III-1, que muestra el número de cartuchos de determinada fuerza necesaria para igualar un cartucho de diferente fuerza y de la misma densidad.

- 2.- Velocidad : Es la rapidez expresada en metros por segundo con que se propaga la onda de detonación a lo largo de una columna de explosivos.

Algunos explosivos violentos detonan mucho más rápidamente que otros. Cuando mejor es la rapidez de explosión mayor suele ser el efecto de quebramiento. Como este aspecto depende también hasta

TABLA III-1 : Donde se muestra el número de cartuchos de determinada fuerza necesaria para igualar un cartucho de diferentes fuerzas.

Un cartucho	60 %	50 %	45 %	40 %	35 %	30 %	25 %	20 %	15 %
60%	1.00	1.12	1.20	1.28	1.38	1.50	1.63	1.80	2.08
50%	0.89	1.00	1.07	1.14	1.23	1.34	1.45	1.60	1.85
45%	0.83	0.93	1.00	1.07	1.15	1.25	1.36	1.50	1.73
40%	0.78	0.87	0.94	1.00	1.08	1.17	1.27	1.40	1.53
35%	0.72	0.81	0.87	0.93	1.00	1.09	1.18	1.30	1.50
30%	0.67	0.75	0.80	0.85	0.92	1.00	1.09	1.20	1.38
25%	0.61	0.69	0.74	0.78	0.85	0.92	1.00	1.10	1.27
20%	0.55	0.62	0.67	0.71	0.77	0.83	0.90	1.00	1.15
15%	0.48	0.54	0.58	0.61	0.76	0.72	0.78	0.86	1.00

cierto punto de la fuerza y de la densidad, deben tomarse en cuenta estas tres propiedades al escoger el explosivo adecuado para un fin determinado.

3.- Resistencia al agua:

Los explosivos violentos difieren mucho entre sí por lo que toca a la resistencia al agua. En zonas secas esto no tiene mucha importancia, pero cuando existe mucha agua es preciso emplear un explosivo resistente al agua.

4.- Densidad : La densidad de una dinamita se expresa en forma del número de cartuchos de 1 1/4" X 8" - - (3.175 X 20.32 cm) que contiene una caja de - 25 kg., la diferencia de densidad tiene por - objeto facilitar la tarea de concentrar o distribuir las cargas de la manera deseada.

5.- Inflamabilidad : Se refiere a la facilidad con que arde - un material.

En el caso de las dinamitas, varía desde alguna que se incendia con facilidad y se queman violentamente, a otras que no sufren combustión a no ser que se les aplique directa y continuamente alguna flama exterior.

6.- Emanaciones :

Los gases que se originan con la explosión de dinamita son -- principalmente bióxido de carbono, nitrógeno y vapor de agua, los cuales no son tóxicos en el sentido general de la palabra. Además de éstos, se forman o pueden formarse emanaciones venenosas como - el monóxido de carbono y óxidos de nitrógeno. En la industria de - explosivos estas emanaciones se conocen con el nombre de "gases".- Tanto la naturaleza como la cantidad de gases venenosos varían en los diferentes tipos y clases de dinamitas.

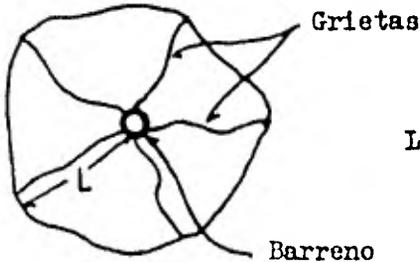
En la Tabla No. III-2, se anotan las propiedades y usos de -- los explosivos, mismas que nos servirán de base para seleccionar - el explosivo adecuado y utilizarlo en una voladura de la cual tendremos la seguridad de que resultará acorde con nuestros planes.

El proceso destructivo del explosivo al ser denotada una carga dentro de un barreno se lleva a cabo en dos etapas a saber:

TABLA III-2 : Selección y Propiedades de los Explosivos más comunes en la Construcción.

TIPO	AGENTE EXPLOSIVO	FUERZA	VELOCIDAD	RESISTENCIA AL AGUA.	EMANACION.	USO
Dinamita	Nitroglicerina	- - - -	Alta	Buena	Exceso de Gases	Trabajos a Cielo Abierto
Nitroglicerina	Nitroglicerina					
EXTRA	y Amoniaco	20 a 60%	Alta	Regular.	Exceso de Gases	Trabajos a Cielo Abierto
Granulada	Amoniaco	25 a 65%	Baja	Muy mala	Exceso de Gases	Trabajos a Cielo Abierto (oanteras)
Gelatina	Amoniaco	30 a 75%	Muy alta	Buena a lenta	Muy pocos Gases a Nulos	Sismología Trabajos - submarinos y subterráneos.
Fermitidos	?	- - -	Alta	Regular.	Muy pocos Gases	Trabajos - Mineros. (carbón)
Baja densidad	Amoniaco	25%	Regular	Ninguna.	Pocos Gases	Trabajos - Mineros.

La Primera : Consiste en un agrietamiento en forma radial al-barreno producida por la onda de choque, siendo la longitud de las grietas función del tipo de explosivo, cantidad y características de la roca.

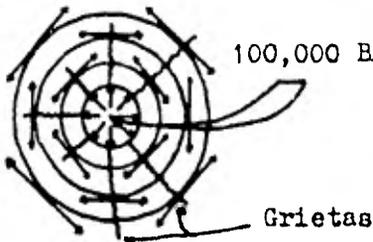


La grieta : Está en función de :
 - Tipo y cantidad del explosivo.
 - Características de la roca.

De lo anterior podemos establecer la siguiente analogía:



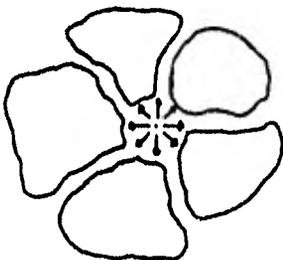
Las paredes de un tubo de acero sujetas a presión interna, están sometidas a tensión.



Presión k Tensión

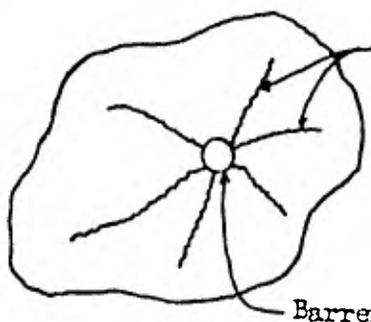
La roca alrededor de un barreno con gases a presión (del Explosivo) está sometida a tensión y habrá grietas.

La Segunda : Consiste en la expansión de los gases, los cuales al introducirse en las grietas formadas por la onda de choque, producen un efecto de ouña que tiende a separar las facciones de roca.



(Roca Fracturada).

Puede presentarse el siguiente caso



Grietas Si la línea de grietas logra salir de la periferia, se produce el efecto mencionado, pero si las grietas no llegan al exterior los gases escapan por el propio barreno sin efectuar ninguna acción exterior.

Barreno

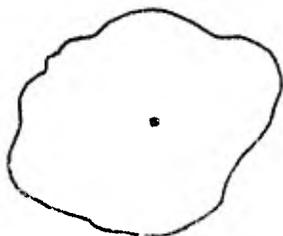
A continuación se analizan los factores que afectan la separación de los barrenos de una plantilla de barrenación.

En el diseño de la separación entre barrenos existen tres factores que afectan directamente el cálculo y que son:

- A) La relación de carga expresada en Kg/M^3 ,
- B) El diámetro del barreno, y
- C) La densidad del explosivo.

FACTOR A) Relación entre el volumen de roca por tronar y la cantidad de explosivo utilizada.

Caso No. 1:



Volumen de Roca : 100 M^3

Kg. de explosivo : 1 Kg.

$$\text{Rel. Kg de explosivo} = \frac{1}{100} = 0.01 \text{ Kg}/\text{M}^3$$

EFFECTOS : La gran roca no se entera que pasó debido a que la relación de explosivo / roca es muy pequeña.

Caso No. 2 :



Volumen de Roca : 1 M^3

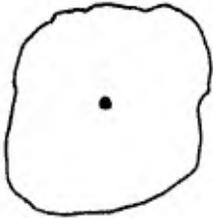
Kg. de explosivo : 1 Kg.

$$\text{Rel. Kg. de explosivo} = \frac{1}{1} = 1 \text{ Kg}/\text{M}^3$$

EFFECTOS : La pequeña roca prácticamente desaparece debido a --
que la relación explosivo / roca es muy grande.

FACTOR B) Relación del diámetro utilizado.

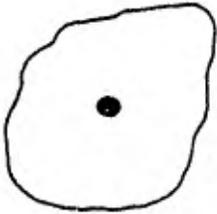
Caso No. 1 :



Volumen de Roca : 10 M^3
Diámetro del barrenado : $7/8''$
Kg. de explosivo : 0.39 Kg.
Rel. Kg de explosivo $= \frac{0.39}{10} = 0.04 \text{ Kg/M}^3$
Vol. de roca

EFFECTOS : La roca no se entera que pasó debido a que la rela-
ción de explosivo / roca es muy pequeña.

Caso No. 2 :

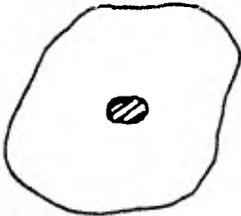


Volumen de Roca : 10 M^3
Diámetro del barrenado : $5''$
Kg. de explosivo : 12.67 Kg.
Rel. Kg de explosivo $= \frac{12.67}{10} = 1.27 \text{ Kg/M}^3$
Vol. de roca

EFFECTOS : La roca prácticamente desaparece debido a que la re-
lación explosivo / roca es muy grande.

FACTOR C) Densidad del explosivo :

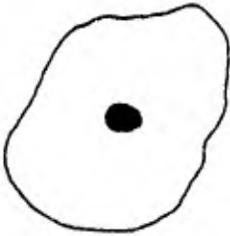
Caso No. 1 :



Volumen de Roca : 10 M^3
Densidad del explosivo : 0.65 Gr/Cm^3
Diámetro del barreno : 3"
Kg. de explosivo : 2.96 Kg.
Rel. $\frac{\text{Kg}}{\text{M}^3} = \frac{2.96}{10} = 0.3 \text{ Kg/M}^3$

EFFECTOS : La roca se fractura en grandes bloques debido a la baja relación explosivo / roca.

Caso No. 2 :



Volumen de Roca : 10 M^3
Densidad del explosivo : 1.6 Gr/Cm^3
Diámetro del barreno : 3"
Kg. de explosivo : 7.3 Kg.
Rel. $\frac{\text{Kg}}{\text{M}^3} = \frac{7.3}{10} = 0.7 \text{ Kg/M}^3$

EFFECTOS : La roca se fractura en pequeños bloques debido a la mayor relación explosivo / roca.

De lo anterior podemos concluir que :

A mayor relación EXPLOSIVO / ROCA : Mayor será el Fracturamiento.

Calculemos la cantidad de explosivo en un barreno :

El efectuar con el equipo de barrenación una perforación en la roca, lo que está uno fabricando es un hueco para que posterior

mente éste sea llenado con explosivo, el volumen que se obtiene -- por ML es el siguiente :

$$\text{Vol. barreno / ML} = \frac{\pi d^2}{4} \times 100$$

donde : d : Diámetro de la broca en cms.

La cantidad de explosivo que uno puede colocar en el hueco, - es igual al volumen del barreno, multiplicado por la densidad del explosivo que se utilice expresada en Gr/cm³. En la Tabla III-3, - se encuentran tabulados los valores de las densidades de carga de explosivos.

Ejemplo No. 1 : barreno de 2" de ø (5.08 cm) y Toval con densidad de 1.6 gr/cm³.

$$\text{Cantidad de explosivo} = \frac{3.14 \times 5.08^2}{4} \times 100 \times 1.6 = 3,243 \text{ gr} = 3.24 \text{ Kg}$$

Ejemplo No. 2 : barreno de 2" de ø (5.08 cm) y Dinamita Extra 40% densidad de 1.29 gr/cm³

$$\text{Cantidad de explosivo} = \frac{3.14 \times 5.08^2}{4} \times 100 \times 1.29 = 2,615 \text{ gr} = 2.61 \text{ Kg}$$

Analizando los dos ejemplos anteriores se deduce que para un mismo diámetro de barreno puede uno tener diferente cantidad de ex plosivo, únicamente utilizando diferente clase de explosivo.

De lo cual se puede conoluir que :

" Para el diseño de la plantilla se barrenación, lo que importa es la cantidad de explosivo y no el tipo de dinamita por utilizar ".

Determinación de la Frontera :

La distancia que existe entre el barreno y la cara libre o -- frente se denomina Frontera.



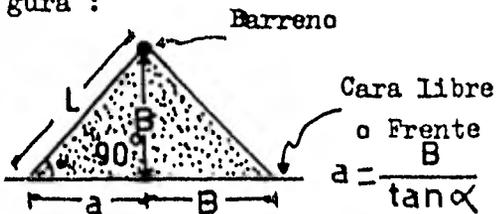
TABLA III-3 : Densidades de Carga de Explosivos.

KILOS POR METRO LINEAL DE COLUMNA

PARA UNA DENSIDAD DADA.

DIAMETRO		VOLUMEN	D E N S I D A D E N grs / cm ³							
plg	cm	cm ³ /ml	0.50	0.65	0.70	0.80	0.85	1.00	1.16	
7/8	2.22	387.08	0.19	0.25	0.27	0.31	0.33	0.39	0.45	
1	2.54	506.71	0.25	0.33	0.35	0.40	0.43	0.51	0.59	
1 1/4	3.18	794.23	0.40	0.52	0.56	0.63	0.67	0.79	0.82	
1 1/2	3.81	1,140.09	0.57	0.74	0.80	0.91	0.97	1.14	1.32	
1 3/4	4.45	1,555.29	0.78	1.01	1.09	1.24	1.32	1.55	1.80	
2	5.08	2,026.83	1.01	1.32	1.42	1.62	1.72	2.03	2.35	
2 1/2	6.35	3,166.93	1.58	2.06	2.22	2.53	2.69	3.17	3.67	
3	7.62	4,560.38	2.28	2.96	3.19	3.65	3.88	4.56	5.29	
3 1/2	8.85	6,207.18	3.10	4.03	4.34	4.97	5.28	6.21	7.20	
4	10.16	8,107.34	4.05	5.27	5.67	6.49	6.89	8.11	9.40	

Existe una relación óptima donde colocar el barreno con respecto a la cara libre. La Frontera Óptima es aquella con la que se obtiene la mayor área (área de desplazamiento de bloques de roca hacia el frente) y queda determinada de acuerdo a la siguiente figura :



donde :

L : Longitud de la grieta

B : Frontera.

Frontera Óptima cuando $\alpha = 45^\circ$

$\therefore a = B$

En el diseño de una plantilla de barrenación con salida libre la separación de los barrenos está en función del diámetro de la broca "d" en cms., de la densidad del explosivo por utilizar " δ ", en gr/cm³ y de la relación tomada en KG de explosivo por m³ de roca.

La parte más difícil de sacar en una tronada es el fondo del barreno debido a que el explosivo actúa muy debilmente en planos normales al eje del barreno.

Para lograr resultados óptimos se recomienda que se diseñe la plantilla de barrenación precisamente en el plano que forma el fondo de los barrenos.

CALCULO DE LA SEPARACION DE LOS BARRENOS :

$$\text{Cantidad de explosivo} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \delta \text{ (Por ML)}$$

$$\text{Volumen de la roca} = 2 \left(\frac{B \cdot B}{2} \right) \cdot 1 = B^2 \text{ (De la Fig. anterior).}$$

(Por ML)

Por lo que :

$$\frac{\text{KG}}{\text{M}^3} = \frac{\pi d^2}{4 B^2} \cdot \delta$$

En donde la separación de los barrenos en el fondo de la plantilla queda determinada por la siguiente fórmula :

$$B = K \sqrt{\frac{\pi d^2 \delta}{4 (\text{KG/M}^3) 10}}$$

donde : B : Bordo, en mts.

d : Diámetro del barreno, en Cms.

δ : Densidad del explosivo, en Gr/cm³.

KG/M³ : Factor de carga.

K : Factor de eficiencia y alineado de la barrenación
(K = 0.8, operación normal) .

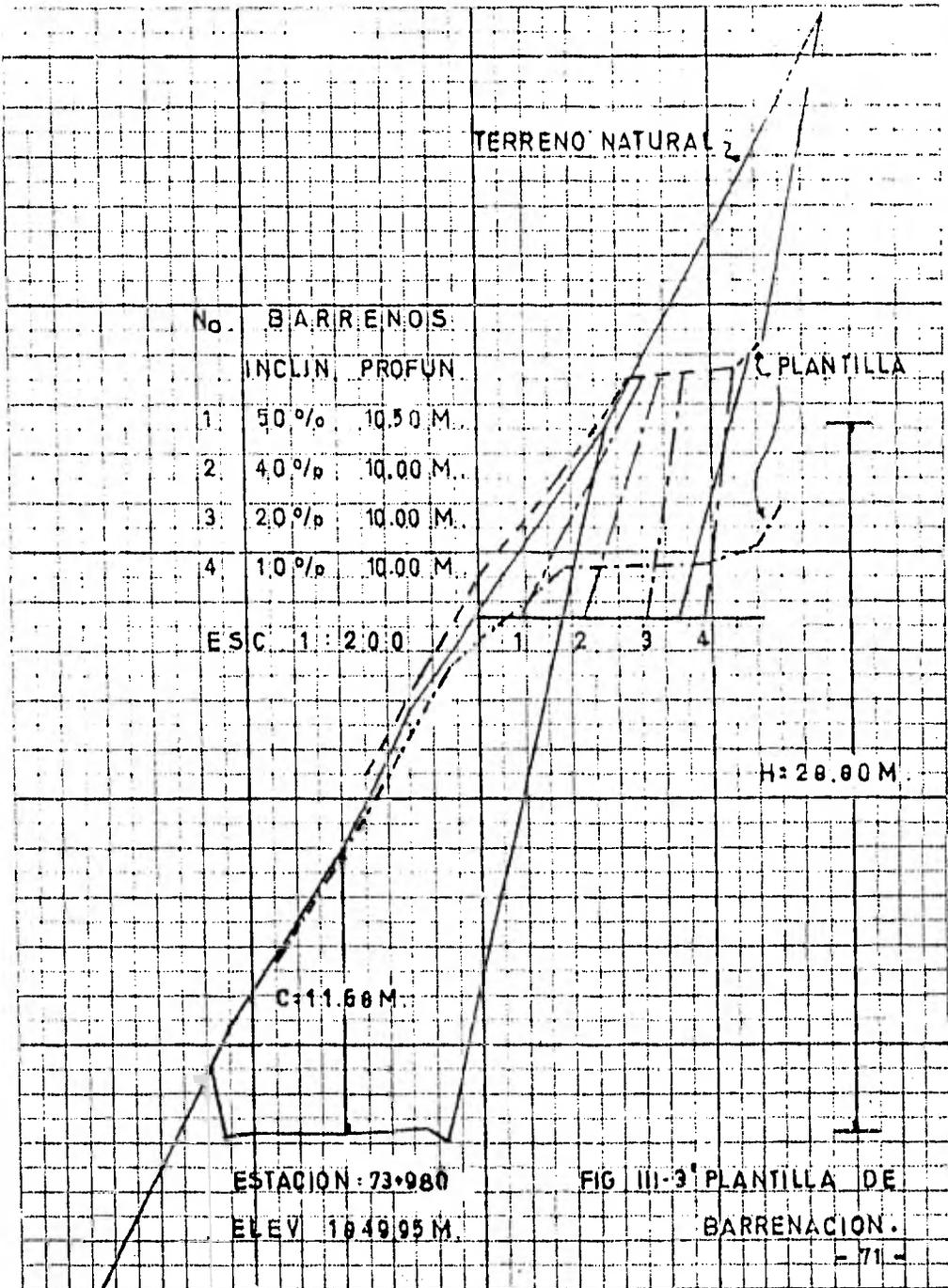
La separación entre barrenos laterales "E" se determina en la función de la Frontera : $E = F \times B$, para una fragmentación normal se recomienda $F = 1.2$ y para una fragmentación de grandes bloques - $F < 1.2$.

Una vez diseñada la plantilla de barrenación y seleccionado el explosivo adecuado, en función de nuestro problema, procedemos a marcar en campo las posiciones de los barrenos así como su inclinación respectiva (FIG. III-3). Hecho lo anterior por el Topógrafo se le dan las instrucciones al Sobrestante de Barrenación, para que inicie la perforación de los barrenos. Dependiendo de la longitud y profundidad de los barrenos, tipo de roca por barrenar, urgencia de avanzar conforme al programa de trabajo, condiciones climatológicas de la época en que se efectúa la barrenación y posteriormente la voladura, son aspectos que nos marcan los lineamientos para llevar a cabo el proceso constructivo; es decir habrá que tomar en cuenta éstas condiciones para seleccionar el número de Trock-drills con sus respectivos Compresores necesarios para efectuar la barrenación dentro de lo programado. (Foto III-3)

Concluida la barrenación procedemos, a lo que en lenguaje caminero se conoce como "cargar" la barrenación, con la distribución y cantidad de explosivos seleccionados en cada caso en particular.

A lo largo del Tramo en estudio se han diseñado voladuras que oscilan entre 100 y 500 metros lineales, con una profundidad de barrenación de 10 a 15 metros y un ancho promedio de plantilla de 6-metros. Se utilizan generalmente, salvo casos especiales, 20% de Tovex y 80% de Fertimón mezclado con aceite, por cada barreno.

Efectuada la carga de los barrenos, procedemos a su "amarre" correspondiente, utilizando los accesorios para voladuras.



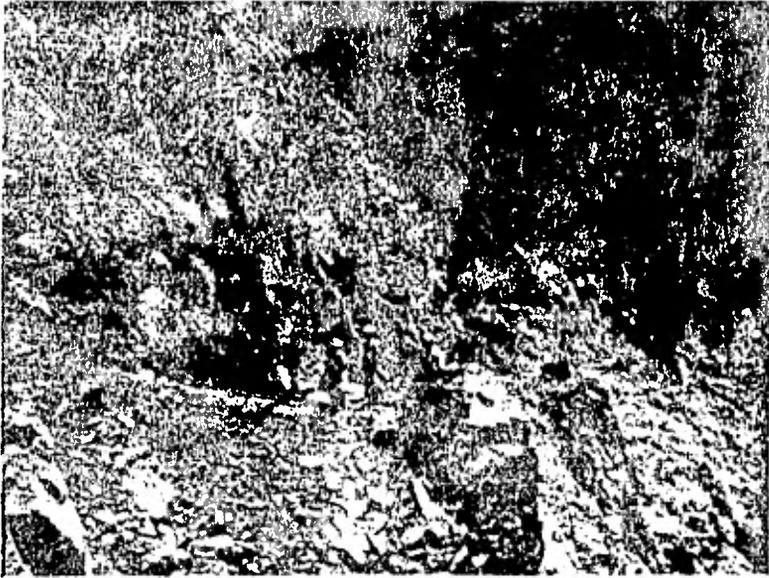


FOTO III-3. BARRENACION Y REZAGA DE MATERIAL .

KM 69+260 A KM 69+350

Los accesorios para voladuras son los productos o dispositivos empleados para cebar cargas explosivas, suministrar o transmitir una llama que inicie una explosión, o llevar una onda detonadora de un punto a otro o de una carga explosiva a otra.

Para obtener de un explosivo su máxima acción y rendimiento es necesario esté adecuadamente cebado y requisito absoluto también, iniciarlo correctamente.

Entre los accesorios empleados en nuestra voladura, tenemos a los siguientes, agrupados como : Iniciadores, Detonadores, Mechas-Detonante; entre los primeros se encuentra la Mecha para minas y el Ignitacord, en el segundo grupo al Fulminante y en los últimos se encuentran el Primacord. A continuación se detallan éstos accesorios.

- a) Mecha para minas : consiste en un núcleo de pólvora negra-especial envuelto con varias cubiertas de hilazas o cintas y sustancias impermeabilizantes. Su objeto es hacer estallar al fulminante por lo tanto debe arder en una forma continua y uniforme. La velocidad de ignición oscila entre 125 y 131 seg/m.
- b) Ignitacord : es un artefacto para encender mecha. Tiene la apariencia de un cable de diámetro muy pequeño (1.5 mm) y arde progresivamente con una flama exterior corta y muy caliente que permite encender una serie de mechas en "rotación". Se surte en tres velocidades de combustión :
 - B - Lento : de 52 a 65 seg/m. (color rojo)
 - A - Medio : de 26 a 33 seg/m. (color verde)
 - C - Rápido : de 13 a 16 seg/m. (color negro).Debe tenerse mucha precaución de no cruzar un cordón sobre otro, ya que la flama se transmite entre líneas que están en contacto. Además nunca debe usarse como sustituto de la mecha.
- c) Fulminante : son tubos o casquillos cerrados en un extremo y que contienen una capa de explosivos de gran sensibilidad. Están hechos para detonar con las chispas del tren de fuego de la mecha para minas.

d) Primacord : es un cordón detonante que contiene un núcleo -- de tetranitrato de pentaeritritol (Niperita) dentro de una envoltura impermeable reforzada con cubiertas que la protegen. Tiene una velocidad de detonación muy alta (6,400 m/s) La fuerza con que estalla es suficiente para hacer detonar los explosivos violentos continuos dentro de un barreno, de modo que si se conecta al primer cartucho que se coloque en el barreno, actúa como un agente iniciador a todo lo largo de la carga explosiva.

El Primacord se usa principalmente para disparos múltiples de barrenos grandes en la superficie ya sean verticales y horizontales. Es ilimitado el número de barrenos que pueden dispararse en esta forma.

Una vez preparada la voladura, ésta es revisada minuciosamente por el Sobrestante de barrenación. Esta persona tiene, también a su cargo, la vigilancia para efectuar una voladura con seguridad.

La seguridad consiste en una serie de operaciones que es indispensable llevar a cabo antes de la voladura; entre otros : delimitar el área de la voladura con avisos alusivos (Peligro Explosivos, Prohibido el Paso, No Fume, etc.) y colocando guardias con banderas; deberá retirarse todo el equipo que se encuentre en el área - cercana a la voladura, las líneas eléctricas cercanas a dicha área se deberán desenergizar.

El Sobrestante deberá revisar y cerciorarse de que todo el -- equipo se encuentre en lugar seguro, también deberá asegurarse de -- que todo el personal no necesario, ha salido del área y que los -- guardias de voladura se han colocado en sus puestos, los cuales no permitirán el paso a ninguna persona al área de la voladura, salvo expresa autorización del Sobrestante; ningún guardia abandonará el área hasta que no sea notificado por el Sobrestante.

Media hora antes de la hora anunciada de una voladura, el área del tajo será cerrada a todo el tránsito, excepto a vehículos y personal bajo las órdenes del Sobrestante. El área de tajo permanecerá cerrada hasta que se anuncie la señal de "todo despejado", después de la voladura. El Sobrestante regresa a un punto visible para ha--

cer señales a cada guardia utilizando una bandera, ondeándola de lado a lado. Los guardias deberán responder con la misma señal -- cuando todo esté listo y no exista ningún peligro. Cuando se presenta algún caso dentro del área de la voladura, se hace la señal de peligro en el área, describiendo círculos grandes enfrente del cuerpo y la misma señal, será contestada por el Sobrestante.

Cuando la señal del área despejada se recibe de cada uno de los guardias, entonces el Sobrestante procederá a efectuar la voladura.

Después de haber efectuado el disparo y que se hayan despejado y diluido los humos y gases en el área, el Sobrestante revisa el área y cuando comprueba que no existe ningún peligro, hace la señal de "área despejada".

En ese momento todo vuelve a la normalidad. Entran en acción los tractores empujadores a rezagar todo el material producto de la tronada. (Foto III-4).

Si ésta voladura fue para dar "piso de terracería", se le ordena al Topógrafo nivelar y seccionar el área de la voladura, cuyos datos serán comparados con los de proyecto, tomando en consideración las tolerancias que al respecto marcan las especificaciones.

En el caso de que sea necesario efectuar otra voladura para llegar a "piso de terracería" de la sección recta pedida, después de rezagar el material, se nivela y secciona la plantilla, cuyos datos son llevado al gabinete donde son marcados sobre la sección dibujada y se procede a diseñar la siguiente barrenación.

III.3.a.2.- Modificaciones al trazo de Proyecto.

A lo largo de la construcción de este tramo, se ha tenido la necesidad de llevar a cabo una serie de modificaciones al trazo de proyecto, obedeciendo principalmente a la inestabilidad del terreno donde se aloja la línea del camino, presentándose los siguientes casos: inestabilidad de la cama del camino (asentamiento de la terracería ya construida) e inestabilidad de los taludes (Zonas de Falla).



FOTO III-4. REZAGA DE MATERIAL.

ATAQUE CANTIL "LA VAINILLA."

KM. 69+000

Otro de los motivos de modificación es el reducimiento del -- ala izquierda del camino provocado por el martilleo del material - expelido por desalojo de la explosión y rezaga de la voladura efectuada en cortes con espesores de hasta 18.0 metros con respecto al eje del camino (℄).

Para la solución a estos problemas que se presentaron, fue necesario llevar a cabo un estudio geotécnico y geofísico detallado, para cada caso en particular. Ingenieros especialistas en esas - - áreas, recomendaron el abatimiento de taludes, desalojo de la línea de proyecto hacia un terreno más estable, la construcción de - bermas y contracunetas debidamente revestidas ya sea empleando concreto o suelo-cemento dependiendo de la gravedad del problema, reducimiento de la relación explosivo/roca en algunos cortes.

