

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

PROYECTO DE GRADO

C A M I N O S

Edgar R. Martínez Gamarra.

Promoción 1948.- C. C.

PROYECTO DE CAMINOS PARA EL AÑO 1948.

Nº- 24.

El Proyecto se dividirá en dos partes principales: 1º. Reconocimientos y 2º. Trazo definitivo.

El reconocimiento se hará sobre el plano general a escala 1:50.000 i se efectuará en la siguiente forma:

Los alumnos de números 1 al 20 estudiarán todas las posibles rutas entre los puntos A y B marcados en el plano i para los de número 20 al 40 estudiarán las rutas posibles entre C y D.

De las rutas estudiadas marcarán en el plano las dos que encuentren mas convenientes i entre ellas se escogerá la que se estime que debe adoptarse, explicando en la memoria las razones por las cuales se ha escogido. Dado que en ambos casos para pasar de A a B ó de C a D, hay que pasar una línea de cumbrés, todos los alumnos contemplarán la posibilidad de construir un túnel, indicando las razones que en cada caso hubiera para justificar su construcción ó para desecharla si no fuese conveniente.

Cada uno de los alumnos, de acuerdo con su número de orden, estudiará un ramal para una Carretera secundaria i de un solo tráfico, que partiendo de la Carretera troncal, llegue a esos puntos. Se hará según las siguientes distribuciones:

Los alumnos del # 1 al # 4	estudiarán un ramal al punto #	1
5	8	2
9	12	3
13	16	4
17	20	5
21	24	6
25	28	7
29	32	8
33	36	9
37	40	10

Para este ramal bastará que se marque en el plano una línea de reconocimiento, que se considera que puede adoptarse para el trazo definitivo.

Para la ejecución del proyecto se tendrá en cuenta lo siguiente:

1º.- Que se trata de una Carretera troncal de primera clase, para doble tráfico i para una densidad de 300 camiones diarios i 200 automóviles, considerándose como topografía "accidentada", según la clasificación de las Normas del Ministerio de Fomento.

- 2°.- Que deben de seguirse las Normas para estudios de Carreteras, aprobadas recientemente por el Ministerio de Fomento.
- 3°.- Que deberán de fijarse todas las características de la Carretera según las características de los vehículos que se fijan mas adelante.
- 4°.- Que si bien se desea que la Carretera que se proyecte sea de primer orden, debe de tenerse en cuenta el factor económico al diseñarla, ya que debe existir un balance entre la bondad de las características i el costo de ejecución. Ese balance está marcado por el criterio del Ingeniero i deberá de ser expuesto en la Memoria, para cada uno de los aspectos del estudio: Reconocimiento, trazos, perfil longitudinal, Secciones, Puentes, etc., i para los aspectos de la construcción: Explanaciones, Obras de arte i afirmado i pavimento.

Se hará solo un Km. de trazo definitivo, metrados i presupuestos.

- 1°.- Para el trazo se tomará el primer Km. de la ruta AB, el #.2 el segundo Km. i así sucesivamente hasta el # 20. El alumno #. 21 tomará el primer Km. de la ruta CD, el #. 22, el segundo Km., y así sucesivamente, hasta llegar al alumno #. 40.
- 2°.- En el plano general al 50.000 se marcará con una línea roja gruesa el kilómetro estudiado.
- 3°.- Se considerará como cero, en cada caso, a los puntos A y C.
- 4°.- El plano en el kilómetro que le toca al alumno hacer el trazo, será ampliado a la escala 1:2.000 i en ese plano se harán los estudios de trazo.
- 5°.- Para el establecimiento de las obras de drenaje, se considera que las precipitaciones pluviométricas máximas son de 20 mm. en un día.
- 6°.- Se supondrá que en el Km. en que se haga el trazo, se tendrán las siguientes Clasificaciones de terrenos:

En los primeros 250 m., material de IV
En los 250 m. siguientes, material de III
En los 250 m. siguientes, material de V
En los 250 m. siguientes, material de III con 30% IV

Características de los vehículos.

Carga tipo H-15 S 12
Longitud total.- 15 m.
Ancho total.- 2.40 m.
Alto total.- 4.20 m.

Torque del motor: El correspondiente a los camiones tractores Ford ó Chevrolet.

Velocidades directrices: las dadas en las Normas para carreteras de primera clase.

Con estos datos se determinará el radio mínimo de las curvas, su sobreancho, el peralte, la mínima distancia de visibilidad, la longitud de las curvas verticales, las gradientes máximas i el tipo de pavimento, suponiendo que el terreno natural es del tipo A-5.

P U E N T E.- Se acompaña un perfil longitudinal de la ubicación del puente.

Para su proyecto se tendrá en cuenta que en la margen izquierda, que es de conglomerado, se encontrará roca a 3 m. bajo el nivel del fondo del cauce.

El alumno #. 1 calculará un puente de concreto armado de 10 m. de luz, i esa luz irá creciendo de 50 en 50 cm. hasta llegar al alumno #. 20.

Los alumnos del 21 al 30, calcularán un arco de piedra ó concreto ciclópeo, con luces crecientes desde 15 m. para el alumno #. 21, 16 m. para el alumno #. 22 i así sucesivamente.

Los alumnos del #. 31 al 40, estudiarán una solución de cruce a desnivel entre dos carreteras troncales de dos tráfico cada una; la vía superior irá sobre un puente de concreto armado i se deben de proyectar también las curvas de vuelta para los accesos i bajadas de los 4 tráfico que forman las vías que se cruzan.

En general, para las dimensiones del tablero, etc., se adoptarán las Normas Americanas, .

Afirmado i pavimento.-

Se desea que se proyecte un pavimento flexible para el tramo del Km. que se ha trazado i estudiado. Se deberán de especificar las secciones transversales recomendadas i los sistemas de construcción del pavimento i afirmado.

El proyecto comprenderá los siguientes documentos:

- a).- Memoria explicativa.- Contendrá la descripción detallada de la obra i la discusión de la solución adoptada, el cálculo de los elementos en planta i en elevación; los cálculos, descripciones i detalles completos del puente. Cálculos de alcantarillas i muros. Se dará una relación ordenada de las pendientes máximas utilizadas i sus longitudes. La enumeración de las curvas verticales con sus respectivos cálculos de visibilidad i longitud. El cálculo de la visibilidad en las curvas horizontales.

La memoria deberá comenzarse con una copia del presente pliego de especificaciones i se indicará la clase de obras que le ha tocado ejecutar a cada alumno su número de orden.

b).- Juego de planos.- Serán como mínimo:

Un plano general a la escala 1:50.000.

Un plano del eje del camino del Km. que le corresponda al alumno desarrollar. Será a curvas de nivel de dos en dos a escala 1:2.000 i estudiará una faja de 50 m. a cada lado del eje.

Un perfil longitudinal del eje correspondiente al Km. estudiado. Será dibujado a 1:2.000 de escala longitudinal, siendo 10 veces mayor la escala vertical.

Perfiles transversales cada 20 m. como mínimo, o sea en cada estaca del trazo, pero además se indicarán las secciones de puntos importantes, tales como puntos salientes, ó profundos que hayan caído en estaca fraccionaria.

Diseños de los perfiles transversales adoptados con toda la clase de detalles de drenaje, pavimento, muros, etc.

Diseños de alcantarillas á muros.

Planos i detalles de muros.

c).- Metrado.-

Se hará el cálculo del movimiento de tierras, en el Km. estudiado, así como los volúmenes de excavaciones i albañilería de las obras de arte.

d).- Análisis de precios.-

Se hará un presupuesto detallado de todas las obras proyectadas, inclusive el puente.

Lima, 8 de Mayo de 1948.

Raúl Parraud D.

Manuel E. Echegaray del Solar.

----- I N T R O D U C C I O N -----

1).- NORMAS PARA EL ESTUDIO DE CARRETERAS.-

Como el pliego de especificaciones lo indica, el trabajo, cuya explicación inicio, se ceñirá absolutamente a las directivas i recomendaciones contenidas en el reglamento que con el nombre de "Normas para el estudio de Carreteras", ha sido aprobado por el Ministerio de Fomento. Ha sido formulado por una comisión integrada por eficientes profesionales del ramo, que, tomando en cuenta los progresos i el avance de la técnica vial en los países de mayor desarrollo en este aspecto, junto a nuestra experiencia propia; ha sincronizado estos frutos de progreso, adaptándolos a nuestra realidad nacional.

No será óbice, sin embargo, para que en el curso de este estudio, realice una exposición descriptiva -en los capítulos pertinentes-, de métodos, trabajos ó valores -de base matemática ó experimental-, que pertenezcan a textos de autores de reconocida solvencia.

2).- INDIVIDUALIZACION DEL PROYECTO.-

Habiéndose me considerado, en el orden correlativo, con el N°. 24; i de acuerdo con el pliego de especificaciones expuesto; me corresponde:

El estudio de las rutas posibles entre los puntos C i D. Además, el de un ramal, para una carretera secundaria, que, partiendo de la carretera troncal, llegue al punto 6.

También, el trazo definitivo, con sus metrados i presupuestos, circunscrito al Km. 3-4, de la ruta CD.

Finalmente, el diseño de un arco, de piedra ó concreto ciclópeo, de 18 mts. de luz.

3).- CONSIDERACIONES TECNICAS GENERALES.-

El continuo progreso de la vialidad, tanto en nuestro país como en otros, dado el creciente desarrollo de la industria automovilística, que se traduce, cada día, en una mayor capacidad i velocidad de transporte; impone un mejoramiento continuo de las características técnicas de un camino. En general, encaminadas a dar comodidad i seguridad al tráfico con bajo costo de operación i mantenimiento.

A continuación, algunas consideraciones:

Las Normas del M.F. fijan la velocidad directriz en 45 Km./ hora, para zonas de "topografía accidentada". Será el valor que rija el diseño.

El ancho de la superficie de rodadura es función del número de carros por día que han de transitar. Debe, pues, satisfacer las necesidades presentes i futuras de la región a la que servirá el camino. Según las Normas, para un camino de la clase como el de estudio, será para dos vías.

Las curvas llevarán un sobre-ancho adecuado para la velocidad directriz; igualmente, los peraltes convenientes. Deben cumplir, en toda su longitud, las condiciones mínimas que impone la visibilidad.

Se considerarán bermas, a los dos lados de la calzada, con el objeto de dar estabilidad al camino, en su afirmado i pavimento; i también, para permitir el estacionamiento de los vehículos fuera de la calzada. Estos anchos adicionales son imperativos, i en magnitud suficiente, para estacionamientos en lugares de valor turístico.

Las explanaciones deberán compactarse cuidadosamente, a base de la relación "humedad-densidad" óptima. Un firme, cuanto mejor i más estable es, requiere un pavimento más delgado; de ahí su importancia.

En cuanto al pavimento, es más conveniente el de asfalto, comparado con el de concreto; ambos necesitan obras de sub-drenaje i afirmado; pero el pavimento de concreto es más frágil, más duro i tiene un costo mayor que el de asfalto, sin las ventajas de elasticidad i suavidad que éste tiene. El concreto se recomienda para vías de tráfico pesado i muy intenso.

El drenaje, base de la vida del camino, debe ser bien estudiado, tanto en su aspecto de aguas superficiales, como de las subterráneas.

Finalmente, el trazo debe ser regulado por factores de estética, en lo posible: atravesando los lugares más pintorescos.

ESTUDIOS DE RECONOCIMIENTO

1).- GENERALIDADES.

Son estudios conducentes a elegir, entre las diferentes rutas posibles entre dos puntos (en este caso, entre C i D), la mas conveniente.

La conveniencia de una ruta, comparada con otras, estriba en diferentes criterios que la hacen mas factible i económica. Por eso, habrá que comparar diversos aspectos de las rutas estudiadas e ir valorizándolos, con cierta aproximación, para, de este modo, escojer la mas favorable. Esta será, pues, la que cruce terrenos de pendiente mas suave i de clasificación mas apropiada; que permita el trazo de grandes tangentes con curvas de enlace de gran radio; que intercepte menor número de arroyos ó cursos de agua, que obligando a obras adicionales llamadas "de arte", encarecen la construcción; que sea un trazo con pendientes económicas i cómodas; que tenga menor longitud; i en fin, todo aquello que signifique ventaja.

Las Normas del M.F. limitan las pendientes medias máximas, en secciones de 10 en 10 Kms. ó menos, i para alturas s.n.m. comprendidas entre 3,000 i 4,000 mts., a 3.4 %; i para alturas mayores a 4,000 mts., a 3 %.

En mi estudio de rutas, he considerado las pendientes medias máximas, ya que la escala del plano (1:50,000), no permite usar las pendientes máximas, con comodidad; i las he tomado algo menores, porque en el trazo definitivo disminuyen las distancias, por efecto de las curvas i la rectificación de las sinuosidades del terreno, aumentando así las pendientes medias entre dos puntos.

El método empleado ha sido el del compás, cuya abertura está sujeta a la siguiente relación:

$$L = \frac{E}{i}$$

L.-Long. abertura de compás, escala del plano.

E.-Long. separación curvas de nivel, en mts.

i.-Pendiente, en tanto por metro.

2).- CARACTERISTICAS DEL TERRENO.

Es, en general, de topografía accidentada.

El punto C se encuentra en una zona relativamente plana i a una altura de 3550 mts.; al pie de una macizo integrante de la cadena de montañas que se extiende por la región. A continuación, i en dirección al punto D, se ubica un valle, por donde se desliza un río, de sentido contrario, alimentado por diferentes cursos de agua que forman quebradas pequeñas.

La margen derecha del río tiene la zona plana; i la izquierda, las es-
tribaciones de la cordillera.

El valle se va estrechando hacia aguas arriba, hasta formar una quebra-
da, en una cota de 3,600 mts., aproximadamente; que asciende al macizo
de cordillera que tiene tres abras, a los siguientes niveles: 4,200 mts
4128 mts. i 4,350 mts.

El terreno baja, con pendiente moderada (20° aproximadamente), hasta la
cota de 3,900 mts., donde aumenta la inclinación. En esta vertiente se
hallan muchas quebradas, cuyas aguas alimentan el río principal de es-
ta zona, en cuyo valle i a margen izquierda, se encuentra el punto D, a
3120 mts. de altura.

El reconocimiento nos permite hacer la siguiente distinción:

Desde C hasta el abra de 4128 mts., topografía muy accidentada.
Entre el abra i el punto D, topografía mas regular.

3).-- PUNTOS OBLIGADOS DE PASO.--

Del reconocimiento anterior, surgen dos:

- a.-- El cruce del río principal, muy cerca al punto D.
- b.-- El abra de menor altura, que corresponde al punto de triangulación,
cota 4,128 mts.

4).-- TRAZO PRINCIPAL.-- (línea roja continua, en el Plano N° 1)

A 500 mts. del punto D ubicamos el puente. (se debe ganar la margen
opuesta del río lo mas antes posible, porque así se favorece a la lon-
gitud del trazo, pues, de este modo se empieza, de inmediato, a ganar al-
tura hasta vencer el desnivel existente con el abra; lo que no ocurri-
ría si el trazo empezara paralelo al río i por la misma margen del pun-
to D). Desde el puente -cota 3,125 mts.- empezamos la ascensión, con pen-
diente 3.3 %, hasta la cota 3825 mts.; luego, con inclinación de 2.9 %,
hasta la curva de nivel 3950; finalmente, hasta el abra, con 2.5 %. La
longitud total, hasta este punto, es de 33,270 mts.

El descenso, desde el abra hasta la cota 4,000 mts., con 2.9 %; siguien-
do con 3.3 % hasta 3,440 mts.; i por último, continuamos con 1.2 %
(de subida), hasta alcanzar el punto C. Longitud de este tramo: 30,740m.

Sumando las longitudes parciales (dos), tenemos, para la longitud del
trazo principal, la cifra de 64,010 metros.

5).- TRAZO SECUNDARIO.- (línea roja de elementos, en el Plano N° 1)

Partiendo del punto D, tiene el mismo desarrollo que el trazo principal hasta la cota 3,525, donde se ubica una "curva de lazo", que alcanza su segunda rama en el nivel de 3,775 mts., con 3.3 % de pendiente, la misma que se extiende hasta la curva de 3,800 mts.; de donde prosigue con 2.9 % hasta llegar al abra. La longitud, hasta este punto, es de 32,650 mts.

El descenso, hasta la cota 4,000 mts. con 2.9 %; luego, hasta los 3,600 mts. con 3.3 %; se sigue descendiendo con 1.5 % hasta la altura de 3475 mts. i con 3.3 % hasta 3,440 mts., altura donde se une al trazo principal, para confundirse con él hasta el punto C. Este segundo tramo tiene una longitud de 35,290 mts.

Tenemos, entonces, que la longitud del trazo secundario es de 67,940 mts.

6).- DISCUSION ENTRE LOS DOS TRAZOS.-

Para mayor claridad, habré de dividir cada trazo en sus dos partes definidas: a).- Desde D hasta el abra; i b).- Desde el abra hasta C; i analizar los trazos parciales correspondientes; con la ayuda del Plano N° 2, de perfiles longitudinales, respectivos.

a).- TRAZO - D - al ABRA 4128 metros.-

<u>TRAZO PRINCIPAL:</u>	Longitud.- 33,270 mts.
Obras de arte:	1 puente de 18 mts. de luz. 12 alcantarillas.
Pendiente mínima:	2.5 %, en 7 Km. de longitud.
<u>TRAZO SECUNDARIO:</u>	Longitud.- 32,650 mts.
Obras de arte:	1 puente de 18 mts. de luz. 5 alcantarillas.
Pendiente mínima:	3.3 %.

DISCUSION.-

El trazo principal es de forma "contorneante" ó "en vuelta abierta", mientras que el secundario alberga un desarrollo en "vuelta de lazo". Es indudable la ventaja del primero, ya que un desarrollo en "vuelta de lazo" tiene múltiples inconvenientes técnicos; como son: Dificultades para su construcción, pues el material de remoción de la rama mas elevada, al desprenderse, obstaculiza el trabajo en las ramas inferiores; impide, pues, un trabajo simultáneo. Otro inconveniente que presenta es el relacionado con los aludes, aluviones ó "huaycos", frecuentes en la sierra, que al producirse destrozan el camino en varios puntos, encareciendo i dificultando, de este modo, los trabajos de conservación de la vía.

El trazo principal recorre terrenos de pendiente suave, en comparación con el otro; lo que se traduce en un menor movimiento de tierras, y éste, en comodidad de construcción y menor costo.

Si bien es cierto que el trazo secundario tiene a su favor menor número de alcantarillas, también lo es que esta diferencia - en el trazo principal - corresponde a cursos de agua de poca importancia, con su pequeño costo correspondiente, cuya influencia, en definitiva, será insignificante al lado de los factores señalados.

Además, el estudio de pendientes es más ventajoso para el primero; tiene un tramo de 7 kilómetros con pendiente de 2.5 %, en zona próxima al abra, donde los vehículos, por la altitud, sufren una disminución en su potencia, mayor que en otra zona cualquiera del trazo. Este trecho viene a significar un descanso para los motores. Sin embargo, la mayor longitud del trazo que esto implica, es pequeña.

En consecuencia, por todo lo expuesto, he elegido el trazo en rojo continuo, como principal.

b).- TRAZO: ABRA 4128 mts. a C.-

TRAZO PRINCIPAL: Longitud.- 30,740 mts.
Obras de arte: 5 alcantarillas.

TRAZO SECUNDARIO: Longitud.- 35,290 mts.
Obras de arte: 11 alcantarillas.

DISCUSION.-

Aquí la elección se hace más fácil. Se ve en los planos 1 y 2, con claridad, la conveniencia del trazo en rojo continuo. Así: atraviesa terrenos menos accidentados, poco sinuosos y de inclinación más favorable; cruza menor número de cursos de agua; finalmente, su longitud es menor en un 15 %, aproximadamente.

7).- RAMAL AL PUNTO (6).-

Este punto (6), se halla unido al C, por un desarrollo conveniente; pues va, en toda su longitud, por terrenos de inclinación pequeña y siguiendo los accidentes naturales del terreno, sin presentar problemas dignos de mención.

El trazo sigue el siguiente orden:

Desde <u>C</u> hasta cota 3575 mts.....	2 %	Longitud:	1250 mts.
De 3575 mts. a 3675 mts.....	1.5 %	"	6660 "
De 3675 mts. a 4120 mts.(6).....	3.5 %	"	12710 "

LONGITUD TOTAL..... 20620 mts.

OBRAS DE ARTE: 2 alcantarillas.

8).- REFERENCIA AL TUNEL.

Estudiando los trazos ejecutados se vé que la solución de túnel es innecesaria en todos los puntos. Pues, siendo muy costosa, debe ser abordada solo en casos donde pueda justificar su ejecución; problemas, que en este caso, no se presentan en ningún momento. Ni siquiera la factibilidad de un ahorro pequeño de desarrollos.

ESTUDIOS DEFINITIVOS

TRAZADO EN PLANTA

1).- RADIO MINIMO DE LAS CURVAS.-

Las Normas del M.F. recomiendan, para el radio mínimo de curvas, valores obtenidos a base de la fórmula de Derron, que es la siguiente:

$$R_{\text{mfn.}} = \frac{v^2}{128(p + f)}$$

V.-Veloc. directriz, en Km./hora.

p.-Peralte máximo. (8 %, en carreteras de la.C.)

f.-Coeficiente de fricción, dado por la fórmula:

$$f = \frac{1}{1.4 \times \sqrt[3]{V}}$$

Que, para los valores: V.- 45 Km./hora i p.- 0.08, arroja:

$$f = 0.20.$$

y

$$R_{\text{mfn.}} = 56 \text{ metros.}$$

Para la elección de los radios, en este trabajo, he procurado que el eje de las curvas coincida, en lo posible, con los puntos determinados por la pendiente directriz del trazo; de este modo se consigue una compensación transversal de cortes i rellenos, que determina un menor movimiento de tierras.

Es así que he obtenido los radios siguientes:

1a. Curva..... Radio.- 250 mts.

2a. " Radio.- 480 mts.

3a. " Radio.- 300 mts.

Valores, todos, que están por encima del valor mínimo determinado.

2).- PERALTE.-

Se llama así a la sobre-elevación que llevan las curvas con el objeto de neutralizar a la fuerza centrífuga.

Las Normas del M.F. indican, al respecto: "En las carreteras de la. 1 2a. Clase, la inclinación será mantenida en 8 % hasta el radio de 340 m.;

dado ese valor disminuirá proporcionalmente en 0.5 %, por cada 20 mts., hasta radios de 580 mts.; las curvas de radios mayores tendrán un peralte de 2 %".

Según esto, para calzada de 6 mts. de ancho, corresponde:

1a. Curva.- 0.08 X 6 = 0.48 mts.
 2a. " 0.045 X 6 = 0.27 "
 3a. " 0.08 X 6 = 0.48 "

Estos valores no consideran el sobre-ancho, que deberá seguir la inclinación del pavimento, en la proporción respectiva.

3).- TRANSICION DE PERALTE.-

El paso de tangente a curva, para su comodidad, debe hacerse por sobre-elevaciones graduales, que lleguen a alcanzar el valor del peralte en el P.C. de la curva. En caso de existir curvas de transición, estas inclinaciones graduales habrán de formarse en su longitud.

En cuanto a magnitud, la transición de peralte debe ser de 50 a 100 veces el peralte. Por tanto, tendremos para cada curva:

1a. Curva.- 0.48 X 50.00 = 24.00 mts.
 2a. " 0.27 X 50.- = 13.50 "
 3a. " 0.48 X 50 v. = 24.00 "

La tangente entre las curvas 1a. y 2a. (Plano N° 3) satisface, con amplio margen, las condiciones de longitud impuestas por la transición de peralte de cada una de ellas.

4).- SOBRE-ANCHO DE LAS CURVAS.-

Las ruedas delanteras i traseras de un vehículo, al tomar una curva, describen arcos de diferente radio. Será, por esta razón, imprescindible aumentar el ancho de la calzada en las curvas, a fin de mantener la misma capacidad de circulación.

Las Normas indican, para el valor del sobre-ancho, la siguiente fórmula:

$$S = n(R - \sqrt{R^2 - L^2}) + \frac{V}{10 \sqrt{R}}$$

En la que:

- S = Sobre-ancho, en mts.
- n = Vías de tráfico. (en este caso, dos)
- R = Radio de la curva, en mts.
- V = Velocidad directriz, en Km./hora.
- L = Distancia entre ejes del vehículo, en mts. (Fijado en 6)

Según esto, para los radios respectivos, se tiene:

$$1a. \text{ Curva.} \rightarrow S = 2(250 - \sqrt{250^2 - 6^2}) + \frac{45}{10 \sqrt{250}} = 0.44 \text{ mts.}$$

$$2a. \text{ Curva.} \rightarrow S = 2(480 - \sqrt{480^2 - 6^2}) + \frac{45}{10 \sqrt{480}} = 0.28 \text{ mts.}$$

$$3a. \text{ Curva.} \rightarrow S = 2(300 - \sqrt{300^2 - 6^2}) + \frac{45}{10 \sqrt{300}} = 0.39 \text{ mts.}$$

Se toma, según las Normas i para caminos de la Clase, por medias partes en los lados exterior e interior de las curvas; reduciéndolos linealmente en la longitud de la transición de peralte, al final de la cual, la superficie de rodadura adopta, nuevamente, 6 mts. de ancho.

5).- CURVAS DE TRANSICION.

Fijan las Normas el empleo de curvas de transición para radios menores de 580 mts.; i para su longitud, la fórmula:

$$L = \frac{V^3}{C \cdot R}$$

- L.- Long. Curva de transición, en mts.
- C.- Coef. variable con la velocidad directriz.
- R.- Radio de la curva circular, en mts.
- V.- Velocidad directriz, en Km./hora.

A V=45 Km./hora, corresponde C= 70. Luego:

$$1a. \text{ Curva} = L = \frac{45^3}{70 \times 250} = 5.20 \text{ mts. Tiempo recorrido: } \frac{5.20}{12.5} = 0.4 \text{ seg.}$$

$$2a. \text{ Curva} = L = \frac{45^3}{70 \times 480} = 2.71 \text{ mts. Tiempo recorrido: } \frac{2.71}{12.5} = 0.2 \text{ seg.}$$

$$3a. \text{ Curva} = L = \frac{45^3}{70 \times 300} = 4.33 \text{ mts. Tiempo recorrido: } \frac{4.33}{12.5} = 0.3 \text{ seg.}$$

Todas las longitudes cumplen la condición de:

$$L_t \leq 2 R \operatorname{tg} \frac{1}{2}$$

El tiempo de recorrido, para cada curva de transición, está referido a la velocidad directriz (45 Km./hora).

En vista de que son necesarias pocas fracciones de segundo para salvar dichas curvas, i por tanto, imperceptibles para incomodar a los pasajeros; no las he tomado en consideración para el diseño.

6).- VISIBILIDAD.-

Se han estudiado las condiciones de seguridad de un vehículo en lo que se relaciona al volteo i al deslizamiento en las curvas. Ahora veamos otro aspecto; o sea, la distancia mínima de visibilidad requerida, para que un conductor, de habilidad normal, pueda detener ó desviar su vehículo al percibir un obstáculo en su recorrido.

Satisfacer estas condiciones, muchas veces, obliga a trabajos especiales que encarecen el costo de la obra; pero es imperativo hacerlo en pró de la seguridad de circulación.

a).- VISIBILIDAD EN TANGENTES.-

Para la distancia de visibilidad de cruce, Escario indica la fórmula siguiente:

$$d_v = 2v + 4 \sqrt{a \left(\frac{v^2}{gU_t} - \frac{a}{4} \right)} = 83 \text{ mts. (reemplazando valores)}$$

v = Velocidad directriz, mts./seg. (12.5 m./seg.)

a = Ancho de la calzada. (6 mts.)

U_t = Coeficiente de fricción. (0.60)

g = Aceleración de la gravedad. (9.8 m./seg².)

El mismo autor señala, para obstáculo fijo, la siguiente:

$$d_v = \frac{v}{3.6} + \frac{v^2}{3.6^2 \cdot 2gU_r} + 5 \text{ mts} = 35 \text{ mts.}$$

Tambien, para dos vehículos en sentido contrario, dá:

$$d_v = \frac{v}{1.8} + \frac{v^2}{3.6^2 \cdot g \cdot U_r} + 5 \text{ mts.} = 65 \text{ mts.}$$

Las Normas indican que, en todo punto del camino, debe verificarse la mínima distancia de frenado, que está fijada, para $V = 45$ Km./hora, en 52 mts. Condición que se cumple en el kilómetro de estudio.

Igualmente, recomiendan la distancia mínima de paso. Significa, el tramo necesario para que un vehículo pase a otro que marcha en la misma dirección i sentido, suponiendo que, en sentido opuesto, se acerca un tercer vehículo. Se considera que el móvil que es pasado lleva una velocidad 15 kilómetros menor que la directriz. Para el caso presente, señalan, 170 mts. Esta longitud debe existir en tramos no mayores de 5 kilómetros, como ocurre en el trazo, en la tangente comprendida entre las curvas Nos. 2 y 3. (Plano # 3).

b).- VISIBILIDAD EN CURVAS.-

Para satisfacerla se acude a las "banquetas"; muchas veces, la "banqueta natural" es suficiente.

Estudiaré el caso mas desfavorable, que se presenta en la curva N° 1, donde:

Radio.- $R = 250$ mts.

Talud de corte: 10 : 1 (material de 4a.)

Sobre-ancho interno (mitad del total).- $0.44/2 = 0.22$ mts.

La "banqueta natural" del terreno estará formada por:

El ancho de la cuneta (0.50 mts.)

El sobre-ancho interno (0.22 mts.)

La separación del talud de corte, a una altura de 1.30 mt. sobre la plataforma; o sea, a 1.60 mt. desde el fondo de la cuneta triangular. (0.16 mts.).

Luego: $b_n = 0.50 + 0.22 + 0.16 = 0.88$ mts.

Con este valor, obtengo la distancia de visibilidad a que da lugar, por la fórmula:

$$R = \frac{1}{a + 2b} \cdot \left[(a + b)^2 + \frac{d_v^2}{4} + \frac{a^2}{4} \right]$$

En la que:

a = ancho de l vía, en mts. (3 mts.)
 R = Radio de la curva, en mts. (250 mts.)
 b = banquetta natural, en mts. (0.88 mts.)
 d_v = distancia visibilidad correspondiente, en mts.

Sustituyendo valores i despejando, nos queda:

$$d_v = 68.62 \text{ mts.}$$

Valor mayor que la distancia mínima de frenado, que como vimos, es de 52 mts.

Por lo que llegamos a la conclusión de la inoperancia del diseño de banquetas adicionales, para condiciones de visibilidad en plano, para cualquiera de las curvas del trazo.

A igual resultado conduce la fórmula práctica impresa en las N.M.F., que es:

$$d_v = 2 R \arccos \frac{R - m}{R}$$

m = Distancia del eje de la curva a la cuerda tendida a 1.30 de altura sobre el nivel de la calzada; en mts.

En la que se apoya el gráfico # 6, de las mismas, del que se obtiene el valor de la distancia de visibilidad, en función de la velocidad directriz i del radio de la curva.

7).- NUMERACION DE LAS ESTACAS.-

Empleo el método ordinario del orden par. Su ventaja estriba, en que, de manera inmediata, se conoce la distancia al origen, dado que la distancia, entre estacas, es de 20 mts. Así, la estaca 16 estará a 160 m. del origen del kilómetro al que pertenece. Los puntos importantes, como el P.C., P.T., etc., generalmente, caen en estacas intermedias ó fraccionarias. En este caso, se las designa por el número de la estaca anterior inmediata, seguido de la distancia, en mts., a la que se encuentran de ella. Ejemplo: la estaca $12 \dagger 13.20$, representará la longitud de 133.20 mts.

Dos estacas de diferentes kilómetros se distinguen anteponiendo al número de la estaca el del kilómetro respectivo. Así:

$$K_2 - 12 \dagger 11.40 \quad \text{y} \quad K_3 - 12 \dagger 11.40.$$

8).- LONGITUD MINIMA DE TANGENTES.

Es frecuente, en terrenos accidentados, el caso de curvas i contracurvas (curvas reversas), ó de aquellas, que siendo del mismo sentido, se hallan próximas (caso de las curvas Nos. 1 y 2, en el Plano # 3). La longitud de recta que las una debe satisfacer ciertas medidas, estipuladas por diferentes autores ó reglamentos.

Así, teniendo presente que, en el caso de las curvas mencionadas, la tangente común mide 56 mts., se vé que satisface estos diferentes criterios, de los que expongo algunos:

a).- La longitud mínima, debe ser igual a la suma de las longitudes de transición de peralte de las curvas correspondientes. En este caso:

Long. transición peralte de curva 1 (t_1) = 24.00 mts.
 " " " " " 2 (t_2) = 13.50 mts.

La suma: $24.00 + 13.50 = 37.50$, que es menor a 56 mts.

b).- Debe ser mayor a la distancia que recorre el vehículo en 3 segundos (Agg):

$3 \text{ seg.} \times 12.50 \text{ mts./seg.} = 37.50$, que es menor a 56 mts.

c).- La distancia mínima señalada por las Normas Americanas, que es de:

45 mts., que es menor a 56 mts.

9).- CALCULO DE LOS ELEMENTOS DE LAS CURVAS.

En el Plano # 3, se ha determinado una serie de puntos, correspondientes a una gradiente de 3 % (método del compás), que, he comprobado, se adapta mejor al terreno i a las circunstancias topográficas de la zona; sobre la base de los estudios de reconocimiento de la ruta. Uniendo dichos puntos se obtiene la poligonal del trazo, que debe ser tal, que permita un movimiento mínimo de tierras. Los vértices de la poligonal se reemplazan por curvas circulares, cuyos radios satisfagan, como se ha indicado ya en (1), estas condiciones económicas.