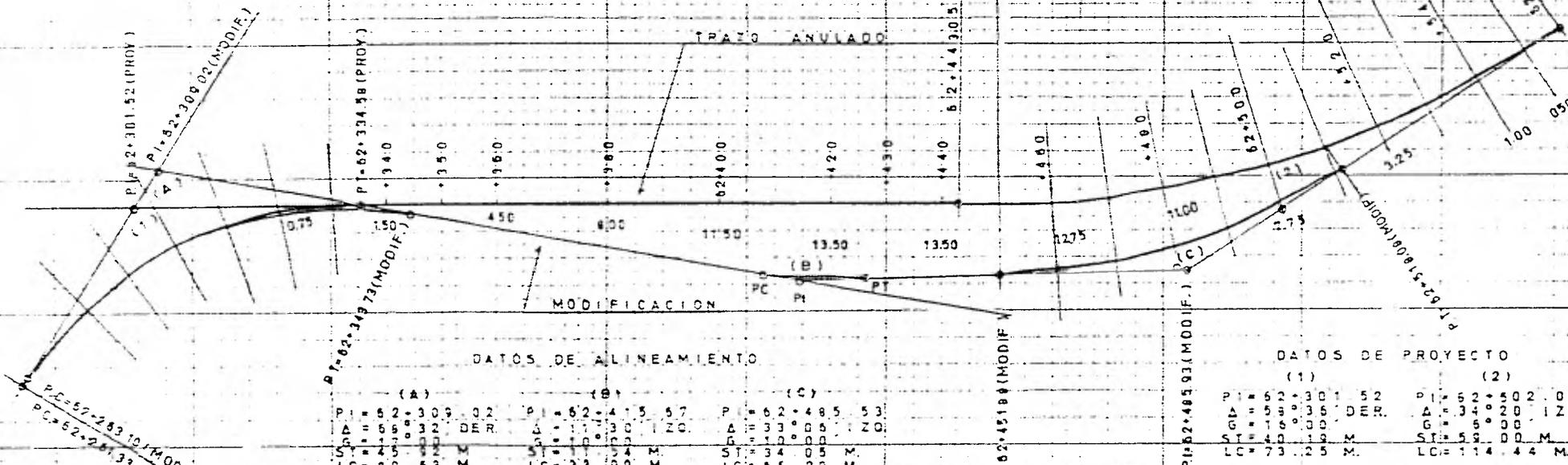
Una de estas modificaciones fue realizada entre las estaciones cuyos kilometrajes son 62 + 263.10 y 62 + 560 (FIG.III-4), donde el trazo de proyecto se alojaba sobre un terreno completamente - - inestable del cual ya se había asentado las tres cuartas partes de la cama del camino. Es por ello que fue necesario desalojar el trazo del camino hacia la derecha sobre un terreno más estable. La - distancia máxima de separación, de la modificación con respecto al trazo de proyecto, fue de 11.0 metros.

A la altura del Km. 61 + 300 (Origen Zihuatanejo) se presentó un deslizamiento de material provocado por el peso de una masa rocosa obstruyendo totalmente el camino. Esta falla del material conocida como la Falla del 61 + 300 (La Chiva), fue necesario efectuar un estudio geofísico con personal especializado. Como resultado de este estudio, se recomendó quitarle "peso" al material a base de explosivos con baja relación explosivo/roca, y la construcción de dos bermas que formaran terrazas. Atendiendo a estas recomendaciones, se efectuó la barrenación con pistolas neumáticas depiso, en cada roca (éstas se encontraban dispersas entre los kilómetros 61 + 240 y 61 + 300), se procedió a efectuar la pequeña voladura y con la ayuda del Tractor Komatsu D-155-A se llevó a cabo la operación de rezaga del material, el cual fue desperdiciado. Este mismo tractor construyó las bermas recomendadas. Actualmente se encuentra estabilizada esta falla.

W. W. W. : 2000-12-15
 W. W. W. : 2000-12-15
 W. W. W. : 2000-12-15

DATE	TIME	W. W. W.	W. W. W.	W. W. W.	W. W. W.	W. W. W.	W. W. W.	W. W. W.
1,215.15	0	0	5.00	4.00	60:62.263.10	4.70	5.70	0
			-0.05	+0.20		-0.33	-0.63	
1,215.24	0	0	5.00	4.00	62.280	4.70	5.70	0 6:17.0
			-0.05	+0.30		-0.35	-0.65	
1,215.77	0	1.10	5.00	4.00	62.300	4.70	5.70	0 12:7.50
			-0.05	+0.30		-0.35	-0.65	
1,216.00	0.75	4.30	0	4.00	62.320	4.70	5.70	0.00
				+0.30		-0.35	-0.65	
1,216.50	1.50	4.40	0	4.00	62.340	4.70	5.70	0.00
				+0.30		-0.35	-0.65	
1,217.00	2.00	0	0	4.00	62:62.343.73	4.70	5.70	0
				+0.30		-0.35	-0.65	
1,218.00	3.50	4.30	0	4.00	62.360	4.70	5.70	0.50 10:00.00
				+0.10		-0.35	-0.65	
1,219.00	5.00	4.30	0	4.00	62.380	4.70	5.70	0.50 11:00.00
				-0.05		-0.35	-0.65	
				4.00	62.381.20	4.00	4.00	
				-0.05		-0.35	-0.65	
1,219.10	11.70	6.00	5.00	4.00	62.400	4.00	5.00	0.50
				-0.02		+0.15	+0.20	
1,219.20	0	0	5.00	4.00	62:62.404.13	4.00	5.00	0
				-0.22		+0.10	+0.15	
1,219.30	12.00	7.00	6.00	5.00	62.420	4.00	5.00	10.00 10:10.00
				-0.05		+0.10	+0.15	
				5.00	62:62.427.13	4.00	5.00	0.50 10:15.00
				-0.22		+0.10	+0.15	
				5.00	62.430.50	4.00	5.00	
				0.00		4.00	5.00	
1,219.40	13.50	7.00	6.00	5.00	62.440	4.00	5.00	0.50
				-0.05		+0.15	+0.10	
				5.00	62:62.451.00	4.00	5.00	
				-0.22		+0.10	+0.15	
1,219.44	12.75	6.50	6.00	5.00	62.460	4.00	5.00	6.00 11:10.00
				-0.05		+0.10	+0.15	
1,219.50	11.00	6.50	6.00	5.00	62.480	4.00	5.00	0.00 12:14.50
				-0.05		+0.10	+0.15	
1,219.60	7.75	11.00	0	5.00	62.500	4.00	5.00	0.00
				-0.22		+0.10	+0.15	
				5.00	62:62.510.00	4.00	5.00	
				-0.22		+0.10	+0.15	
1,217.47	3.25	6.20	5.90	4.90	62.520	4.00	5.00	10.50
				-0.54		+0.10	+0.17	
1,218.54	1.00	5.30	5.00	4.00	62.540	4.00	5.00	12.00
				-0.43		-0.01	-0.34	
				4.00	62.540.00	4.00	5.00	
				-0.05		-0.00	-0.00	

FIG. 111-4 - MODIFICACION DE TRAZO DE KM. 52+263.10 A KM. 52+560



DATOS DE ALINEAMIENTO

(A)		(B)		(C)	
PI = 62+301.52	PROY.	PI = 62+349.73	MODIF.	PI = 62+485.53	PROY.
Δ = 62° 30' 02"	DER.	Δ = 117° 33' 12"	ZO.	Δ = 66° 48' 53"	ZO.
ST = 62+263.10	M.	ST = 62+400.00	M.	ST = 62+205.00	M.
PC = 62+283.10	M.	PC = 62+400.00	M.	PC = 62+205.00	M.
PT = 62+334.38	M.	PT = 62+427.13	M.	PT = 62+451.88	M.
SE = 4.5%	KM/H.	SE = 4.5%	KM/H.	SE = 5.9%	KM/H.
Y = 4.5	KM/H.	Y = 4.5	KM/H.	Y = 4.5	KM/H.

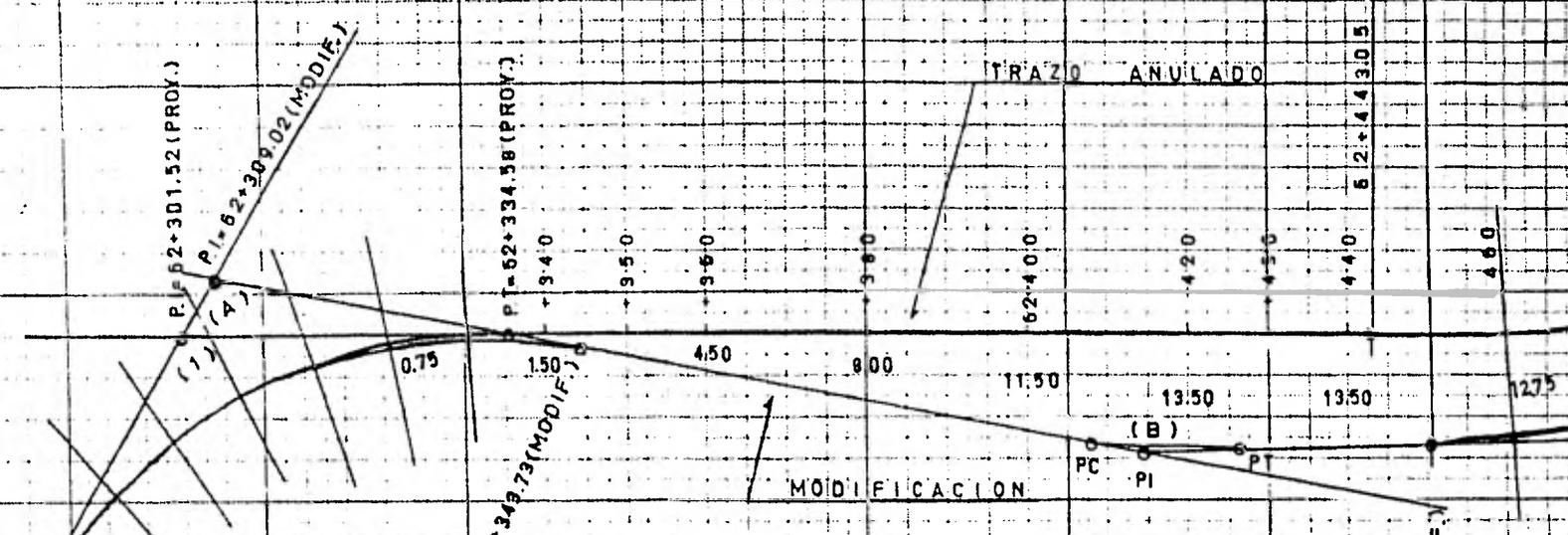
DATOS DE PROYECTO

(1)		(2)	
PI = 62+301.52	PROY.	PI = 62+502.05	PROY.
Δ = 58° 36' 00"	DER.	Δ = 34° 20' 12"	DER.
ST = 62+263.10	M.	ST = 59.00	M.
LC = 73.25	M.	LC = 114.44	M.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL
 TRAMO: EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS
 MODIFICACION AL PROYECTO
 José de Jesús Juvenino Martínez Sánchez

ESC. 1:500

FIG. III-4. - MODIFICACION DE TRAZO DE KM. 62+263.10 A KM. 62+560.



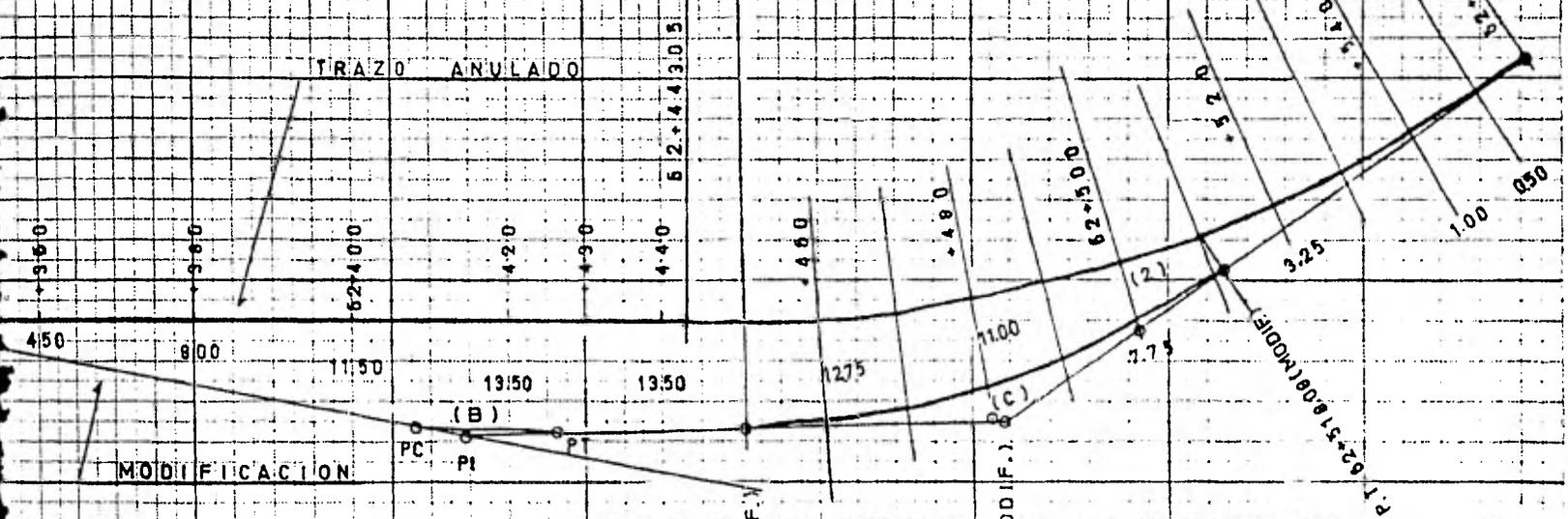
DATOS DE ALINEAMIENTO

(A)		(B)		(C)	
PI = 62+309.02	PI = 62+415.67	PI = 62+485.53			
Δ = 66° 32' DER.	Δ = 113° 30' IZQ.	Δ = 33° 06' IZQ.			
SG = 17° 00'	SG = 10° 00'	SG = 10° 00'			
ST = 45.02 M	ST = 54.00 M	ST = 34.05 M			
LC = 80.63 M	LC = 23.00 M	LC = 66.20 M			
PC = 62+263.10	PC = 62+404.13	PC = 62+451.88			
PT = 62+343.73	PT = 62+427.13	PT = 62+518.08			
SE = 7.5%	SE = 4.5%	SE = 4.5%			
V = 45 KM/H.	V = 45 KM/H.	V = 45 KM/H.			

ESC. 1:500

TRAZO DE KM. 62+216.310 A. KM. 62+560.

TRAZO ANULADO



DATOS DE ALINEAMIENTO

	(B)	(C)
PI	62+415.67	62+405.53
Δ	11° 30' I.ZO.	33° 06' I.ZO.
G	10° 00'	10° 00'
ST	11.54 M	34.05 M
LC	23.00 M	66.20 M
PC	62+404.13	62+451.88
PT	62+427.13	62+519.09
SE	4.5%	4.5%
V	45 KM/H	45 KM/H

DATOS DE PROYECTO

	(1)	(2)
PI	62+301.52	62+502.05
Δ	58° 36' D.E.R.	34° 20' I.ZO.
G	16° 00'	6° 00'
ST	40.19 M	59.00 M
LC	73.25 M	114.44 M

ESC. 1:500

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
TRAMO: EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS
MODIFICACION AL PROYECTO
Jose de Jesus Juvencino Martinez Sanchez

La presencia en la obra de este tipo de problemas, ocasionan trastornos (atrasos) a los programas de trabajo, así como también elevan los costos de la misma, pero están debidamente justificados para el buen funcionamiento de la obra durante su vida útil.

III.3.b.- Formación de Terraplenes.

Los terraplenes son estructuras ejecutadas con material adecuado producto de cortes o de préstamos de banco o laterales, de acuerdo con lo indicado en la Curva Masa. Se consideran también como tales las cuñas contiguas a los estribos de puentes y el relleno de excavaciones adicionales abajo de la subrasante en cortes.

Para fines de la formación de los terraplenes, los materiales que se emplean en la construcción de los mismos, se clasifican en: material compactable y material no compactable.

Se consideran materiales compactables los fragmentos de rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y tepetates.

Son materiales no compactables los fragmentos de roca provenientes de mantos sanos, tales como basaltos, conglomerados fuertemente cementados, calizas, riolitas, granitos y andesitas.

En la formación de terraplenes es común que se presente cierta duda con respecto a si un material es o no compactable. Para ello existe una prueba rápida de campo que considera porcentaje y tamaño de material retenido en la malla de 3" : si el material retenido en dicha malla es menor de 30% en peso de la muestra total, se considera material compactable, en caso contrario, será material no compactable.

La ejecución de la formación de los terraplenes se inicia una vez desplumado el sitio donde se desplantará, desalojando la capa superficial del terreno natural, para eliminar el material que se considere inadecuado; se rellenan los huecos ocasionados por el desmoronamiento, se escarifica y se compacta el terreno natural en el área de desplante hasta alcanzar 90% de compactación.

Los terraplenes se construyen por capas sensiblemente horizon

tales en todo el ancho de la sección y de un espesor aproximadamente uniforme que se ajustará a lo siguiente : en el caso de material compactable, el espesor de las capas sueltas debe ser tal que se obtenga la compactación fijada; si es material no compactable, el espesor de las capas sueltas será el mínimo que permita el tamaño máximo del material.

La compactación de terraplenes se ejecuta uniformemente en todo el ancho de la sección, dando al material la humedad conveniente en el lugar de excavación o en el terraplén mismo.

Con objeto de lograr que con el equipo de compactación se alcance el grado de compactación fijado para toda la sección del terraplén, lo que no es posible obtener en las orillas, éstos se construyen con una corona más ancha que la teórica de proyecto y con un talud diferente, que se encuentra con el talud teórico de proyecto en la línea de los cerros; se obtienen así las Cúñas Laterales de Sobreancho, las que son recortadas una vez que se termina la construcción del terraplén dejando el talud debidamente afinado.

Debe existir una buena conexión entre el terraplén y el terreno natural en todos sus puntos (Sección en balcón), esencialmente en las pendientes fuertes (laderas inclinadas), en las que siempre existe el peligro de deslizamiento, entre el plano original y el material de relleno. Para ello, se construyen los Escalones de Liga, cuyas dimensiones deben establecerse para cada caso particular pero el ancho (huella) debe ser suficiente para permitir la operación del Tractor, que suele requerir por lo menos 2.50 m. Los escalones de liga logran la transmisión de las cargas del terraplén a planos horizontales; para complementar su efecto benéfico será muy conveniente y a veces indispensable que queden alojados dentro de terreno relativamente firme, por lo menos bajo las capas más alteradas.

La formación de terraplenes bandeados con Tractor es un procedimiento de construcción que se utiliza principalmente en el caso de formación de terraplenes con material compensado de cortes. Efectuado el corte, con tractor se tiende en capas el material y se procede a bandearlo, pasando el Tractor varias veces sobre cada

capa de material, hasta formar el terraplén pedido.

Los préstamos son excavaciones que se ejecutan en los lugares fijados en el proyecto a fin de obtener los materiales para formar los terraplenes no compensados. Estos pueden ser de banco o laterales, excavándose siempre en material Tipo A. Su ataque se inicia con el despalme que desalojará la capa superficial del terreno natural; a continuación se afloja el material, con Tractor auxiliado por su Ripper hasta la profundidad necesaria (Volumen requerido), y se almacena para estar a disposición del Cargador Frontal o Traxcavo, el cual lo depositará en las unidades de acarreo para que éstas a su vez, lo trasladen hasta el lugar donde se formarán los terraplenes.

Por último los terraplenes serán afinados, nivelados y seccionados, cuyos datos deberán estar dentro de las tolerancias que al respecto nos marcan las Especificaciones Generales de Construcción. En el caso de los cortes, éstos deberán ser amacizados con personal para evitar cualquier accidente que provocaría el desprendimiento de algún fragmento de roca inestable.

En la Foto III-5, se pueden apreciar tramos de terracerías terminadas.

III.3.c.- Formación de la Capa Subrasante.

La capa subrasante tiene dos importantes funciones; una desde el punto de vista estructural y la otra en el aspecto económico.

Una subrasante del suficiente espesor y calidad, permitirá muy importantes ahorros en los espesores de los pavimentos suprayacentes, sin perjuicio de la función estructural conjunta, pues será capaz de absorber niveles de esfuerzo relativamente altos provenientes de la superficie y transmitirlos suficientemente disminuidos a la superficie.

El espesor mínimo de la capa subrasante es de 30 cm y llega a 50 cm en caminos de alto tránsito o en lugares en donde el material de terracería no sea de confiar; se forma con material que no tenga partículas mayores de 3" (tamaño máximo), debiendo tener un valor relativo de soporte saturado mínimo de 5% o expansión de 5%,



FOTO III-5. TERRACERIAS TERMINADAS KM 62+000

debe tener además un límite líquido menor de 50. En algunos casos, previo estudio, se pueden emplear en la construcción de la capa subrasante materiales estabilizados con cal, cemento Portland, materiales puzolánicos o materiales asfálticos.

La capa subrasante se forma, con una o varias capas de espesor parcial que fije el proyecto, compactándolas al 95%. Generalmente la subrasante se construye con materiales procedentes de bancos fijados en el proyecto para tal caso.

Sobre la terracería es depositado el material procedente del banco, que formará la subrasante, el cual será homogenizado por la Motoconformadora eliminando por papeo el material que tenga tamaño mayor de 3". Una vez formado el terraplén se procede a compactarlo agregando agua hasta lograr la humedad óptima de compactación. La incorporación de agua al material se realiza con el auxilio de las Pipas. La compactación se hace por medio de Neumáticos ligeros y Rodillos vibratorios, se afina con la cuchilla de la Motoconformadora para dar el nivel de proyecto y un buen acabado.

Para dar por terminada la construcción de la capa subrasante, se revisará su afinamiento, se verificará su grado de compactación su espesor, alineamiento, el perfil, seccionamiento, ancho de corona y su acabado dentro de las tolerancias que para tal caso rigen en las Especificaciones Generales de Construcción : en nivel ± 5 cm en ancho de corona, del centro de la línea al hombro de la sección ± 10 cm.

Una vez terminada la subrasante es muy importante protegerla con un riego de impregnación FM-1, a todo su ancho, el cual la conservará en buen estado al abrirse el tránsito sobre ella. Además se construyen las obras complementarias de drenaje (tema que se tratará más adelante) provisionales, para proteger a la subrasante del agua en épocas de lluvia; estas obras comprenden : el Bombeo, construcción de cunetas, contracunetas, guarniciones y bordillos de suelo-cemento, lavaderos de lámina, construcción de bermas y protección de taludes con pasto.

III.4.- Obras de Drenaje y Puentes.

El objeto fundamental del drenaje es la eliminación del agua o humedad que en cualquier forma puede perjudicar al camino; esto se logra evitando que el agua llegue a él, o bien dando salida a la que inevitablemente le llega.

Con relación a la presencia del agua en un camino, podemos apreciar la siguiente división :

Con el término de Drenaje se entenderá el control de las aguas que lleguen a la vía y la afecten por escurrimiento superficial, independientemente de que dichas aguas hayan caído sobre o fuera de la vía terrestre propiamente dicha. En esta división se agrupan las estructuras conocidas como Alcantarillas y Puentes.

Como Subdrenaje se comprenderá el control de las aguas subterráneas que afectan de un modo u otro a la vía terrestre llegando a ella por infiltración. Una estructura típica de subdrenaje lo constituye el Sub-dren.

En la vida de un camino es fundamental el funcionamiento del drenaje (como conjunto), pues por la naturaleza del material con que se forman los terraplenes o el propio de los taludes de los cortes, cualquier exceso de agua o humedad ocasiona deslaves y trastorna el funcionamiento del camino. Los deslaves, asentamientos, oquedades y desprendimientos de material, encarecen el costo de la conservación y a veces interrumpen el tránsito, ocasionando por lo tanto desequilibrios económicos.

III.4.a.- Drenaje.

Las estructuras de drenaje más espectaculares de una vía terrestre son los puentes y las alcantarillas, responsables principales del drenaje transversal.

Dentro del Drenaje existe a su vez una subdivisión : Drenaje Mayor y Menor. Suele llamarse a los puentes obras de drenaje mayor y a las alcantarillas de drenaje menor. La frontera entre ambos tipos de estructuras no está, naturalmente, definida; convencionalmente se acepta que un puente es una obra que tiene algún claro de

longitud mayor que 6 metros, reservándose el nombre de alcantarilla para estructuras resueltas con claros menores. En el aspecto constructivo, su diferencia estriba en lo referente al colchón de protección, que en el caso de los puentes no se les construye, pero sí es indispensable en alcantarillas para protegerlas de los esfuerzos transmitidos por las capas suprayacentes.

En el Capítulo correspondiente al Proyecto, se llevó a cabo un estudio minucioso de los cruces de arroyos, lugares donde serán colocados puentes y alcantarillas según la necesidad que requiera cada caso en particular. Como resultado de estos estudios, se obtuvieron los proyectos definitivos de cada una de las obras, las cuales nos representan la guía para construirlos en el campo.

Trataré a continuación lo referente al drenaje menor cuyas obras son, en cuanto a número, mayores que las correspondientes al drenaje mayor. Por otra parte, a manera de aclaración diré que desafortunadamente en la fecha en que se realizó el presente trabajo ya se había construido totalmente el primer puente denominado "San Antonio" ubicado en el Km 52 + 100 y cuya longitud de claro fue de 61.16 metros. Los siguientes, que a continuación menciono, se encontraban muy adelante (aproximadamente 5 Km) del frente de ataque de las terracerías.

NOMBRE DEL PUENTE	UBICACION (KM)	LONGITUD (MTS)
Balcón	81 + 880 AD	30.00
Mata de Otate	86 + 500	60.00
La Calera	89 + 394	30.00
Gundancito	92 + 160	70.00
Barranca de los Machos	93 + 224	55.08

III.4.a.1.- Drenaje Menor.

Las estructuras que constituyen el grupo del drenaje menor son las alcantarillas, como se mencionó anteriormente, pudiendo ser de los siguientes tipos y características :

- a) Alcantarillas tubulares de lámina o de concreto.
- b) Alcantarillas de bóveda.
- c) Alcantarillas de losa de concreto reforzado.

Las alcantarillas tubulares son construidas con tubos prefabricados en secciones ya sea de lámina o de concreto. Tienen la ventaja sobre cualquier otro tipo, de la rapidez de su construcción, pues inmediatamente después de tendido se puede construir el terraplén; así que son de aconsejarse en cualquier caso a menos que la pendiente transversal sea mayor de 30%.

A continuación se trata brevemente su proceso constructivo, que en cuanto a excavación y trazo, será común para los tres tipos

La construcción de estas estructuras se inicia con el trazo y nivelación del eje de la obra, apoyados en el proyecto respectivo. El Topógrafo es el encargado de llevar a cabo este trabajo, el cual nos proporcionará los datos de trazo y nivel de la obra para iniciar su excavación.

La excavación es llevada hasta el nivel del desplante de la obra. Normalmente el equipo empleado para efectuar esta operación es el Tractor Bulldozer con Ripper o desgarrador. Puede suceder que al llegar al nivel de desplante el terreno sea inestable, en tal caso se continúa la excavación hasta encontrar terreno firme; lo anterior implica una modificación en la obra que se refleja en aumento de su pendiente y longitud, ésta última depende del ancho de corona del camino, de la altura del terraplén, del talud mismo, del esviaje y pendiente de la obra; todo esto modifica también, su costo.

Terminada la excavación, se limpia perfectamente la superficie y se compacta; a continuación se coloca el tubo, armándose por tramos dentro de la misma excavación y recubriéndolo con doble capa de cemento asfáltico que lo protege contra la erosión o la corrosión, también puede ser armado previamente fuera de la excavación si así conviene.

A continuación se procede a construir sus muros de cabeza (ca bezotes de entrada y salida) que sirven de anclaje a la obra e impedir que el material del terraplén azolve las entradas o salidas, de la misma obra.

Cuando la pendiente es muy fuerte y hay peligro de resbalamiento de los tubos, se coloca un muro de anclaje intermedio o varios si la obra es muy larga.

Estos muros se construyen con mampostería de 3a clase, juntea dos con mortero de cemento en proporción 1:5. El mortero podrá hacerse a mano o con máquina, según convenga de acuerdo con el volumen requerido. Las mamposterías de 3a clase se construirán colocan do en el desplante las piedras de mayores dimensiones, aprovechando las mejores caras para los paramentos, y procurando antes de asentarlas, humedecerlas o cepillarlas para eliminar cualquier material adherido. Por último, el coronamiento o enrase de toda mampostería que queda expuesta a la intemperie deberá cubrirse con un chapeo de mortero cemento-arena en proporción 1:4, con un espesor mínimo de 3 cm y dándole una pendiente transversal no menor de 2%.

Concluida las mamposterías de la obra, procedemos a efectuar su relleno. Estos deberán hacerse por capas de espesores no mayores de 20 cm proporcionando al material la humedad adecuada y compactando cada capa al 90%. El relleno formará una sección trapezoidal que protege al tubo con una base inferior de 6ϕ , base superior de 1ϕ y altura de 1.5ϕ , siendo ϕ el diámetro del tubo. El material se coloca en forma alternada para conservarlo constantemente a la misma altura en ambos lados del tubo. La compactación se hace a mano o con equipo mecánico, dependiendo de las condiciones del sitio. Lo más importante es que el trabajo se haga con todo cuidado para lograr un terraplén perfectamente apisonado. El colchón mínimo para las alcantarillas es de 60 centímetros.

Normalmente es más económico construir e instalar las estructuras de drenaje que cruzan la carretera, antes de construir el terraplén en el lugar.

BOVEDAS :

Las bóvedas son estructuras en las que la parte que recibe la carga del terraplén es un arco de mampostería con una clave de concreto simple de resistencia $f'c : 100 \text{ kg/cm}^2$ colocada en la parte superior del arco.

Las bóvedas, como las losas, se aconsejan cuando no se pueden colocar tubos y la piedra es abundante; también cuando la pendiente transversal es muy fuerte y cuando el colchón es muy grande.

Tienen el inconveniente de ser de ejecución lenta, pero tienen la gran ventaja de su estabilidad sobre todo si los estribos -

están bien cimentados. El mejor tipo, para claros grandes, es el que tiene articulaciones en la bóveda. Pueden ser simples, gemelas o múltiples.

LOSAS :

Se llama comúnmente losas a las alcantarillas de losa de concreto reforzado (f'c : 150 kg/cm^3 o mayor) sobre muros de mampostería de 3a clase y se usan cuando, por la magnitud del gasto y forma del talweg (oauce), no es posible usar una batería de tubos o no hay los tubos de diámetro necesario, o resultan excesivamente costosos o difíciles de transportar e instalar. También se recomiendan cuando se tienen a la mano los materiales necesarios.

Es indispensable construir las losas con suficiente anticipación para que no se interrumpa el camino y no sea necesario mantener una desviación durante mucho tiempo.

III.4.b.- Subdrenaje.

El drenaje subterráneo está constituido por los dispositivos necesarios para eliminar el agua subterránea, o bien abatir su nivel hasta donde no sea perjudicial al camino.

De acuerdo con la naturaleza de los suelos, es muy importante el proyecto de un drenaje subterráneo, pues el exceso de agua o humedad en ellos es altamente perjudicial, ya que ocasiona reblandecimiento de los terraplenes o bases y por lo tanto surgirán baches grietas y deslaves, así como deslizamiento de material de los taludes de los terraplenes. Es básico para resolver los problemas del subdrenaje, conocer la naturaleza de los suelos, sus propiedades y su comportamiento. Las características y propiedades físicas de los suelos, que más influyen en el proyecto del subdrenaje son : - su textura, permeabilidad y capilaridad, el escurrimiento, la expansión y contracción, y su plasticidad.

Un dispositivo que cubre las necesidades de eliminación del agua subterránea lo es el sub-dren cuya función es captar, coleccionar y desalojar el agua que por infiltración llega al terreno natural y que su presencia no es deseable en el camino, por lo que habrá que retirarla.