Ahora, con los radios elegidos i los ángulos de intersección correspondientes, inicio el cálculo de los elementos de dichas curvas:

a).- CURVA # 1.

$R = 250 \text{ mts.}$

$I = 43^\circ 10'$

$P.I. = K_2 = 00 + 0.725$

Long. tang. = T = R · tg $\frac{I}{2}$ = 250 X tg. 21° 35' = 98.898 m.

External = E = R · $\frac{1 - \cos I/2}{\cos I/2}$ = 250 · $\frac{1 - 0.92988}{0.92988}$ = 18.850 m.

Long. Curva = L = $\frac{\sqrt{R \cdot I}}{180^\circ}$ = $\frac{3.1416 \times 250 \times 43.166}{180}$ = 188.347 m.

<u>ESTACA</u>	
P.I. -----	K ₂ = 98 † 20.73
T. -----	<u>8 † 18.90</u>
P.C. -----	K ₂ = 90 † 1.83
L. -----	<u>18 † 8.35</u>
P.T. -----	K ₃ = 8 † 10.18

b).- CURVA # 2.-

R = 480 mts. I = 33° 30' P.I. = 28 † 8.00

T = 480 X tg 16° 45' = 144.463 mts.

E = 480 X $\frac{1 - 0.95757}{0.95757}$ = 21.268 mts.

L = $\frac{3.1416 \times 480 \times 33.5}{180}$ = 280.649 mts.

<u>ESTACA</u>	
P.I. -----	28 † 8.00
T. -----	<u>14 † 4.46</u>
P.C. -----	14 † 3.54
L. -----	<u>28 † 0.65</u>
P.T. -----	42 † 4.19

c).- CURVA # 3.-

R = 300 mts. I = 7° 05' P.I. = 82 † 18.00

L. = $\frac{3.1416 \times 300 \times 7.083}{180}$ = 37.086 mts.

T. = 300 X tg 3° 32' 30" = 18.528 mts.

E. = 300 X $\frac{1 - 0.99809}{0.99809}$ = 0.571 mts.

ESTACA

P.I. -----	82 † 18.00
T. -----	<u>1 † 8.53</u>
P.C. -----	80 † 19.47
L. -----	<u>3 † 7.09</u>
P.T. -----	84 † 16.56

T R A Z A D O E N P E R F I L

1).- GENERALIDADES.-

Las pendientes son función de las características del terreno. Están gobernadas por ciertos valores límites - dependientes de factores que luego enumeraré - que determinan que los vehículos puedan salvarlas sin mayor dificultad. Se buscará, para el diseño, un balance entre la bondad de las características i el mínimo costo de operación i mantenimiento. Su importancia es mayor que la del trazado en planta; en éste - en caso de modificación ó mejora posterior - bastará ensanchar el camino; pero si las pendientes están mal proyectadas, la única solución consistirá en estudiar variantes, con el consiguiente costo económico desfavorable.

Efectuado el trazo en planta, es necesario dibujar el perfil longitudinal correspondiente, a fin de disponer las diferentes pendientes que ha de adoptar dicho trazo, que deben satisfacer las especificaciones de las Normas. Seleccionarse, con la mira de la compensación longitudinal entre cortes i rellenos, que guían a un costo menor de obra. Con este criterio, a partir del Km.-3, se han tomado las siguientes pendientes, en el tramo del Km.-3-4 :

- 1er. Tramo de 420 mts. de longitud; pendiente: 2.45 %
- 2do. " de 200 mts. de longitud; pendiente: 4.21 %
- 3er. " de 380 mts. de longitud; pendiente: 2.58 %

Es con estas pendientes que se ha calculado, por método conocido, la altura de las diferentes estacas de la rasante, la que restada de las cotas del terreno, en esos puntos; proporciona los niveles de corte ó de relleno en el eje del trazo; los que figuran, ordenadamente, en el plano respectivo (N°. 4), i tambien, en el cuadro, al final de este capítulo.

El perfil dibujado no corresponde a la rasante definitiva, sino mas bien a la sub-rasante; sobre la que se colocará el firme con la respectiva capa de rodadura.

En este caso, las cotas del terreno han sido obtenidas por interpolación en el plano; en la práctica, se obtienen por medio de una nivelación diferencial cerrada, partiendo de un B.M. conocido, al que se refieren todos los niveles.

2).- PENDIENTE MINIMA.-

Teóricamente, sería conveniente construir calzadas a nivel, en los tramos que diesen lugar a ello; porque el esfuerzo de tracción, en estas

condiciones, se hace mínimo. El inconveniente radica en que las aguas de lluvia, en zonas donde, como la presente - de serranía -, se precipita con frecuencia; llega a depositarse en las pequeñas depresiones del firme, contribuyendo a su rápida destrucción, sea por su acción disolvente, o por su característica de aumentar de volumen por efecto de las "heladas", con los consiguientes esfuerzos que implica; todo lo que eleva el costo de conservación. Además, estando el problema que abordamos, subordinado a "vencer altura", sería error injustificable diseñar tramos a nivel, porque vendrían a representar "longitudes de más" en la ruta.

Las Normas del M.F. indican, como mínimo, pendientes de 0.5 %. Condición que cumplen las que he elegido.

3).- PENDIENTE MAXIMA.-

Está gobernada por factores de seguridad para vehículo i tráfico.

Para el tráfico, por ejemplo, si la pendiente es excesiva se torna peligrosa, sobre todo cuando la calzada es suave i resbalosa, por efecto de las lluvias, en la que existe el peligro de patinaje del vehículo.

Para el vehículo, porque mayores pendientes obligan a trabajo recargado de los motores, con su consiguiente desgaste acelerado.

Las Normas del M.F. recomiendan, tomando en cuenta estos factores i otros, como la altura, etc., que veremos mas adelante; pendientes máximas de 4.8 %, para niveles comprendidos entre 3,000 i 4,000 mts.s.n.m.; con la sola restricción de que los tramos no sean mayores a 800 mts. i sus accesos, a ambos lados, de pendientes 2 % menor, cuando menos.

Las pendientes del kilómetro están por debajo de este valor límite.

4).- LONGITUD MINIMA DE LOS TRAMOS DE IGUAL GRADIENTE.-

Al cambiar con frecuencia la pendiente (tramos cortos de igual pendiente), ocasiona incomodidad al pasajero, a pesar de las curvas verticales. No hay fórmulas matemáticas que determinen la longitud mínima de los tramos con pendiente única, porque intervienen muchos factores incontralables. Trabajos experimentales recomiendan, por ejemplo, que sean de tal longitud que puedan ser recorridos en 20 segundos; en nuestro caso:

Para $V = 45 \text{ Km./hora}$: $12.5 \text{ mts./seg.} \times 20 \text{ seg.} = 250 \text{ mts.}$

Pero, las Normas indican, para tramo mínimo de igual pendiente, 200 mts.

Es con este criterio que, en el Plano # 4, aparece un tramo de esta longitud.

5).- INFLUENCIA DE LA ALTURA EN LAS PENDIENTES.-

La altura sobre el nivel del mar, cuanto mayor es, influye mas desfavorablemente en los motores de los vehiculos, debido a que pierden potencia por el enrarecimiento del aire, que significa menor cantidad de oxígeno ambiente para alimentar los cilindros.

Esta dificultad se puede contrarrestar de dos modos:

1o.- Adaptando a las máquinas, turbo-compresores, que inyectan la mezcla explosiva a presión.

2o.- Compensando las alturas con las pendientes. Un criterio bastante generalizado consiste en reducir 1/2 % de pendiente límite por cada mil metros de ascenso, i a partir de 1,000 mts., s.n.m., de altitud.

6).- CONTRA-PENDIENTES.-

Se llama así a los tramos de descenso intercalados en tramos de continuo ascenso. Se las emplea, por razones de construcción, para salvar terrenos difíciles. En general, no son recomendables, por significar pérdidas de altura; i con ello, aumento de longitud de los desarrollos.

7).- VISIBILIDAD EN PERFIL.-

Las diferentes rasantes, que constituyen el perfil longitudinal del camino, no deben unirse bruscamente (en ángulo), por razones de: seguridad i comodidad del tráfico, i además, por exigencias de la visibilidad en perfil (las curvas verticales salientes, que se intercalan en los cambios de rasante, rebajan la altura de los vértices i permiten una apropiada visibilidad).

La diferencia algebraica de pendientes de dos trazos consecutivos de la rasante, en las que es necesario intercalar una curva vertical, viene dada por la fórmula:

$$G = \frac{2h}{L_f}$$

h = Altura, sobre el pavimento, del ojo del conductor (1.30 mts.).

L_f = Long. mínima para el frenado (52 mts.).

Luego: $G = \frac{2 \times 1.30}{52} = 0.05$

Lo que indica que las curvas verticales son imperativas, para seguridad del tráfico por VISIBILIDAD, a partir del 5 % de diferencia de pendientes.

Las N.M.F. prescriben que, en cambios de pendiente con diferencia algebraica de 2 % ó más, deben intercalarse curvas verticales parabólicas. I para caminos con tipo de pavimento superior, las recomiendan a partir de 1 % de diferencia.

Para el kilómetro, (Plano # 4) :

$$(- 2.45 \%) - (- 4.21 \%) = + 1.75 \%$$

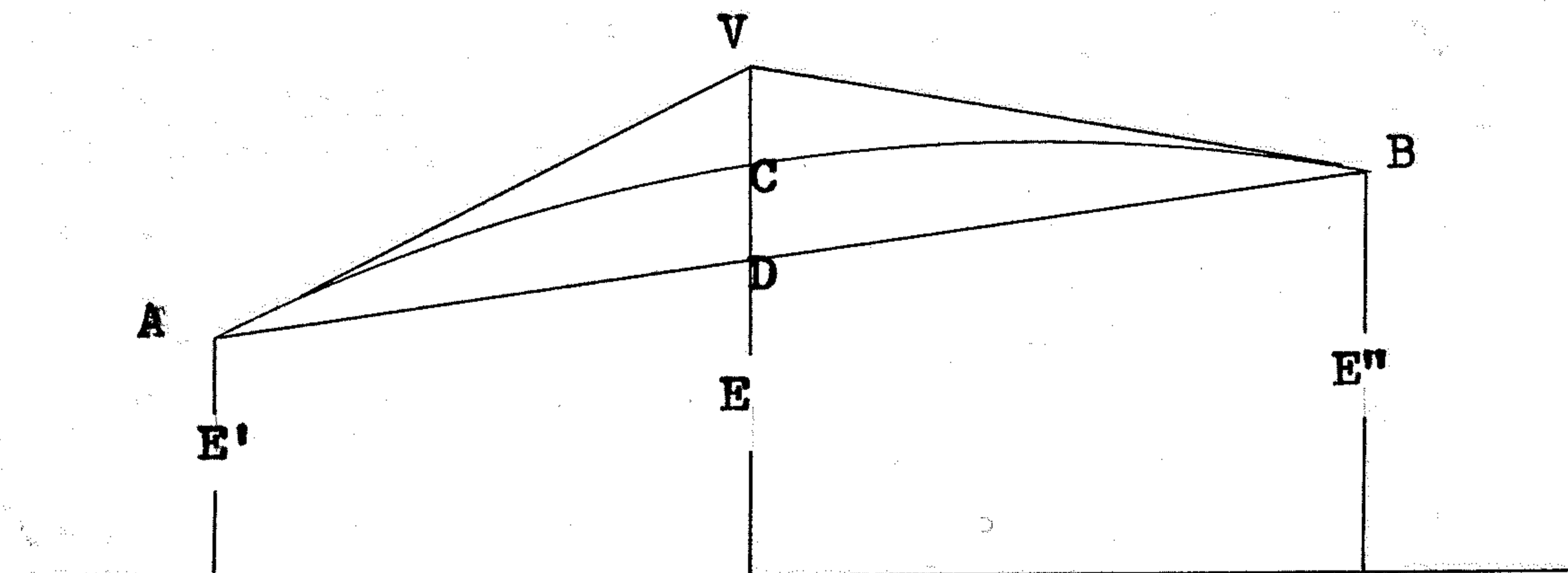
$$(- 4.21 \%) - (- 2.58 \%) = - 1.63 \%$$

En ambos casos, la diferencia es mayor a 1 %; por tanto, intercalaré curvas verticales.

8).- CALCULO DE CURVAS VERTICALES.

Las curvas, de acuerdo a las Normas, tendrán una longitud de 80 mts.

a).- PRIMERA CURVA.



$L = 80$ mts. (2 estacas a cada lado del vértice).

$VA = VB = 40$ mts.

El número de las estacas A y B, i las cotas respectivas, son:

	Núm. Est.	Cota Est.
Estaca A: 42 - (2 X 2)	38	3504.10
Estaca B: 42 + (2 X 2)	46	3501.40
Estaca V:	42	3503.14

La corrección del vértice V, es:

$$V_c = \frac{1}{2} \left[E - \frac{E' + E''}{2} \right] = \frac{1}{2} \left[3503.14 - \frac{3504.10 + 3501.40}{2} \right] =$$

$$V_c = 0.20 \text{ mts.}$$

Las correcciones de estacas intermedias, son:

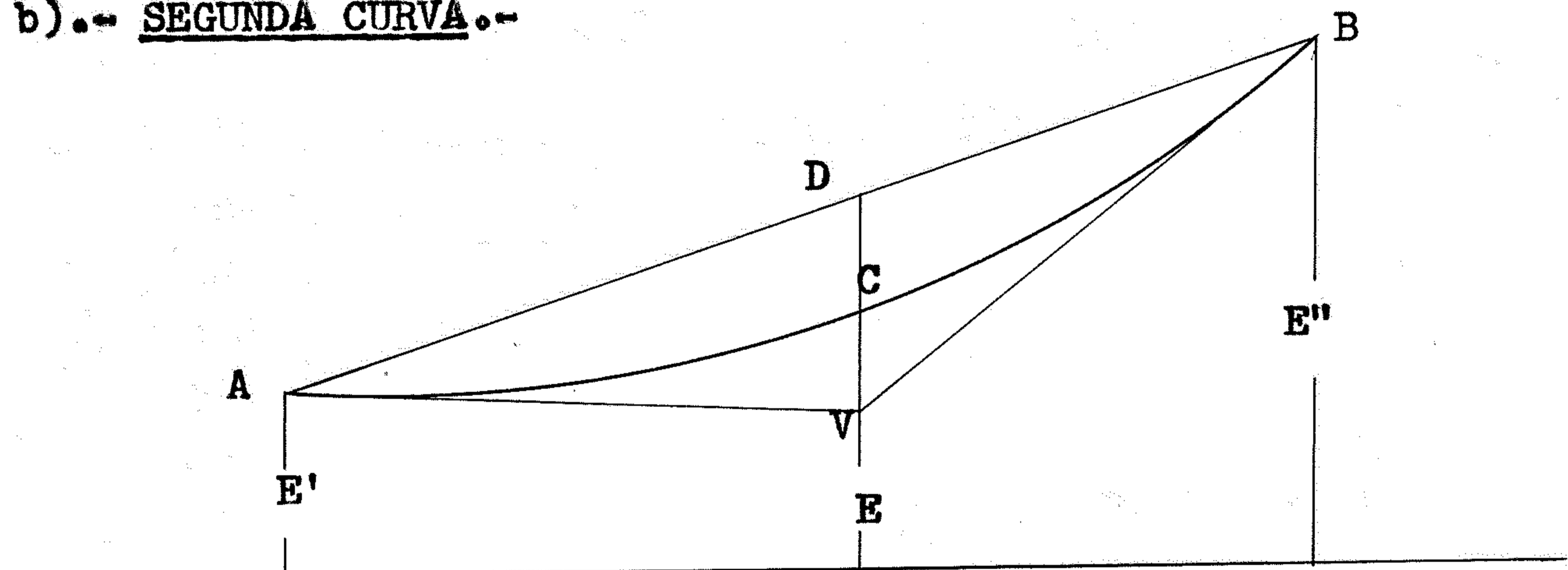
$$\text{Estaca 38} = \text{Estaca 46} = 0.20 \times \frac{0^2}{40^2} = 0.00 \text{ mts.}$$

$$\text{Estaca 40} = \text{Estaca 44} = 0.20 \times \frac{20^2}{40^2} = 0.05 \text{ mts.}$$

Calculadas las cotas definitivas, tenemos:

Estaca.	Cotas rasante.	Corrección.	Cotas curva.
38	3504.10	0.00	3504.10
40	3503.60	- 0.05	3503.55
42	3503.14	- 0.20	3502.94
44	3502.25	- 0.05	3502.20
46	3501.40	0.00	3501.40

b).-- SEGUNDA CURVA.--



$L = 80 \text{ mts.}$ (2 estacas a cada lado del vértice)

$VA = VB = 40 \text{ mts.}$

El número que corresponde a las estacas A y B i sus cotas, son:

	Nº. Esta.	Cota Est.
Estaca A = 62 - (2 X 2)	58	3496.40
Estaca B = 62 + (2 X 2)	66	3493.70
Estaca V =	62	3494.71

La corrección del vértice V, es:

$$V_c = \frac{1}{2} \left[\frac{E' + E''}{2} - E \right] = \frac{1}{2} \left[\frac{3493.70 + 3496.40}{2} - 3494.71 \right] =$$

$$V_c = 0.17 \text{ mts.}$$

Las correcciones de estacas intermedias:

$$\text{Estaca 58} = \text{Estaca 66} = 0.17 \times \frac{0^2}{40^2} = 0.00$$

$$\text{Estaca 60} = \text{Estaca 64} = 0.17 \times \frac{20^2}{40^2} = 0.04 \text{ mts.}$$

Calculadas las cotas definitivas, tenemos el siguiente cuadro:

<u>Estaca.</u>	<u>Cotas rasante.</u>	<u>Corrección.</u>	<u>Cotas curva.</u>
58	3496.40	0.00	3496.40
60	3495.58	0.04	3495.62
62	3494.71	0.17	3494.88
64	3494.24	0.04	3494.28
66	3493.70	0.00	3493.70

9).- RELACION DE ALTURAS: Km. 3 al Km. 4 CARRETERA: C - D .