Existen varios tipos de sub-drenes desde el punto de vista constructivo, siendo el tipo Zanja el más común en caminos.

Su proceso constructivo es el siguiente :

Elegido el sitio donde se requiera el sub-dren, se excava la zanja con ancho mínimo de 60 cm, a la profundidad a que quiera abatirse el nivel subterráneo tal que no perjudique al terraplén, y en la longitud necesaria; en el fondo de la zanja se coloca una plantilla de 10 cm de espesor con el mismo material del filtro, apisonándola para tener una superficie resistente y uniforme, con la pendiente de proyecto. A continuación se colocan los tubos de concreto con diámetro interior de 15 cm; éstos tendrán cuatro hileras de perforaciones, dos a cada lado en forma simétrica con relación al eje vertical; el tubo se coloca con las perforaciones hacia abajo y con una pendiente mínima de 0.5%. En seguida se cubre la tubería hasta el nivel fijado con los materiales de filtro; éstos serán arenas o gravas limpias y constituidas por partículas resistentes, las cuales deberán estar húmedas para evitar su segregación, se colocarán a volteo y se les dará un apisonado suave para lograr su acomodo. Por último, se cubrirán con un zampeado con espesor de 10 a 15 cm.

Quando una parte de la tubería trabaje únicamente como conductora de agua, ésta no llevará perforaciones y deberá juntarse.

La descarga del tubo debe ser libre, es decir no debe aterrarse con material del terraplén, por lo que es aconsejable prolongar el tubo lo necesario (hacia una alcantarilla próxima) y construirse los muros de cabeza en ambas salidas si el sub-dren tiene doble pendiente.

Si existe el riesgo de que el material de filtro se contamine se colocará una capa adicional de material estabilizado impermeable, antes de colocar el zampeado.

Con el propósito de hacer inspección y limpieza en los sub-drenes, se construyen registros (pozos de visita) en la ubicación, dimensiones y características requeridas según el caso en particular.

Salió al mercado un producto elaborado con el nombre de TYPAR consistente en una membrana de polipropileno, cuya función en el subdrenaje es como sustituto de filtros de arena y de agregados

graduados. Su aplicación en sub-drenes es como filtro porque permite el paso del agua reteniendo sólidos, simplifica su construcción y es estructuralmente estable.

III.4.c.- Obras Complementarias de Drenaje.

Al conjunto de obras de drenaje mayor y menor, se une otro denominado Obras Complementarias de Drenaje o también conocido como Trabajos Diversos. Este conjunto de obras contribuyen a encauzar y eliminar las aguas superficiales que de otro modo causan daños; es decir, son obras que se realizan para mejorar la eficiencia de un sistema de drenaje establecido.

En este conjunto de obras figuran, entre otras, las siguientes : las guarniciones de concreto hidráulico, los bordillos de concreto o suelo-cemento (provisionales), los lavaderos de concreto o de lámina (provisionales para proteger la subrasante), las cunetas de concreto hidráulico, las contracunetas revestidas con suelo-cemento; la protección de taludes con tepes, el bombeo del camino, la construcción de bermas, etc.

Estas obras deberán ejecutarse sólo en el lugar que se requieran, pues de otra manera se elevarían los costos de la obra innecesariamente y se producirían, inclusive, resultados contraproducentes. Estos dos factores importantes en la obra, deberán tomarse en cuenta en el estudio de drenaje correspondiente y, por observaciones directas en el campo durante la construcción nos indicarán la necesidad de la construcción de estas obras así como su ubicación correspondiente.

III.5.- Pavimentación.

Al conjunto de capas formadas con materiales apropiados, comprendidas entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento, se conoce con el nombre de Pavimento.

Las principales funciones del Pavimento, son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiados, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo

y otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito.

Los pavimentos se diferencian y definen en términos de los materiales de que están constituidos y de cómo se estructuran esos materiales; así pues, se tienen Pavimentos Rígidos y Pavimentos Flexibles. Los primeros tienen un elemento fundamental resistente, que es una losa de concreto hidráulico; los pavimentos flexibles integrados por un conjunto de estructuras que son : la sub-base, base y carpeta.

En el caso del presente trabajo, el Tramo se construye con pavimento flexible. A continuación trataré, las funciones más importantes que desempeñan cada estructura, su proceso constructivo y por último la obtención de los materiales que las formarán.

III.5.a.- Funciones de la Sub-base, Base y Carpeta.

SUB - BASE :

La función principal de la sub-base es de carácter económico y estructural, ya que se acepta formarla con un material de menor calidad que el empleado en la base y por lo tanto más económico; - la razón de aceptar un suelo de menor calidad, con mayor contenido de finos y menor exigencia en lo que se refiere a la granulometría es el mayor alejamiento de la sub-base de la superficie de rodadura, por el que le llegan esfuerzos de menor intensidad. Desde el punto de vista de la obtención del material, se ha acordado que la capa de sub-base sea por lo general la misma que la base (como es el caso del presente trabajo) y en cuanto a espesores, éstos serán iguales en virtud de que, naturalmente, cuanto menor sea la calidad del material colocado tendrá que ser mayor el espesor necesario para soportar y transmitir los esfuerzos.

Se podrá utilizar también como capa de transición entre el material de la base (granular grueso) y el de la subrasante (más fino), al actuar la sub-base como filtro de la base e impedir su contaminación con la subrasante.

La sub-base también se coloca para absorber deformaciones per

judiciales en la subrasante; por ejemplo, cambios volumétricos - asociados a cambios de humedad, que podrían llegar a reflejarse - en la superficie del pavimento.

Se utiliza también como capa drenadora para desalojar el - - agua que se infiltre desde arriba y como capa rompedora de capilaridad, para impedir la ascensión capilar hacia la base, de agua - procedente de la terracería.

BASE :

La base tiene una función económica análoga a la sub-base - por permitir reducir los espesores de carpeta, que es más costosa

Su función más importante es desde el punto de vista estructural, ya que debe ser una capa que soporte las cargas de los vehículos y sea capaz, a su vez, de transmitir los esfuerzos resultantes convenientemente a los niveles inferiores.

También debe ser una capa drenante, capaz de eliminar fácilmente y rápidamente el agua que llega a infiltrarse a través de la carpeta y, ser además, una capa rompedora de capilaridad que impida definitivamente la ascensión capilar del agua que provenga de los niveles inferiores.

CARPETA :

La carpeta debe constituir una superficie uniforme y estable capaz de soportar los efectos abrasivos y rasantes del tránsito - directo y de la intemperie; debe ser además, una superficie antiderrapante con colores claros de preferencia e impermeable.

III.5.b.- Construcción de la Sub-base y Base.

Para ejecutar la construcción de las capas de sub-base y base, nos basamos en el proyecto el cual nos dice que para éste tramo (objeto del presente trabajo), se construirán las capas de sub base y base con un espesor de 12 cm respectivamente, formadas con 80% de material triturado procedente del Banco ubicado a la derecha del Km 75 + 300 sin desviación, y 20% de material cementante - procedente del Banco ubicado a la izquierda del Km 51 + 100 sin - desviación, y compactados al 100% de su peso volumétrico seco má-

ximo (Proctor Estándar).

Con estos datos, procedemos en gabinete a efectuar los cálculos correspondientes en lo que respecta a cantidades de materiales sueltos (triturado y cementante) que es necesario depositar en el campo para obtener espesores de 12 cm por capa, compactos; es decir, lo anterior se resume a obtener los volúmenes de proyecto compactos, los cuales deberán traducirse (utilizando sus pesos volumétricos en estado seco y suelto, y sus respectivos coeficientes de variación volumétrica obtenidos en el laboratorio) a volúmenes sueltos en camellones, con sus respectivas dosificaciones.

Sobre la subrasante es depositado el material procedente del banco a través de camiones de volteo; es muy importante respetar la separación entre montón y montón de material, ya que de esto dependerán los espesores de la sub-base y base (distancia calculada en gabinete con base a volúmenes compactos de proyecto). A continuación con la ayuda de la Motoconformadora se va descopetando el material hasta tenerlo acamellonado, enseguida se procede a homogenizado, para lo cual la Motoconformadora al ponerse en movimiento va revolviendo el material, hasta formar otro camellón en el lado opuesto; se repite este proceso incorporándole, alternadamente, la humedad necesaria (con Pipas) hasta que presente un aspecto homogéneo; logrado lo anterior, se inicia el tendido del material en capas con espesor no mayor de 15 cms.

Procuraremos que la sub-base y base queden lo mejor homogenizadas posibles, ya que de éste factor, dependerá el buen funcionamiento de estas estructuras.

Una vez que tenemos el material tendido y homogenizado en cuanto a granulometría y humedad, procedemos a efectuar su compactación.

Dentro de las normas de compactación, la S.A.H.O.P. nos indica que para pavimentos flexibles se fija un grado mínimo de 95% - (pero es práctica normal llevar la compactación hasta el 100%) para sub-base y base, con respecto a la prueba Proctor Estándar en caminos de mediano a bajo tránsito. Para lograr la compactación, procedemos de la siguiente manera : una vez que tenemos tendido el material y cuidando el control de la humedad óptima, usamos -

nuestro equipo de compactación, que en tangentes iniciará su operación de las orillas hacia el centro y en las curvas, de la parte interior de la misma hacia la parte exterior.

Como en general a lo largo de la construcción del tramo tenemos suelos friccioantes con algo de limos y arcillas, usamos para lograr la compactación que se pide, Equipo Vibratorio del tipo rodillo liso, el cual nos permitirá compactar nuestro espesor en una sola capa, obteniendo con ello mayor rendimiento de nuestro equipo. Para terminaciones (acabado y afine), usamos Equipo Neumático auxiliado con la Plancha o Rodillo Liso tipo tandem. El número de pasadas del equipo será determinado por el laboratorio, -- hasta lograr la compactación fijada.

Durante todo el proceso de compactación debemos vigilar que la humedad óptima se conserve para lo que continuamente estaremos incorporando humedad al material (para compensar la pérdida de humedad por evaporación).

En las Fotos III-6, se aprecia el proceso de construcción de las capas de Sub-base y Base.

Para dar por terminada la construcción de la Sub-base y Base se verificarán el alineamiento, perfil, sección, compactación, espesor y acabado, aspectos fijados por el proyecto y dentro de las siguientes tolerancias :

	Sub-base	Base
1) Ancho de la sección, del eje a la orilla.	+ 10 cm	. . + 10 cm
2) Pendiente transversal	$\pm 1/2 \%$. . $\pm 1/2 \%$
3) Profundidad de las depresiones, - observadas colocando una regla de 3 m paralela y normalmente al eje	2 cm máx .	1 1/2 cm máx.

III.5.c.- Riego de Impregnación.

El riego de impregnación tiene la función de unir dos estructuras diferentes como son la base y la carpeta, además constituye una capa impermeabilizante por lo que es menester que el material asfáltico penetre en la base; es decir, la impregne materialmente

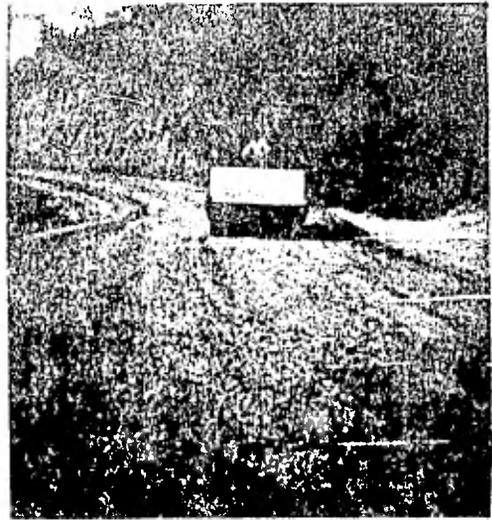
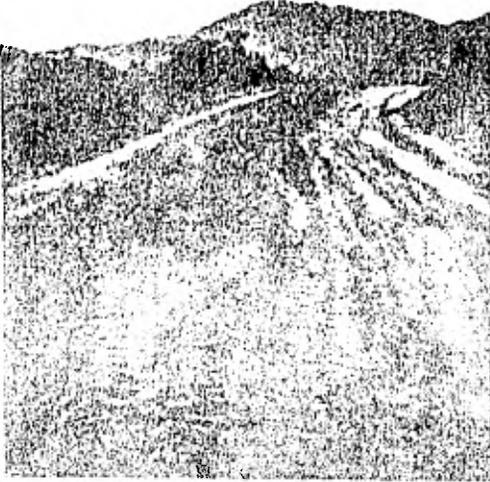


FOTO III-6. PROCESO DE CONSTRUCCION
DE SUB-BASE Y BASE .

para lo cual se requiere de un producto que tenga la suficiente penetración como para lograr unir dichas estructuras. Por esta razón se recomienda usar un asfalto de mediana densidad como lo es el FM-1 que logra una buena penetración y a la vez, no es fácil de atacar por el intemperismo, como lo sería una de alta densidad

El proceso constructivo es el siguiente: antes de aplicar el riego de impregnación, es necesario barrer la superficie por impregnar (Base) para eliminar todo el material suelto, polvo y materias extrañas que se encuentren en ella. A continuación es preparado el asfalto, el cual se lleva al lugar por medio de Nodrizas, las cuales al llegar al lugar de tendido pasan asfalto a la Petrolizadora, la cual le dá la temperatura (60 °C) necesaria para poder esparcirlo sobre la Base por medio de espreas.

Una vez preparado el material asfáltico, se procede a efectuar el riego a razón de 1.5 lt/m² aproximadamente, iniciándolo del hombro (incluyendo el talud del pavimento) hacia el centro del camino (se preficre una ala del camino para que se permita el tránsito por la otra ala). La superficie impregnada deberá presentar un aspecto uniforme, observando que el material asfáltico que de firmemente adherido, (Ver Foto III-7).

Se recomienda una penetración mayor de 4mm, aunque puede ser menor, siempre y cuando exista una buena adherencia entre el material asfáltico y la capa de Base. Deberá retirarse el exceso de material asfáltico que se haya acumulado en alguna forma. Se recomienda también, que la Base impregnada debe cerrarse al tránsito durante 24 horas después de efectuada la impregnación; cuando esto no sea posible, la base impregnada deberá cubrirse con un poceo, que generalmente se hace con arena, para que al abrirse al tránsito, éste no levante el riego del material asfáltico.

III.5.d.- Construcción de la Carpeta.

La carpeta será construida por el sistema de dos riegos de material pétreo, el primero con Material No. 2 y el segundo con Material No. 3-B, anteponiendo a cada uno de ellos un riego de liga con emulsión de rompimiento rápido o asfalto rebajado de fra--



FOTO No III-7. BASE IMPREGNADA

KM: 58+000 Y KM: 52+000

ORIGEN ZIHUATANEJO GRO.

- 97 -

guado rápido.

La denominación del material No. 2 corresponde a un material-pétreo que pasa la malla 1/2" (12.7 mm) y es retenido en la malla de 1/4" (6.3 mm); el material No. 3-B es aquel que pasa la malla de 1/4" y es retenido en la malla No. 8.

Su proceso constructivo se describe a continuación : se barre rá la superficie de la base impregnada para limpiarla del polvo u otra materia extraña; a continuación, sobre ésta superficie seca, se aplica un riego de liga con material asfáltico del tipo FR-3 - con dosificación de 1.1 a 1.5 lt/m², el cual será cubierto con el primer riego de sello de material No. 2 con dosificación de 8 a 12 lt/m². El riego de liga será efectuado con petrolizadora a todo el ancho del ala que se vaya a sellar e inmediatamente después será cubierto con material pétreo distribuido con esparcidores mecánicos, procurando que la distancia que se vaya a sellar sea igual a la que se aplicará el riego de liga.

A continuación se planchará el material pétreo con rodillo liso, iniciándose en tangentes de las orillas de la carpeta hacia el centro y en las curvas del lado interior hacia el lado exterior, - pasando el número de veces que sea necesario para asegurar que el máximo del material pétreo se ha adherido al material asfáltico. - Transcurridas las 24 horas a la terminación del planchado, se abre al tránsito. Cuando se observe que ya no se adhiere el material pétreo y no antes de 3 días, se recolectará todo el sobrante con cepillos de fibra o raíz, dejando la superficie libre de material - -suelto.

A continuación se dará, sobre el material pétreo, el segundo-riego de liga con FR-3 (en la misma dosificación del primero), cubriéndose inmediatamente con el segundo riego de sello con material 3-B con dosificación de 6 a 8 lt/m². Se planchará con rodillo liso en la forma antes mencionada, y el número de veces que sea necesario. Se cerrará al tránsito la superficie sellado durante 24 - horas, transcurrido este periodo se permite el tránsito sobre ella y después de 3 días, se recolectará y removerá el material excedente que no se adhiere al material asfáltico del segundo riego.

Con el propósito de no interrumpir totalmente el tránsito, se

procede a sellar una ala del camino la cual será cerrada, permitiend---
tiendo el tránsito por la ala contigua.

Por último se verificará la construcción de la carpeta dentro
de las siguientes tolerancias :

- 1) Ancho de la carpeta, del eje a la orilla. . . + 5 cm.
- 2) Pendiente transversal $\pm 1/2 \%$
- 3) Profundidad de las depresiones, obervadas
colocando una regla de 3 m, paralela y ---
normalmente al eje 1 cm.

Una vez concluida la carpeta, dentro de las tolerancias esta-
blecidas, tendremos terminado nuestro pavimento en condiciones de
recibir tránsito.

III.5.e.- Obtención y Proceso de Trituración.

La localización de bancos de materiales, de los cuales se ob-
tendrá el material previo proceso, para construir las capas de sub
rasante, sub-base, base y carpeta, constituye una importante fase
dentro del proceso constructivo de un camino.

En la localización de bancos debemos recabar información de --
la zona donde vamos a necesitar material. Esta información nos per
mitirá descubrir un lugar donde exista un volumen alcanzable y ex--
plotable de suelo o roca que puede emplearse en la construcción de
una determinada parte del camino, que satisfaga las especificacio-
nes de calidad (límite de contracción, valor soporte, granulome---
tría, etc.) y los requerimientos de volumen del caso en particular.

En la elección de un baco debemos tener presente lo siguien---
te : ha de garantizar ser el mejor entre todos los disponibles en-
lo que se refiere a calidad de los materiales extraíbles para el -
uso que se les vaya a dar (capa subrasante, sub-base, base y carpe
ta); tiene que ser de fácil acceso y que se pueda explotar con los
procedimientos más eficientes y menos costosos; tiene que ser - -
aquel que produzca las mínimas distancias de acarreo de los mate--
riales a la obra, éste es un factor muy importante en el renglón -
de costos de la obra; debe ser tal, que requiera los mínimos trata
mientos en cuanto a elaboración de material y la colocación de - -

éste en la obra.

Teniendo presente estos puntos y de la interrelación que guardan, nos conduce a efectuar un estudio minucioso a lo largo de la zona donde se aloje el camino, analizando todas las alternativas posibles, para que no pasemos por alto algún posible banco.

Una vez localizados perfectamente los bancos y rechazados los anti-económicos se procede al muestreo, el cual debe ser lo más representativo posible. Los sondeos se efectúan en los puntos que nos representen toda el área de explotación posible, tomando en cuenta el volumen aprovechable del banco. Una vez obtenida la muestra, la debemos transportar (tomando las precauciones al respecto) al laboratorio donde se someterá a las pruebas correspondientes y poder determinar si es económica su explotación y que cumpla con las especificaciones de calidad.

El procedimiento de ataque de un banco es el siguiente : localizado éste, se procede a desmontar y despallar el área por explotar, con la ayuda del Tractor Bulldozer.

Dependiendo de la naturaleza del banco y del uso del que se vaya a dar al material, será su forma de ataque. En nuestro caso particular fue necesario el uso de explosivos para su ataque. Una vez efectuado el desmonte y despalle respectivo, se procedió a diseñar la plantilla de barrenación tomando en cuenta el tamaño del equipo de carga y acarreo (se utilizó Cargador Frontal Michigan - 85 C y camiones volteo de 7 m³ de capacidad). El tamaño a producir con la barrenación, también nos lo delimita el tamaño de la abertura de la Quebradora primaria.

Una vez obtenido el material "en greña" o natural, será cargado, por los Cargadores Frontales o Traxcavos, en camiones de volteo los que lo transportarán, colocándolo en la boca de la quebradora primaria.

Las operaciones de trituración son indispensables para realizar los procesos necesarios para transformar el material en greña o natural, en material útil que reúna ciertas especificaciones. Esta operación de transformación se realiza en varias etapas de acuerdo con el material natural disponible y con las especificaciones que deben cumplirse.

En una trituradora podemos distinguir al equipo de trituración propiamente dicho, integrado por : trituradoras primarias que pueden ser de quijadas o giratorias, trituradoras secundarias y terciarias que entre las más conocidas tenemos las de cono, rodillos, martillos e impactos. Puede ser necesario según el caso, una trituradora cuaternaria conocida de molinos que pueden ser de barras y de bolas.

El segundo equipo es el Complementario, el cual consta de : - cribas vibratorias (horizontales e inclinadas), alimentadores, gusanos lavadores, bandas transportadoras y elevadores de cangilones.

El proceso de transformación se inicia en la quebradora primaria donde el material es reducido a tamaño menor, el cual pasa a la secundaria por medio de bandas, ahí se genera otra reducción de tamaño al material que es llevado por medio de bandas a las cribas para que nos dé el tamaño requerido; debido al sobretamaño del tamaño en ésta etapa, éste no pase especificaciones, por lo que será necesario crear un circuito cerrado con bandas de retorno, para volver a triturar el material y así evitar los sobretamaños.

Después de cribado el material, por medio de bandas pasa a una tolva de descarga y de ahí a los camiones de volteo que lo transportarán al lugar del tiro o es almacenado por el Cargador Frontal, para su uso posterior.

En la Foto III-8 se pueden apreciar las actividades para la producción de material pétreo utilizado en pavimentación.



FOTO III- 6 . OBTENCION Y PROCESAMIENTO DE
MATERIAL PARA PAVIMENTACION.

CAPITULO IV : CONTROL DE CALIDAD.

IV.1.- Generalidades.

Una obra de Ingeniería deberá cumplir con las normas de calidad establecidas por las Especificaciones Generales de Construcción, para que se tenga la seguridad que dicha obra, además de ser económica y eficiente, lo sea también de buena calidad. Para lograr esto último se cuenta con el Control de Calidad en la obra, - el cual es un conjunto de pruebas de Laboratorio que se le aplican a los materiales que formarán parte de ella, con la finalidad de - conocer su calidad, prever su probable comportamiento en la obra y controlar sus características durante la construcción. Además, para que los resultados de las pruebas de laboratorio puedan aplicarse al Control de Calidad de materiales, estructuras y diseño de la obra que se ejecuta, deberán haber sido obtenidas en muestras verdaderamente representativas y apegándose precisamente a los métodos de muestreo y prueba que marcan las Especificaciones o las que indique el proyecto.

El control de calidad debe ser oportuno, para en caso necesario poder controlar la obra. Esto es de vital importancia para la construcción de cualquier obra y en particular para la construcción de carreteras ya que por sus desarrollos, se alcanzan grandes longitudes lo cual trae consigo, innumerables problemas por la diversidad de materiales que se presentan al ir avanzando en la construcción de las mismas.

Para los fines que se pretenden alcanzar en el presente trabajo, el Control de calidad correspondiente al tramo en estudio, comprenderá lo relativo a las Pruebas para Terracerías y Pavimentación indicando en cada una de ellas su objetivo, ejecución e interpretación de los resultados obtenidos.

IV.2.- Pruebas para Terracerías.

El objeto de las pruebas es conocer las características de —

los materiales y estructuras que se emplean en las obras que se ejecutan, para verificar si cumplen con las normas de calidad establecidas en Especificaciones y decidir si se aceptan, rechazan o cual es su uso más conveniente, de acuerdo con el proyecto. Algunas de las pruebas se emplean también para fines de diseño.

Como se muestra en la FIG. III-2, las Secciones Estructurales nos indican las diferentes capas que forman el cuerpo del camino. En ellas se puede observar que el caso de la Sección en Terraplén, la capa correspondiente al cuerpo del terraplén no se encuentra definida (pues dependerá del terreno donde se aloje la sección), sólo está definida la capa subrasante cuyo espesor será de 30 cms. No olvidemos que las Terracerías se forman, generalmente de dos capas : la llamada Cuerpo de Terraplén y la Capa Subrasante. Cuando la Sección sea del tipo Cajón o Balcón, las terracerías se formarán sólo de la capa subrasante cuyo espesor será también de 30 cms.

El control de las terracerías se reduce a verificar la calidad y grado de compactación alcanzado en los materiales que forman el cuerpo del terraplén y capa de mejoramiento de terracerías cuando lo hay, así como controlar las zonas de material de calidad de terracerías del banco de préstamo si se tiene éste, vigilar que no se tengan en el cuerpo del terraplén materia vegetal como raíces, ramas etc., así como controlar el bandeado del material producto de los cortes cuando éste no sea compactable (se considera material compactable cuando el retenido del material en Malla de 3" es menor de 30% en peso de la muestra total), cuidando que no se tiren en general capas mayores del espesor de la piedra más grande; en el caso del material compactable el espesor se fija de acuerdo con el equipo de compactación por usar. En terracerías se especifica por lo general y según el proyecto, utilizar material compactable en los últimos 30 cms., en corte y 50 cms., en terraplén compactados a 95% de su peso volumétrico máximo como mínimo, además de que no se tengan piedras mayores de 10 cms., los últimos 15 cms., bajo la subrasante.

Las pruebas utilizadas para el control de calidad en terracerías, durante su construcción son :

Prueba de Compactación Proctor.

Prueba de compactación en suelos con agregados gruesos.

Prueba Standard de Valor Relativo de Soporte (Prueba de California o Porter).

Prueba de valor cementante.

Pruebas de tipo vibratorio.

Pruebas de compresión triaxial (Método de Texas).

Como etapa previa a la ejecución de éstas pruebas, se lleva a cabo el Muestreo y Preparación de las muestras que serán estudiadas conforme al método de prueba seleccionado.

IV.2.a.- Muestreo y Preparación de muestras.

Al reconocer los suelos se pueden presentar dos tipos de problemas, que son los siguientes : en la cimentación y en la construcción, o sea, que el suelo nos puede servir como cimiento o apoyo, o como material para construir y siempre nos interesa conocer la interrelación que guardan estos aspectos, para ello se lleva a cabo el muestreo.

El muestreo consiste esencialmente en obtener una porción del material con el que se pretende construir una estructura o bien — del material que ya forma parte de dicha estructura, de tal manera que las características de la porción obtenida sean representativas del conjunto.

En suelos se obtienen dos tipos de muestras : Inalteradas y Alteradas.

- 1) Muestras Inalteradas.-- Son aquellas que conservan hasta - donde sea posible, las condiciones- que presentan "in situ", como son - estructura y humedad.
- 2) Muestras Alteradas.-- Son aquellas que están constituidas por el material disgregado o en - - fragmentos en los que no se toman - precauciones especiales para conservar las características de estrucqura y humedad.

Las muestras inalteradas se obtendrán casi exclusivamente de suelos finos que pueden labrarse sin que se disgregen. La obtención puede efectuarse en el piso o en las paredes de una excavación, en la superficie del terreno natural o en la de una terracería. La excavación para obtener la muestra deberá ser de dimensiones tales que permitan las operaciones de labrado y extracción de la misma.

Las muestras alteradas podrán obtenerse de una excavación, de un frente, ya sea de un corte o de banco o bien de perforaciones llevadas a profundidad con herramientas especiales. Las muestras deberán ser representativas de cada capa que se atravesase, hasta llegar a una profundidad que puede corresponder al nivel más bajo de explotación, al nivel de aguas freáticas o a aquél al cual sea necesario extender el estudio. El peso mínimo de la muestra será de 40 kg que es la cantidad necesaria de suelo para realizar las pruebas en materiales de terracerías.

El proceso de preparación de las muestras comprende las operaciones de secado, disgregación y cuarteo, que son necesarias para obtener las porciones representativas en condiciones adecuadas para efectuar los ensayos correspondientes.

Las muestras se sujetarán a un proceso de secado con objeto de facilitar su disgregación y manejo; las muestras que contengan una humedad tal que permita su fácil disgregación no será necesario someterlas al mismo. El procedimiento consiste en secar las muestras al sol o en el horno. En ambos casos se revuelve periódicamente el material para lograr un secado más rápido y uniforme, hasta reducir su humedad a un grado tal que permita su fácil disgregación.

La disgregación tiene por objeto separar las diferentes partículas que constituyen la muestra, cuando estas tienen tamaño adecuado para la prueba de laboratorio o bien, cuando las muestras tienen una granulometría definida. La disgregación de la muestra deberá efectuarse sin romper las partículas, llevándose a un grado tal que permita obtener materiales apropiados para las pruebas de laboratorio correspondientes, o bien cuando se trata de estudios de bancos de materiales como rocas, tepetates, areniscas, etc., la

disgregación se lleva hasta producir fragmentos de tamaño semejante a los que se tendrán durante la construcción de la obra.

El cuarteo tiene por objeto obtener de una muestra, proporciones representativas de tamaño adecuado, para efectuar las pruebas de laboratorio que se requieran. En muestras de 20 kg o mayores, - la muestra total, deberá revolverse con una pala, transportando de un lugar a otro unas cuatro veces todo el material sobre una superficie sensiblemente horizontal, lisa y limpia, hasta conseguir que presente un aspecto homogéneo. Se procederá después a formar un cono, colocando con la pala el material en el vértice de éste y permitiéndole que, por sí mismo, busque su acomodo, procurando a la vez que la distribución se haga uniformemente con la pala. El cono formado se transformará en cono truncado, encajando la pala en forma radial y haciéndola girar con centro en el eje del cono a fin de ir desalojando el material hacia la periferia. Una vez obtenido un cono truncado de 15 a 20 cm de altura, se procederá a dividirlo en cuadrantes usando una regla de longitud conveniente. Se combinará el material de dos cuadrantes opuestos y se repetirá el proceso anterior sucesivamente, hasta obtener la muestra del tamaño requerido.

En la Foto IV-1, se muestran estas operaciones ejecutadas por personal del Laboratorio de Campo S.A.H.O.P., establecido en el - pueblo de Vallejos de Zaragoza, Gro.

IV.2.b.- Pruebas Preliminares.

Una vez efectuado el cuarteo al material, a éste se le hacen una serie de pruebas dependiendo del uso que se le vaya a dar. La determinación de éstas pruebas, constituye una etapa fundamental - de otras pruebas que se efectúan a los suelos.

A continuación se enlistan y describen, brevemente estas pruebas preliminares o complementarias:

- 1) Determinación de la humedad o contenido de agua de los suelos.