<u>ESTACAS.</u>	<u>ALTURAS DE CORTE.</u>	<u>ALTURAS DE RELLENO.</u>
Km. 3	----	----
02	0.25	----
0.4	0.44	----
06	0.65	----
08	0.50	----
10	0.77	----
12	0.92	----
14	1.00	----
16	0.50	----
18	0.42	----
20	0.50	----
22	----	----
24	----	1.20
26	----	0.80
28	----	0.85
30	----	0.85

ESTACAS ALTURAS DE CORTE ALTURAS DE RELLENO

32	---	0.55
34	0.15	---
36	0.15	---
38	---	0.10
40	---	0.35
42	0.20	---
44	1.46	---
46	2.05	---
48	1.00	---
50	0.25	---
52	---	0.10
54	---	0.05
56	---	0.41
58	0.60	---
60	0.38	---
62	---	0.17
64	---	0.45
66	---	0.63
68	---	0.20
70	0.01	---
72	---	0.62
74	---	0.15
76	0.18	---
78	0.40	---
80	---	---
82	---	---
84	0.60	---
86	0.45	---
88	---	0.32
90	---	0.36
92	---	0.36
94	---	0.22
96	---	0.10
98	---	0.32
Km. 4	---	---

SECCIONES TRANSVERSALES

1).- GENERALIDADES.-

De la sección transversal dependen el costo de la obra i la capacidad del tráfico. El diseñarla convenientemente es problema delicado, ya que al hacerlo se debe, tambien, prever el tráfico futuro, que dará origen a ampliaciones, que deben ser de fácil ejecución i costo mínimo.

Las secciones transversales deben levantarse a cada lado del eje del camino. En la práctica, es tarea fácil con la ayuda del eclímetro; pero, la naturaleza de este estudio, nos obliga a obtenerlas, por interpolaciones, en el plano del trazado en planta. Sobre estos perfiles del terreno se sitúa la plataforma del camino, con su ancho total, teniendo en cuenta - para su nivel - la altura, de corte ó de relleno, correspondiente; tomada del perfil longitudinal.

2).- ANCHO DEL CAMINO.-

Las Normas del Ministerio de Fomento indican, para el ancho de la superficie de rodadura, - en un camino de la Clase, de "topografía accidentada" (2 vías) - la longitud de 6 metros; dimensión que garantiza la seguridad de cruce, en tangente, de dos vehículos que marchan en sentido contrario.

Este ancho será ampliado, como ya vimos, en las curvas i transiciones de peralte; como aparece, detalladamente, en el cuadro respectivo, al final de este capítulo.

Tambien, a base de las Normas i para las mismas condiciones, obtenemos como dimensión de bermas, 50 cms., a uno i otro lado de la superficie de rodadura.

Con lo que el ancho de la plataforma, en tangente, será de 7 mts.

3).- DERECHO DE VIA.-

Es el area de terreno que ocupan, la vía i sus obras accesorias; tales como, cunetas, obras de arte, etc.

No debe permitirse en ella, construcciones, siembras, ni desvíos de aguas.

Las Normas indican, para caminos de la. Clase, un derecho de vía con ancho total de 20 mts.; ó sea, 10 mts. a cada lado del eje del camino. Esta longitud es la mínima, ya que, en algunas circunstancias, se hace pequeña i es necesario ampliarla hasta donde cumpla su cometido: albergar la vía i sus obras complementarias.

A cada lado del "derecho de vía" existirá una faja de propiedad restringida (10 mts., mínimo), en las que no se permitirá construcciones permanentes, que afecten la visibilidad ó los futuros ensanches.

4).- BOMBEO.-

Tiene por objeto eliminar las aguas de las lluvias que caen sobre el pavimento; cuya permanencia se traduciría en un peligro para el tráfico i en un factor desfavorable para la duración i la resistencia de la calzada.

Las Normas señalan un bombeo del 2 ‰ para las explanaciones.

5).- BORDILLOS.-

Limitan longitudinalmente el ancho de la superficie de rodadura. Son encintados que tienen por objeto contener lateralmente al pavimento i protegerlo. Tienen como sección transversal rectángulos de las dimensiones siguientes, aproximadamente:

Ancho, 15 a 20 cms. y altura, 30 a 40 cms.

6).- CUNETAS.-

Elementos de drenaje superficial, que, corriendo paralelamente a la vía i con su pendiente, se sitúan a cada lado de ella. Vienen a ser canales colectores de las aguas proporcionadas, desde el firme, por el bombeo. Tienen sus desagües en puntos favorables, con una separación adecuada, para impedir la acumulación excesiva del líquido.

Las Normas, para una zona de sierra, indican cunetas de sección triangular, de las dimensiones siguientes:

Profundidad = 30 cms. Ancho = 50 cms.

El ancho es medido desde el borde de la berma hasta la vertical del vértice bajo.

Su ubicación, en el kilómetro de estudio (Plano N° 5), es a un solo costado de la explanación, porque toda es a "media ladera".

7).- TALUDES.-

Para garantizar la estabilidad de los taludes correspondientes a cortes i rellenos, de acuerdo a las Normas i a la clasificación de terrenos que atraviesa el kilómetro; tomamos los siguientes:

a).- EN CORTE.-

Clasif. terreno	T A L U D	
	Vert.	Horiz.
III	3	1
IV	10	1
V	10	1

b).- EN RELLENO.-

Clasif. terreno	T A L U D	
	Vert.	Horiz.
Enrocados	1	1
Otros	1	1 1/2

8).- MUROS DE SOSTENIMIENTO.-

En la construcción de terraplenes, cuando el ángulo de reposo del material de relleno es mayor que el talud natural del terreno; es necesario estabilizarlo con muros de sostenimiento, en unos casos; i c con los de contención, en otros.

Deberá evitarse, en lo posible, esta solución; pues, eleva considerablemente el costo de obra; siendo preferible adoptar otra, como por ejemplo, ensanchar los cortes.

En el desarrollo del kilómetro no ha sido necesario acudir a su empleo, porque la pendiente del terreno permite alcanzar el talud de reposo de los materiales respectivos.

9).- MOVIMIENTO DE TIERRAS.-

Este estudio es muy importante, ya que implica, generalmente, la partida mayor del presupuesto de un camino. De ahí que el criterio económico sea su base, traducido en un movimiento de tierras mínimo.

Consiste de dos fases:

a).- DETERMINACION DE AREAS DE LOS PERFILES TRANSVERSALES.-

Utilizo el método analítico, que, aunque lento i meticulado, dá mayor exactitud a los cálculos: descomponiendo las figuras geométricas irregulares, de los perfiles transversales, en una serie de elementos de areas determinables por fórmulas simples i conocidas; sumando, al final, las superficies parciales obtenidas.

De este modo se determinan las areas de corte (A_c) i las de relleno (A_r), que figuran, para cada estaca, en el cuadro, respectivo, de metrados.

b).- CALCULO DE LOS VOLUMENES.-

Como quiera que se han determinado las areas en cada estaca, con separación de 20 mts. entre una i otra; al utilizar, para el cálculo de los volúmenes, el "método de las areas medias"; se tendrá ese factor constante, correspondiendo a la altura de los prismas equivalentes.

Aunque, en este estudio transversal, solo aparecen secciones "a media ladera" (con areas de corte i relleno, en todas i cada una de las estacas); enumeraré las fórmulas de aplicación del método para todos los casos posibles entre estaca i estaca:

Llamando:

L = Separación entre estacas. (20 mts.)

V_c = Volúmen de corte.

V_r = Volúmen de relleno.

A_c = Area de corte en "SECCION 1".

A_r = Area de relleno en "SECCION 1".

A'_c = Area de corte en "SECCION 2"

A'_r = Area de relleno en "SECCION 2".

C. 1.- Cuando las dos secciones (1 y 2) son de corte, solamente:

$$V_c = \frac{A_c + A'_c}{2} \times L.$$

C. 2.- Cuando las dos secciones (1 y 2) son de relleno, solamente:

$$V_r = \frac{A_r + A'_r}{2} \cdot L.$$

C. 3.- Cuando una sección (1) está en corte i la otra (2), en relleno:

$$V_c = \frac{A_c}{A_c + A'_r} \cdot \frac{L}{2} \quad \text{y} \quad V_r = \frac{A'_r}{A_c + A'_r} \cdot \frac{L}{2}$$

C. 4.- Cuando cada sección tiene corte i relleno:

$$V_c = \frac{A_c + A'_c}{2} \cdot L. \quad \text{y} \quad V_r = \frac{A_r + A'_r}{2} \cdot L.$$

C. 5.- Cuando una sección (1) tiene solo corte; i la otra, corte i relleno:

$$V_c = \frac{A_c + A'_c}{2} \cdot L. \quad \text{y} \quad V_r = \frac{A'_r}{2} \cdot L.$$

C. 6.- Cuando una sección (1) tiene solo relleno; i la otra (2), corte i relleno:

$$V_c = \frac{A'_c}{2} \cdot L. \quad \text{y} \quad V_r = \frac{A_r + A'_r}{2} \cdot L.$$

10).- CUADRO DE DETALLE DE SECCIONES TRANSVERSALES.-

NOTA.-

En todas las columnas figuran valores concernientes a las secciones transversales- en cuanto a su influencia en el ancho de explanación,- al nivel del eje del camino.

En la columna "posición del eje del camino", figuran los datos de cortes ó rellenos, correspondientes a cada estaca.

En la columna "Especificación": (T) corresponde a sección en tangente; (T_p), en transición de peralte; (C), en curva.

Por ser las explanaciones "a media ladera", la columna "Explanación Eje-dercha" contendrá valores mayores (por el ancho de la cuneta), a los de la columna inmediata anterior. Son magnitudes tomadas, como ya se dijo anteriormente, hasta la vertical que pasa por el vértice bajo de la cuneta triangular.

CUADRO DE DETALLE DE SECCIONES TRANSVERSALES

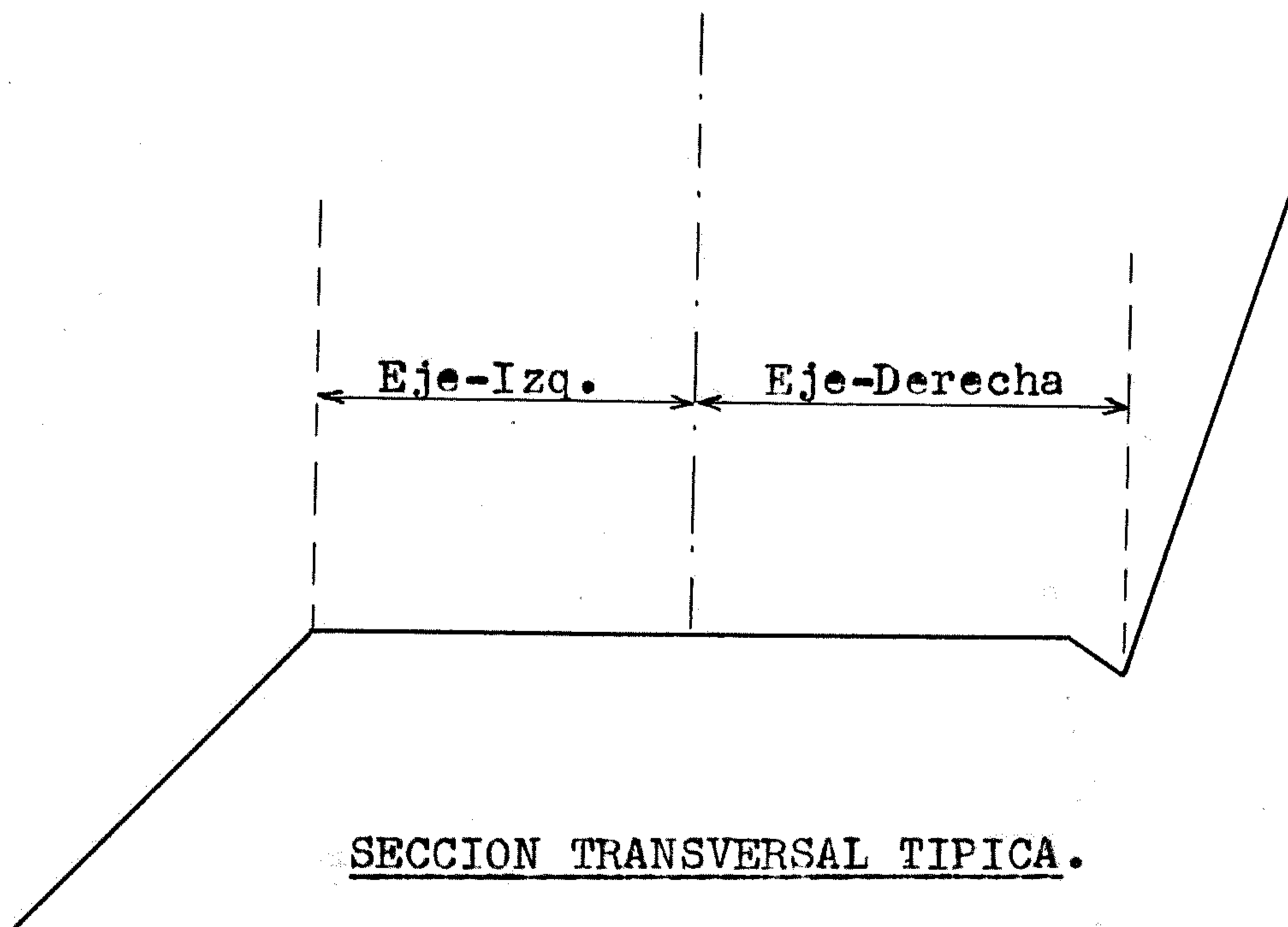
CARRETERA: C - D

(P L A N O N° 5)

KILOMETRO: 3 al 4 .

Es- ta- cas	Posic. Eje.	Espe- cifi- cacr.	Material Clasif.	Talud de Relleno.	Talud Corte.	Sup. Rod.	Sob- an- cho.	Ber- mas.	Cu- ne- tas.	Explicación	
										Eje- Izq.	Eje- Der.
K-3	0.00	C ₁	IV	1 : 1	10 : 1	6.00	0.44	0.50	0.50	3.72	4.22
02	0.25C	C ₁	"	1 : 1	10 : 1	"	0.44	"	"	3.72	4.22
04	0.44C	C ₁	"	1 : 1	10 : 1	"	0.44	"	"	3.72	4.22
06	0.65C	C ₁	"	1 : 1	10 : 1	"	0.44	"	"	3.72	4.22
08	0.50C	C ₁	"	1 : 1	10 : 1	"	0.44	"	"	3.72	4.22
10	0.77C	T _{p1}	"	1 : 1	10 : 1	"	0.26	"	"	3.63	4.13
12	0.92C	T	"	1 : 1	10 : 1	"	-----	"	"	3.50	4.00
14	1.00C	T _{p2}	"	1 : 1	10 : 1	"	0.20	"	"	3.60	4.10
16	0.50C	C ₂	"	1 : 1	10 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
18	0.42C	C ₂	"	1 : 1	10 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
20	0.50C	C ₂	"	1 : 1	10 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
22	0.00	C ₂	"	1 : 1	10 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
24	1.20R	C ₂	"	1 : 1	10 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
26	0.20R	C ₂	III	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
28	0.85R	C ₂	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
30	0.85R	C ₂	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
32	0.55R	C ₂	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
34	0.15C	C ₂	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
36	0.15C	C ₂	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
38	0.10R	C ₂	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
40	0.35R	C ₂	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
42	0.20C	C ₂	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.28	"	"	3.64	4.14
44	1.46C	T _{p2}	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.08	"	"	3.54	4.04
46	2.05C	T	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	-----	"	"	3.50	4.00
48	1.00C	T	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	-----	"	"	3.50	4.00
50	0.25C	T	"	1 : 1 1/2	3 : 1	"	-----	"	"	3.50	4.00
52	0.10R	T	V	1 : 1	10 : 1	"	-----	"	"	3.50	4.00
54	0.05R	T	"	1 : 1	10 : 1	"	-----	"	"	3.50	4.00
56	0.41R	T	"	1 : 1	10 : 1	"	-----	"	"	3.50	4.00
58	0.60C	T	"	1 : 1	10 : 1	"	-----	"	"	3.50	4.00
60	0.38C	T	"	1 : 1	10 : 1	"	-----	"	"	3.50	4.00

Estacas	Posic. Eje.	Especificación.	Material Clasif.	Talud de Relleno	Talud Corte.	Sup. Rod.	Sob-ancho.	Ber-mas.	Cu-netas.	Explicación	
										Eje-Izq.	Eje-Der.
62	0.17R	T	V	1 : 1	10 : 1	6.00	----	0.50	0.50	3.50	4.00
64	0.45R	T	"	1 : 1	10 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
66	0.63R	T	"	1 : 1	10 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
68	0.20R	T	"	1 : 1	10 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
70	0.01C	T	"	1 : 1	10 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
72	0.62R	T	"	1 : 1	10 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
74	0.15R	T	"	1 : 1	10 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
76	0.18C	T	III-IV	1 : 1 1/2	3 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
78	0.40C	T	" "	1 : 1 1/2	3 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
80	0.00	T _{p3}	" "	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.08	"	"	3.54	4.04
82	0.00	C ₃	" "	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.40	"	"	3.70	4.20
84	0.60C	C ₃	" "	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.40	"	"	3.70	4.20
86	0.45C	T _{p3}	" "	1 : 1 1/2	3 : 1	"	0.32	"	"	3.66	4.16
88	0.32R	T	" "	1 : 1 1/2	3 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
90	0.36R	T	" "	1 : 1 1/2	3 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
92	0.36R	T	" "	1 : 1 1/2	3 : 1 m	"	----	"	"	3.50	4.00
94	0.22R	T	" "	1 : 1 1/2	3 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
96	0.10R	T	" "	1 : 1 1/2	3 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
98	0.32R	T	" "	1 : 1 1/2	3 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00
K-4	0.00	T	" "	1 : 1 1/2	3 : 1	"	----	"	"	3.50	4.00



Es- ta- cas	Dis- tan- cia	A R E A - M ²		V O L U M E N E S M ³								
		Relle- no.	Cor- te.	T O T A L		C L A S I F I C A D O S						
				Relleno	Corte	Rell. A	Rell. B	C. III	C. IV	C. V		
V I E N E N				2397.73	3581.49	1606.22	791.51	1962.27	1619.21	---	---	---
52	20	5.865	4.129	156.78	119.18	119.18	37.60	---	---	---	119.18	
54	"	5.733	4.544	115.98	86.73	86.73	29.25	---	---	---	86.73	
56	"	7.480	2.621	132.13	71.65	71.65	60.48	---	---	---	71.65	
58	"	2.937	7.346	104.17	99.67	99.67	4.50	---	---	---	99.67	
60	"	3.690	6.386	66.27	137.32	66.27	---	---	---	---	137.32	
62	"	7.600	3.737	112.90	101.23	101.23	11.67	---	---	---	101.23	
64	"	6.750	2.597	143.50	63.34	63.34	80.16	---	---	---	63.34	
66	"	10.560	2.567	173.10	51.64	51.64	121.46	---	---	---	51.64	
68	"	8.170	4.148	187.30	67.15	67.15	120.15	---	---	---	67.15	
70	"	3.150	5.777	113.20	99.25	99.25	13.95	---	---	---	99.25	
72	"	7.395	2.759	105.45	85.36	85.36	20.09	---	---	---	85.36	
74	"	7.895	4.990	152.90	77.49	77.49	75.41	---	---	---	77.49	
76	"	7.305	8.205	152.00	131.95	131.95	20.05	46.18	19.79	---	65.97	
78	"	4.230	5.841	115.35	140.46	115.35	---	98.322	42.14	---	---	
80	"	8.875	8.079	131.05	139.20	131.05	---	97.44	41.76	---	---	
82	"	8.140	7.434	170.15	155.13	155.13	15.02	108.59	46.54	---	---	
84	"	5.522	10.620	136.62	180.54	136.62	---	126.38	54.16	---	---	
86	"	4.590	8.889	101.12	195.09	101.12	---	136.56	58.53	---	---	
88	"	10.500	3.713	150.90	126.02	126.02	24.88	88.21	37.81	---	---	
90	"	8.800	2.925	193.00	66.38	66.38	126.62	46.46	19.914	---	---	
92	"	9.245	3.848	180.45	67.73	67.73	112.72	47.41	20.32	---	---	
94	"	9.555	3.923	188.00	77.71	77.71	110.29	54.39	23.31	---	---	
96	"	4.625	4.770	141.80	86.93	86.93	54.87	60.85	26.08	---	---	
98	"	10.045	4.230	146.70	90.00	90.00	56.70	63.00	27.00	---	---	
K-4	"	6.825	4.685	168.70	89.15	89.15	79.55	62.41	26.74	---	---	
T O T A L E S				5937.25	6187.79	3970.32	1966.93	2998.47	2063.30	1125.98.	---	---

RESUMEN :

RELLENO PROPIO	3,970.32 M ³ .
RELLENO DE PRESTAMO ...	1,966.93 "
CORTE DE III	2,998.47 "
CORTE DE IV	2,063.30 "
CORTE DE V	1,125.98 "

D R E N A J E

1).- IDEAS GENERALES.-

El agua es el elemento que mas atenta contra la estabilidad de un camino. De ahí que sea imperativo proyectar un sistema adecuado, que permita su aislamiento i evacuación total i rápida.

Se presenta en dos formas: como AGUA SUPERFICIAL, que puede tener su origen en las lluvias ó en los desbordes de los regadíos; i como AGUA SUBTERRANEA.

El agua superficial, por infiltración; i la otra, por capilaridad; ambas atacan la plataforma, ablandándola i produciendo, de este modo, alteraciones desfavorables en la superficie de rodadura.

En general, para diseñar un sistema de drenaje, es fundamental conocer la ubicación, dirección e intercepción de las corrientes de agua; pero, como la naturaleza de este estudio no permite obtener estos datos, me limitaré a enumerar los diversos casos que pueden presentarse, con las soluciones respectivas.

Habré de abordar, ordenadamente, los métodos apropiados para resolver el problema de eliminación, tanto de las aguas superficiales como de las subterranas.

2).- DRENAJE DE AGUAS SUPERFICIALES.-

a).- DRENAJE DE LA SUPERFICIE DE RODADURA.-

Las aguas que se desprenden sobre la superficie de rodadura, se deslizan por gravedad - debido al bombeo -, hacia las cunetas. Estas, a su vez, para evitar los efectos de la erosión, deberán revestirse. La erosión está supeditada a la velocidad de las aguas, que, desde luego, depende de la pendiente. Si ésta es mayor a 2 %, por lo general, obligará a un recubrimiento de las cunetas.

La capa protectora, en nuestro medio, i con mayor razón en lugares de serranía, debe formarse a base de piedras canteadas, por su conveniencia económica, comparada con el uso del concreto.

El drenaje de las cunetas se efectúa a distancias no mayores de

200 mts. El sistema consiste en pozos colectores que alimentan tuberías, de diferente forma i diámetro - según diseños patentizados por las casas fabricantes -, que eliminan el agua transversalmente a la vía, sin ningún contacto con el firme.

Si el desarrollo del camino tropieza con cauces líquidos de las pequeñas quebradas, que juntan precipitaciones de las lluvias ó afloraciones de los manantiales; será necesario diseñar alcantarillas, cuyas dimensiones están subordinadas al caudal máximo que puedan acumular.

b).- DRENAJE DE LOS TALUDES.-

Es necesario proteger a los taludes de corte de los efectos de erosión de las aguas - que bien pueden destruirlos -, por medio de cunetas de coronación ó guarda, que , corriendo paralelamente al camino, evitan el escurrimiento del líquido hacia ellos. Además, una práctica muy recomendable consiste en la siembra de gramíneas sobre los taludes de corte, que, aparte del buen aspecto que presentan, tienen la ventaja de consolidarlos por medio de sus raíces.

En cuanto a los taludes de relleno, es imprescindible, en los puntos de evacuación de aguas, el revestimiento de la zona bajo su nivel, para protegerla de la erosión. La siembra de gramíneas, también en este caso, es un factor auxiliar de consolidación, excelente.

3).- DRENAJE DE AGUA SUBTERRANEA.-

a).- DRENAJE DE TERRAPLENES.-

Los terraplenes con humedad están expuestos a fallar, por corrimiento, en la superficie de contacto con el terreno natural, debido a su diferente constitución. En este caso, el agua actúa como un lubricante, en dicha area. La solución estriba en el diseño de drenes interceptores que colecten el agua i la eliminen.

Estos drenes consisten en zanjas rellenas con material granular (grava de diámetros variables), que descansan sobre terreno impermeable. De esta manera se consigue formar una "cortina protectora" para la plataforma.

Para el caso de este proyecto, en que todas las secciones se presentan a "media ladera"; i para las zonas de corte donde se hallen capas de filtración que se deban a corrientes de agua subterránea; será conveniente el diseño de drenes interceptores longitudinales, en las bermas próximas al talud de corte; en la forma que se vé en la figura respectiva, al final de este capítulo.

b).- DRENAJE DE LA SUB-BASE.-

Siendo la sub-base el medio sobre el que descansa el pavimento, debe, por tanto, poseer una estabilidad permanente i firme, que llegue a formar, si se quiere, con él, un sólido único, capaz de soportar, con desahogo, el tráfico mas intenso i pesado que pueda albergar la vía. Por esto es necesario aislarla, por completo, de la acción perniciosa del agua, que, con su presencia, haría variar la cohesión de los materiales que la forman, dando lugar a la aparición de zonas de menor resistencia que, originando hundimientos en la plataforma, se reflejarían en rajaduras i deformaciones de la superficie de rodadura. Aquí la importancia de su drenaje eficiente, i más aún, tratándose de un suelo natural A-5, que, como en este caso, es el que constituye la zona de estudio. El suelo A-5 se caracteriza por su gran capilaridad i poder de absorción, que, frente al ~~perigrosos~~ fenómeno de las "heladas" - frecuentes en esta zona -, constituye otro peligro, debido a que éstas originan variaciones grandes de volumen, con los esfuerzos internos de gran magnitud, consiguientes, que implican deformaciones permanentes, que llegan a comprometer a la calzada.

Un sistema, que da buenos resultados, se muestra en la figura respectiva (Worthington), i consiste en una capa de material granular que, rompiendo la acción capilar, evita los inconvenientes descritos.

Es recomendable, para todos los casos, que la rasante de la plataforma esté distanciada, por lo menos, en 1.20 mt. de la napa de agua; a fin de evitar la acción de la capilaridad. Para que se satisfaga esta condición se puede obrar de dos modos: ó bajando el nivel de la mesa de agua, por medio de sub-drenes apropiados (como se vé en la figura antes mencionada); ó elevando la rasante del camino, con ayuda de un terraplén. Es pues un criterio económico el que guía hacia la solución adecuada.

Los sub-drenes indicados, que no son sino zanjas repletas de material granular, en cuyos fondos se ubican tubos perforados para coleccionar las aguas, i que corren longitudinalmente al camino; se recomiendan tambien, en dirección transversal, para los puntos bajos del perfil longitudinal (vértices entrantes de las curvas verticales).

Una recomendación general, que contempla las Normas del M.F. i, por tanto, este trabajo; es la que se refiere a las cunetas laterales, que, en los lugares donde no se hagan necesarios los sub-drenes, deberán tener suficiente profundidad, como para gobernar que el nivel de la mesa de agua quede siempre por debajo de la sub-rasante.