Se conoce como humedad o contenido de agua de un suelo, la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de -



FOTO IV-1. PREPARACION DE MUESTRAS .

su fase sólida. Suele expresarse como porcentaje :

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (\text{Varía teóricamente de 0 a infinito}).$$

El contenido de agua es el peso que pierde la muestra al someterla a un proceso de secado en horno, con temperatura de 105 °C a 110 °C y el peso de las partículas sólidas es el que tiene la muestra después de someterla a dicho secado.

La prueba consiste en obtener una muestra de suelo, someterla a un proceso de secado al horno y determinar la relación que existe entre el peso del agua que contiene y el peso seco del material.

La humedad o contenido de agua de un suelo nos representa un dato indispensable para conocer su grado de compactación.

2) Determinación de Pesos Específicos Relativos y Absorción - de las partículas de material pétreo.

En los laboratorios de Mecánica de Suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y el peso específico relativo de los suelos. Estas magnitudes no son las únicas cuyo cálculo es necesario, es preciso obtener relaciones sencillas y prácticas, a fin de poder medir otras magnitudes en términos de éstas.

En Mecánica de Suelos se relaciona el peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto de peso específico, es decir, de la relación entre el peso de la sustancia y su volumen; éstas son conocidas como relaciones volumétricas y gravimétricas.

Se distinguen los siguientes pesos específicos :

γ_o : Peso específico del agua destilada, a 4 °C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar. Su valor es igual a 1 gr/cm³.

γ_w : Peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo; su valor difiere poco del γ_o y, en muchas cuestiones prácticas, ambos son tomados como iguales.

γ_m : Peso específico de la masa del suelo. Por definición se tiene :

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad : \quad (\text{KG} / \text{M}^3).$$

donde :

W_m : Peso total de la muestra de suelo, en Kg.

V_m : Volumen total de la muestra de suelo, en M^3 .

W_s : Peso de los sólidos, en Kg.

W_w : Peso del agua, en Kg.

γ_s : Peso específico de la fase sólida del suelo.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad ; \quad (\text{KG} / \text{M}^3) , \quad V_s : \text{Volumen de sólidos.}$$

El peso específico relativo se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, a 4 °C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

Se distinguen los siguientes pesos específicos relativos :

S_m : Peso específico relativo de la masa del suelo. Por definición :

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \gamma_o} \quad ; \quad (\text{número abstracto}).$$

S_s : Peso específico relativo de la fase sólida del suelo (de sólidos), para el cual se tiene :

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \quad ; \quad (\text{número abstracto}).$$

Se define como Absorción de un material pétreo la cantidad de agua que penetra en sus partículas cuando se le deja sumergido en agua a una temperatura de 15 a 25 °C durante 24 horas y se expresa en % con relación al peso seco del material. Una absorción menor de 2% se considera como buena, entre 2% y 4% se considera regular y pasando de 4% se considera como absorción mala.

Los resultados obtenidos de estos conceptos nos permiten conocer algunas características de los suelos, que se utilizan para diferentes estudios, como por ejemplo la determinación de la curva de saturación teórica empleada en las pruebas de compactación.

3) Determinación de la Composición Granulométrica mediante el uso de mallas.

Esta prueba consiste en separar por tamaños las partículas de suelo, pasándolo a través de una sucesión de mallas de aberturas cuadradas y en pesar las porciones que se retienen en cada una de ellas, expresando dichos retenidos como porcentajes en peso de la-

muestra total.

Las características granulométricas de un suelo influyen en la mayor o menor facilidad para lograr una compactación adecuada y tienen importancia en su comportamiento mecánico, principalmente en los suelos gruesos. Generalmente, la mayor estabilidad de un suelo se alcanza cuando la cantidad de vacíos es mínima y para que esta condición pueda lograrse, se requiere que el material tenga una sucesión adecuada de tamaños que permita que los huecos resultantes del acomodo de las partículas mayores, sean ocupados por partículas menores y que a su vez, los huecos que dejen éstas últimas sean ocupados por partículas más finas y así sucesivamente.

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas (escala natural) y tamaño de las partículas como abscisas (escala logarítmica). Las ordenadas se refieren a porcentaje en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical; una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

Para fines de clasificación del suelo deberán calcularse los coeficientes de uniformidad C_u , y de curvatura C_c , que se emplean para juzgar la graduación del material, por medio de las fórmulas siguientes :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad ; \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

En donde :

C_u : Coeficiente de Uniformidad del material, número abstracto. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes.

C_c : Coeficiente de Curvatura del material, número abstracto. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados.

D_{10} , D_{30} y D_{60} : representan los tamaños de las partículas de suelo en mm, que en la gráfica de la composición granulométrica corresponden al 10%, 30% y 60%, que pasa, respectivamente.

4) Determinación de los Límites de Plasticidad.

La plasticidad es la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

- 1) Estado líquido : con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2) Estado semilíquido : con las propiedades de un fluido viscoso.
- 3) Estado plástico : en que el suelo se comporta plásticamente.
- 4) Estado semisólido : en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero disminuye su volumen al estar sujeto a secado.
- 5) Estado sólido : en el que el volumen del suelo no varía con el secado.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg : Límite Líquido.

La frontera convencional entre los estados plásticos y semisólido fue llamada por Atterberg : Límite Plástico.

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado : Límites de Plasticidad.

A la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, se conoce como : Índice Plástico.

Se define como límite líquido el contenido de agua de la fracción del suelo que pasa la malla No. 40 (0.425 mm), cuando al ser colocada en la Copa de Casagrande y efectuar en ella una ranura trapecial de dimensiones especificadas, los bordes inferiores de la misma se ponen en contacto en una longitud de 13 mm, después de golpear la copa 25 veces, dejándola caer contra una superficie dura de características especiales, desde una altura de 1 cm, a la velocidad de 2 golpes por segundo. En el método estándar el límite líquido se determina gráficamente mediante la curva de fluidez - - (curva Contenido de Agua - Número de Golpes), la que se obtiene -

uniendo 3 ó 4 puntos que representan los contenidos de agua correspondientes a diversos números de golpes, para los cuales la ranura se cierra en la longitud especificada. La ordenada de esa curva correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido.

El límite plástico de un suelo se define como el mínimo contenido de agua de la fracción que pasa la malla No. 40 (0.425 mm), - para que se pueda formar con ella cilindros de 3 mm de diámetro, - sin que se rompan o desmoronen. La prueba para su determinación - consiste en rolar el suelo sobre una placa de vidrio o metal con - la mano hasta alcanzar un diámetro de 3 mm. Se repite esta etapa - hasta que el cilindro presente señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar precisamente el diámetro de 3 mm., en tal momento se determinará rápidamente su contenido de agua, que es el - límite plástico.

El índice plástico de un suelo mide el intervalo de variación de la humedad dentro del cual el suelo presenta una consistencia - plástica. Se determina restando el límite plástico al límite líquido.

5) Determinación de los Pesos Específicos o Pesos Volumétricos de los suelos.

De acuerdo con la compacidad del suelo o grado de acomodo que presentan sus partículas sólidas, los pesos específicos o volumétricos pueden ser :

Peso específico o volumétrico del suelo en estado natural : - cuando el acomodo que tienen sus partículas es consecuencia de un proceso de la naturaleza.

Peso específico o volumétrico del suelo en estado suelto : - cuando su estructura natural ha sido alterada por algún proceso artificial como los de extracción, desagregación, cribado, trituración, etc., y que se ha depositado o almacenado sin someterlo a ningún tratamiento especial de compactación. Nos sirve principalmente para determinar los coeficientes de variación volumétrica.

Peso específico o volumétrico del suelo en estado compacto : - cuando las partículas sólidas que lo constituyen han adquirido un cierto acomodo por algún procedimiento de compactación. En este ca

so se presentan dos posibilidades, siendo una de ellas la que toma en cuenta la totalidad de las partículas del material y la otra, - que considera sólo la fracción del material que pasa por determinada malla. La primera se aplica generalmente para el cálculo de coeficiente de variación volumétrica y la segunda para obtención de grados de compactación.

IV.2.c.- Pruebas de compactación.

De lo hasta aquí expuesto, hemos obtenido una serie de datos que nos reportan algunas características más importantes de los materiales, los cuales nos dan idea clara de su calidad.

A continuación trataremos lo referente al control de calidad de terracerías durante su construcción, lo cual se enfoca a verificar el grado de compactación alcanzado por las terracerías, conforme a lo fijado en el proyecto, el cual para éste tramo especifica que el Cuerpo de Terraplén sea compactado al 90% y la Capa Subrasante al 95% del Peso Volumétrico Seco Máximo.

Se entiende por compactación la aplicación mecánica de cierta energía, o cantidad de trabajo por unidad de volumen, para lograr una reducción de los espacios entre las partículas sólidas de un suelo, con el objeto de mejorar sus características mecánicas. Al obtenerse un mejor acomodo de las partículas sólidas y la expulsión del aire que contiene el suelo, se produce un aumento de su pesos específico o volumétrico.

La compactación mejora las características de un suelo en lo que se refiere a : resistencia mecánica, resistencia a los asentamientos bajo cargas futuras y, permeabilidad.

De acuerdo con la naturaleza de los materiales y con el uso que se les pretenda dar, se han establecido procedimientos de prueba para llevar a cabo la compactación de los suelos en el laboratorio, con objeto de referenciar y evaluar la compactación que se alcanza con los procedimientos aplicados en el campo, para determinar el grado de compactación del material.

El establecimiento de una prueba simple de compactación en el laboratorio cubre, principalmente, dos finalidades. Por un lado -

disponer de muestras de suelo compactadas teóricamente con las condiciones de campo, a fin de investigar sus propiedades mecánicas para conseguir datos firmes de proyecto; por otro lado, es necesario poder controlar el trabajo de campo, con vistas a tener la seguridad de que el equipo usado está trabajando efectivamente en las condiciones previstas en el proyecto.

A continuación se describen brevemente, las pruebas más comúnmente utilizadas en el control de terracerías :

1) Prueba Proctor Estándar :

Esta prueba nos sirve para determinar el peso específico seco máximo y la humedad óptima en suelos que se emplean en la construcción de terracerías. El material por estudiar deberá pasar la malla No. 4, con una tolerancia máxima de 10% de retenido en dicha malla, pero que pasen totalmente por la malla 3/8", deben tener un índice plástico mayor de 6.

R.R. Proctor estableció que hay una correspondencia entre el peso volumétrico seco de un suelo compacto y su resistencia. El equipo para hacer pruebas de compactación en la obra es un equipo económico y sencillo. Proctor desarrolló una prueba que consiste en :

- a) Se toma una muestra representativa del suelo a compactar, de humedad conocida.
- b) Se toma un cilindro de 10.2 cm (4 pulgadas) de diámetro y 11.7 cm (4.59 pulgadas) 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 2.5-kg con un área de contacto de 20 cm² el que se deja caer desde una altura de 30.5 cm. Todo esto con el objeto de siempre dar al material la misma energía de compactación.
- d) Se pesa el material y como el volumen es conocido se calcula el peso volumétrico húmedo, simplemente dividiendo el peso del material entre su volumen. Como la humedad es conocida, se resta el peso del agua y se obtiene el peso volumétrico seco para esa humedad.
- e) Se repite la prueba varias veces, variando cada vez el gra

do de humedad, con lo que se obtienen pares de valores Humedad - Peso Volumétrico Seco.

Con estos pares de valores se dibuja una gráfica cuyas abscisas serán los % de humedad y las ordenadas serán sus respectivos - Pesos Volumétricos Secos en kg/m^3 .

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".

La razón de la existencia de un peso volumétrico máximo es - que en todos los suelos, al incrementarse su humedad, se les proporciona un medio lubricante entre sus partículas, que permiten un cierto acomodo de éstas cuando se sujetan a un cierto trabajo de - compactación. Si se sigue aumentando la humedad, con el mismo trabajo de compactación, se llega a obtener un mejor acomodo de sus - partículas y en consecuencia un mayor peso volumétrico, si se aumenta todavía más la humedad, el agua empieza a ocupar el espacio - que deberían ocupar las partículas del suelo y por lo tanto comienza a bajar el peso volumétrico del material, para el mismo trabajo de compactación.

De lo anterior se desprende, que si se aumenta o disminuye la humedad será necesario aumentar el trabajo del equipo de compactación, lo que, en general, no es económico.

2) Prueba Proctor Modificada.

Conforme fueron aumentando las cargas sobre las terracerías - por el uso de camiones cada vez más pesados, paralelamente a ello se produjo como consecuencia, un rápido desenvolvimiento del equipo de compactación de campo comercialmente disponible; la energía específica de compactación en la Prueba Proctor Estándar empezó a no representar en forma adecuada las compactaciones mayores que se podían lograrse con el nuevo equipo. Por ésta razón se desarrolló la prueba Proctor Modificada.

Con la modificación a la prueba Proctor Estándar, se logra un aumento en la energía de compactación y disminución de la humedad - óptima, conservando el número de golpes por capa, pero aumentando -

el número de éstas de 3 a 5 capas, aumentando al mismo tiempo el peso del pisón y la altura de caída del mismo; el nuevo peso es de 4.5 kg y la altura de caída de 45.7 cm.

En todos los aspectos las dos pruebas son semejantes, únicamente el trabajo o energía de compactación se ha incrementado aproximadamente 4.5 veces. La energía específica de compactación se calcula con la siguiente fórmula :

$$E_e = \frac{NnWh}{V}$$

En donde :

E_e : Energía específica, en Kg - cm/cm³.

N : Número de golpes por capa,

n : Número de capas de suelo,

W : Peso del pisón, en Kg.

h : Altura de caída libre del pisón, en cm.

V : Volumen del suelo compactado, en cm³.

Sustituyendo valores en la fórmula anterior, tenemos que para la prueba Proctor Estándar, su energía específica de compactación tiene un valor de 6 Kg - cm/cm³ (12,276 lbs-pie/pie³) y, análogamente para la prueba Proctor Modificada su valor es igual a - - - 26.9 Kg - cm/cm³ (55,037 lbs-pie/pie³).

En la FIG.IV-1, se muestra un ejemplo de la prueba Proctor Estándar y Proctor Modificada efectuadas al mismo material. En él se puede observar que la energía de compactación se aumentó en 4.5 veces, disminuyendo la humedad óptima un 3%.

3) Prueba Porter SOP.

Este método de prueba sirve para determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos con partículas gruesas que se emplean en la construcción de terracerías; también se puede efectuar en arenas y en materiales finos cuyo índice plástico sea menor de 6. El método consiste en preparar especímenes con material que pasa la malla Núm. 25 (1"), a los que se agregan diferentes cantidades de agua y se compactan con carga estática. La principal aplicación de este procedimiento es en la elaboración de

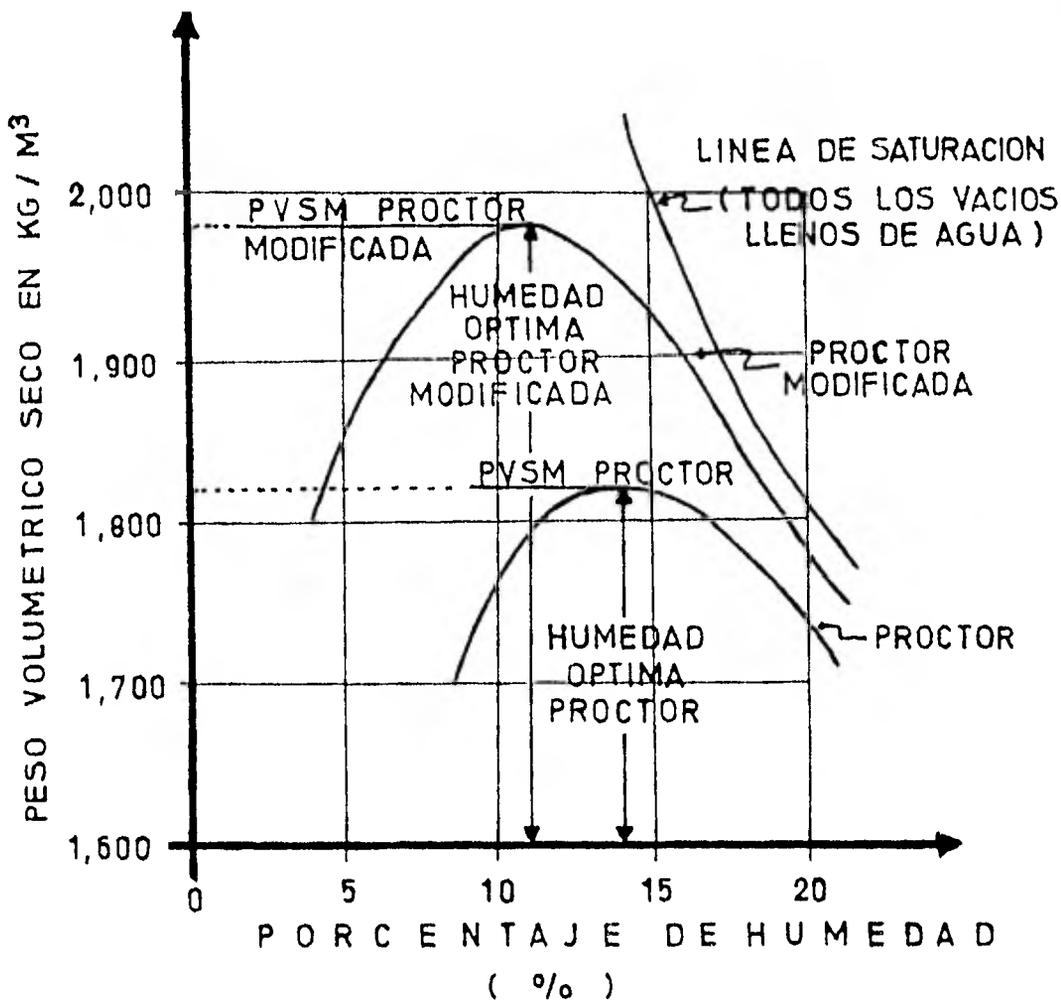


FIG. IV-1. PRUEBAS : PROCTOR Y PROCTOR MODIFICADA .

especímenes de suelo para determinar el valor relativo de soporte y también se utiliza en la determinación del grado de compactación alcanzado por el suelo en estudio.

El procedimiento de esta prueba, se indica a continuación :

- a) Se toma una muestra del material a probar, se seca lo necesario para disgregarla fácilmente, se criba por la malla de 1" y se obtiene una porción de 16 kg. Por cuarteo se divide la porción en fracciones con pesos iguales.
- b) A una porción de (4 kg) de la muestra se le incorpora cierta cantidad de agua y se homogeniza con el material; ésta cantidad de agua debe ser tal que al comprimirlo con la palma de la mano la humedad sea muy ligeramente y que el material comprimido pueda formar grumos.
- c) Colocar el material dentro del molde (cuyas dimensiones son -- 15.24 cm de diámetro interior y 22.86 cm de altura) en 3 capas, dando a cada una de ellas 25 golpes con una varilla con punta de bala (dimensiones : 1.9 cm de diámetro y 30 cm. de longitud) uniformemente distribuidos.
- d) Se coloca el molde en la máquina de compresión (con carga mínima de 30 ton) y se compacta aplicando lentamente carga uniforme hasta alcanzar en un lapso de 5 minutos la presión de 140.6 kg/cm² (equivalente a una carga de 26.5 ton), se mantiene esta carga durante 1 minuto y se hace la descarga en el siguiente minuto. Al llegar a la carga máxima se observa la base del molde y si está ligeramente humedecida, el material tiene la humedad óptima de compactación y ha alcanzado su peso volumétrico máximo.
- e) Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde la humedad ensayada es inferior a la óptima, y viceversa, si se humedece la base del molde antes de alcanzar la carga máxima, la humedad es superior a la óptima. Por lo tanto se prosigue por tanteos tomando otra porción de material y variando la cantidad de agua por agregar a dicho material hasta lograr que la base del molde se humedezca al alcanzar la carga máxima.
- f) Logrado el paso anterior, se retira el molde de la máquina de compresión y se determina la altura del espécimen h_e (restando-

de la altura del molde, la altura entre la cara superior del espécimen y el borde superior del molde) y su peso (W_1).

- g) Se saca el espécimen del cilindro, se corta longitudinalmente y de la parte central se obtiene una muestra representativa y se determina su contenido de agua (w_0), que será el óptimo.
- h) Se calcula el peso específico seco máximo $\gamma_{d\text{máx}}$, mediante la siguiente expresión :

$$\gamma_{d\text{máx}} = \frac{\gamma_m}{100 + w_0} \times 100$$

siendo:

$$\gamma_m = \frac{W_1 - W_t}{V} \times 1000 ; V = 1000 A_m \times h_e$$

en donde :

$\gamma_{d\text{máx}}$: peso volumétrico seco máximo, en kg/m^3 .

γ_m : peso volumétrico húmedo, en kg/m^3 .

w_0 : humedad óptima, en %.

W_1 : peso del espécimen número más el peso del molde de compactación, en kg.

W_t : peso del molde de compactación, en kg.

V : volumen del espécimen, en dm^3 .

A_m : área de la sección transversal del cilindro de compactación, en cm^2 .

h_e : altura del espécimen, en cm.

Por último se reporta el peso específico seco máximo $\gamma_{d\text{máx}}$ (kg/m^3) y la humedad óptima w_0 (%), como valores correspondientes al material ensayado.

IV.2.d.- Determinación del Grado de Compactación.

Obtener el grado de compactación alcanzado por un suelo en el campo, representa un método de control, mediante el cual debemos comprobar en el campo si el grado de compactación obtenido es igual (cuando menos) al especificado en el proyecto, caso contrario, investigar en dónde radica la falla para corregirla. Se especifica en nuestro caso, como anotamos anteriormente, para cuerpo

de terraplén un grado de compactación del 90% y para capa subbase un 95% de su P.V.S.M.

Se define como grado de compactación de un suelo compactado, la relación en porcentaje entre el peso volumétrico obtenido en el campo y el peso volumétrico máximo especificado en el laboratorio para tal obra.

De los métodos antes descritos obtuvimos el peso volumétrico-seco máximo de laboratorio, por lo que nos resta obtener el peso volumétrico de campo. Para ello existen varios métodos de los cuales el de la Trompa y Arena, es el más comúnmente utilizado por su sencillez y confiabilidad de los resultados obtenidos.

El peso volumétrico en el lugar (en campo) consiste esencialmente en hacer una excavación (sondeo) en el lugar de prueba elegido, pesar el material extraído (el cual se seca para determinar la humedad y el peso volumétrico seco) y relacionar este peso con el volumen del sondeo, medido con arena de peso volumétrico constante (Arena de Ottawa).

Aplicando la siguiente fórmula se obtiene el grado de compactación :

$$G_c = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\text{máx}}} \times 100$$

en donde :

G_c : grado de compactación del material, en %.

γ_d : peso volumétrico del material en estado seco, en el lugar, en kg/m^3 .

$\gamma_{d\text{máx}}$: peso volumétrico seco máximo del material, en kg/m^3 .

IV.3.- Pruebas en Pavimentación.

En la sección estructural de un camino, al conjunto formado por las capas de sub-base, base y carpeta, se le conoce con el nombre de pavimentación.

En los Capítulos correspondientes a Proyecto y Procedimientos de Construcción se fijaron los espesores de sub-base, base, tipo carpeta por construir, se trató someramente lo relacionado a tama-

ños máximos de material; también fueron presentados los lineamientos a seguir en cuanto a su construcción y sus funciones respectivas. En el presente Capítulo se describen las pruebas correspondientes al Control de Calidad en la etapa de pavimentación.

A manera de recordatorio diremos que la sub-base y base se construirán con material triturado cuyo tamaño máximo será de $1\frac{1}{2}$ " (38 mm), teniendo un espesor de 12 cm respectivamente, y deberán alcanzar una compactación del 100% cada capa. Con respecto a la carpeta, ésta será construida por el sistema de 2 riegos, con material No. 2 y 3-B, en ese orden.

El control de la pavimentación consistirá en verificar la resistencia de los materiales por utilizar, ya que ésta interesa desde dos puntos de vista : en cuanto a la capacidad de carga que pueden desarrollar las capas constituyentes del pavimento para soportar adecuadamente las cargas del tránsito, y en cuanto a la capacidad de carga de la capa subrasante, que constituye el nexo de unión entre el pavimento y la terracería, para soportar los esfuerzos transmitidos y transmitir, a su vez, esfuerzos a la terracería a niveles convenientes. Consistirá, también, en verificar los grados de compactación alcanzados por cada capa y su espesor respectivo, ambos aspectos deberán estar de acuerdo con lo especificado en el proyecto.

La S.A.H.O.P. utiliza muy extensivamente el método del Valor-Relativo de Soporte (VRS) para proporcionar sus pavimentos y, en algunos casos, como prueba de control de calidad.

Abordaré a continuación lo relacionado con el control de calidad del material utilizado para las capas de sub-base y base; describiré brevemente las pruebas de equivalente de arena y del VRS; continuaré con lo relacionado a espesores y por último trataré el aspecto de la carpeta.

IV.3.a.- Sub-base.

Los requisitos de calidad que debe cubrir un material de sub-base, se refieren a tamaño máximo, granulometría, plasticidad, equivalente de arena y valor relativo de soporte cuando, como es

común todavía, este último concepto se utilice para diseñar los espesores de las capas de pavimento. También suelen fijarse requerimientos mínimos de compactación.

En la FIG. IV-2 se muestran las zonas en la que debe desarrollarse la curva granulométrica del material que se emplee en una sub-base, según las normas de la S.A.H.O.P. Se pide que la curva granulométrica, además de estar comprendida en las zonas 1, 2 ó 3, tenga una forma semejante a los trazos que marcan esas zonas, sin cambios bruscos de curvatura. La relación del porcentaje, en peso, que pasa la Malla No. 200 al que pase la Malla No. 40 no deberá exceder de 0.65. El tamaño máximo del material se limita a 38 mm (1 1/2"). Se fija tentativamente, que el equivalente de arena del material sea 20 como mínimo; a los materiales de sub-base se les fija un valor relativo de soporte mínimo de 50% con el material en condición saturada. Respecto al grado de compactación, la S.A.H.O.P. exige el 95% de acuerdo con sus métodos de laboratorio (descritos anteriormente), pero es práctica normal llevar la compactación hasta el 100%. La propia S.A.H.O.P. establece una serie de posibilidades de estabilización de materiales con productos asfálticos, cemento o cal, para aquellos suelos que por sí mismos no satisfagan los requerimientos generales, concretamente de plasticidad, medida básicamente con la prueba de equivalente de arena y los límites de plasticidad.

Los anteriores requisitos se mencionan como norma ilustrativa de criterio. Básicamente conviene buscar dos cualidades principales en un material de sub-base, que son la resistencia friccionante y la capacidad drenante. La primera beneficiará la resistencia del conjunto y, a la vez, será garantía de buen comportamiento en cuanto a deformabilidad, pues un material que posee esa calidad de resistencia será poco deformable a condición de estar bien compactado. La capacidad drenante es muy deseable para la doble función de drenaje, que permitirá al pavimento eliminar convenientemente tanto el agua que se filtre por su superficie, como la que ascienda por capilaridad.

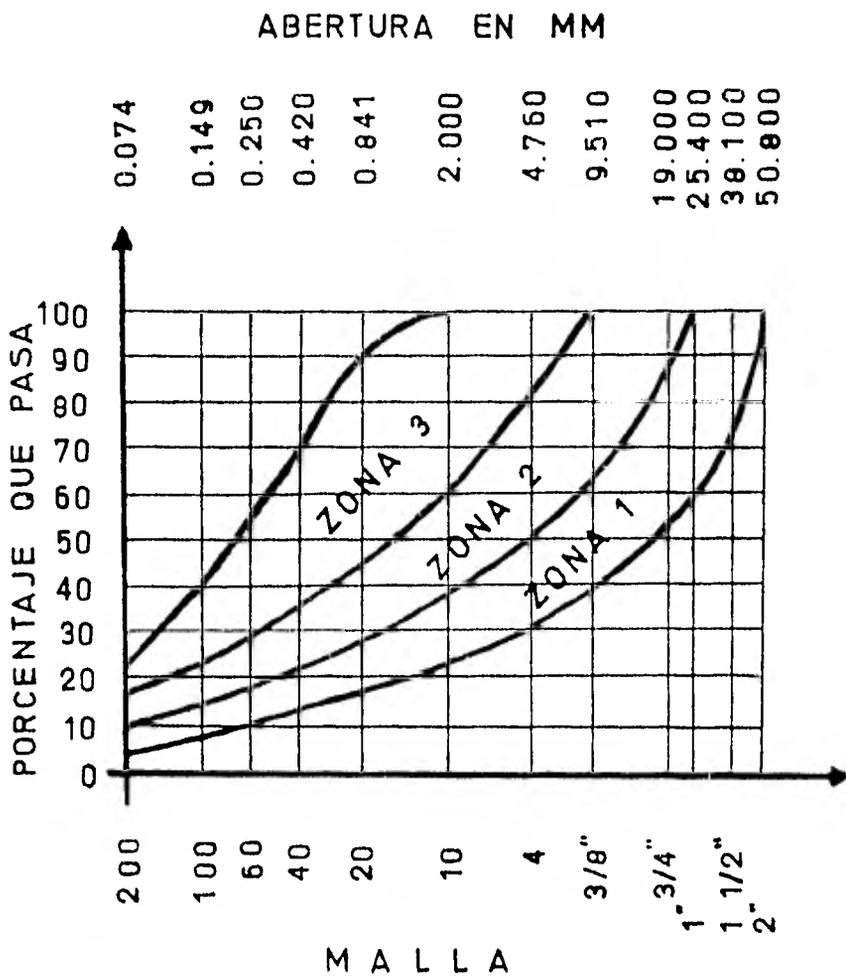


FIG. IV-2 : REQUERIMIENTOS GRANULOMETRICOS DE UN MATERIAL DE SUB-BASE Y BASE.

IV.3.b.- Base.

La base es la capa que sigue a la sub-base en el orden ascendente de la sección estructural, que tiene una función económica-pues permite reducir el espesor de la carpeta, más costosa, pero la función fundamental de la base de un pavimento flexible es estructural y consiste en proporcionar un elemento resistente a la acción de las cargas del tránsito y capaz de transmitir los esfuerzos resultantes con intensidades adecuadas. La base tiene también una importante función drenante, según la que debe ser capaz de eliminar fácil y rápidamente el agua que llegue a infiltrarse a través de la carpeta, así como de impedir radicalmente la ascensión capilar del agua que provenga de niveles inferiores.