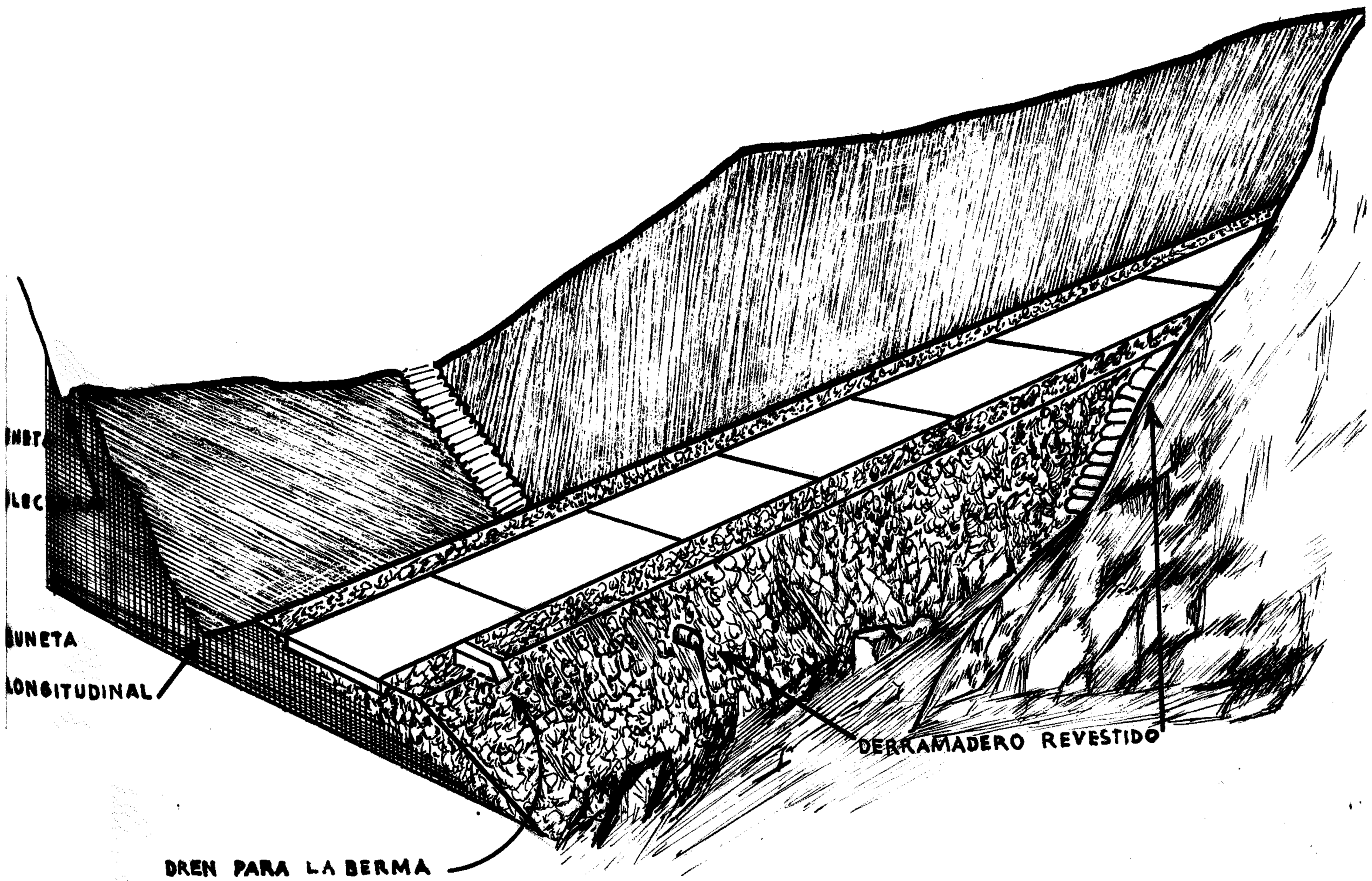
c).- DRENAJE DE LA BASE.-

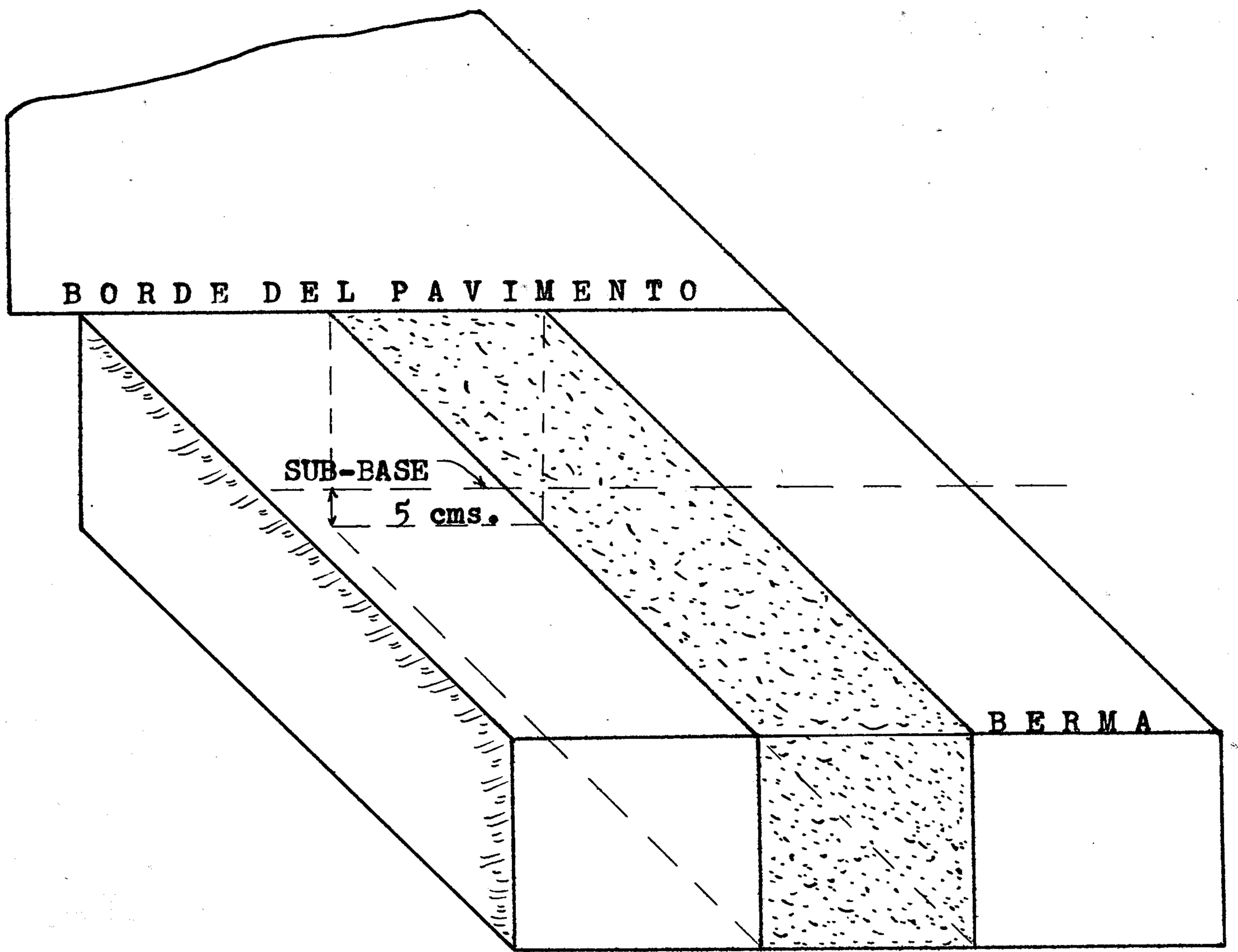
Los métodos de drenaje de la sub-base, especificados, son recomendables para drenar la base. Sin embargo, como lo muestra el croquis pertinente, existe este diseño especial para drenaje de las bermas, que se basa en pequeñas zanjas, llenas de cascajo, que deberán ser excavadas hasta una profundidad mínima de 2" por debajo del nivel de la sub-base.

d).- DRENAJE DE PUNTOS ESPECIALES.-

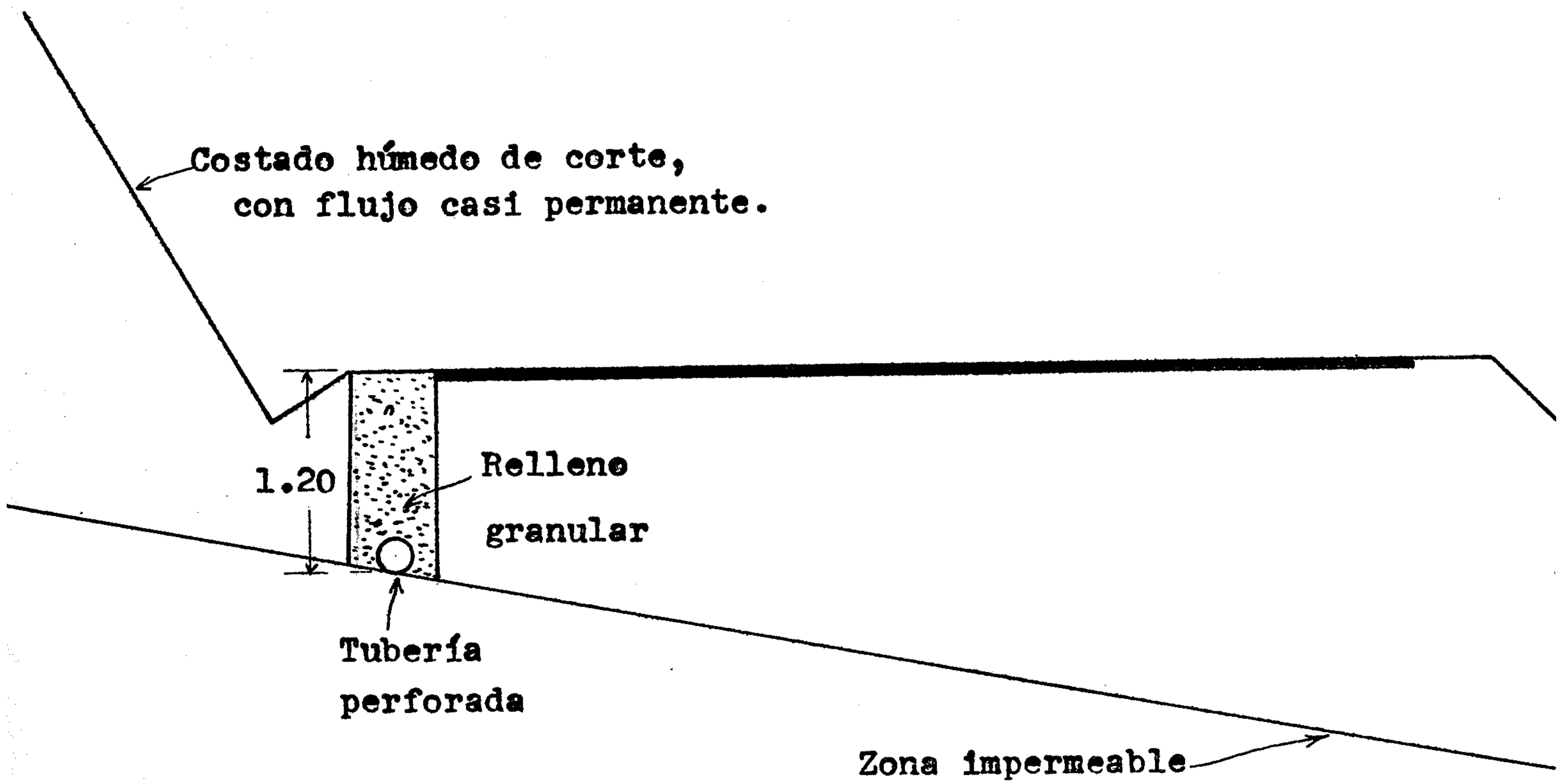
A menudo, en el recorrido de un trazo, se encuentran puntos especiales que requieren, para su drenaje conveniente, soluciones adecuadas, que el ingeniero debe afrontar.

Tal, por ejemplo, en drenaje en cambios de corte a relleno, donde el agua de las cunetas amenaza con socavar los terraplenes. Una medida acertada consiste en ubicar, en estos puntos, derramaderos revestidos, protectores de la acción erosiva del agua.





DREN DE LA BERMA



DRENES INTERCEPTORES EN LAS BERMAS

(Sirven para evacuar el agua que filtra de las caras de las pendientes).

C O N S T R U C C I O N

1).- IMPORTANCIA.-

Este capítulo tiene por objeto describir el "modus operandi", que nos lleve a obtener una plataforma técnicamente construida. A fin de llegar a este resultado es necesario seguir un proceso cuidadoso, que consta de diferentes etapas, que a guisa de eslabones, hará que la resistencia de la estructura esté subordinada a la mas imperfecta.

La naturaleza del proyecto impedirá que me extienda en el estudio de cada acápite; no obstante, trataré, en lo posible, de enumerar los detalles fundamentales:

2).- LIMPIEZA I ROCE.-

Es la etapa que tiene por finalidad la extirpación total de árboles, arbustos i malezas, en toda la faja de construcción; afín de dar comodidad al trazo i favorecer los pasos posteriores. Esta labor tiene mayor jerarquía en zonas tropicales, en las que la exuberancia de vegetación significa dificultad poderosa, cuyo allanamiento se traduce en un rubro importante dentro del presupuesto de la obra. En este caso, es imperativo el uso de medios mecánicos -empujadores adaptados a tractores, u otros -, ya que, las raíces profundas i desarrolladas, requieren esfuerzos enormes para ser extraídas.

En el caso particular que me ocupa, la solución es mas simple i puede ser abordada manualmente; pues, a esas alturas - 3500 mts. y más -, la vegetación se reduce, por lo general, a plantas de raíces superficiales.

Se debe tener especial cuidado, en zonas de vegetación importante, de arrojar las capas de terreno impregnadas de desechos vegetales (humus), porque, de no hacerlo, podrían originar asentamientos posteriores en los rellenos.

La limpieza debe referirse, tambien, a los pedrones (bolones), i, en lo posible, por medios mecánicos; el empleo de explosivos, además de encarecer el trabajo, ofrece la dificultad de paralizar la obra - en sus proximidades -, mientras se espera el estallido.

3).- ESTACADO I CONTROL ALTIMETRICO DE LA RASANTE.-

Siendo la última oportunidad que se presenta para subsanar errores que pudieron haberse producido, ó para hacer rectificaciones que mejoren el trazo; es necesario darle la debida importancia. El control altimétrico consiste, para cada estaca, en determinar la altura de corte ó de relleno, respectiva. Hecho esto, se procede al estacado de los puntos de pendiente - tanto de corte como de relleno -, a cada lado del eje; los que se unen, para orientar su situación e iniciar el trabajo de la plataforma. Las líneas de talud no siempre son rectas, porque varían con la naturaleza del terreno, que, como se sabe, tiene su ángulo de reposo particular.

4).- MOVIMIENTO DE TIERRAS.-

a).- CORTES.-

En vista de que todo el kilómetro 3-4 consta de secciones transversales a "media ladera", me limitaré a describir el proceso de trabajo para este caso solamente.

El método recomendado para el ataque de estos cortes, por acción manual, consiste en la formación de graderías de labor, que facilitan, a los lamperos, la evacuación del material. El primer descanso se ubica en la parte superior del talud, y los demás, escalonadamente, en niveles inferiores, avanzando transversalmente a la dirección del trazo. Se sabe, por experiencia, que el mayor rendimiento de un lampero está relacionado con la distancia a la que puede arrojar la carga de su lampa, que se ha determinado como de 4 mts. horizontales; este será el criterio, entonces, que determine la ubicación de los pasos del escalón aludido. Este material, así transportado, servirá para formar el relleno, colocándose, en capas sucesivas, a partir de la "línea de pendiente de relleno", que, en este caso, indica la alineación de su base.

En caso de utilizarse equipo mecánico, las ventajas que él implica, descansan en el criterio del ingeniero que sepa coordinar la labor; solo de este modo se obtendrá mayor rapidez con menor costo en el movimiento de tierras.

En el país se utilizan los tractores, tanto neumáticos como de orugas, junto a empujadores, de cuchilla fija, angular ó inclinable; las traillas; etc.; estando la eficiencia de cada u-

no de estos implementos, gobernada por la calidad i magnitud de los volúmenes de remoción.

La clasificación de suelos del kilómetro obligará al empleo de explosivos para la tarea; en especial, en los tramos de material de IV y V, i, eventualmente, en los de III. Los mas usados - dinamita i pólvora negra -, tienen su eficacia subordinada a la dureza del material. Dosificar las cargas con exactitud i ubicar los taladros con pericia, son factores que encaminan al éxito del trabajo.

b).- RELLENOS.-

Los materiales necesarios, bien pueden extraerse de los cortes, ó, en su defecto, de zonas próximas al lugar de trabajo, que proveen el llamado "material de préstamo". Deberán ser, en ambos casos, seleccionados cuidadosamente i aislados, por completo, de elementos orgánicos (ramas de árboles, hojas, Etc) i otros, que dificultan la compactación (pedrones) ó disminuyen la capacidad resistente (pizarras, calizas, carbones).

El material de préstamo, además, presenta la dificultad del transporte. Por eso deberán ubicarse las fuentes de suministro en puntos cercanos. Para distancias menores a 90 mts., i para volúmenes de consideración, es recomendable el uso de tractores - empujadores, que dan rapidez i economía a la labor. En caso de no contarse con equipo mecánico se acudirá al uso de carretillas ó carros "decauville", maniobrados por personal vigoroso i diligente. Para distancias mayores, son necesarios otros equipos de transporte, como las traillas i flotas de camiones "volquete".

El cálculo exacto del volumen necesario para los rellenos está supeditado al "porcentaje de contracción" de las tierras, que varía con la clase de material; él determinará el exceso de volumen requerido para formar la plataforma, que, como se sabe, deberá someterse a compactación.

El material seleccionado será sometido a pruebas de laboratorio, a fin de determinar, por el "Método Proctor", su densidad i resistencia a la penetración, máximas; que están relacionadas con la "humedad óptima" necesaria. Este será el criterio director del proceso de compactación, como se indica mas adelante.

La primera capa deberá extenderse, con una altura no mayor de 30 cms. i con el bombeo de 2% estipulado, con el objeto de formar capas sucesivas homogéneamente densificadas. Será, luego, regada uniformemente, con la cantidad de agua determinada por el experimento, a fin de darle la "humedad óptima".

Se procede, en seguida, al empleo de rodillos "pata de cabra", cuyo recorrido debe hacerse en fajas longitudinales que vayan desde los bordes hacia el eje del camino. Cada viaje siguiente deberá tomar, por lo menos, 30 cms. de la faja anterior, para evitar zonas que escapen de su acción. Se prescindirá de la máquina en el momento en que se produzca el "rechazo", o sea, cuando las puntas dejen de penetrar en el suelo. Ocurrido esto, se acude a los rodillos neumáticos i de tipo "Tandem", que continúan la tarea, produciendo una superficie lisa, hasta obtener de 90 a 95 % de la densidad máxima, con humedad igual ó mayor que la "óptima"; lo que se comprueba en "situ", tomando muestras de los bordes de la explanación, porque resultan menos comprimidos.

Este proceso se repite con la segunda capa, de las mismas características.

I así sucesivamente, hasta completar la plataforma; la que estará en perfectas condiciones para recibir los elementos necesarios que, en conjunto, darán estabilidad i resistencia a la superficie de rodadura.

5).- TRATAMIENTO DE LA SUB-BASE.

Siendo el suelo natural del tipo " A - 5 " que, para su utilización requiere un tratamiento previo; es necesario conocer su fisonomía.

Del tratado de Mecánica de Suelos del Ing. Le Roux, transcribo la siguiente definición:

" A-5.- Este tipo está compuesto, en su mayor parte, por partículas de "tamaños intermedios entre los suelos arenosos i arcillosos. Poseen "las propiedades de los suelos arcillosos, tales como la plasticidad, "cohesión, adsorción, etc.; pero en menor grado. Forman terrones cuando secos, pero pueden deshacerse fácilmente en partículas finas. Tienen gran capacidad para retener el agua."

Que, en síntesis, nos indica:

Suelo higroscópico, de gran capilaridad; poco compresible en seco. Se vé, entonces, la necesidad de mejorar sus características, para hacerlo capaz de soportar la acción del peso de los vehículos; porque, en el estado natural, daría lugar a deformaciones, por efecto de la humedad ó de las cargas, que se transmitirían a la superficie de rodadura en forma de agrietamientos ó fallas.

Para terrenos de muy poca resistencia i gran plasticidad, sujetos a cambios de volúmen - como el tipo A-5 -; se recomienda, para la sub-rasante, extender una capa, de unos 20 cms. de espesor, de material granular, que no deje pasar más del 8 % por la malla N° 200, i exento de suelo plástico; que se obtendrá de la cantera más próxima que, para el efecto, se haya seleccionado con anticipación.

El mismo resultado satisfactorio se obtiene agregando, al suelo natural, los elementos que se necesita para mejorarlo; en este caso, arena, que será debidamente mezclada.

Se inicia la operación profundizando los cortes, unos 15 cms. más que los indicados por el perfil longitudinal; con el objeto de que esta capa sirva para albergar el material de compactación, que, una vez tratado, deberá cubrir, exactamente, el rebaje efectuado.

El material granular, transportado en volquetes, es regado por ellos mientras avanzan lentamente a lo largo del eje del camino, en forma uniforme.

El extendido del material, en dirección transversal, se hace con ayuda de la motoniveladora, sin olvidar el bombeo del 2 %.

Se inicia, luego, el proceso de compactación, en la misma forma como se ha descrito en el acápite relativo a Rellenos, i siempre gobernado por la relación " humedad - densidad ".

En esta forma se obtiene, para este caso, una sub-base técnicamente preparada, i apta para recibir los elementos que constituyen el firme i pavimento.

6).- ESPESOR DEL PAVIMENTO.-

Se llama así a la suma de espesores, del suelo estabilizado - que se coloca sobre la sub-rasante -, i de la superficie de rodadura.