El material que constituya la base de un pavimento flexible debe ser, entonces, friccionante y suficientemente provisto de vacíos. La primera cualidad garantizará la resistencia estructural-adeuada, así como la permanencia de dicha resistencia al variar- condiciones circunstanciales, como por ejemplo el contenido de agua. Sólo un material friccionante es suficientemente confiable- en todos estos aspectos; un material fino, cohesivo, de naturaleza arcillosa difícilmente desarrollaría la resistencia apropiada, necesarias para resistir las cargas del tránsito en aplicación ca si directa y, además, mostraría una resistencia muy variable con- los factores circunstanciales mencionados. Naturalmente que sólo- emplear material friccionante no garantiza la debida resistencia- o debidas características de deformabilidad; es preciso que ese - material, cuyas características potenciales son buenas, las ad- quiera realmente y la adecuada compactación es el modo con el que esto se logra; una vez que el material friccionante ha adquirido- la compacidad y trabazón estructural que una buena compactación - proporciona, se llega a una base adecuada.

Además, las características de un material de base suelen - exigir que a los agregados pétreos o fragmentos rocosos con que - ha de formarse, se les someta a verdaderos procesos de fabrica- ción, entre los que es común la trituración; ésta produce efectos sumamente favorables también en la resistencia y en la deformabi-

lidad, pues da lugar a partículas de aristas vivas entre las que es importante el efecto de acomodo estructural, que es una de las fuentes de resistencia, a la vez que favorece la deformabilidad. Otra manipulación frecuente en los materiales para base es el cribado, a través del que se llega a satisfacer un requisito granulométrico prefijado. El lavado es otra operación que muchas veces se especifica en los proyectos para ser realizada sobre los materiales provenientes de bancos con los que se construirá una base. Los efectos benéficos de esta operación son obvios, desde el momento en que se eliminan finos que afectarían desfavorablemente la resistencia estructural del conjunto. Los finos son siempre indeseables en una base, pues afectan desfavorablemente la resistencia, aumentan la deformabilidad y perjudican notabilísimamente la función drenante.

Las mismas zonas señaladas en la FIG. IV-2, para el caso de sub-bases son las que usa la S.A.H.O.P., para limitar las curvas granulométricas de sus bases, señalando preferencia por aquellas que queden comprendidas en las zonas 1 ó 2. Se exige que la curva granulométrica tenga una forma parecida a las fronteras que se señalan, sin cambios bruscos de curvatura y que la relación del porcentaje, en peso, que pase la malla No. 200 al que pase la malla No. 40 no sea mayor de 0.65. El tamaño máximo del agregado pétreo se fija en 51 mm (2") en materiales naturales que no requieran tratamiento y en 38 mm (1 1/2") en materiales que han de cribarse o triturarse. Se exige que el límite líquido del material de base sea 30 como máximo, el equivalente de arena 30 como mínimo, en caminos con menos de 1,000 vehículos pesados al día y 50 en carreteras con un tránsito más intenso. El valor relativo de soporte se fija como mínimo en 80% para carreteras de menos de 1,000 vehículos pesados al día. El grado de compactación que fijan las especificaciones para base es 95%, pero también es práctica normal llevar la compactación hasta el 100%. La S.A.H.O.P., señala también una serie de normas para estabilizar los materiales naturales, con asfalto, cemento o cal.

IV.3.c.- Prueba del Equivalente de Arena.

Se pretende que esta prueba sirva como una prueba rápida de campo para investigar la presencia o ausencia de materiales finos o de apariencia arcillosa, que sean perjudiciales para los suelos y para los agregados pétreos.

Para la realización de la prueba se requiere el siguiente equipo y material :

- 1) Un cilindro transparente graduado para medir volúmenes, con graduación de décimos de centímetro a partir del fondo hasta 38.1 cm (15") de altura, diámetro interior de 3.18 cm y altura total de 43 cm.
- 2) Un tubo irrigador hecho con tubería de cobre o de latón, con diámetro interior de 0.64 cm. Uno de los extremos del tubo estará cerrado formando una punta en forma de cuña. Cerca de la punta, a través del lado de la cuña, se harán dos perforaciones laterales (con broca No. 60).
- 3) Una botella con capacidad de 3.8 lts (1 galón), con equipo de sifón, consistiendo en un tapón con dos orificios y un tubo doblado de cobre. La botella se colocará 91.8 cm arriba de la mesa de trabajo.
- 4) Un tramo de manguera de hule de 0.48 cm, con una pinza para poder obturarla. Esta tubería se usará para conectar el irrigador con el sifón.
- 5) Un pizón tarado, consistente en una varilla metálica de 45.8 cm de longitud con un pie cónico de 2.5 cm de diámetro, en su extremo interior. Este pie estará provisto de tres pequeños tornillos para centrarlo holgadamente dentro del cilindro. Una tapa que ajuste a la parte superior del cilindro y permita pasar por el centro holgadamente a la varilla, sirve para centrar la parte superior de la varilla respecto al cilindro. En el extremo superior de la varilla llevará adaptado un lastre para obtener un peso total del dispositivo igual a 1 kg.
- 6) Una cápsula, con capacidad de 88 ml (3 onzas). Un embudo de boca ancha para depositar la muestra dentro del cilindro.
- 7) Reserva de solución consistente en : Cloruro de Calcio Anhidro,

454 gr; Glicerina USP, 2,050 gr; Formaldehido (solución volumétrica a 40), 47 gr. Disuélvase el cloruro de calcio en 1.89 lt de agua. Enfríese y fíltrese la solución a través de papel filtro Whatman No. 12 o su equivalente. A la solución filtrada, -- agrégese la glicerina y el formaldehido; mézclese bien el total y dilúyase hasta un galón. El agua puede ser destilada o potable.

- 8) Solución de trabajo : dilúyase en 3.8 lt de agua potable, 88 ml de la solución de reserva. La marca de 11.2 cm en el cilindro, -- corresponde a los 88 ml requeridos.

La prueba se realizará siguiendo los pasos que a continuación se enumeran :

- 1) El material para la prueba deberá ser la porción de la muestra que pase la malla No. 4. Por lo tanto, si la muestra contiene partículas gruesas de roca, debe tamizarse por la malla No. 4, -- disgregando los terrones de material más fino. Si la muestra original no está húmeda, deberá humedecerse con agua antes de tamizarse. Si el agregado grueso lleva un recubrimiento que no se desprende en la operación de tamizado, séquese el agregado grueso y frótese entre las manos, añadiendo al material fino el polvo resultante.
- 2) Iníciase el funcionamiento del sifón soplando dentro de la botella por la parte superior a través de un pequeño tubo, estando abierta la pinza.
- 3) Por medio del sifón introdúzcase la solución de trabajo dentro del cilindro hasta una altura de 10 cm.
- 4) Vacíese dentro del cilindro el contenido de una cápsula llena de la muestra preparada de suelo. La cápsula llena contiene -- aproximadamente 110 grs. de material suelto (como promedio). -- Golpéese firmemente varias veces el fondo del cilindro contra la palma de la mano, para hacer que salga cualquier burbuja de aire, así como para acelerar la saturación de la muestra. Déjese reposar la mezcla por espacio de 10 minutos.
- 5) Transcurridos los 10 minutos, tápese con un tapón el cilindro -- y agítase vigorosamente, longitudinalmente, de un lado a otro, -- manteniéndolo en posición horizontal. Háganse 90 ciclos en aprq

Alrededor de 30 segundos, con una carrera aproximada de 20.5 cm. Un ciclo consiste en un movimiento completo de oscilación. Para agitar satisfactoriamente la muestra a esta frecuencia, será necesario que el operador agite solamente con los antebrazos, relajando el cuerpo y los hombros.

- 6) Quítese el tapón e insértese el tubo irrigador. Enjuáguese los lados hacia abajo y después insértese el tubo hasta el fondo del cilindro. Sepárese el material arcilloso del arenoso, suspendiéndolo en la solución mediante un movimiento suave de pica-do con el tubo irrigador y simultáneo girando lentamente el cilindro. Cuando el nivel del líquido llegue a 38.1 cm, súbase lentamente el tubo del irrigador sin cortar el chorro, de manera que el nivel del líquido se mantenga aproximadamente en 38.1 cm mientras esté secándose el tubo. Regúlese el chorro precisamente antes de que el tubo esté completamente fuera y ajústese el nivel final a 38.1 cm. Déjese el cilindro en reposo absoluto durante exactamente 20 minutos. Cualquier vibración o movimiento del cilindro durante ese tiempo, alterará el asentamiento normal de la arcilla en suspensión, provocando resultados erróneos.
- 7) Transcurrido el período de 20 minutos, anótase el nivel superior de la arcilla en suspensión.
- 8) Introdúzcase lentamente el plañón tarado dentro del cilindro hasta que éste descansa sobre la arena. Gírese la varilla ligeramente, sin empujarla hacia abajo, hasta que pueda verse uno de los tornillos empleados para centrar. Anótase el nivel correspondiente al centro del tornillo.

Calcúlese el equivalente de arena usando la siguiente fórmula

$$\text{Equivalente de arena} = \frac{\text{Lectura en el nivel sup. de la arena}}{\text{Lectura en el nivel sup. de la arcilla}} \times 100$$

Si el valor del equivalente de arena es menor que el valor especificado, ejecútense dos pruebas adicionales con el mismo material y tómesese el promedio de las tres, como el valor del equivalente de arena.

IV.3.d.- Prueba del Valor Relativo de Soporte.

Se define como Valor Relativo de Soporte (VRS) a la relación, expresada en %, entre la presión necesaria para efectuar una penetración de 2.54 mm, referida a una carga estándar de 1,360 Kg.

Los métodos para la determinación del valor relativo de soporte consisten en preparar especímenes de suelo compactado y someterlos a la penetración de un cilindro o pistón de dimensiones estandarizadas, para medir su resistencia. En el caso de los métodos basados en pruebas de Porter, los especímenes se elaboran compactando el suelo mediante diferentes cargas estáticas y se saturan o bien se les incrementa la humedad óptima para tomar en cuenta las condiciones de precipitación y drenaje que prevalecen en el lugar de la obra.

La determinación del valor relativo de soporte mediante la prueba de Porter Estándar se lleva a cabo sobre la fracción del suelo que pasa la malla No. 25, elaborando un espécimen con la humedad óptima del material por estudiar, de acuerdo con el procedimiento de compactación por carga estática; dicho espécimen se somete a un periodo de saturación antes de efectuar la determinación del valor relativo de soporte.

A continuación se indica el procedimiento de la prueba :

- 1) Se toma una muestra del material a probar, se seca lo necesario para disgregarla fácilmente, por cuarteo se obtiene una porción de 16 kg aproximadamente, que pase la malla No. 25, y se pesa el retenido para determinar el peso de éste con respecto al total de la porción. Si dicho porcentaje excede de 15, se incorpora a la porción que pasa la malla mencionada, una cantidad con peso igual a la del citado retenido, utilizando material que pase la malla No. 25 y se retenga en la No. 4. Se elimina el retenido en la Malla No. 25 y se forman las muestras a prueba, por cuarteo se divide la porción en fracciones con pesos iguales.
- 2) El siguiente paso en la prueba es idéntico a los pasos b) a f), efectuados en la prueba Porter SOP descrita anteriormente.
- 3) Se colocan en la parte superior del espécimen, en el orden en que se indica, una o dos hojas de papel filtro, la placa perfo-

rada y las dos placas de carga; en seguida, se introduce el tanque de saturación el molde conteniendo el espécimen, procurando que este último quede totalmente cubierto por el agua, con un tirante aproximado de 2 cm sobre el borde superior del molde.

- 4) Inmediatamente después, con el objeto de determinar la expansión del espécimen por saturación, se monta el trípode sobre los bordes del molde y se le instala el extensómetro apoyándolo sobre el vástago de la placa perforada (también es común utilizar el Vernier). Se toma la lectura inicial del extensómetro L_i en mm; se verifica cada 24 horas la lectura del extensómetro y cuando en dos lecturas sucesivas se observa que no hay diferencia, se anota su valor como lectura final del extensómetro L_f en mm; se retira del tanque de saturación el molde con el espécimen, se deja escurrir durante 3 minutos a la sombra, y se retiran del molde las placas, y el papel filtro. El periodo de saturación varía generalmente de 3 a 5 días.
- 5) Se instalan en la prensa el extensómetro y el molde con el espécimen y las placas de carga, introduciendo el cilindro de penetración, montado en el vástago de la prensa, hasta tocar la superficie de la muestra; se aplica una carga no menor de 10 kg, y sin retirar la carga, se ajusta el extensómetro para registrar el desplazamiento vertical del cilindro de penetración.
- 6) Se aplica carga para que el cilindro penetre en el espécimen con una velocidad uniforme de 1.27 mm/min, anotando las cargas necesarias para obtener cada una de las penetraciones indicadas en el siguiente cuadro :

Lecturas	Tiempo (min)	Penetraciones (mm)
1a	1	1.27
2a	2	2.54
3a	3	3.81
4a	4	5.08
5a	6	7.62

- 7) Inmediatamente después de efectuada la penetración, se obtiene una muestra de la parte superior del espécimen, hasta 2.5 cm de profundidad y se determina su humedad.
- 8) Se grafican los valores determinados en 6) en un sistema de - -

ejes coordenados, donde las penetraciones serán las abscisas y las cargas como ordenadas, y uniendo dichos puntos se dibuja la curva correspondiente, la cual no deberá presentar cambios bruscos de pendiente.

- 9) Se registra la carga correspondiente a la penetración de 2.54 mm, $C_{2.54}$.
- 10) Se calcula el Valor Relativo de Soporte de la muestra, con la siguiente fórmula :

$$VRS = \frac{C_{2.54}}{1360} \times 100$$

En donde :

VRS : es el Valor Relativo de Soporte de la muestra, referido a la carga estándar de penetración de 1360 Kg, en %.

$C_{2.54}$: es la carga correspondiente a la penetración de 2.54 mm, en kg.

Los valores que más afectan a los valores obtenidos en la prueba del VRS, son la textura del suelo, su contenido de agua y su condición de compactación.

IV.3.e.- Control de Espesores para Sub-base y Base.

Además de verificar en el campo el grado de compactación de una capa, aplicando cualquiera de los métodos descritos, debemos de verificar sus espesores respectivos (de acuerdo con los fijados en el proyecto). Al respecto existe cierta tolerancia contemplada en las Especificaciones, que a continuación se detallan.

En espesores para carreteras, la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados de las diferencias calculadas restando al espesor real obtenido en cada punto de prueba el espesor real promedio correspondiente a todos los puntos de prueba siempre deberá ser igual o menor que 0.14 del espesor real promedio de la sub-base o menor de 0.12 del espesor real promedio de la base, o menor que 0.09 del espesor real promedio conjunto de sub-base más base; además, el valor absoluto de la diferencia entre los espesores real y

de proyecto, correspondiente al 84% como mínimo, de las determinaciones realizadas para la sub-base, al 90% como mínimo, de las determinaciones realizadas para la base y al 95% como mínimo, en el caso del conjunto de sub-base más base, siempre deberá ser igual o menor que el 20% de los espesores de proyecto.

Lo anterior se puede expresar de la siguiente manera :

$$\sqrt{\frac{(e_1 - \bar{e})^2 + (e_2 - \bar{e})^2 + \dots + (e_n - \bar{e})^2}{n}} \begin{cases} 0.14 \bar{e} : \text{para sub-base.} \\ 0.12 \bar{e} : \text{para base.} \\ 0.09 \bar{e} : \text{para sub-base -} \\ \text{más base.} \end{cases}$$

$$|e_r - e| \leq 0.2 e \begin{cases} \text{Para Sub-base : 84\% de los casos como mínimo.} \\ \text{Para Base : 90\% de los casos como mínimo.} \\ \text{Para Sub-base más Base : 95\% de los casos como mínimo.} \end{cases}$$

En donde :

e : Espesor de proyecto.

$e_1, e_2, \dots, e_n, e_r$: Espesores reales encontrados al efectuar los sondeos.

$\bar{e} = \frac{e_1 + e_2 + \dots + e_n}{n}$: Espesor real promedio correspondiente a todos los puntos de prueba.

n : Número de verificaciones al espesor real hechos en el tramo. La longitud de cada tramo será menor o igual a un kilómetro. Se llevarán a cabo 3 verificaciones por cada 100 metros, con una separación de 20 metros entre ellas, en el lado izquierdo, centro y lado de recho (a 70 cm de cada hombro del camino).

IV.3.f.- Carpeta de 2 Riegos.

La carpeta debe proporcionar en el pavimento flexible una superficie de rodamiento estable, capaz de resistir la aplicación directa de las cargas, la fricción de las llantas, los esfuerzos de frenaje, los producidos por las fuerzas centrífugas, los impactos, etc.; deben tener la textura necesaria para permitir un rodamiento

seguro y cómodo y un frenaje apropiado. La naturaleza de la carpeta debe ser tal que resista la acción de los agentes de intemperismo. Es de desear que tenga un color que evite reflejos del sol durante el día o de luces artificiales durante la noche.

La exposición directa a las cargas del tránsito y la indeformabilidad necesaria para el buen servicio implican que la carpeta esté formada con material que ofrezca suficiente resistencia bajo condiciones de presión normal exterior nula, que priva en la frontera superior del pavimento; en otras palabras, se requiere ahora un material que posea "cohesión" y es precisamente el producto asfáltico que liga los agregados pétreos el que la proporciona, en el caso de las carpetas bituminosas.

En el tramo en estudio se construirá una carpeta asfáltica — por el sistema de riegos. Será de 2 riegos con Materiales Nos. 2 y 3-B.

Nuestro control en campo será, precisamente, controlar los materiales pétreos Nos. 2 y 3-B en cuanto a su tamaño de producción (trituradora) y su porcentaje que debe pasar por determinada malla como requisito para ser empleado en la carpeta. Las cantidades respectivas de material pétreo fueron comentadas en los Procedimientos de Construcción.

Los materiales pétreos que se empleen en la construcción de carpetas asfálticas por el sistema de riegos, se denominarán como se indica en la tabla siguiente :

DENOMINACION DEL MATERIAL PETREO.	QUE PASE POR MALLA DE :	Y SE RETENGA EN MALLA DE:
1	25.4 mm 1"	12.7 mm (1/2")
2	12.7 mm 1/2"	6.3 mm (1/4")
3-A	9.5 mm 3/8"	No. 8
3-B	6.3 mm 1/4"	No. 8
3-E	9.5 mm 3/8"	No. 4

Asimismo deberán cumplir con lo indicado en la tabla siguiente :

TABLA IV-1 : Requisitos Granulométricos de Material Pétreo empleados en Carpetas por el Sistema de Riegos.

MATERIAL PETREO	DEBE PASAR	DEBE RETENERSE
No. 1	100% en Malla 1 1/4" 95% mínimo en Malla 1"	95% mínimo en Malla 1/2"
No. 2	100% en Malla 3/4" 95% mínimo en Malla 1/2"	100% en Malla No. 8 95% mínimo en Malla 1/4"
No. 3A	100% en Malla 1/2" 95% mínimo en Malla 3/8"	100% en Malla No. 40 95% mínimo en Malla No. 8
No. 3B	100% en Malla 3/8" 95% mínimo en Malla 1/4"	100% en Malla No. 40 95% mínimo en Malla No. 8
No. 3E	100% en Malla 1/2" 95% mínimo en Malla 3/8"	100% en Malla No. 8 95% mínimo en Malla No. 4

IV.4.- Reportes de Laboratorio.

En los reportes de Laboratorio quedan asentados los resultados obtenidos de las pruebas ejecutadas a los diferentes materiales y estructuras que forman nuestro camino, los cuales nos indican las características en que se encuentra determinada etapa de su construcción.

Los reportes de pruebas de Laboratorio serán presentados con la debida oportunidad, anotándose claramente en cada uno de ellos las observaciones y recomendaciones pertinentes, todo con el fin principal de poder controlar los problemas que puedan surgir durante la construcción de la obra, evitándose atrasos en programas de trabajo, elevación de costos de construcción y futuros costos de conservación.

Para los fines del presente trabajo, sólo se reportan : la determinación del peso específico seco máximo, humedad óptima, límites de plasticidad, estudio de mezclas de materiales para sub-base e informes de compactación y espesores de sub-base y base.



SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

DEPENDENCIA DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES.

CENTRO SOP GUERRERO

UNIDAD DE LABORATORIOS

RESIDENCIA ZIHUATANEJO

DETERMINACION DEL PESO ESPECIFICO SECO MAXIMO Y HUMEDAD OPTIMA

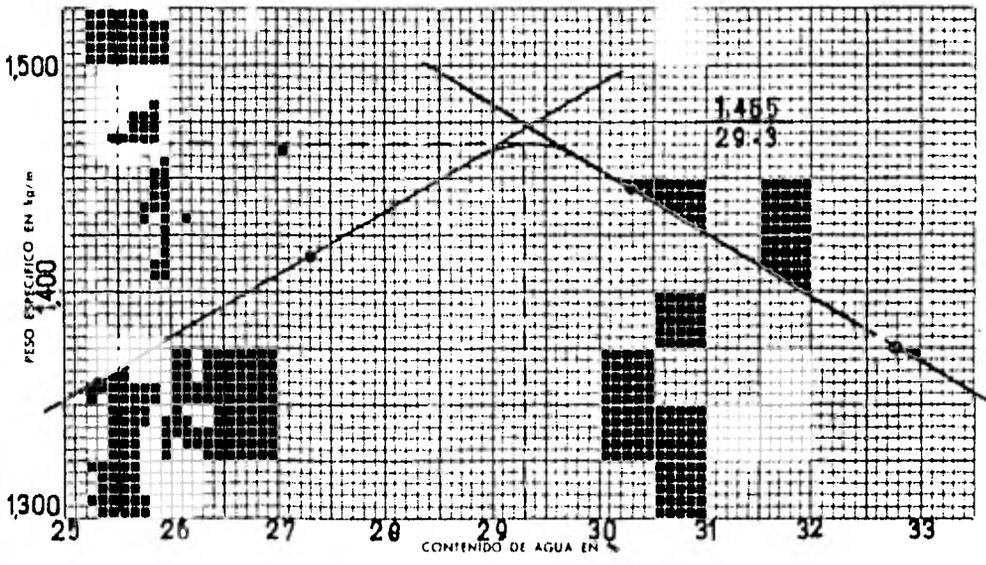
DESCRIPCION DE LA MUESTRA <u>SUB-RASANTE</u>	ENSAYE N°
ESTUDIO QUE SE LE VA A EFECTUAR <u>AASHO</u>	FECHA DE INICIACION <u>20-I-82</u>
PROCEDENCIA <u>CAMELLON : KM 52 + 000</u>	FECHA DE TERMINACION <u>20-I-82</u>
	LABORATORISTA <u>artinez.</u>

TIPO DE PRUEBA AASHO VARIANTE " A "

NUM. DE CAPAS 3 PESO PISON 2.500 MOLDE NUM. 1

NUM. DE GOLPES POR CAPA 25 ALTURA CAIDA _____ VOLUMEN (V) 0.959

PRUEBA NUMERO	1	2	3	4	5	6	7
PESO MOLDE + SUELO HUMEDO g	3600	3700	3770	3720			
PESO DEL MOLDE. g	1970	1970	1970	1970			
PESO SUELO HUMEDO. g (Wm)	1630	1730	1800	1750			
PESO ESPECIFICO HUMEDO. kg/m ³ (γ _m)	1700	1800	1880	1825			
CAPSULA NUMERO	8	30	18	20			
PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO g	100.0	100.0	100.0	100.0			
PESO CAPSULA + SUELO SECO. g	79.8	78.5	76.7	75.3			
PESO DEL AGUA. g	20.2	21.5	23.3	24.7			
PESO CAPSULA. g							
PESO SUELO SECO. g							
CONTENIDO DE AGUA. %	25.3	27.3	30.3	32.8			
PESO ESPECIFICO SECO. kg/m ³ (γ _d)	1360	1415	1445	1375			



$w_o \text{ opt} = 29.3\%$ $\gamma_d \text{ máx} = 1465 \text{ kg/m}^3$

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS

DEPENDENCIA DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALESCENTRO SAHOP GUERRERO UNIDAD DE LABORATORIOS
RESIDENCIA ZIHUATANEJO

PRUEBA SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR LA MALLA Nº 40

LABORATORISTA _____

FECHA _____

ENSAYE NUMERO					
LIMITE LIQUIDO	RECIPIENTE Nº	7	2	5	
	$P_w + \text{RECIPIENTE}$ _____ (1)	60.89	63.20	64.04	
	$P_s + \text{RECIPIENTE}$ _____ (2)	53.55	56.90	57.37	
	AGUA = (1) - (2) = (3)	7.34	6.30	6.67	
	$P_s + \text{RECIPIENTE}$ _____ (2)	53.55	56.90	57.37	
	RECIPIENTE _____ (4)	33.47	33.27	32.43	
	$P_s = (2) - (4) = (5)$	20.08	23.63	24.64	
	LIMITE LIQUIDO = $\frac{(3)}{(5)} \times 100$	36	27	27	
LIMITE PLASTICO	RECIPIENTE Nº	6	9	3	
	$P_w + \text{RECIPIENTE}$ _____ (7)	40.94	43.13	42.40	
	$P_s + \text{RECIPIENTE}$ _____ (8)	39.19	41.54	41.40	
	AGUA = (7) - (8) = (9)	1.75	1.59	1.00	
	$P_s + \text{RECIPIENTE}$ _____ (8)	39.19	41.54	41.40	
	RECIPIENTE _____ (10)	32.45	33.31	33.28	
	$P_s = (8) - (10) = (11)$	6.74	8.23	8.12	
	LIMITE PLASTICO = $\frac{(9)}{(11)} \times 100$	26	19	12	
INDICE PLASTICO = ((11) - (12)) 100		10	8	15	
EQUIVALENTE DE HUMEDAD DE CAMPO	RECIPIENTE Nº	SUBRASANTE	SUB-BASE	BASE	
	$P_w + \text{RECIPIENTE}$ _____ (12)				
	$P_s + \text{RECIPIENTE}$ _____ (14)	KL. 58 + 000	KL. 56 + 600	KL. 51 + 200	
	AGUA = (13) - (14) _____ (15)				
	$P_s + \text{RECIPIENTE}$ _____ (14)	LIMITE	LIMITE	LIMITE	
	RECIPIENTE _____ (16)				
	$P_s = (14) - (16) = (17)$	22-I-82	21-I-82	26-I-82	
	EQUIVALENTE DE HUMEDAD DE CAMPO = $\frac{(15)}{(17)} \times 100$				
CONTRACCION LINEAL	MOLDE Nº	7	6	4	
	LONGITUD DEL MOLDE, MM. _____ (18)	10.01	10.03	10.02	
	LONG. BARRA MAT. SECD MM. _____ (19)	9.50	9.69	9.57	
	% CONTRACCION LINEAL = $100 - \frac{(19)}{(18)} \times 100$	5.1	3.4	4.5	

OBSERVACIONES

T. O. N. - 0103-66

- 137 -

OPERADOR

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
 DEPENDENCIA DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
 CENTRO SAHOP GUERRERO UNIDAD DE LABORATORIOS
 RESIDENCIA ZIHUATANEJO

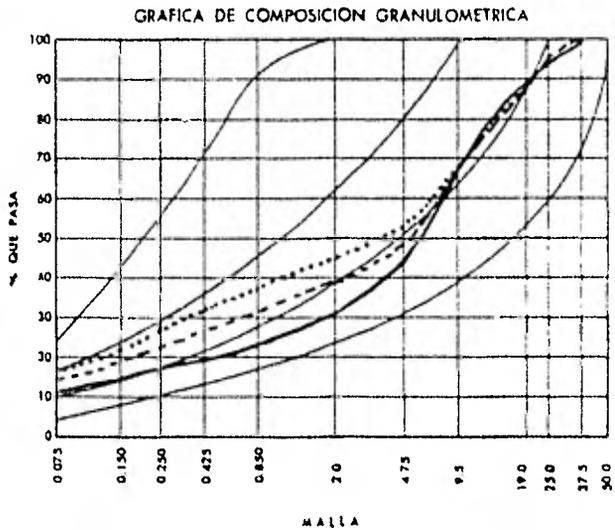
INFORME DE ENSAYE EN MATERIALES PARA SUB-BASE Y BASE

OBRA CARRETERA: TEMASCALTEPEC-ZIHUATANEJO ENSAYE N° 170 a 172
 LOCALIZACION TRAMO: EL CEDRAL-RIO DE LAS CUEVAS FECHA DE RECIBO 1-XII-81
 (CIUDAD CAMINO TRAMO KILOMETRO ORIGEN DEL CADENAMIENTO TTC) FECHA DE INFORME 5-XII-81

DATOS DEL MUESTREO MATERIAL PARA CAPA DE: SUB-BASE BASE
 DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL TEZONTLE Y TEPETATE
 CLASE DE DEPOSITO MUESTREADO DE CANALES
 TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO NINGUNO
 UBICACION DEL BANCO KM 75 + 300 DER SIN DESV. Y
KM 75 + 100 DER SIN DESV.

P.E. SECO SUELTO kg/m ³	1117	1117	1068
P.E.S. MAXIMO kg/m ³	1470	1377	1537
HUMEDAD OPTIMA %	17.4	16.6	16.7
P.E. DEL LUGAR kg/m ³			
HUMEDAD DEL LUGAR %			

MALLA	% RETENIDO		
	EN 50.0		
EN 37.5			
	— % QUE PASA —		
50.0			
37.5	100	100	100
25.0	94	95	94
19.0	89	88	88
15.0	67	67	67
11.75	45	48	52
9.0	31	38	44
7.5	23	31	37
6.0	19	26	32
4.75	17	23	28
3.75	15	19	22
3.0	11	14	16



V.R.S. (ESTANDAR) %	169.8	199.3	176.5	PRUEBAS EN MAT. MAYOR QUE LA MALLA Num 9.5			
EXPANSION %	0.25	0.30	0.87	ABSORCION %	14.0	12.0	13.7
VALOR CEMENTANTE kg/cm ³	7.1	7.3	9.0	DENSIDAD	1.46	1.65	1.56
EQUIVALENTE DE ARENA %	45.4	38.8	36.6	DURABILIDAD			

PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR LA MALLA Num 0.425							
LIMITE LIQUIDO %	31	32	34	EQUIV. HUM. DE CAMPO %			
LIMITE PLASTICO %	23	23	26	CONTRACCION LINEAL %	3.3	3.1	3.3
INDICE PLASTICO %	8	9	8	CLASIFICACION SOP	SC	SC	SC

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES Las mezclas elaboradas cumplen características físico-granulométricas para los materiales de sub-base. Se recomienda emplear la mezcla 80-20% en volumen.

EL LABORATORISTA	EL JEFE DEL LABORATORIO	Vo. Bo
		- 138 -

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS

DEPENDENCIA DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

CENTRO SAHOP GUERRERO

UNIDAD DE LABORATORIOS

RESIDENCIA ZIHUATANEJO

INFORME DE COMPACTACION Y ESPESORES DE SUB-BASE BASE REVESTIMIENTO

OBRA CARRETERA: TEMASCALTEPEC-ZIHUATANEJO ENSAYES N° 140 a 148
 LOCALIZACION TRAMO: EL CEDRAL-RIO DE LAS CUEVAS FECHA DE RECIBO 20-XI-81
(CIUDAD, CAMINO, TRAMO, KILOMETRO, ORIGEN DEL CABLEAMIENTO, ETC.) FECHA DE INFORME 26-XI-81

REPORTE DE CAMPO N° 027 COMPACTACION RECOMPACTACION
 GRADO DE COMPACTACION MINIMO ESPECIFICADO PARA LA CAPA ENSAYADA 100%
 ESPESOR DE PROYECTO ORIGINAL 12 ESPESOR AJUSTADO, QUE SE ORDENO CONSTRUIR _____
 MOTIVO DEL AJUSTE DEL ESPESOR _____

ENSAJE N°	ESTACION	LADO	ESPESOR DE LA CAPA ENSAYADA	HUMEDAD %		PESO ESPECIFICO SECO kg/m ³		% DE COMPACTACION
				DEL LUGAR	OPTIMA	DEL LUGAR	MAXIMO	
COMPACTACION EN CAPA DE SUB-BASE								
EM. 52 + 700 A 52 + 900								
140	52 + 700	I	12	8,8	12,0	1775	1740	99
41	"	C	12	7,5	"	1774	"	101
42	"	D	12	7,0	"	1738	"	100
43	52 + 800	I	12	9,1	"	1729	"	99
44	"	C	13	8,9	"	1745	"	100
45	"	D	12	8,8	"	1742	"	100
46	52 + 900	I	12	9,2	"	1731	"	99
47	"	C	13	10,1	"	1742	"	100
148	"	D	12	9,0	"	1730	"	99

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES
 Los grados de Compactación obtenidos en la capa estudiada son aceptables al 100% de proyecto.

EL LABORATORISTA	EL JEFE DEL LABORATORIO	Va. Bo.
------------------	-------------------------	---------

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS

DEPENDENCIA DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

CENTRO SAHOP GUERRERO

UNIDAD DE LABORATORIOS

RESIDENCIA ZIHUATANEJO

INFORME DE COMPACTACION Y ESPESORES DE SUB-BASE BASE REVESTIMIENTO

OBRA CARRETERA: TAMASCALTEPEC-ZIHUATANEJO ENSAYES N° 850 a 858
 LOCALIZACION TRAMO: EL CENRAL-RIO DE LAS CUEVAS FECHA DE RECIBO 29-XI-81
(CIUDAD, CAMINO, TRAMO, KILOMETRO, ORIGEN DEL CADENAMIENTO, ETC.) FECHA DE INFORME 1-XII-81

REPORTE DE CAMPO N° 018 COMPACTACION RECOMPACTACION
 GRADO DE COMPACTACION MINIMO ESPECIFICADO PARA LA CAPA ENSAYADA 100%
 ESPESOR DE PROYECTO ORIGINAL 12 ESPESOR AJUSTADO, QUE SE ORDENO CONSTRUIR _____
 MOTIVO DEL AJUSTE DEL ESPESOR _____

ENSAYE N°	ESTACION	LADO	ESPESOR DE LA CAPA ENSAYADA	HUMEDAD %		PESO ESPECIFICO SECO kg/m ³		% DE COMPACTACION
				DEL LUGAR	OPTIMA	DEL LUGAR	MAXIMO	
COMPACTACION EN CAPA DE BASE								
KI 57 + 800 A 58 + 000								
850	57 + 800	I	12	6.8	6.9	2013	2010	101
51	"	C	13	5.7	"	2006	"	100
52	"	D	12	6.4	"	2039	"	101
53	57 + 900	I	13	6.4	"	1994	"	99
54	"	C	13	6.2	"	2005	"	100
55	"	D	12	2.5	"	2079	"	103
56	58 + 000	I	12	2.2	"	2069	"	102
57	"	C	12	6.7	"	2050	"	102
858	"	D	12	6.9	"	2066	"	102

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES
 Los grados de Compactación obtenidos en la capa estudiada son aceptables al 100% de proyecto.

EL LABORATORISTA	EL JEFE DEL LABORATORIO	Vo. Bn.
------------------	-------------------------	---------

CAPITULO V : C O S T O S

V.1.- Generalidades.

En la planeación de una obra de ingeniería existe la conjugación de dos aspectos importantes que son calidad y economía; es decir, por un lado debe satisfacer los requisitos de calidad que se piden, y por otro que deba ser eficiente y económica.

Uno de los factores principales que influyen en el análisis de costos es la selección del equipo de construcción, ya que desde el punto de vista técnico, un proyecto se puede ejecutar siguiendo dos métodos distintos, o usando dos equipos diferentes, el análisis económico inclinará nuestra decisión hacia el método y el equipo más económico para realizar la obra como los más adecuados.

El costo de una unidad de obra se define como la suma de los costos parciales de cada uno de los elementos que intervienen en la realización de la obra unitaria; es decir, la suma de :

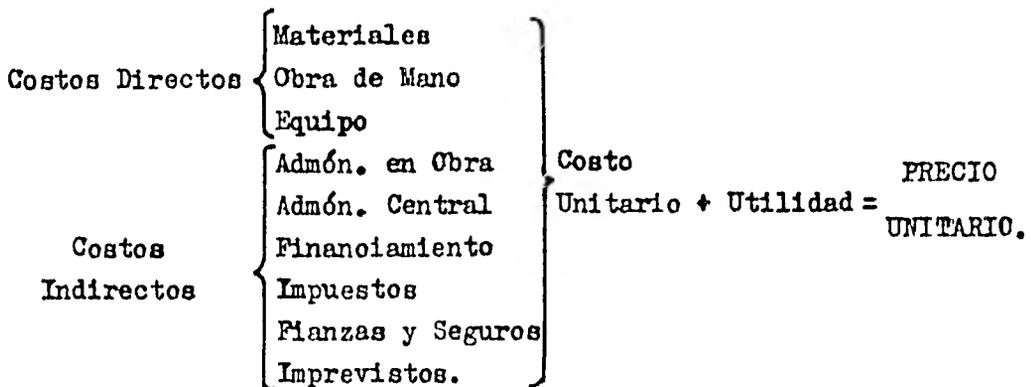
- Costo de los materiales.
- Costo de la mano de obra.
- Costo de la maquinaria y equipo.
- Costos derivados de otras partidas no involucradas, pero que incurren en el costo final.

Por lo tanto :

$$\text{Costo} = \sum \text{costos parciales.}$$

En nuestro país existe una Ley de Inspección de Contratos y Obras Públicas, y un Reglamento de Normas de Contratación y Ejecución de Obras Públicas, en la cual el Artículo 10 especifica que los contratos deben formularse con base en precios unitarios.

El precio unitario se basa en la unidad de obra, como unidad de medición y pago, y se integra de la siguiente forma :



Por lo tanto, el Precio Unitario está integrado por los siguientes factores : Costo Directo e Indirecto y la Utilidad; los cuales reciben el nombre de factores de consistencia de los precios unitarios.

En el análisis de costos es absolutamente indispensable, conocer las características de la obra, disponibilidad de recursos - tanto de materiales como humanos y, conocer a fondo también las características, uso, aplicaciones y rendimientos del equipo de construcción así como también los principales factores que afectan su selección.

En cuanto a la disponibilidad de los materiales, y en el caso particular de la construcción de este Tramo, se fueron localizando varios bancos de materiales conforme avanzaba la obra, eliminando aquellos por ser antieconómicos (entre otros aspectos) en cuanto a acarreos se refiere, en virtud, de que las distancias de acarreo constituyen un renglón importantísimo en la obtención de los costos.

En cuanto a recursos humanos, éstos fueron obtenidos de la propia zona con lo cual se abatieron los costos que nos representaría traer al personal (no especializado) de otra zona distante. Cabe hacer mención que parte de este personal fue seleccionado y capacitado para diversas actividades dentro de la construcción, obteniéndose buenos resultados en beneficio de ellos mismos y de la propia obra al no haber necesidad de "importar" personal.

Es muy importante conocer las características y magnitud de la obra por ejecutar, ya que ello nos determinará la disposición que se debe tener del equipo de construcción adecuado, a fin de --

que sus operaciones sean conducidas en la forma más eficiente y económica posible, además de que este equipo deberá realizar la obra dentro de los plazos de ejecución concertados en los respectivos contratos. Es por ello que debemos conocer profundamente las características más importante del equipo básico de construcción.

V.2.- Descripción del equipo básico de construcción.

En la industria de la construcción particularmente en caminos, nos encontramos con una amplia gama de máquinas operando en diversas etapas constructivas de una obra. Paralelamente al ritmo del crecimiento de ésta industria, se van generando nuevos avances tecnológicos en el equipo, así por ejemplo se tienen innovaciones constructivas, perfeccionamiento de los sistemas y equipos etc., avances que debemos conocer y aprovechar al máximo, para actualizar nuestros conocimientos que nos eleven como profesionales, a un plano comparativo con el de la evolución.

El conocer las características, uso y aplicación de las máquinas básicas que se utilizan en la construcción de caminos, nos conduce a lograr una mayor eficiencia en estas obras. A continuación serán tratados estos aspectos.

TRACTORES :

El tractor es una máquina que por su versatilidad siempre estará presente en los trabajos de construcción de caminos.

Los tractores son máquinas que convierten la energía del motor en energía de tracción. Su principal objeto es el de jalar o empujar cargas, aunque a veces pueden utilizarse para otros fines como por ejemplo : excavar, acarrear en distancias cortas (hasta 100 m), colocar, desmontar, despallar, construir brechas y caminos de acceso, excavar en cortes y préstamos, extender, semi-compactar, rellenar zanjas, disgregar, desgarrar, auxiliar a equipos de carga, afinar taludes, arreglar pisos de bancos, etc.; es decir, son máquinas útiles, eficientes y, generalmente indispensables en todos los trabajos de construcción de grandes obras.

Su clasificación corresponde a dos aspectos : por su rodamiento o tracción, y por su potencia en el volante.

Por su rodamiento o tracción, se tienen :

- a) Tractores sobre neumáticos,
- b) Tractores sobre orugas.

El tractor sobre orugas tiene la gran ventaja de que construye sus propios caminos de acceso para llegar a los sitios de trabajo, puede operar en zonas montañosas y de fuerte pendiente, tiene mejor tracción al tener mayor adherencia con la superficie de apoyo que los tractores sobre neumáticos.

Por su potencia en el volante : ésta depende del fabricante, existiendo en el mercado las siguientes marcas : Caterpillar, Komatsu (DIKONA), International, Terex, Allis Chalmers, John Dun, - Fiat Allis. En la Tabla V-1, se muestran las características de los tractores más populares en caminos fabricados por Caterpillar y Komatsu.

Generalmente la versatilidad de los tractores se deriva de los distintos accesorios que se le pueden adaptar, en forma rápida para transformarlo en un equipo mecánico para diversos trabajos es pecíficos.

Entre estos accesorios se señalan primeramente las cuchillas, también conocidas como hojas topadoras, con lo que el tractor se convierte en "Dozer", es decir, en tractor con una cuchilla explanadora al frente transformándolo en una máquina útil de múltiples-empleos. Se distinguen tres tipos : Hoja " U ", Universal; Hoja - " S ", Recta y Hoja " A ", Angulable o de giro.

Con la cuchilla " U " o con la " S ", el tractor se convierte en la máquina denominada " BULLDOZER " o Empujadora, (Foto V-1).

La Hoja " A " angulable o de giro puede emplearse en posición recta o puede girar para formar hasta un ángulo de 65° con el eje longitudinal del tractor, llamándole en este caso " ANGLEDOZER ".

Los tres tipos de hojas pueden pivotar e inclinarse con relación al plano horizontal, este movimiento se denomina " Operación-Tiltadozer " que puede realizarse hidráulica o mecánicamente.

TABLA V-1 : Características de los Tractores.

M O D E L O	POTEN- CIA EN EL VO- LANTE.	HOJAS TOPADORAS TIPO	HOJAS TOPADORAS		PESO EN TONELADAS			PESO TOTAL EN TONS.
			LONG m	ALT m	TRACTOR SIN EQUIPO.	HOJA TOPA DORA	RIPPER	
CAT. D-8	300 HP	Recta	3.93	1.52	24.8	5.3	4.8	34.9
		Angulable	4.72	1.12		5.3		34.9
CAT. D-7	200 HP	Recta	3.65	1.27	15.2	3.2	3.0	21.4
		Angulable	4.29	0.96		3.1		21.3
CAT. D-6	140 HP	Recta	3.20	1.13	11.8	2.1	1.5	15.4
		Angulable	3.86	0.91		2.3		15.6
Komatsu D-155	320 HP	Recta	4.13	1.59	27.3	5.7	5.9	38.9
		Angulable	4.85	1.14		5.5		38.7
Komatsu D-85	180 HP	Recta	3.62	1.28	18.2	3.7	3.6	25.5
		Angulable	4.26	1.06		3.6		25.4

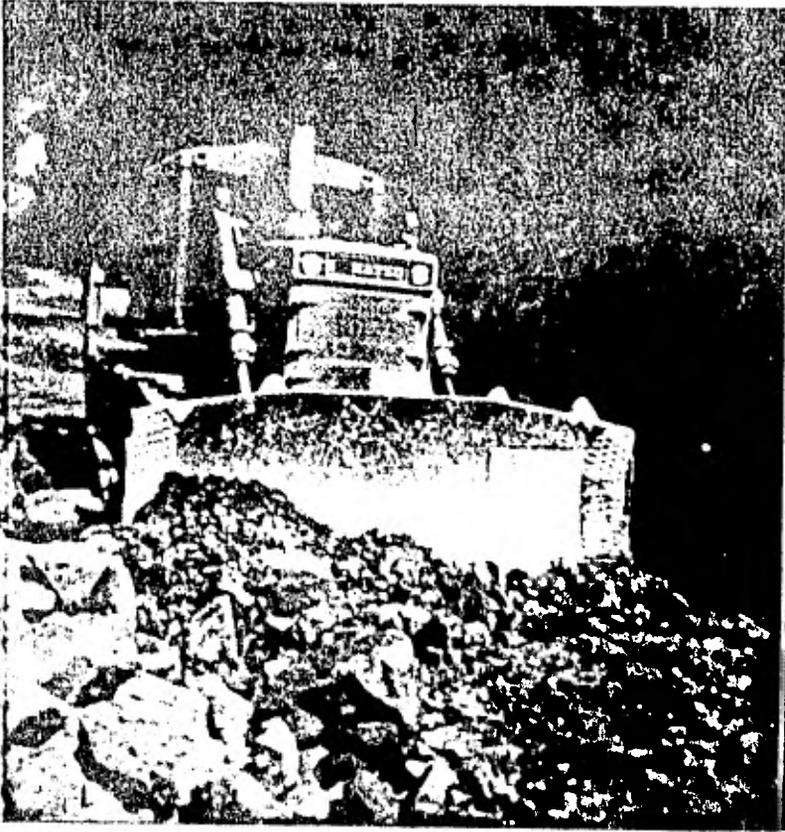


FOTO V-1. TRACTOR BULLDOZER .

Otro de los accesorios que se acoplan al tractor y le dan versatilidad son los Desgarradores, también conocidos como Rippers, - montados en su parte trasera. Estos desgarradores o rippers pueden ser de uno o varios vástagos, ajustables manual o hidráulicamente.

La capacidad de un tractor está en función de su potencia y de su peso. La potencia nos determina la fuerza tractiva disponible en el gancho o barra de tiro y está afectada por la altura sobre el nivel del mar, la temperatura, la resistencia al rodamiento de la superficie donde se desplaza la máquina y por la pendiente.- La máxima fuerza tractiva está fijada por el peso de la máquina - multiplicado por el coeficiente de tracción.

El efecto que produce la altura sobre el nivel del mar, ha sido superado en las máquinas modernas gracias a la instalación de - turbo cargadores y enfriadores de aire.

CARGADORES :

Los cargadores son equipo de excavación, carga y acarreo, que llevan en su parte delantera un cucharón accionado por mandos hidráulicos. Sirven para manipular materiales sueltos, sobre todo para elevar (tomándolos del suelo) y descargar sobre camiones u otro medio de transporte.

Existe una clasificación convencional de los cargadores, desde dos puntos de vista : en cuanto a su forma de descarga y al tipo de movimiento.

Por la forma de efectuar la descarga, se clasifican en :

- a) Descarga Frontal,
- b) Descarga Lateral (para túneles),
- c) Descarga Trasera (para túneles).

Por la forma de rodamiento, se clasifican en :

- a) De carriles o de orugas (TRAXCAVO),
- b) De llantas o neumáticos (CARGADOR FRONTAL).

Una de las características de los cargadores sobre neumáticos

es que da una mayor facilidad de desplazamiento y por esto, se obtiene mayor rendimiento a distancias considerables de acarreo, en comparación con los de orugas.

Los cargadores con descarga frontal y sobre neumáticos son los más usuales de todos. Estos voltean el cucharón o bote hacia la parte delantera del tractor, accionándolo por medio de gatos hidráulicos.

Su acción es a base de desplazamientos cortos y se usa para excavaciones en sótanos, a cielo abierto, para la manipulación de materiales suaves o fracturados, en los bancos de arena, grava, arcilla, etc. También se usan con frecuencia en rellenos de zanjas y en alimentación de agregados a plantas dosificadoras o trituradoras. La distancia económica de acarreo es hasta 250 m.

Los cargadores montados sobre neumáticos pueden ser de dos o cuatro ruedas motrices. Los cargadores con tracción en las cuatro ruedas realizan la acción de excavado y acarreo mucho mejor, puesto que aprovechan un mayor porcentaje de peso en la máquina comparado con los de tracción en un solo eje; generalmente estos cargadores se dirigen con las ruedas traseras, (Foto V-2).

Algunos cargadores utilizan un mecanismo que hacen girar la mitad delantera del tractor alrededor de un pivote central, un ángulo hasta 35° con respecto a su eje longitudinal.

Los elementos básicos de carga son los cucharones o botes, de los cuales se distinguen los siguientes : Bote ligero, reforzado, super reforzado con dientes, para demolición, eyector de roca y de rejilla. Dependiendo del tipo de material que se vaya a excavar y cargar, será el tipo de bote por utilizar.

La capacidad de los botes varía con la potencia del tractor, el uso al que se destine y también debe relacionarse al tamaño de las unidades de transporte (para evitar derrame de material).

Las capacidades más usuales de los botes varía de $1/2$ a 5 yd^3 aunque actualmente hay fábricas que están haciendo equipos más grandes como por ejemplo, el Michigan 475 con 20 yd^3 de capacidad y Caterpillar 943 y 953, que pueden dar múltiples resultados en grandes obras (Minas de Carbón).

Los cargadores frontales montados sobre orugas (Traxcavo), se



FOTO V-2 . CARGADOR FRONTAL

pueden utilizar con ventajas en los siguientes casos : en terrenos flojos, en pendientes con buena tracción y amplia superficie de apoyo, donde no hay necesidad de hacer movimientos frecuentes y rápidos, en materiales duros que no puedan excavar fácilmente, donde los fragmentos de roca puedan dañar los neumáticos, en trabajos que requieran volúmenes pequeños.

Los cargadores frontales montados sobre neumáticos, se pueden utilizar con ventajas en los siguientes casos : cuando sea importante el acarreo del material en tramos cortos, cuando los puntos de trabajo están diseminados, en materiales sueltos que puedan atacarse fácilmente con el cucharón, en terrenos duros y secos.

COMPRESORES :

Son máquinas de gran empleo en obras de construcción que comprimen y almacenan aire para alimentar herramientas neumáticas, tales como : perforadoras, rompedoras, apisonadoras, trac-drills, etc. Sus partes esenciales son : el motor, el compresor y el tanque o receptor del aire, que sirve para regularizar la descarga.

Las pérdidas de presión se deben a la fricción, a la longitud de tubería, a los cambios de dirección y estrechamientos; por ello para que las pérdidas sean mínimas y el rendimiento máximo, deberán tenerse en cuenta las siguientes consideraciones :

- a) Nivelar el compresor lo mejor posible,
- b) Colocar el compresor lo más cerca posible de las herramientas, a fin de acortar la longitud de las tuberías,
- c) Seleccionar adecuadamente el diámetro de la tubería de distribución ya que a mayor diámetro menor fricción,
- d) El tendido de la tubería debe ser lo más recto posible, - evitando quiebres muy agudos,
- e) No sobrecargarlos nunca con demasiadas herramientas.

Una tubería de 3" de diámetro, en una longitud de 1,000 ft y conduciendo 1,000 ft³/min, tiene una pérdida de 9.3 lb/in².

Los compresores utilizan aire comprimido a 100 lb/in² equivalente a 7 kg/cm², y se clasifican por el volumen de aire que, a la

presión señalada, producen en un minuto en pie^3/min o m^3/min . Su capacidad deberá estar acorde con el número de herramientas que ha de alimentar, (Foto V-3).

Entre las herramientas, las perforadoras son las más usuales en caminos, pues se utilizan en las excavaciones de roca (abriendo plantilla) para hacer los barrenos destinados a las cargas explosivas. Se clasifican por su peso, en : pesadas, medianas y ligeras. Las pesadas se seleccionan para rocas semiduras y terrenos cementados duros; y las medianas, para bancos de conglomerados, brechas suaves y en terrenos tepetatosos. Este tipo de herramienta se emplea básicamente en la barrenación vertical y por su forma de operar, se recomienda para barrenaciones de profundidad no mayor de 3.00 m.

Para su máxima eficiencia se recomienda : conservar la barrena bien afilada, no utilizar nunca puntas desgastadas, procurar siempre la verticalidad en la perforación, conservar las uniones y los empalmes de las tuberías bien ajustadas y conservar limpio el orificio de la barrena.

Los Trac-drills (Foto V-3), son dispositivos móviles, en los cuales se montan las perforadoras. Además de su movimiento de avance, cuentan con mecanismos orientadores de las perforaciones en la dirección deseada, vertical, horizontal o inclinada, lo que garantiza siempre el alineamiento. Pueden alcanzarse perforaciones de 12 a 15 metros de profundidad.

Estos equipos requieren más consumo de aire por minuto que las perforadoras que se guían manualmente. Por ejemplo : un compresor de $600 \text{ pie}^3/\text{min}$, podrá alimentar a las siguientes herramientas

- a) de 8 a 12 perforadoras medianas,
- b) de 4 a 6 perforadoras pesadas,
- c) 1 Track-drill.

El acero de perforación, son barras de acero al bajo carbón, huecas para permitir el paso del aire, de sección, generalmente exagonal. Se componen de tres partes esenciales : zanco, barra y rosca. Para la rotura de la roca, el acero de perforación requiere de brocas. Estas son insertos de tungsteno que se fijan a la barra o se enroscan a ella. Cabe señalar que a mayor diámetro de la bro-

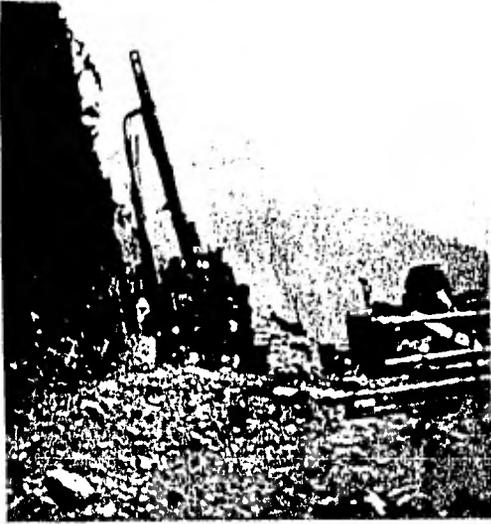


FOTO V-3. EQUIPO DE PERFORACION

ca o del inserto, mayor superficie por barrenar y, por consiguiente, más tarda la perforación.

Los promedios de barrenación varían según :

- a) Características del material,
- b) Tipo del equipo,
- c) Manejo y aprovechamiento del equipo.

MOTOCONFORMADORAS :

Son máquinas de aplicaciones múltiples, destinadas a mover, nivelar y afinar suelo ; utilizadas en la construcción y en la conservación de caminos.

La importancia de estas máquinas se debe tanto a su potencia como al dispositivo para mover la cuchilla o principal elemento, también se permite la inclinación de las llantas delanteras a ambos lados. Esta hoja o cuchilla de perfil curvo, cuya longitud determina el modelo y potencia de la máquina, está localizada abajo del chasis. El dispositivo especial de movimiento permite a la cuchilla girar y moverse en todos los sentidos. Es decir :

- a) Puede regular su altura con relación al plano del suelo,
- b) En el plano horizontal puede quedar fija, formando un ángulo cualquiera con el eje horizontal de la máquina.
- c) Puede también inclinarse con relación al plano horizontal llegando, incluso, a quedar en posición vertical, fuera del chasis.

Esta máquina es específica en : desyerbar y remover vegetación ligera, limpiar bancos, construir canales y formar terraplenes, extender materiales, mezclar y revolver materiales con objeto de uniformarlos, terminar y afinar taludes, mantener y conservar caminos.

Sin embargo, se le adaptan otros dispositivos auxiliares para trabajos diversos; por ejemplo :

- a) Escarificadores para arar o remover el terreno, como trabajo preliminar a la acción de la cuchilla,
- b) Hoja frontal de empuje para ejercer la acción de "Bulldozer" o empujador.

Como toda máquina, para su máximo rendimiento es necesario -

aprovechar correctamente su potencia, por ejemplo :

- a) Ajustar la cuchilla a las condiciones de trabajo : posición frontal para cortar; inclinada hacia delante la parte superior para conservación de caminos: debe formar un ángulo (60° a 70°) la posición de la cuchilla con respecto a su eje longitudinal para permitir al material correr libremente hacia el extremo de la cuchilla.
- b) Inclinan las ruedas delanteras hacia la dirección en que se desliza la tierra sobre la hoja.
- c) En distancias menores de 300 m, efectuar el regreso en reversa.

EQUIPO DE COMPACTACION :

Los grandes equipos de carga, acarreo y tiro de material, - han obligado a los fabricantes de equipo de compactación a diseñar máquinas compactadoras capaces de balancear al tiro con la compactación, para evitar interferencia de actividades y pérdida de tiempo, lo que da por resultado un proyecto antieconómico.

Los esfuerzos mecánicos empleados en la compactación, son - una combinación de uno o más de los siguientes efectos :

- a) Presión estática : la aplicación de una fuerza por unidad de área.
- b) Impacto : golpeo con una carga de corta duración, alta - amplitud y baja frecuencia.
- c) Vibración : golpeo con una carga de corta duración, alta frecuencia, baja amplitud.
- d) Amasamiento : acción de amasado, reorientación de partículas próximas, causando una reducción de vacíos.

El equipo se clasifica en : Pata de cabra, Rejilla o malla, Vibratorio, Tambor de acero liso, De neumáticos, De pisones remolcados, De pisones de alta velocidad, Combinaciones tales como tambor vibratorio de acero liso, neumáticos y tambor de acero liso.

La compactación por vibración es la que últimamente ha tenido mayor desarrollo y prácticamente ha invadido todos los mate-

riales por compactar. En la mayoría de los tipos de material, la compactación dinámica o vibración, supera en eficiencia a los compactadores estáticos. En este tipo de compactación también se aplica una cierta presión, pero al mismo tiempo se somete al material a rápidos y fuertes impactos o vibraciones. Debido a las vibraciones, la fricción interna del material desaparece momentáneamente, propiciando el acomodo de las partículas.

Con este principio de compactación las partículas de material se ven sujetas a presión estática y a impulsos dinámicos de las fuerzas vibratorias con lo cual se logra una compactación con menor esfuerzo. La densificación de un material por medio de compactadores vibratorios es de abajo hacia arriba.

Los factores que primordialmente influyen en la obtención de una compactación económica son :

- a) Contenido de humedad del material.
- b) Granulometría del material.
- c) Número de pasadas del equipo.
- d) Peso del compactador.
- e) Presión de contacto.
- f) Velocidad del equipo compactador.
- g) Espesor de capa.

Para cualquier tipo de máquina compactadora se recomienda :

- 1) Que las capas por compactar estén sensiblemente horizontales.
- 2) Que estas capas deban estar homogenizadas, tanto por la composición del suelo como por su humedad.
- 3) Que se hagan pruebas preliminares para establecer, de acuerdo al equipo disponible, el espesor de la capa por compactar y el número de pasadas del compactador.

V.2.a.- Costos Horarios del Equipo.

Para el cargo por maquinaria y equipo en un costo de una unidad de obra, se fija el costo horario de la máquina en función de su vida económica y esta depende de la maquinaria en sí y de varios factores que influyen en ella; puesto que de máquina a máqui-

na, de operador a operador, de lugar de trabajo a lugar de trabajo y del mantenimiento adecuado que se le dé, dependerá su mayor o menor tiempo de "vida económica".

Por vida económica de una máquina, universalmente se entiende como el periodo de tiempo durante el cual, puede ésta operar en forma eficiente, realizando un trabajo económico, satisfactorio y oportuno, siempre y cuando la máquina sea correctamente conservada y mantenida.

Los factores que afectan el costo horario de una máquina o equipo, son :

- a) Valor de adquisición de la máquina.
- b) Condiciones de trabajo.
- c) Número de horas empleadas por año.
- d) Número de años de uso.
- e) Mantenimiento y reparación.
- f) Mercado del equipo usado que fija el valor de rescate.

El costo directo de una máquina queda integrado por la suma de los siguientes cargos :

COSTO DIRECTO Hora - Máquina (H M D)	Cargos Fijos	}	Depreciación : $D = \frac{V_a - V_r}{V_e}$
			Inversión : $I = \frac{V_a + V_r}{2H_a} i$
			Seguros : $S = \frac{V_a + V_r}{2H_a} s$
			Almacenaje : $A = K \times D$
			Mantenimiento : $M = Q \times D$
	Cargos de Consumo	}	Combustible : $E = e \times P_c$
			Lubricantes : $L = a \times P_e$
			Llantas : $Ll = \frac{V_{ll}}{H_v}$
	Cargos de Operación	}	Operación : $O = \frac{S_o}{H}$

En donde :

definición se deriva la importancia de conocer el rendimiento real en la operación del equipo, para poder así valorar debidamente, - tanto el presupuesto relativo como el número de máquinas necesarias para llevar a cabo, dentro del tiempo que se fije, la realización de la obra.

Los rendimientos son los volúmenes movidos durante la unidad-horaria. Se expresa de la siguiente manera :

$$R = \frac{E \times \text{Capacidad de la máquina en } M^3\text{-suelos}}{\text{Tiempo del ciclo en minutos.}}$$

en donde :

R : rendimiento, en M^3 -suelos/hora.

E : minutos por hora de trabajo, generalmente de 45 a 50 minutos.

Los rendimientos pueden ser obtenidos mediante :

- a) Observación directa,
- b) Por medio de reglas y fórmulas,
- c) Por medio de datos del fabricante.