Para determinarlo no existe uniformidad de criterios; cada autor, de

acuerdo a su propio punto de vista - sea deductivo ó experimental -
expone su respectiva fórmula.

A continuación, algunas:

a).- FORMULA DE BERNARD E. GRAY.-

Supone que la carga estática aplicada en la superficie del pavimento flexible, se distribuye en forma conoidal. El límite de este cono de presión es una superficie, cuya sección transversal queda definida por el ángulo que limita la distribución de presiones. Este ángulo varía de acuerdo al espesor i carga aplicada, pero, para efectos prácticos, se le considera de 45°, i el área sobre el que se aplica la presión, como un círculo que tiene un radio igual al espesor del pavimento; dando:

$$t = 0.564 \sqrt{W/p} \quad - \quad a$$

t = espesor del pavimento flexible i de su "cama"; en pulgadas.

W = carga estática de la rueda; en libras.

p = capacidad de soporte de la sub-rasante; en lbs./pulg²

a = radio del area equivalente al de contacto del neumático; en pulgadas.

b).- FORMULA DE LA OBRA J.H. BATEMAN.-

Supone la carga concentrada en un punto i deduce:

$$d = 0.5 \sqrt{W/p}$$

d = espesor del pavimento; en pulgadas.

W = carga estática; en libras.

p = presión en la sub-base; en lbs./pulg²

c).- GRAFICO DE REAGEL.-

Se basa en trabajos experimentales resumidos en un gráfico, del que se puede obtener el espesor del pavimento. Intervienen factores determinantes nuevos, que son: la intensidad del trá-

fico, por una parte; i por otra, el tipo de suelo i sus características, expresadas en el "índice de grupo" i la densidad.

d).- OTROS AUTORES.-

Dan sus recomendaciones en cifras. Así, Escario, para el espesor de pavimento, aconseja de 7 a 9 cms.; Agg, 6 pulgadas; etc.

COMENTARIO.-

Con lo expuesto, es fácil comprender que nos hallamos aún en la etapa experimental i que no existe la fórmula que nos indique, con precisión, las cifras estrictamente necesarias para el diseño, evitando probables derroches de material. Sin embargo, todos los valores enunciados, tendrán la virtud de una eficiente ayuda en el aspecto de la orientación hacia un adecuado trabajo. Una opinión personal mía síndica al "Diagrama Reagel" como el mas avanzado fruto, de la experiencia i del conocimiento, en el aspecto que tratamos; dado que hace intervenir factores de vital importancia, cuales son, el tipo de suelo, con sus características; i el tráfico, con su intensidad i discriminación.

Siendo imprescindible adoptar un espesor de pavimento para continuar con el desarrollo de este trabajo; i, faltando los datos numéricos relacionados con el terreno - en cuanto a sus propiedades, para poder utilizar cualquiera de los métodos enumerados; habré de tomar un valor que, considero, se adapta a la realidad, i que será de 20 cms. para el espesor del pavimento; los que repartiré en la forma siguiente:

Afirmado = 15 cms.

Capa de rodadura = 5 cms.

7).- FIRME ESTABILIZADO.-

Su objeto es transmitir al terreno las presiones que recibe la capa de rodadura por efecto de las fuerzas que transitan sobre ella. Para cumplir su cometido, deberá estar formado por material estable, que no claudique bajo la acción de las cargas. Será menester para ello una graduación conveniente de sus elementos, junto a una resistencia adecuada.

Se especifica los siguientes tipos:

Tipo A .- Arena - Arcilla.

Tipo B .- Agregado grueso graduado.

Tipo C .- Grava ó ripio, piedra ó escoria zarandeados ó arena.

TIPO A.-

" Los materiales para este tipo estarán formados de mezclas naturales ó artificiales de arcilla ó suelo ligante i grava, arena ú otro agregado, en proporciones tales que satisfagan los requisitos que se indican en seguida. El agregado retenido por la malla N° 4 estará compuesto de partículas duras i durables i libres de sustancias perjudiciales."

T I P O A:

<u>Malla</u>	<u>Porcentaje, en peso, que pasa.</u>
1"	100
N° 10	65 - 100

El material que pasa la malla N° 10, estará de acuerdo a los siguientes requisitos:

<u>Malla</u>	<u>Porcentaje, en peso, que pasa.</u>
N° 10	100
N° 20	55 - 90
N° 40	35 - 70
N° 200	8 - 25

La fracción que pasa la malla N° 200 no será mayor que dos tercios de la fracción que pasa la malla N° 40. La fracción que pasa la malla N° 40, tendrá un límite líquido no mayor de 35 i un índice de plasticidad no menor de 4, ni mayor de 9.

TIPO B/7

"a).- Los materiales para este tipo consistirán de mezclas naturales ó artificiales de grava, piedra ó escoria i mortero de suelo en proporciones tales que satisfagan los requi-

"sitos que se indican mas adelante.

"b).- El agregado grueso estará formado de partículas limpias, duras i durables de grava, piedra i escoria sin chancar i chancadas, sin partículas blandas, delgadas ó laminares i sustancias vegetales o deletéreas. Serán lo suficientemente duras i durables para soportar la acción del tráfico i del tiempo. No deben usarse pizarras i materiales similares que se rompen i gastan rápidamente cuando se secan i humedecen ó cuando se hielan i deshielan.

"c).- La fracción de suelo que pasa la malla N° 10 estará compuesta de material ligante i material granular, tal como piedra ó escoria zarandeada ó arena."

T I P O B:

<u>Malla</u>	<u>Porcentaje, en peso, que pasa.</u>
1"	100
3/4"	85 - 100
3/8"	65 - 100
n° . 4	65 - 85
n° .10	40 - 70
n° .40	25 - 45
n° .200	10 - 25

La fracción que pasa la malla N°. 200 no será mayor que 2/3 de la fracción que pasa la malla N°. 40. La fracción que pasa la malla N°. 40 tendrá un límite líquido no mayor de 35 i un índice de plasticidad no menor de 4 ni mayor de 9.

TIPO C.-

"a).- Los materiales de este tipo estarán compuestos de grava, piedra ó escoria zarandeada ó arena ó mezclas en tales proporciones que satisfagan los requisitos que se especifican mas adelante.

"b).- Los materiales estarán compuestos de partículas duras i durables, libres de sustancias perjudiciales i uniformemente graduadas de grueso a fino."

T I P O C:

<u>Malla</u>	<u>Porcentaje, en peso, que pasa.</u>
3/4"	100
Nº. 4	70 - 100
Nº. 10	35 - 80
Nº. 40	25 - 50
Nº. 200	8 - 25

La fracción que pasa la malla Nº. 200 no será mayor que dos tercios de la fracción que pasa la malla Nº. 40. La fracción que pasa la malla Nº. 40 tendrá un límite líquido no mayor de 35 i un índice de plasticidad no menor de 4 ni mayor de 9.

HUMEDAD CONTENIDA:

"Los materiales A, B, i C, especificados; contendrán suficiente humedad para conseguir máxima compactación."

Con el objeto de elegir el tipo conveniente, será necesario hacer un reconocimiento de las zonas próximas i obtener un muestreo de los materiales nativos; determinándose, de este modo, la calidad i cantidad disponible, i la cantera correspondiente.

Es frecuente el caso de hallar suelos que no coinciden, en el análisis granulométrico, con los requisitos señalados. En tal caso, se adopta el sistema de las mezclas - en proporciones que se determinan, a fin de mejorar su calidad. Es obvio que la mezcla debe verificarse entre material mas fino con otro mas grueso que el ideal. Un sistema bastante acertado es el que se basa en la comparación de porcentajes de los análisis - tamíz por tamíz -, con los respectivos que tratamos de obtener; anotándose las diferencias correspondientes, prescindiendo del signo. La relación de la suma de estas diferencias, para cada suelo, debe ser la misma que debe existir entre el porcentaje de cada uno, en la mezcla. A esto debe el método su nombre: "Suma de Diferencias".

El material así obtenido deberá someterse a un análisis de laboratorio, para determinar sus constantes físicas - con las limitaciones pertinentes señaladas -, i la relación "humedad - densidad" óptima; procediéndose luego al trabajo de compactación conocido i descrito

en los acápites anteriores; que se efectuará sobre la sub-rasante preparada, como vimos. Deberá verificarse en capas de 8 cms., aproximadamente; para alcanzar, al final, el espesor buscado: 15 cms.

Concluida esta labor, se comprueba, por última vez, la rasante, por medio de una nivelación; ubicándose, en esta forma, cualquier falla que, de existir, deberá enmendarse compactándola convenientemente.

En la forma descrita se obtiene el afirmado que la técnica aconseja, en condiciones de recibir el tratamiento asfáltico.

8).- ASFALTADO.-

En el Perú se acudió a la mezcla de asfalto en polvo i fluxol, en proporciones, mas ó menos, iguales. Últimamente se ha extendido el uso de asfaltos líquidos, por las ventajas que tiene, en comparación con el primer sistema; i que se pueden resumir así:

Los ensayos hechos en muestras recuperadas de polvo i fluxol no han dado buenos resultados, en especial, en lo relacionado a la ductibilidad, propiedad esencial en aglutinantes bituminosos.

Un tratamiento asfáltico a base de polvo i fluxol, requiere 4 elementos: polvo i fluxol, para la mezcla; MC-0, para la imprimación; i RC-3, para el sellado. En cambio, en el otro caso, solo 3: asfalto líquido RC-2, para la mezcla; MC-0, para la imprimación; i RC-3, para el sellado.

El costo es igual para ambos casos, i la desventaja aparente de los asfaltos líquidos en cuanto a la necesidad de cilindros para su transporte, puede obviarse con los carros-tanques de gran capacidad.

Los asfaltos líquidos, en igual proporción, dan mayor estabilidad.

I, finalmente, es sintomático que en Estados Unidos, instituciones de jerarquía en el ramo, tales como: "Publics Roads Administration", "Asphalt Institute", "A.A.S.H.O."; no mencionan, siquiera, el método basado en polvo i fluxol.

Por estas consideraciones, acudiré a los asfaltos líquidos para el tratamiento de la superficie de rodadura; el que se hará en tres etapas:

- a).- Imprimación,
- b).- Mezcla Asfáltica, i
- c).- Sellado de la superficie.

a).- IMPRIMACION.-

Primer tratamiento cuyo objeto es impermeabilizar la superficie del firme, a fin de dar solidez e individualización a las siguientes capas.

Antes de la operación, deberá cuidarse la limpieza de dicha superficie, por medio de un barrido esmerado i general; además, debe encontrarse completamente seca.

La imprimación consiste en un regado, por medio de tanques especiales i a todo lo ancho de la plataforma, de una capa de asfalto tipo MC-0, a una temperatura de 50°C, en una proporción que varía con la densidad del firme -, i que oscila entre 1 y 1 1/2 litros por metro cuadrado.

Una vez consumada esta operación, se dejará sin tráfico la zona tratada, un tiempo prudencial suficiente para que el líquido penetre perfectamente en los poros.

En el caso de quedar zonas con afloramiento asfáltico - debido al exceso -, se las hará desaparecer, permitiendo la circulación del tráfico ligero, que llevará - adheridas a las llantas -, dichas capas excedentes; que, de permanecer, atentaría contra la homogeneidad del pavimento.

Será en estas condiciones que la superficie se halle apta para recibir la siguiente capa.

b).- MEZCLA ASFALTICA.-

Es la que, en realidad, constituye la capa de rodadura.

Usaré una mezcla bituminosa de graduación abierta; es decir, la que no contenga arcilla ú otro polvo ligante; que, en cambio, caracterizan a las mezclas de "tipo cerrada". En otras palabras, aquella en que todo el material de los agregados pasa por la malla de 1 pulgada, i se detiene en la malla N°. 200.

Se especifica las siguientes proporciones:

<u>Piedra i arena</u>	<u>Porcentaje, en peso, que pasa</u>	
Pasa malla de 1"	100	%
" " " 3/4"	80 - 90	%
" " " 1/2"	60 - 70	%
" " " 1/4"	50 - 60	%
" " N ^o . 40	20 - 40	%
" " N ^o .100	15 - 20	%
" " N ^o .200	5 - 10	%

El contenido de humedad no será mayor al 1.5 %, i las partículas serán de forma apropiada: angulosas; i tambien, duras i durables.

Es primordial establecer la proporción exacta de los ingredientes, para formar un conjunto eficiente i durable. En especial, en lo que concierne al asfalto, que debe cubrir a las partículas en una medida tal, que permita la cementación adecuada; porque un exceso de este elemento tiene acción negativa en la resistencia, al provocar deformaciones por efecto del calor ó de las cargas que gravitan sobre el pavimento; i en cambio, un porcentaje menor al conveniente, se refleja en fallas debidas al disgregamiento del material, por defecto de solidificación.

El "grado óptimo de contenido de asfalto" depende, pues, del área superficial de las partículas, que se infiere del tamaño i forma; i de la capacidad de absorción de las mismas, que es función de la porosidad.

Un método recomendable es el de las "áreas superficiales", que se basa en el análisis granulométrico de los agregados petreos, i que, en esencia, consiste en multiplicar los porcentajes de material retenido en cada malla, por coeficientes definidos para cada una; productos que, al sumarse, arrojan el área superficial por LIBRA de agregado. Con este valor se acude al gráfico de "índice asfáltico", donde se obtiene un factor que, multiplicado por el "área superficial" hallada, produce el "porcentaje de asfalto" buscado.

Esta operación depende del número de tamices que haya servido para el experimento; i tambien, de la discriminación cuantitativa de sus orificios (relación número-diámetro).

En este estudio, dada la imposibilidad de contar con las cifras determinantes enunciadas, por desconocerse la calidad de los agregados; i en vista de la necesidad de traducir en números, de significado presupuestal, todo el proceso; optaré por un criterio aproximado, que no se aleja de la realidad:

La cantidad de asfalto, para fines prácticos, puede tomarse de 4.5 % a 5 %, en peso, de los agregados; i la proporción de la mezcla deberá encauzarse dentro de los límites siguientes:

Agregados minerales.....	95	a	95.5	%
Asfalto líquido RC-2	4.5	a	5	%

Para el batido se usan mezcladoras de concreto, preferentemente del tipo "amasadora". La operación se termina cuando las partículas del agregado han sido totalmente cubiertas por el asfalto, dando un aspecto de uniformidad i homogeneidad al conjunto.

Las plantas mezcladoras deben ubicarse en la misma cantera que provee los elementos inertes; así se obtendrá economía en el transporte, al evitarse el doble carguío que sería menester en caso de fijarlas en cualquier punto intermedio.

El traslado del material se hace en camiones volquetes.

La mezcla se colocará en sentido longitudinal al camino; i por mitades, en cuanto a su ancho; ubicándose los montículos a intervalos apropiados, debiendo ser extendidos uniformemente a lo ancho de la plataforma, por medio de palas i rastrillos, hasta alcanzar un espesor aproximado de 6 cms., que, con el apisonado, disminuirá a los 5 cms. estipulados; que se consigue con, aproximadamente, 60 lts./ m² de sustancia bituminosa.

Antes de iniciar el extendido se coloca, longitudinalmente, reglas de madera, que servirán de guías para orientar la superficie.

Un efecto favorable en el trabajo, en cuanto a velocidad, economía i mejor acabado; se consigue con el uso de las pavimentadoras mecánicas.