Los factores que afectan al rendimiento del equipo podemos dividirlos, para su estudio, en dos grupos : uno propio de las condiciones del material y otro que considera las condiciones que afectan a la máquina durante el acarreo de dicho material.

Dentro del primer grupo es necesario conocer las características del material que va a ser movido, éstas son las siguientes : - PESO VOLUMETRICO, EXPANSION VOLUMETRICA y COMPRESIBILIDAD.

El peso del material afecta la carga y las velocidades del equipo durante el acarreo, no es lo mismo cargar y transportar esoeria por ejemplo a transportar arcilla mojada; a mayor peso se re quiere mayor potencia.

La expansión volumétrica o abundamiento es una propiedad del-material, de suma importancia para la evaluación de los costos. - Cuando un suelo se excava, acarrea y se coloca o cuando se fragmenta roca, sufre cambios considerables en su volumen. Debido a estos cambios es necesario especificar si el volumen se mide en estado -

natural, en estado suelto o en rellenos después de su colocación. El volumen en banco, es el volumen del material medido "in situ", o sea en estado natural antes de su explotación. El volumen en estado suelto es el volumen del material después de que ha sido quitado de su estado natural y depositado en montones, camiones o es crepas. El volumen de relleno es el volumen del material después de que ha sido colocado y compactado.

El incremento del volumen del material debido a su explotación, se define como Abundamiento (A) y se expresa como porcentaje del volumen en banco. Los valores de abundamiento varían considerablemente para diferentes tipos de materiales. Para convertir los m³ en banco a m³ sueltos, la medida se aumenta en el porcentaje de Abundamiento :

$$A (\%) = \left(\frac{\text{Vol. Banco}}{\text{Vol. Suelto}} - 1 \right) 100$$

Debido a la dificultad de cuantificar los volúmenes en campo, se acostumbra obtener el Abundamiento en función de pesos volumétricos, que son de más fácil cuantificación. Dicho cálculo se efectúa mediante la siguiente fórmula :

$$A (\%) = \left(\frac{B - E}{S} \right) 100 = \left(\frac{B}{S} - 1 \right) 100$$

donde :

B : Peso volumétrico en banco.

S : Peso volumétrico suelto.

La compresibilidad o reducción volumétrica, es el estado del material después de aumentar artificialmente su peso volumétrico por medios mecánicos (compactado) mediante la reducción del porcentaje de vacíos al lograr que las partículas encuentren un mayor acomodo. Esta reducción del volumen a partir del volumen medido en banco se conoce como Compresibilidad o Reducción Volumétrica y se expresa como porcentaje del volumen original inalterado :

$$Rv (\%) = \left(\frac{\text{Vol. en terraplén}}{\text{Vol. en banco}} - 1 \right) 100$$

Debido a la dificultad de cuantificar los volúmenes en campo, se acostumbra obtener el Coeficiente de Reducción Volumétrica en función de pesos volumétricos que son de más fácil cuantificación. - Dicho cálculo se efectúa mediante la siguiente fórmula :

$$R_v (\%) = \left(\frac{T - B}{T} \right) 100 = \left(1 - \frac{B}{T} \right) 100$$

donde :

T : Peso volumétrico en terraplén.

B : Peso volumétrico en banco.

Por otro lado, objetivo que estamos persiguiendo, es el de - realizar un trabajo a la mayor velocidad posible para obtener el máximo de volumen movido en el tiempo mínimo posible y por supuesto en el menor costo factible.

Para lograr esto necesitamos conocer la potencia necesaria - de la máquina para realizar el trabajo, las potencias disponibles de las máquinas existentes en el mercado y por último, la potencia utilizable que es la potencia disponible limitada por las condiciones del trabajo.

Los factores que debemos considerar son los siguientes :

- a) Altitud y Temperatura : estos factores influyen en el peso específico del aire y, por consiguiente, en la potencia del equipo. A medida que aumente la altura sobre el nivel del mar la eficiencia de los motores disminuye. En la actualidad algunas máquinas con motor turbo alimentado sólo pierden potencia a partir de los 3,000 m.s.n.m. La mayoría de las máquinas se diseñan para funcionar hasta 1,500 m sin pérdida de potencia y se considera un porcentaje del 1% de pérdida de potencia por cada 100 m de altitud después de los 1,500 m. En la Tabla V-2, se listan los porcentajes, en función de la altitud y temperatura del lugar, que modifican la potencia del motor.

- b) Resistencia al Rodamiento, (Kg/Ton) : se define como la fuerza motriz necesaria para mover una máquina a velocidad pequeña y uniforme, sobre una superficie plana. Depende de las condicio-

TABLA V-2 : Influencia de la Altitud en -
 la Potencia de los Tractores.
 (Factores de Corrección).

Altitud s.n.m.m.	° C / ‰						
	en metros 42°	32°	21°	15°	10°	4°	-7°
0	95.4	97.1	99.1	100.0	100.8	101.8	103.9
305	92.0	93.7	95.5	96.4	97.4	98.4	100.3
915	85.5	87.2	88.8	89.6	90.5	91.4	93.3
1525	79.5	80.9	82.5	83.3	84.2	84.9	86.7
2135	73.8	75.2	76.7	77.5	78.2	79.0	80.6
2745	68.6	69.9	71.3	72.0	72.7	73.4	74.8

nes del terreno y del peso de la máquina. Otros factores que intervienen son : la deformación de la llanta, el ancho de la misma, el dibujo, la velocidad (a mayor velocidad mayor resistencia del aire), las fricciones internas de los componentes de la máquina, etc. De estos factores, el más importante es la condición del terreno, los restantes se consideran constantes e igual a una resistencia de 10 Kg/Ton.

Como norma puede establecerse que la resistencia al rodamiento expresada en Kg/Ton, es como se lista en la Tabla V-3 siguiente :

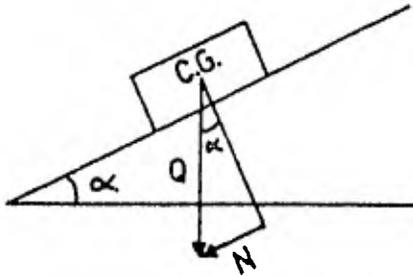
TABLA V-3 : Resistencia al Rodamiento.

Naturaleza del Terreno	Resistencia al Rodamiento(Kg/Ton)	
	Orugas	Neumáticos a baja presión
1.- Camino duro, pavimentado, sin penetración bajo la acción de las cargas, humedecido y conservado.....	28	20
2.- Camino firme, uniforme, - aplanado, afectado ligeramente bajo la acción de las cargas y regularmente conservado.....	40	33
3.- Camino de tierra, ondulado, que flexiona bajo la acción de cargas ligeras, con poco mantenimiento, - sin humedad.....	70	50
4.- Camino en tierra con surcos y rodadas, mal conservado.....	90	75
5.- Camino lodoso, blando, - fangoso, sin mantenimiento.....	110	100 a 200

En superficies de rodamiento adversas, se recomienda el uso de-

equipo dotado de orugas y de llantas a baja presión. En superficies resistentes y bien acabadas se recomienda emplear equipo con llantas de altas presiones.

- c) Resistencia por Pendiente : esta resistencia es causada por la fuerza de gravedad, puede ser a favor o en contra, dependiendo del sentido de movimiento de la máquina, se calcula aproximadamente tomando un valor de 10 Kg por Tonelada por cada 1% de inclinación.



$$\text{sen } \alpha = \frac{N}{Q}$$

$$N = Q \times \text{sen } \alpha .$$

La fuerza necesaria " N " para vencer una pendiente tiene el siguiente valor :

$$N = Q \times \text{sen } \alpha .$$

Si N se expresa en Kg y Q en Ton, entonces :

$$N = 1,000 Q \times \text{sen } \alpha .$$

donde :

N : Fuerza necesaria para vencer la pendiente, en Kg.

Q : Peso de la máquina, en Ton.

α : Angulo, en grados o pendiente.

A continuación se listan los valores de "N" para distintas pendientes :

TABLA V-4 : Resistencia por Pendiente.

Pendiente en %	Angulo	Fuerza necesaria para compensar el efecto de la pendiente, en Kg/Ton.
2	1° 08' 7"	20
4	2° 17' 4"	40
6	3° 26'	60
8	4° 34' 4"	80
10	5° 42' 6"	99
15	8° 31' 8"	148
20	11° 18' 6"	196

d) Eficiencia a la Tracción : se define como la relación entre la fuerza tractiva generada por el motor en el momento preciso en que las orugas o las ruedas empiezan a patinar, y el peso sobre el eje motriz. A esta relación se le designa con el nombre de "Coeficiente de Eficiencia a la Tracción". Conocido este coeficiente, se puede determinar, para el material que constituye el suelo de rodamiento, si toda la potencia del motor puede ser transmitida a los neumáticos o a las orugas, antes de que se produzca el patinaje.

Para suelos en condiciones normales, los tractores sobre orugas disponen de una fuerza tractiva máxima igual a 85% de su peso; en cambio, los montados sobre neumáticos solamente pueden utilizar, en sus ruedas motrices, una fuerza tractiva, también conocida como RIMPULL, de aproximadamente el 55% de su peso.

Es decir, la suma de las Resistencias al Rodamiento y por Pendiente, nos da la Resistencia Total o Fuerza de Tracción necesaria para mover la máquina. Esta fuerza de tracción la debemos comparar con la fuerza de tracción disponible de la máquina o Rimpull, la cual está íntimamente ligada con las diferentes velocidades que desarrolla por medio del sistema de transmisión que tenga. Así tendremos que una máquina desarrolla una gran fuerza de tracción a baja velocidad y poca fuerza de tracción a altas velocidades. La fuerza de tracción utilizable se obtiene multiplicando el coeficiente de eficiencia a la tracción por el peso sobre las ruedas motrices. A continuación se listan estos coeficientes para diversos tipos de suelos :

TABLA V-5 : Coeficiente de Eficiencia a la Tracción.

Tipo de Camino	Neumáticos	Orugas
Concreto	.. 0.88 - 1.00	0.45
Arcilla seca	.. 0.50 - 0.58	-
Arcilla mojada	.. 0.40 - 0.49	-
Arena disgregada	.. 0.20 - 0.35	0.30
Grava de cantera	.. 0.60 - 0.70	-
Tierra suelta	.. 0.30 - 0.40	0.60
Tierra compacta	.. 0.50 - 0.60	0.90

V.4.- Principales Factores en la Selección de Equipo.

Durante el proceso de toma de decisiones para seleccionar de manera óptima el equipo de construcción, intervienen una serie de factores que, estando relacionados entre sí, nos obligan a un análisis cuidadoso y ponderado de cada uno de ellos.

En este periodo de selección, podemos distinguir claramente dos etapas : en la primera de ellas, habremos de seleccionar la máquina o conjunto de máquinas que desde el punto de vista técnico sean susceptibles de poder utilizarse. En este caso, los factores que deberán interesarnos son entre otros : volúmenes por ejecutar, calidad de material en cuanto a atacabilidad, propiedades volumétricas, estabilidad, debemos tomar en cuenta también la geometría de la excavación, condiciones de la obra, etc.

En la segunda etapa, intervienen importantemente factores tales como tipo de empresa, maquinaria con que se cuenta, condiciones de mercado, costos de adquisición, operación y mantenimiento del equipo, rendimientos, precios de reventa, etc.

Los volúmenes por ejecutar, combinados con el plazo para la terminación de la obra (programa de trabajo), nos definirán la producción requerida. Dicha producción dependerá de la capacidad de las máquinas empleadas y el programa para su utilización.

En la cuantificación de los volúmenes de material por mover, así como de las distancias económicas de acarreo, interviene el concepto de "CURVA MASA", misma que explicaré a continuación :

CURVA MASA :

Es una gráfica dibujada en ejes cartesianos, donde las ordenadas representan volúmenes acumulados de excavación (+) o relleno (-), y las abscisas el cadenamiento sobre el eje del trazo.

La Curva Masa nos permite determinar la distribución económica de los volúmenes excavados y calcular los costos para llevar a cabo dicha distribución. Cuando el trazo no está obligado, (ya que si lo está, este método no es de utilidad) el único impedimento para compensar rellenos y excavaciones, será la calidad de los materiales.

La curva se dibuja junto con el perfil del trazo, ya que el cadenamamiento debe ir coincidiendo.

Las propiedades de la Curva Masa, se indican a continuación:

- a) Entre los límites de una excavación, la curva crece de izquierda a derecha, y decrece cuando hay terraplén.
- b) En las estaciones donde hay cambio de excavación a relleno, habrá un máximo, y viceversa, habrá un mínimo en los cambios de relleno a corte (línea de paso).
- c) Cualquier línea horizontal que corte a la Curva Masa, marcará puntos consecutivos entre los cuales habrá compensación, es decir, que entre ellos el volumen de corte iguala al de terraplén.
- d) La diferencia de ordenadas entre dos puntos, representará el volumen de terracería dentro de la distancia comprendida entre esos dos puntos.
- e) Cuando la Curva Masa queda encima de la línea horizontal compensadora que se escoge para ejecutar la construcción, los acarrees de material se harán hacia adelante, y cuando la curva quede abajo, los acarrees serán hacia atrás.
- f) El área comprendida entre la Curva Masa y una horizontal cualquiera compensadora, es el producto de un volumen por una distancia, y nos representa el volumen por la unidad media de acarreo, lo que se expresa en m^3 -estación, m^3 -hectómetro o m^3 -km, (en éste caso, el término "estación" no se refiere a un punto, sino al tramo de 20 metros entre estaciones consecutivas cerradas, pues en el lenguaje caminero se dice por ejemplo, que un punto dista de otro 8 estaciones, o sea 160 metros, con el fin de facilitar la nomenclatura y los cálculos).

Al estudiar un tramo, pueden trazarse varias compensadoras - según resulte la Curva Masa obtenida, y entre una y otra quedarán tramos sin compensación (es evidente que las mejores compensadoras serán las que corten mayor número de veces a la curva). En los tramos sin compensar, si la curva es ascendente, habrá un volumen de excavación excedente sin posibilidad de emplearlo para rellenar, esto es, un desperdicio; si la curva desciende, indicará que hace falta material para terraplén, que no podemos obtener

de la excavación, en este caso debe traerse material de otro lado o sea, efectuar un préstamo. Tanto los volúmenes de desperdicio - como los de préstamo, se miden en el dibujo.

Teniendo como datos los volúmenes de cortes y terraplenes, - las diversas distancias entre ellos y los costos de acarreo, se - puede resolver cual es la forma óptima de los movimientos para - que tengan el mínimo costo.

Otro de los factores que intervienen en la selección de equipo es conocer la calidad del material con el que se vaya a trabajar. Con respecto a su atacabilidad podemos decir que todo problema de movimiento de tierras está relacionado esencialmente con la naturaleza del terreno por extraer, que determina entre otras cosas : el método de trabajo por adoptar, el tipo de máquinas a emplear, el rendimiento de las máquinas elegidas, y por tanto, el - costo del movimiento de tierras.

Se han realizado esfuerzos para tratar de definir de la mejor manera posible, la dificultad de extracción de los materiales encontrándose que, a la fecha los mejores resultados se han logrado con la utilización de métodos geosísmicos que permiten elaborar tablas y gráficas de arabilidad.

En esencia estos métodos consisten en provocar una vibración en la superficie del terreno ya sea por una explosión o por un impacto, la cual se propaga en el suelo o roca en todas direcciones a una velocidad que depende de la naturaleza de los materiales. - Esta velocidad de propagación está en razón directa de la compacidad de estos materiales; más suave es un material más baja es la- velocidad de propagación, más compacto es un material más elevada es la velocidad de propagación. En la Tabla V-6, se listan las - clasificaciones de algunas rocas y suelos obtenidos por estos métodos.

Con respecto a la compactación de los materiales, la selección del compactador más adecuado depende de muchos factores : tipo de suelo, tipo de trabajo, método de movimiento de tierras, - compatibilidad de trabajo, etc., en la selección final deben hacerse intervenir, cuando menos, los factores mencionados. Es frecuente y muy eficiente el uso de varios equipos que combinen los-

TABLA V-6 : Densidad, Factor de Abundamiento y Atacabilidad de algunas rocas y - suelos comunes.

No.	Tipo de roca o suelo	Densidad	Factor Abundamiento	Atacabilidad
1	Basalto	3.00	1.60	D
2	Granito	2.65	1.55	D
3	Arenisca	2.60	1.60	M - D
4	Arena porosa	2.50	1.60	M
5	Caliza dura	2.70	1.60	M - D
6	Caliza suave	2.20	1.50	M - D
7	Creta	1.90	1.30	M
8	Lutita	2.40	1.45	M - D
9	Grava seca	1.80	1.25	S
10	Arena seca	1.70	1.15	S
11	Arena y grava seca	1.95	1.15	S
12	Arcilla ligera	1.65	1.30	M
13	Arcilla densa	2.10	1.35	M - D
14	Arcilla grava y arena seca	1.60	1.30	M

S : material suave fácilmente cavable.

M : material de dureza media, parcialmente consolidado.

M - D : material mediana y difícilmente cavable, tal como : arcilla densa húmeda, grava con grandes bloques, caliza explotada.

D : materiales difíciles que incluyen arcilla plástica, materiales que requieren uso de explosivos como : basalto, granito, caliza, etc.

diferentes efectos de compactación.

El tipo de material es uno de los factores más importantes - que deben tomarse en cuenta en la selección del equipo de compactación. En la Tabla V-7, se muestran las clasificaciones generales del tipo de material por compactar, así como los rangos de - aplicación de los tipos de compactación.

V.5.- Costo Total y por Kilómetro del Tramo.

En la Tabla V-8, se encuentran listados los conceptos y volúmenes por ejecutar del Tramo El Cedral-Río de las Cuevas, así como también sus Precios Unitarios (de Concurso) y sus Costos parciales, y al final de la Tabla aparece el Importe Total del Tramo.

En la Tabla V-9, se encuentra concentrado el cálculo por Kilómetro del Tramo, cuyo costo es de : - - - - -
\$ 16'867,433.06 (DIECISEIS MILLONES OCHOCIENTOS SESENTA Y SIETE -
- - - - - MIL CUATROCIENTOS TREINTA Y TRES PESOS 06/100), -
aplicando Precios Unitarios Actualizados para 1981, anexándose -
perfil y curva masa resultante del Kilómetro analizado.

TABLA V-7. SELECCION DE EQUIPO DE COMPACTACION .

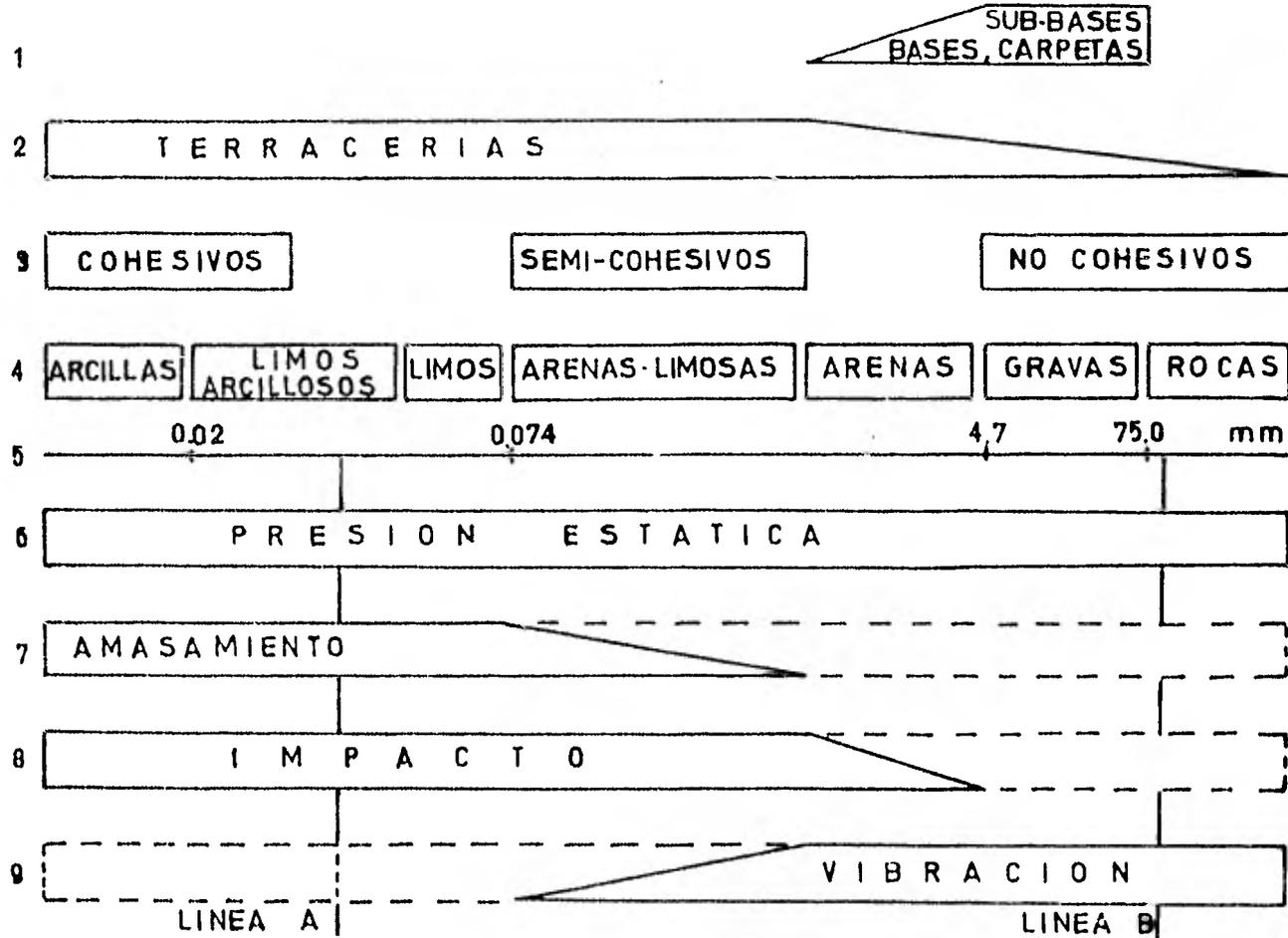


TABLA V-8 : COSTO TOTAL DEL TRAMO EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS.

C O N C E P T O	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	C O S T O (\$)
TERRACERIAS :				
Desmante zona derecho de vía.	Ha	4,116.64	179.0	736,878.56
Exc. corte mat. aprov. : km 50 + 000 - 94 + 600.	M ³	38.08	260,140.0	9'906,131.20
Exc. corte mat. desper. : km 50 + 000 - 94 + 600.	M ³	38.08	4'227,090.0	160'967,587.20
Bco. mat. Subrasante km: 51 + 100 Desv. 400 m Izq.	M ³	17.06	67,000.0	1'143,020.00
Bco. mat. Subrasante km: 87 + 000 Desv. 500 m Izq.	M ³	14.64	44,500.0	651,480.00
Compactación terraplén a 90%.	M ³	10.03	28,620.0	287,058.60
Compactación terraplén a 95%.	M ³	12.04	28,970.0	348,798.80
Compactación terraplén a 95%.	M ³	16.52	82,530.0	1'363,395.60
Formación de terraplenes con mat. no compactable.	M ³	6.01	257,540.0	1'547,815.40
Excav. canales y contra- cunetas.	M ³	61.97	38,520.0	2'387,084.40
Sobreacarreo m ³ - est.	M ³ -Est	1.17	1'365,800.0	1'597,986.00
Sobreacarreo m ³ - hm.	M ³ -Hm	2.41	26,300.0	63,383.00
Sobreacarreo m ³ - km.	M ³ -Km	4.33	1'341,300.0	5'807,829.00
IMPORTE SUMA TERRACERIAS :				\$ 186'808,447.76

Continúa

TABLA V-8 : (Continuación)

C O N C E P T O	UNIDAD	PRECIO	CANTIDAD	C O S T O (\$)
		UNITARIO		
OBRAS DE DRENAJE :				
Excav. para estructuras.	M ³	61.97	6,670.0	413,339.90
Mampostería de 3a clase.	M ³	429.20	4,430.0	1'901,356.00
Zampeado con morteros de cemento - arena.	M ³	429.20	600.0	257,520.00
Concreto hidráulico de - f'c : 100 kg/cm ² .	M ³	1,038.26	20.0	20,765.20
Concreto hidráulico de - f'c : 150 kg/cm ² .	M ³	1,074.37	135.0	145,039.95
Concreto hidráulico de - f'c : 200 kg/cm ² .	M ³	1,146.58	340.0	389,837.20
Acero de Refuerzo.	Kg	9.04	55,250.0	499,460.00
Tubo conc. 0.75 m de Ø.	ML	572.28	20.0	11,445.60
Tubo conc. 0.90 m de Ø.	ML	1,089.18	880.0	958,478.40
Tubo conc. 1.05 m de Ø.	ML	1,350.42	530.0	715,722.60
Excav. para subdrenes.	M ³	98.48	5,860.0	577,092.80
Material filtrante para-subdrenes.	M ³	120.84	5,670.0	685,162.80
Tubo perforado para sub-drenes.	ML	34.41	5,500.0	189,255.00
Pozos de visita para sub-drenes.	Pza	2,054.36	46.0	94,500.56

IMPORTE SUMA OBRAS DE DRENAJE : \$ 6'858,976.01

Continúa

TABLA V-8 : (Continuación)

C O N C E P T O	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	C O S T O (\$)
PAVIMENTACION :				
Compao. Sub-base al 100% Bco. No.1 km 74 + 000.	M ³	149.25	36,370.0	5'428,222.50
Compao. Sub-base al 100% Cementante Bco. No.2.	M ³	35.67	9,100.0	324,597.00
Compactación Base 100% - Bco. No.1 km 74 + 000.	M ³	149.25	34,770.0	5'189,422.50
Compactación Base 100% - Cementante Bco. No.2.	M ³	35.67	8,700.0	310,329.00
Asfalto FM-1 en riego de impregnación.	Lt	1.02	515,200.0	525,504.00
Asfalto FR-3 en carpeta- de 2 riegos.	Lt	1.09	961,800.0	1'048,362.00
Aditivo p/asf rebajados.	Lt	19.85	14,770.0	293,184.50
Barrido sup. por tratar.	Ha	1,863.17	35.0	65,210.95
Mat. No.2 Carpeta 2 rie- gos Bco. No.1 km 74+000.	Lt/M ²	257.89	4,120.0	1'062,506.80
Mat. 3-B Carpeta 2 rie-- gos Bco. No.1 km 74+000.	Lt/M ²	257.89	2,750.0	709,197.50
Ac. mat Sub-base y Base.	M ³ - Km	3.19	1'062,900.0	3'390,651.00
Acarreo material para - Carpeta de 2 riegos.	M ³ - Km	3.19	85,600.0	273,064.00

IMPORTE SUMA PAVIMENTACION : \$ 18'620,251.75

Continúa

TAJLA V-8 : (Continuación)

C O N C E P T O	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	C O S T O (\$)
OBRAS COMPLEMENTARIAS :				
Guarniciones de concreto de f'c : 100 kg/cm ² .	Ml	15.88	16,500.0	262,020.00
Recubrimiento cunetas.	M ³	639.40	5,640.0	3'606,216.00
Protec. de contracunetas con suelo - cemento.	M ³	334.88	2,970.0	994,593.60
Lavaderos de concreto.	M ³	777.94	640.0	<u>497,881.60</u>

IMPORTE SUMA OBRAS COMPLEMENTARIAS : \$ 5'360,711.20

SEÑALAMIENTO :

Fantasmas de concreto hidráulico.	Pza	79.43	2,350.0	186,660.50
Postes señalamiento para kilometraje.	Pza	577.72	8.0	<u>4,621.76</u>

IMPORTE SUMA SEÑALAMIENTO : \$ 191,282.26

CONSTRUCCION DE PUENTES.	Lote	-	-	3'008,056.99
--------------------------	------	---	---	--------------

IMPORTE TOTAL DEL CONCURSO : \$ 220'847,725.97

TABLA V-9 : CALCULO CONCENTRADO POR KM.

TRAMO : EL CEDRAL - RIO DE LAS CUEVAS.

KM : 68 + 880 - 69 + 880.

C O N C E P T O	UNIDAD	PU (1981)	CANTIDAD	C O S T O
TERRACERIAS :				
Desmonte.	Ha	11,258.79	4.0	45,035.16
Exc. corte mat. aprov.	M ³	81.73	19,170.0	1'566,764.10
Exc. corte mat. desper.	M ³	93.42	123,126.0	11'502,430.92
Formación de Subrasante.	M ³	46.67	2,649.0	123,628.83
Compactación SR al 95%.	M ³	45.18	2,649.0	119,681.82
Formación de terraplenes con mat. no compactable.	M ³	16.44	19,170.0	315,154.80
Exc. de contracunetas.	M ³	169.49	30.4	5,152.50
Acarreo m ³ - est.	M ³ -Est	3.21	23,034.0	73,939.14
Acarreo m ³ - km.	M ³ -Km	11.83	49,592.0	586,010.88
				<u>TERRACERIAS : \$ 14'337,798.15</u>

OBRAS DE DRENAJE :

Excavación.	M ³	190.67	1,032.0	196,771.44
Mampostería de 3a clase.	M ³	1,320.58	226.3	298,847.25
Conc. f'c : 150 kg/cm ² .	M ³	3,305.66	18.7	61,815.84
Acero de Refuerzo.	Kg	27.82	1,379.0	38,363.78
Tubo de lámina 1.05 m ø.	ML	4,155.01	87.5	<u>363,563.37</u>
				<u>OBRAS DE DRENAJE : \$ 959,361.68</u>

Continúa

TABLA V-9 : (Continuación)

C O N C E P T O	UNIDAD	PU (1981)	CANTIDAD	C O S T O
PAVIMENTACION :				
Comp. Sub-base 100% Bco 1	M ³	486.94	807.4	393,155.36
Comp. Sub-base 100% Bco 2	M ³	174.24	201.8	35,161.63
Comp. Base 100% Bco. No.1	M ³	486.94	784.3	381,907.04
Comp. Base 100% Bco. No.2	M ³	174.24	196.1	34,168.46
Asf. FM-1 riego impreg.	Lt	2.37	12,075.0	28,617.75
Barrido sup. por tratar.	Ha	5,030.56	0.7	3,521.39
Asfalto FR-3.	Lt	2.53	19,500.0	49,335.00
Mat. No.2 Bco. No.1	Lt/M ²	841.37	75.0	63,102.75
Mat. No. 3-B Bco. No.1	Lt/M ²	841.37	52.5	44,171.92
Ac. mat. Sub-base y Base.	M ³ - Km	8.63	12,853.0	110,921.39
Ac. mats. Nos. 2 y 3-B.	M ³ - Km	8.52	823.0	7,011.96

PAVIMENTACION : \$ 1'151,074.65

OBRAS COMPLEMENTARIAS :

Guarniciones de concreto.	Ml	49.01	788.0	38,619.88
Recubrimiento de cunetas.	M ³	1,973.02	152.0	299,899.04
Recub. de contracunetas.	M ³	1,030.37	12.0	12,364.44
Lavaderos de concreto.	M ³	2,400.31	1.5	3,600.46

OBRAS COMPLEMENTARIAS : \$ 354,483.82

Continúa

TABLA V-9 : (Continuación)

C O N C E P T O	UNIDAD	PU (1981)	CANTIDAD	C O S T O
SEÑALAMIENTO :				
Fantasmas de concreto hidráulico.	Pza	244.64	250.0	61,160.00
Postes señalamiento para kilometraje.	Pza	1,777.38	2.0	<u>3,554.76</u>
				SEÑALAMIENTO : \$ 64,714.76

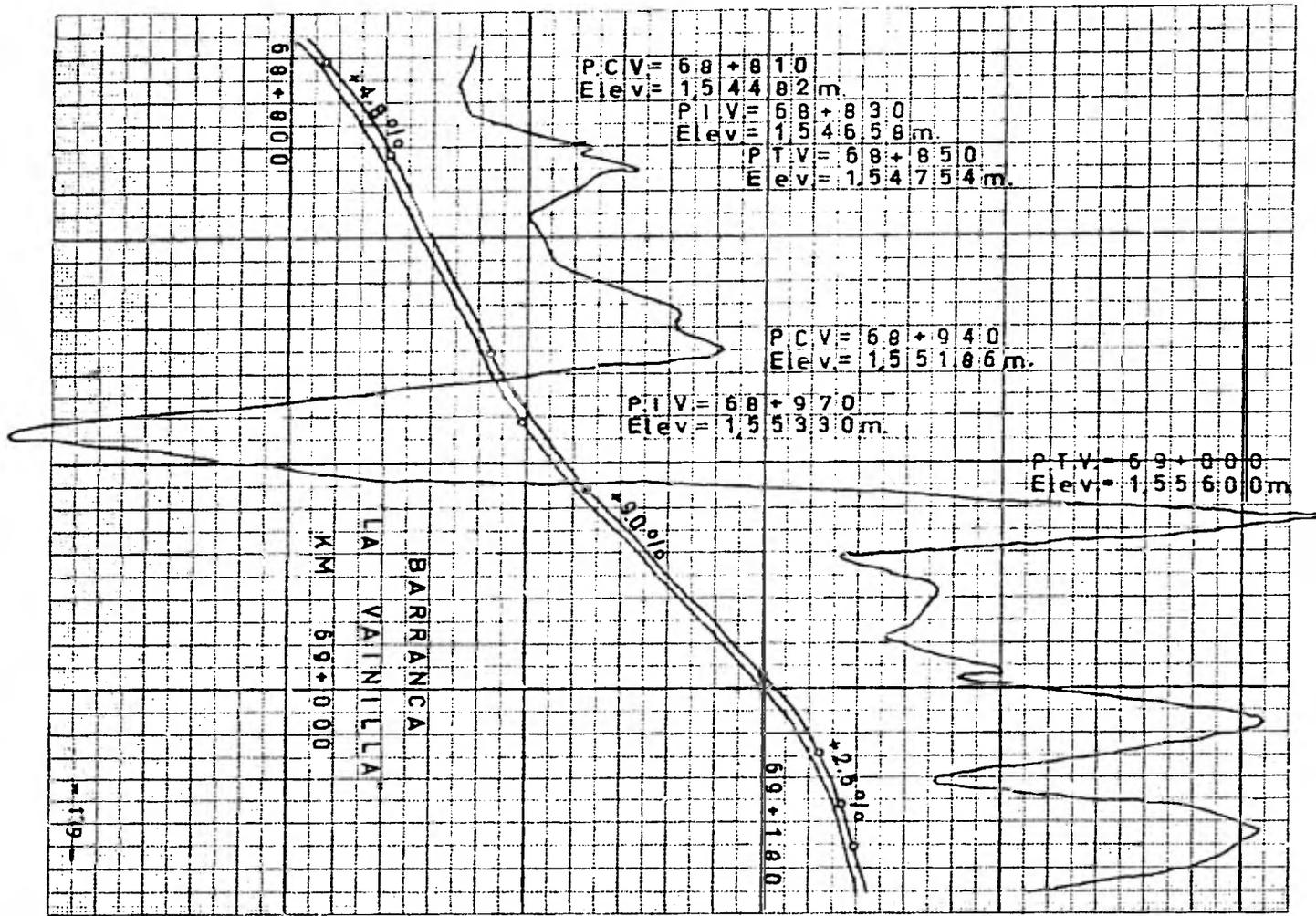
R E S U M E N :

TERRAGERIAS	:	\$ 14'337,798.15
OBRAS DE DRENAJE	:	959,361.68
OBRAS COMPLEMENTARIAS	:	354,483.82
PAVIMENTACION	:	1'151,074.65
SEÑALAMIENTO	:	<u>64,714.76</u>

I M P O R T E : \$ 16'867,433.06 / KM.

CARRETERA : DE A CALTEPEC- MITAHUECO
 T. P. A. N. O. : T. FEDERAL-RIO DE LAS CUERVAS
 CANTIDADES DE OBRAS : EMPACERIAS DE KM. 69+000 A KM. 70+000

ESTACION	ELEVACIONES		ESPEORES		VOLUMENES	
	TERRENO	SUB-RASANTE	CORTE	TERRAPLEN	CORTE	TERRAPLEN
69.000	1,564.36	1,556.01	8.35	0	804	11,360
.020	79.62	57.81	21.81	0	6,567	2,339
.040	70.27	59.61	10.66	0	4,663	59
.060	69.49	61.41	8.08	0	3,528	60
.080	73.37	63.21	10.16	0	2,452	55
69.100	1,583.64	1,564.79	18.85	0	3,605	53
.120	75.97	65.94	10.03	0	4,624	60
.140	80.97	66.66	14.31	0	2,013	60
.160	82.89	67.16	15.73	0	4,749	58
.180	74.27	67.84	6.43	0	3,124	49
69.200	1,584.25	1,568.90	15.35	0	3,142	53
.220	83.53	70.34	13.19	0	3,846	53
.240	87.40	71.96	15.44	0	3,973	51
.260	84.23	73.62	10.61	0	4,278	53
.280	83.74	75.38	8.36	C	3,698	49
69.300	1,585.44	1,577.18	8.26	C	3,730	53
.320	86.06	78.98	7.08	0	2,584	50
.340	92.97	80.78	12.19	C	2,508	52
.360	93.41	82.58	10.83	0	3,975	52
.380	600.76	84.21	16.55	0	4,875	55
69.400	1,594.87	1,585.52	9.35	C	4,313	50
.420	99.36	86.66	12.70	0	4,615	58
.440	92.88	87.95	4.93	0	2,564	58
.460	94.78	89.54	5.24	0	1,779	58
.480	97.83	91.28	6.55	C	1,784	51
69.500	1,599.43	1,593.02	6.41	C	1,774	48
.520	600.51	94.76	5.75	0	1,455	48
.540	02.84	96.43	6.41	0	1,386	48
.560	06.35	97.62	8.73	0	2,003	53
.580	07.52	98.27	9.25	C	2,347	53
69.600	1,610.07	1,598.44	11.63	C	2,611	50
.620	07.49	98.54	8.95	C	3,410	59
.640	04.23	98.64	5.59	C	804	27
.660	04.27	98.74	5.53	0	1,282	60
.680	03.47	98.84	4.63	0	1,448	58
69.700	1,604.24	1,598.98	5.26	0	1,246	54
.720	04.85	99.48	5.37	0	1,392	57
.740	06.19	600.27	5.92	0	1,609	49
69.738.09	AT.					
69.735.00	AD.					
69.740	1,605.57	1,600.54	5.03	0	319	12
.760	600.49	01.80	0	1.31	464	117
.780	13.46	03.09	10.37	0	1,574	66
69.800	1,610.98	1,604.33	6.65	0	2,354	53
.820	09.85	05.32	4.53	0	1,531	55
.840	11.36	06.00	5.36	0	1,327	52
.860	09.74	06.42	3.32	0	706	143
.880	11.82	06.82	5.00	0	1,309	51
69.900	1,612.41	1,607.37	5.04	0	1,076	48
.920	11.96	08.07	3.89	0	1,010	48
.940	16.04	08.79	7.25	0	1,135	48
.960	15.61	09.51	6.10	0	1,709	48
.980	16.50	10.26	6.24	0	1,413	51
70.000	1,620.82	1,611.24	9.58	0	2,009	52
					SUMA	128,392



PCV = 68 + 810

Elev = 1,544.82 m

PIV = 68 + 830

Elev = 1,546.58 m

PTV = 68 + 850

Elev = 1,547.54 m

PCV = 68 + 940

Elev = 1,551.86 m

PIV = 68 + 970

Elev = 1,553.30 m

PTV = 69 + 000

Elev = 1,556.00 m

69+900

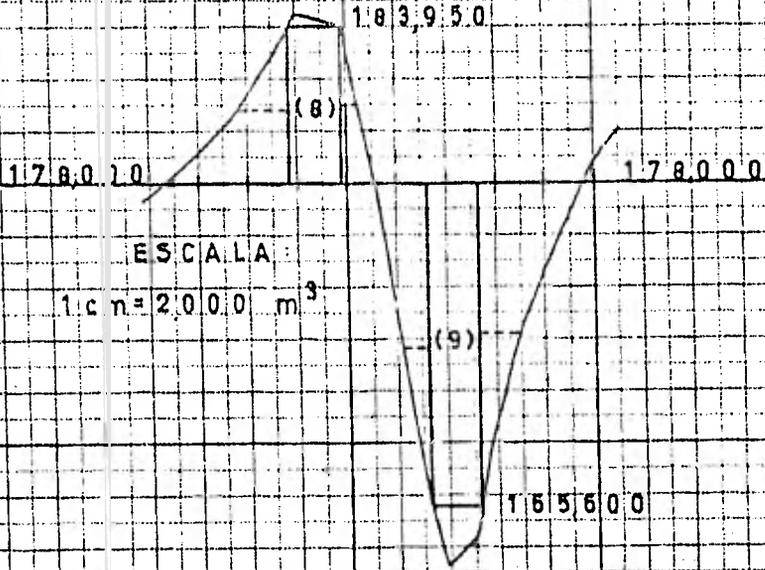
BARRANCA
LA VAINILLA
KM 59+0:00

69+910
69+920
69+930
69+940
69+950
69+960
69+970
69+980
69+990
70+000

1:19

C U R V A M A S I A

69+880	69+900	69+920	69+940	69+960	69+980	69+000	69+020	69+040	69+060
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------



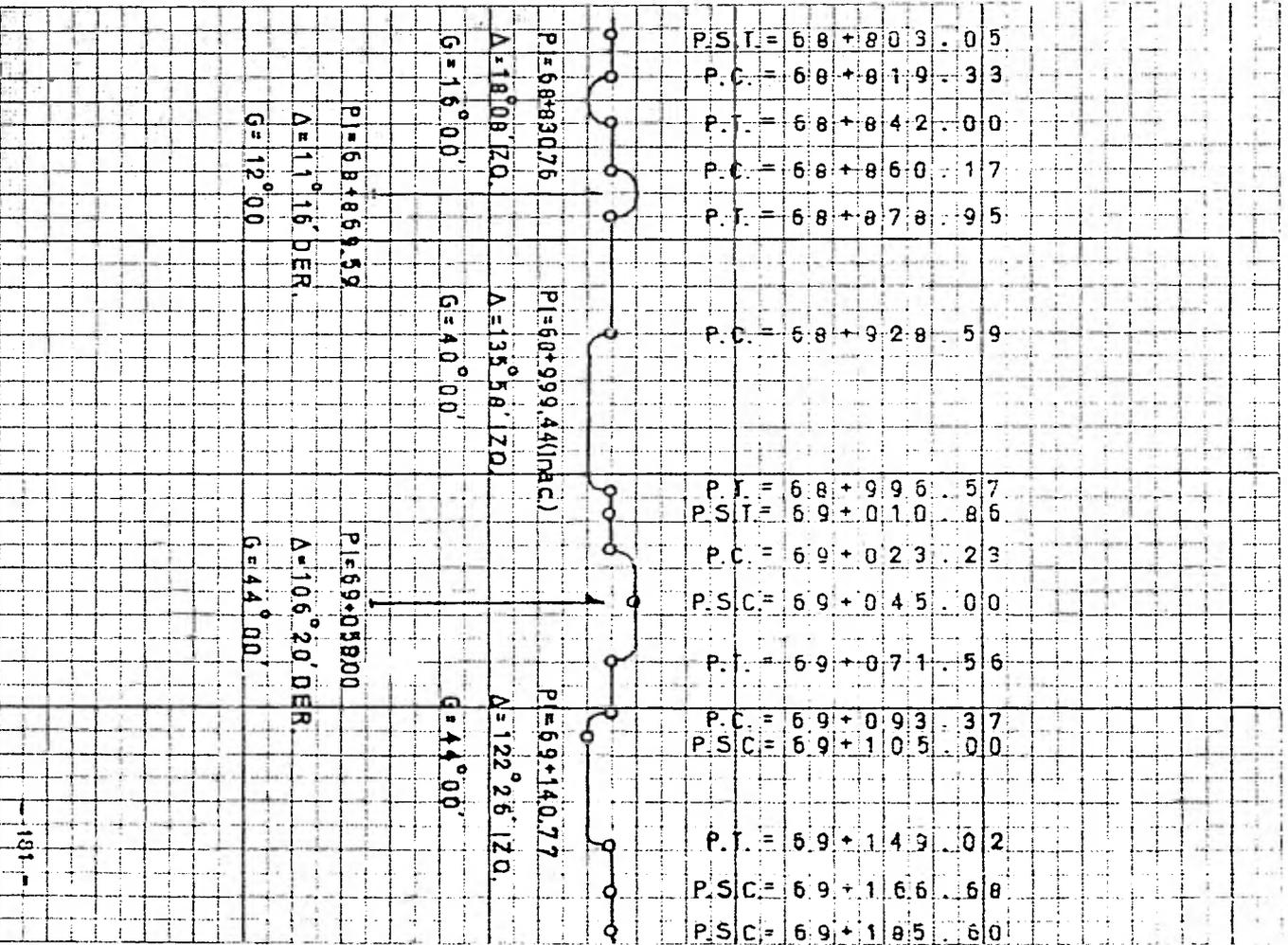
ESCALA:

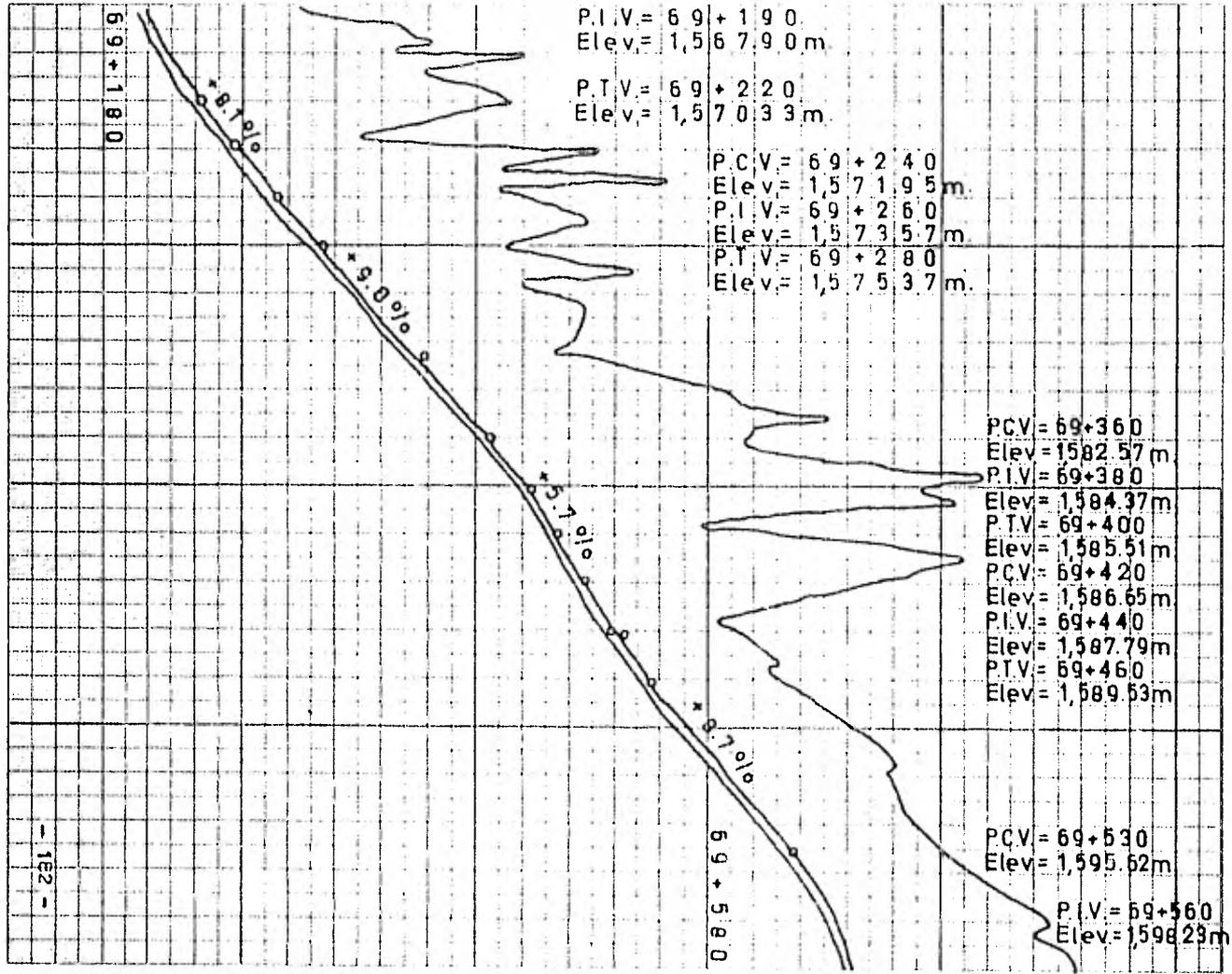
1 cm = 2,00,00 m³

KM: 69+000

BARRANCIA

"LA YAINILLA"





P.I.V. = 69 + 190
 Elev. = 1,567.90m

P.T.V. = 69 + 220
 Elev. = 1,570.33m

P.C.V. = 69 + 240
 Elev. = 1,571.95m

P.I.V. = 69 + 260
 Elev. = 1,573.57m

P.T.V. = 69 + 280
 Elev. = 1,575.37m

PCV = 69 + 360
 Elev. = 1,582.57m
 P.I.V. = 69 + 380

Elev. = 1,584.37m
 P.T.V. = 69 + 400
 Elev. = 1,585.51m

PCV = 69 + 420
 Elev. = 1,586.65m
 P.I.V. = 69 + 440

Elev. = 1,587.79m
 P.T.V. = 69 + 460
 Elev. = 1,589.53m

PCV = 69 + 530
 Elev. = 1,595.62m

P.I.V. = 69 + 560
 Elev. = 1,598.29m

- 182 -

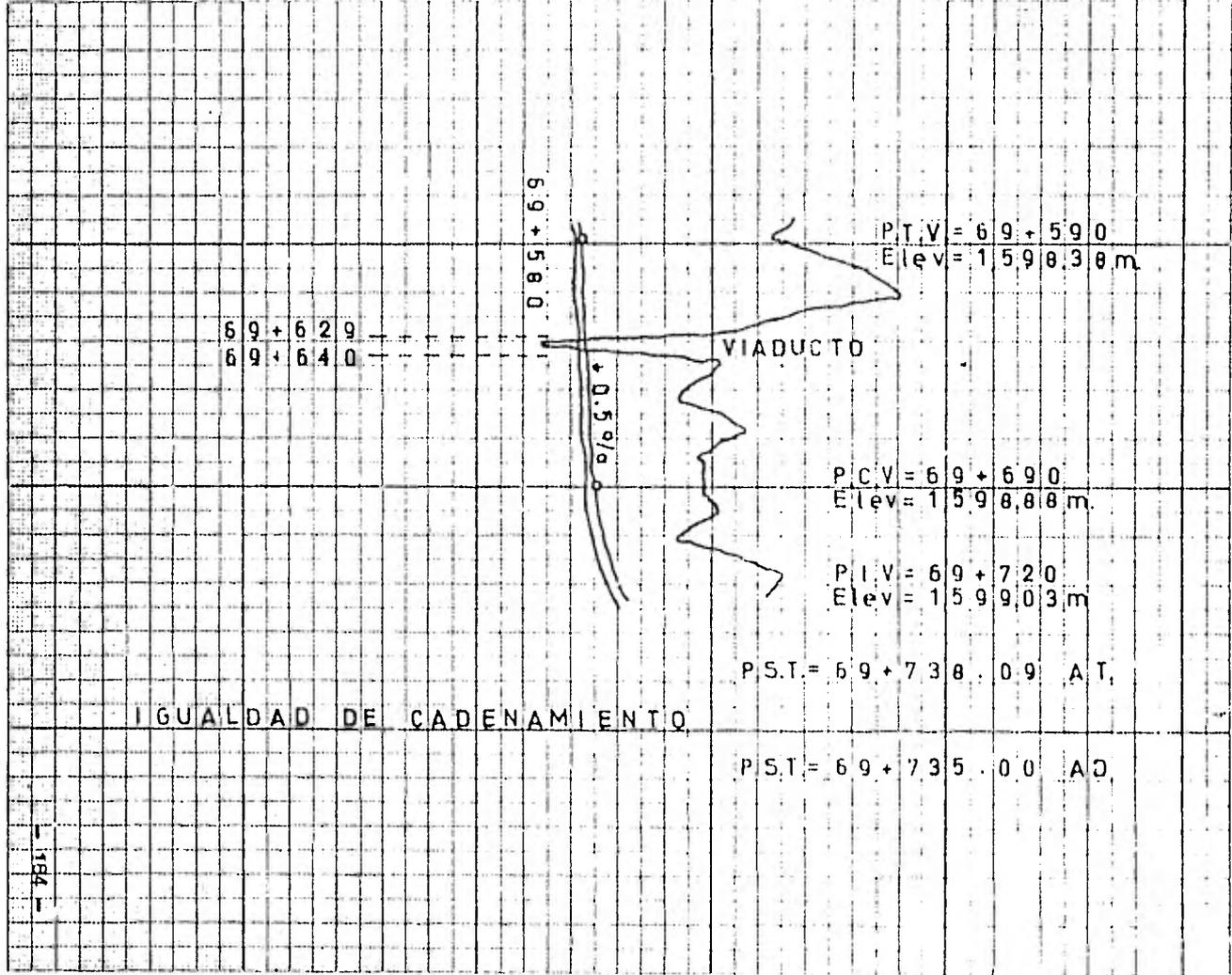
P.S.C.	=	69	+	18	5	60
P.C.	=	69	+	19	2	22
P.T.	=	69	+	21	3	85
P.S.T.	=	69	+	23	5	60
P.C.	=	69	+	24	6	93
P.T.	=	69	+	26	0	92
P.S.T.	=	69	+	26	9	30
P.C.	=	69	+	27	8	75
P.T.	=	69	+	28	4	66
P.C.	=	69	+	30	1	58
P.T.	=	69	+	32	7	86
P.S.T.	=	69	+	34	6	49
P.C.	=	69	+	35	5	50
P.T.	=	69	+	37	1	89
P.C.	=	69	+	39	0	39
P.T.	=	69	+	40	3	53
P.S.T.	=	69	+	45	3	45
P.S.T.	=	69	+	49	5	00
P.C.	=	69	+	55	2	75
P.T.	=	69	+	58	0	00

PI:68+293.16
 A:13°32'DER
 G:16°00'
 PI:69+381.49
 A:37°00'DER
 G:40°00'

PI:69+203.12
 A:17°18'IZO
 G:16°00'
 PI:69+337.23
 A:14°54'IZO
 G:16°00'
 PI:69+437.57
 A:9°50'DER
 G:40°00'
 PI:69+556.82
 A:22°14'DER
 G:16°00'

PI:69+253.80 (Indc.)
 A:11°26'IZO
 G:16°00'
 ST:46.04 m.
 R:38.74 m.
 G:29°56'
 LC:86.71 m.

Modificación.



P.T. = 69 + 580 0:0

P.C. = 69 + 597 0:0

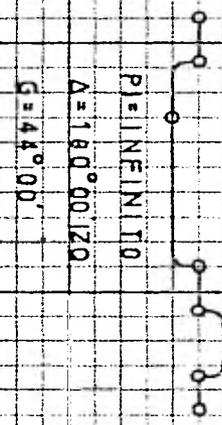
P.S.C. = 69 + 620 0:0

P.T. = 69 + 678 8:2

P.C. = 69 + 697 9:1

P.T. = 69 + 726 1:7

P.S.T. = 69 + 738 0:9 A.T.

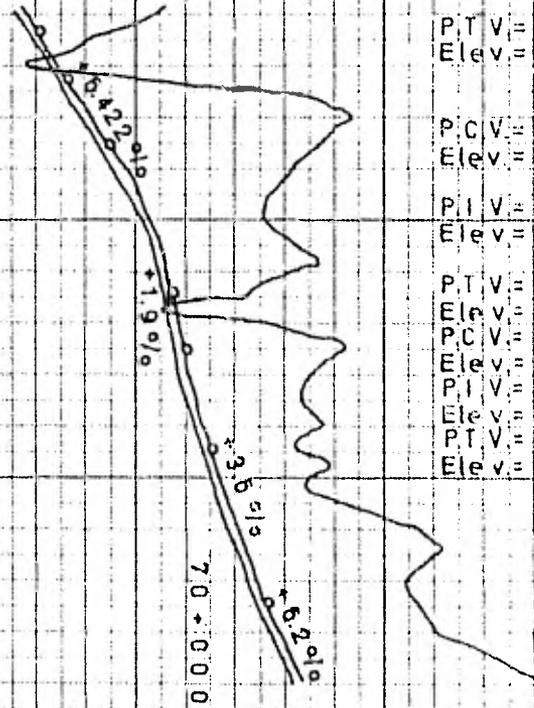


IGUALDAD DE CADENAMIENTO

IGUALDAD DE CADENAMIENTO

P.S.T = 69 + 738.09 AT.

P.S.T = 69 + 735.00 AD.



P.T.V. = 69 + 746.91
Elev. = 1,600.96 m.

P.C.V. = 69 + 790
Elev. = 1,603.72 m.

P.I.V. = 69 + 820
Elev. = 1,605.65 m.

P.T.V. = 69 + 850
Elev. = 1,606.22 m.

P.C.V. = 69 + 870
Elev. = 1,606.60 m.

P.I.V. = 69 + 890
Elev. = 1,606.98 m.

P.T.V. = 69 + 910
Elev. = 1,607.70 m.

P.C.V. = 69 + 970
Elev. = 1,609.86 m.

P.I.V. = 69 + 990
Elev. = 1,610.58 m.

P.T.V. = 70 + 010
Elev. = 1,611.82 m.

IGUALDAD DE CADENAMIENTO

P.S.T. =	69 + 735.00	AD.
P.C. =	69 + 741.99	
P.T. =	69 + 762.92	
P.C. =	69 + 789.32	
P.T. =	69 + 815.65	
P.C. =	69 + 841.05	
P.T. =	69 + 860.96	
P.S.T. =	69 + 869.00	
P.S.T. =	69 + 920.60	
P.S.T. =	69 + 948.50	
P.C. =	69 + 965.63	
P.T. =	70 + 022.74	



Pi: 69+802.16
 A: 26°32'D.R.
 G: 28°00'

Pi: 69+752.69 P: 69+850.84 Pi: 69+995.07

A: 29°18'IZO A: 23°10'IZA A: 34°16'IZO.

G: 28°00' G: 24°00' G: 12°00'

CAPITULO VI : C O N C L U S I O N E S .

La construcción de un camino está plenamente justificada por diversos factores, entre otros :

- 1).- Constituye un sistema de ENLACE entre los diferentes - sectores del país,
- 2).- Contribuye al DESARROLLO económico de todas las actividades productivas,
- 3).- Es INDISPENSABLE para la comunicación moderna con propó-
sitos de vida social, recreación, salud y educación.

En particular la construcción de la Carretera : Temascaltepec-Zihuatanejo, pretende lograr :

- a).- Integrar las poblaciones localizadas en la Sierra Madre del Sur a la red nacional de caminos y por lo tanto a la vida económica del país,
- b).- Incrementar el desarrollo ganadero, maderero, minero y turístico,
- c).- Reducir los tiempos de recorrido al establecerse la comunicación directa entre la Ciudad de México y la región de la Costa del Pacífico aladaña al Puerto de Zihuatanejo en el Estado de Guerrero, ahorrándose en distancia un 30% y 50% si se optara por la vía Acapulco o la vía Morelia, respectivamente,
- d).- Proporcionar una fuente de trabajo para la mano de obra desocupada de esa región, capacitarla técnicamente (durante la Construcción) para transformar su modo de vida en pos de una superación tanto social, cultural como económicamente,
- e).- Ser el medio por donde canalizar los servicios de salud y educación, hacia las poblaciones beneficiadas de aquella región,
- f).- Integrar al resto del país la zona que, por falta de co

municación, representaba ser conflictiva, al presentarse frecuentemente, levantamientos en armas de sus habitantes.

Agradezco profundamente, al Maestro Ing. Salvador Canales de la Parra, por dirigirme éste modesto trabajo que hoy presento como Tesis Profesional, así como también a los Maestros Sinodales - de mi Examen Profesional.

B I B L I O G R A F I A

Apuntes del Curso de Construcción I	Sección de Construcción F I U N A M.
Apuntes de Introducción a la Fotoin- terpretación.	Facultad de Ingeniería U N A M.
Apuntes de Movimiento de Tierras : Tomos I y II.	Sección de Construcción F I U N A M.
Apuntes de Técnicas Modernas de Pro- ducción de Agregados.	Sección de Construcción F I U N A M.
Apuntes de Breve Descripción del -- Equipo Usual de Construcción.	Sección de Construcción F I U N A M.
Costos y Procedimientos de Construc- ción en las Vías Terrestres.	S.A.H.O.P. (Publicación).
Curso de Movimiento de Tierras.	Centro de Educación Continua F I U N A M.
Curso de Voladuras de Rocas.	Centro de Eduoación Continua F I U N A M.
Especificaciones Generales de Cons- trucción : Partes 2a, 3a, 4a y 9a.	S.A.H.O.P.
La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres : Volúmenes 1 y 2.	Ings. Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. Editorial Limusa.
Manual de Caminos Vecinales.	Ing. René Etcharren Gtz. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A.
Mecánica de Suelos : Tomos I y II.	Ings. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodriguez Editorial Limusa.
Proyecto Geométrico de Carreteras.	S.A.H.O.P.