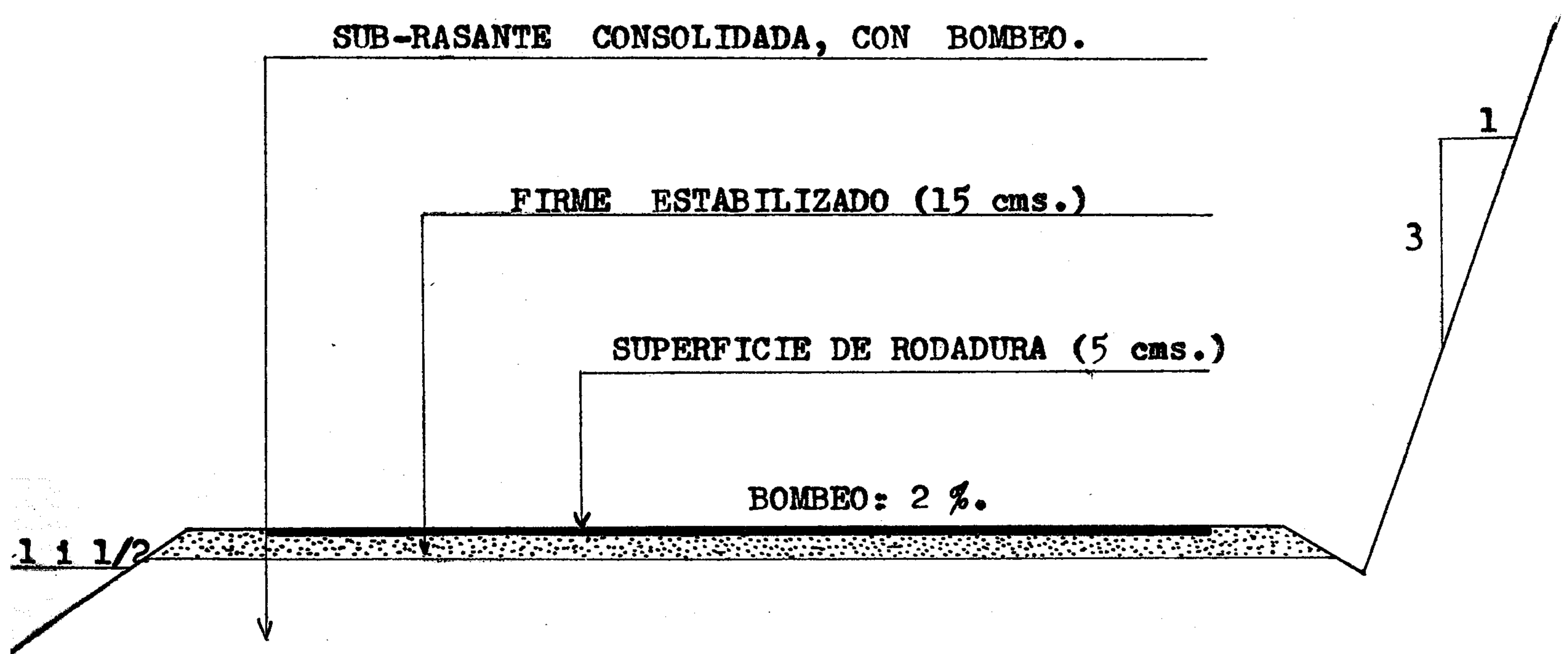
Terminado el avance de un día, se pasará, de inmediato, un rodillo tipo "Tandem", por una sola vez; con el fin de alisar la superficie antes de que se complete la fragua.

Posteriormente, después de uno a dos días, se efectuará un apisonado completo, por intermedio de rodillos "Tandem" de 8 a 10 toneladas; en dirección paralela a la vía, desde los bordes hacia el centro, rodillando en cada viaje la mitad de la faja anteriormente compactada. La operación culmina en el momento en que dejen de aparecer huellas sobre el pavimento.

c).- SELLADO.-

Viene a pertenecer a la etapa de conservación de la pista; puesto que la calzada, en la etapa anterior, quedó en condiciones de uso; i es al cabo de un tiempo considerable (unos 6 meses), transcurso que, de preferencia, haya albergado un período de lluvias; para observar - en la superficie de rodadura -, tanto la acción del agua como el efecto abrasivo del tráfico; es en estas circunstancias, repito, que se procede a la operación de sellado; en especial, en las zonas que hayan sufrido las consecuencias de los factores adversos señalados.

Consiste en la aplicación de una a dos capas de mezcla asfáltica - tipo MC-3 -, con piedra menuda de 3/8" a 1/8"; ó en su defecto, con arena; en proporciones convenientes para dar homogeneidad a la masa, con la limitación de 1 a 1 1/2 litros por metro cuadrado, de asfalto MC-3. Operación que debe finalizar con un rodillado cuidadoso i completo.



PERFIL TIPICO DE LA CARRETERA

Escala: 1/50.

T R A N S P O R T E D E T I E R R A S

1.- GENERALIDADES.- Es un capítulo de gran trascendencia en el presupuesto general. De ahí la importancia de su estudio detallado a fin de encontrar soluciones que den, para las compensaciones longitudinales, distancias de transporte de tierras favorables para el equipo que se dispone. En este estudio i dadas las condiciones del terreno - sumamente accidentadas - no será aparente el uso de las traillas, ya que acudir al tractor con empujador no sería conveniente porque - como se verá en el "diagrama de las masas" - la distancia media de transporte, en algunos tramos, sobrepasa la distancia económica de trabajo de estos elementos (90 metros). Ahora bien, otra solución con equipo mecánico, flota de camiones con pala mecánica, es inadoptable por razones económicas, pues no justificaría su empleo el poco volumen de movimiento de tierras. Por estas razones es que la distribución de distancias de transporte ("GRAFICO DE BRUCKNER") se ha realizado teniendo en mente el empleo de carretillas, cuyo rendimiento económico alcanza a distancias de 150 metros.

2.- "CURVA DE LAS MASAS" O "DIAGRAMA DE BRUCKNER".- A base de los pliegos de cubicación (páginas 31 i 32), se calculará la planilla correspondiente, bajo las siguientes consideraciones:

Se determinarán los volúmenes reales de transporte: haciendo intervenir los "factores de conversión"; pues los cortes se esponjarán al pasar de estado "natural" a "suelto", que es como se transportan; por otro lado, este material irá a formar los rellenos, cuya cubicación deberá aumentarse en cantidad equivalente a la disminución de volumen que sufre el material por efecto de la compactación, al pasar del estado "suelto" al "compactado". En el tramo de estudio, existiendo cuatro categorías de suelos, los "factores de conversión" también serán diferentes para cada una. Así:

PARA MATERIALES SUELTOS: Estado "natural" a "suelto" 1.25
Estado "suelto" a "compactado".. 1.40

PARA MATERIALES ROCOSOS: Estado "natural" a "suelto" 1.50
Estado "suelto" a "compactado".. 1.00

Al obtenerse, con estos factores, los volúmenes reales de corte i relleno, se procede, en cada estaca, a hacer la compensación transversal, por una simple diferencia entre los volúmenes, asignando a los cortes el signo (+) i a los rellenos (-) ; dicha diferencia será el exceso que habrá de servir para la compensación longitudinal; la suma algebraica, progresiva - acumulativa, de estos excesos, desde estaca "00", dará el valor de las ordenadas de la "Curva de Masas".

El cuadro consta de las siguientes columnas:

- La 1a., con la numeración de las estacas.
- La 2a., con la separación normal entre las mismas (20 metros).
- La 3a., con los volúmenes de corte, en estado "natural".
- La 4a., con los volúmenes de relleno, en estado "compactado".
- La 5a., con los volúmenes de corte, en estado "suelto".
- La 6a., con los volúmenes de relleno, en estado "suelto".
- La 7a., con los excesos resultantes de la compensación transversal.
- La 8a., con la suma algebraica de los últimos volúmenes.

La 1a. columna (abscisas) i la 8a. (ordenadas), nos permiten trazar el "Diagrama Bruckner", que consiste, en este caso, de una curva que serpentea a un solo lado de la línea base.

Es importante recalcar las propiedades inherentes a ella:

- 1).- Es ascendente mientras hay excesos de corte, i descendente, con excesos de relleno.
- 2).- Existe una ordenada máxima que corresponde, en el perfil longitudinal, al paso de corte a relleno ó viceversa.
- 3).- La diferencia entre las ordenadas de dos puntos consecutivos del diagrama, representa, a la escala adoptada, el exceso de volumen que, despues de la compensación transversal, existe en el tramo que ellos determinan.
- 4).- La ordenada extrema representa, a escala, el exceso de corte existente en el kilómetro de estudio.
- 5).- Toda paralela a la línea de base, que corte a la curva en dos puntos, determina segmentos compensados.
- 6).- El area comprendida en un segmento cerrado representa los momentos de transporte de los volúmenes que se compensan.
- 7).- El cociente del area de un segmento cerrado, dividida entre la ordenada que representa los volúmenes que se compensan, descubre la distancia media de transporte para dicho segmento.

CARRETERA C - D

PLANILLA PARA "CURVA DE BRUCKNER"

KILOMETRO 3 al 4

Estaciones.	Distancias	Volúmenes Totales		Volúmenes Corregidos		Diferencia Volúmenes. m3	Suma Algebraica de Volúmenes.
		Corte m3	Relleno m3	Corte m3	Relleno m3		
K-3	20	---	---	---	---	-----	-----
02	20	93.84	92.38	140.76	92.38	+ 48.38	+ 48.38
04	20	112.26	73.37	168.39	73.37	+ 95.02	+ 143.40
06	20	148.76	45.93	223.14	45.93	+ 177.75	+ 321.15
08	20	141.41	37.12	212.11	37.12	+ 174.99	+ 496.14
10	20	144.47	34.64	216.70	34.64	+ 182.06	+ 678.20
12	20	175.94	31.72	263.91	31.72	+ 232.19	+ 910.39
14	20	175.00	21.71	262.50	21.71	+ 240.79	+ 1151.18
16	20	147.15	26.06	220.72	26.06	+ 194.66	+ 1345.84
18	20	120.99	64.08	181.48	64.08	+ 117.40	+ 1463.24
20	20	128.08	72.63	192.12	72.63	+ 119.49	+ 1582.73
22	20	120.65	67.10	180.97	67.10	+ 113.87	+ 1696.60
24	20	72.62	176.90	108.93	176.90	- 67.97	+ 1628.63
26	20	76.09	203.65	104.61	285.11	- 180.50	+ 1448.13
28	20	69.57	186.10	86.96	260.54	- 173.58	+ 1274.55
30	20	30.38	246.29	37.97	344.80	- 306.83	+ 967.72
32	20	37.81	214.63	47.26	300.48	- 253.22	+ 714.50
34	20	78.78	122.69	98.47	171.76	- 73.29	+ 641.21
36	20	107.19	72.45	133.99	101.43	+ 32.56	+ 673.77
38	20	116.62	120.68	145.77	168.95	- 23.18	+ 650.59
40	20	127.77	130.21	159.71	182.29	- 22.58	+ 628.01
42	20	127.66	96.53	159.57	135.14	+ 24.43	+ 652.44
44	20	236.58	46.49	295.72	65.08	+ 230.64	+ 883.08
46	20	397.69	19.14	497.11	26.79	+ 470.32	+ 1353.40
48	20	372.00	57.90	465.00	81.06	+ 383.94	+ 1737.34
50	20	222.18	137.33	277.72	192.26	+ 85.46	+ 1822.80
V A N		3,581.49	2,397.73	4,881.59	3,058.79		

Estaciones.	Distancias	Volúmenes Totales		Volúmenes Corregidos		Diferencia Vol. m3	Suma algebraica Volúmenes
		Corte m3	Relleno m3	Corte m3	Relleno m3		
VIENEN ...		3,581.49	2,397.73	4,881.59	3,058.79		
52	20	119.18	156.78	178.77	156.78	† 21.99	† 1844.79
54	20	86.73	115.98	130.09	115.98	† 14.11	† 1858.90
56	20	71.65	132.13	107.47	132.13	- 24.66	† 1834.24
58	20	99.67	104.17	149.50	104.17	† 45.33	† 1879.57
60	20	137.32	66.27	205.98	66.27	† 139.71	† 2019.28
62	20	101.23	112.90	151.84	112.90	† 38.94	† 2058.22
64	20	63.34	143.50	95.01	143.50	- 48.49	† 2009.73
66	20	51.64	173.10	77.46	173.10	- 95.64	† 1914.09
68	20	67.15	187.30	100.72	187.30	- 86.58	† 1827.51
70	20	99.25	113.20	148.87	113.20	† 35.67	† 1863.18
72	20	85.36	105.45	128.04	105.45	† 22.59	† 1885.77
74	20	77.49	152.90	116.23	152.90	- 36.67	† 1849.10
76	20	131.95	152.00	186.36	161.10	† 25.26	† 1874.36
78	20	140.46	115.35	186.12	147.65	† 38.47	† 1912.83
80	20	139.20	131.05	184.44	167.75	† 16.69	† 1929.52
82	20	155.13	170.15	205.56	217.80	- 12.24	† 1917.28
84	20	180.54	136.62	239.21	174.88	† 64.33	† 1981.61
86	20	195.09	101.12	258.49	129.44	† 129.05	† 2110.66
88	20	126.02	150.90	166.97	193.15	- 26.18	† 2084.48
90	20	66.38	193.00	87.97	247.04	- 159.07	† 1925.41
92	20	67.73	180.45	89.75	230.98	- 141.23	† 1784.18
94	20	77.71	188.00	102.96	240.64	- 137.68	† 1646.50
96	20	86.93	141.80	115.19	181.50	- 66.31	† 1580.19
98	20	90.00	146.70	119.25	187.77	- 68.52	† 1511.67
K-4	20	89.15	168.70	118.12	215.94	- 97.82	† 1413.85
TOTALES...		6,187.79	5,937.25	8,531.96	7,118.11		

La distribución de las masas se ha hecho, como ya se dijo, teniendo en cuenta a la carretilla como vehículo de transporte. Los segmentos cerrados se han fijado con la idea de equiparar las magnitudes de cuerdas de montes i valles, por ser ésta, condición favorable a la economía. Quedan, como aparece en el gráfico, dos sectores de "BOTE" i uno de "PRESTAMO"; este último será alimentado del sector de "bote" mas cercano; existiendo entre ambos tramos una distancia media de transporte de 400 metros (separación entre los centros de gravedad de las masas respectivas). El transporte, para este caso, consistirá en camiones volquetes, cargados a mano; por ser pequeño el volumen.

A continuación, los cuadros- resumen de distancias medias de transporte:

a).- MATERIAL COMPENSADO:

SEGMENTO	MOMENTO DE TRANSPORTE	VOLUMEN	DISTANCIA MEDIA DE TRANSPORTE.
I	57,430 m ₄	610 m ₃	94.14 metros.
II	53,235 "	450 "	118.30 "
III	6,200 "	140 "	44.28 "
IV	6,400 "	90 "	71.11 "
V	8,400 "	190 "	44.21 "
TOTALES	131,665 m₄	1,480 m₃	

Distancia media general de transporte..... = $\frac{131,665 \text{ m}_4}{1480 \text{ m}_3} = 88.96 \text{ metros.}$

b).- MATERIAL DE "BOTE":

1er. Sector..... 1080 m₃ a 20 metros.
 2do. Sector..... 334 m₃ a 20 metros.

 TOTAL DE MATERIAL DE "BOTE"..... 1,414 m₃ a 20 metros.

c).- MATERIAL DE "PRESTAMO":

SON 506 m₃ a 400 metros.

E S T U D I O

E C O N O M I C O

I.- ANALISIS DE COSTOS

1).- RECONOCIMIENTO.- (Para 1 Km.).

1 Ingeniero	S/. 80.00	/dfa.
1 Ayudante	60.00	"
2 Acémilas	60.00	"
Alimentación	50.00	"
Leyes sociales, seguros, indemnizaciones, etc., 40%	100.00	"
Depreciación instrumen- tos	25.00	"

ESTUDIOS RECONOCIMIENTO: S/. 375.00 /dfa.

2).- TRAZO.- (Para 1 Km.).

1 Ingeniero	S/. 80.00	/dfa.
2 Cadeneros	16.00	"
1 Estaquero	8.00	"
1 Punto atrás	8.00	"
1 Porta-instrumentos	8.00	"
Estacas de trazo	20.00	"
Leyes sociales, etc., 40%	56.00	"
Depreciación instrumentos, 10%	14.00	"

COSTO DEL TRAZO: S/. 210.00 /dfa.

3).- RELLENOS.- (Por metro cúbico).

a).- RELLENO CON MATERIAL PROPIO:

Transporte a lampa (4 mts.) S/.	0.50 /m3.
Terraplén: 1 hr. peón/ m3, a S/. 1.00 / hr. peón	1.00 "
Leyes sociales, etc., 40%	0.60 "
Depreciación instrumentos, 10%	0.15 "
Capataz, planilleros, etc., 10%	0.15 "

COSTO RELLENO CON MATERIAL PROPIO: S/. 2.40 / m3.

b).- RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO: (Sin considerar transporte).

Acomode del material: 1 hr. peón/ m3, a S/. 1.00 / hr. peón	S/. 1.00 / m3.
Leyes sociales, etc., 40 %	0.40 "
Depreciación instrumentos, 10%	0.10 "
Capataz, planilleros, etc., 10 %	0.10 "

COSTO RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO: S/. 1.60 / m3.

4).- CORTES. (Por metro cúbico).

a).- CORTE DE 3a. CATEGORIA. (Conglomerados).

DESAGREGACION: 4 m3 /día; 8 sea: 2 hr. peón /m3 a S/. 1.00/hr. peón	S/. 2.00 /m3.
Transporte a lampa (4 mts.)	0.50 "
EXPLOSIVOS:	
Pólvora: 0.2 Kg./m3 a 5.00/Kg.	1.00 "
Mecha: 2 mts./m3 a S/. 0.30/Kg.	0.60 "
Leyes Sociales, etc., 40%	1.64 "
Depreciación instrumentos, 10%	0.41 "
Capataz, planilleros, etc., 10%	0.41 "

COSTO DEL CORTE DE 3a. CATEGORIA: S/. 6.56 /m3.

b).- CORTE DE 4a. CATEGORIA.- (Roca blanda).

Desagregación: 2.5 m³ /día; ó sea:
3.2 hr. peón/m³ a S/.1.00/hr.peón S/. 3.20 /m³.

EXPLOSIVOS:

Dinamita: 0.2 Kg./m ³ a 10.00/Kg.	2.00	"
Mecha: 2 mts./m ³ a S/. 0.30/mt.	0.60	"
Fulminantes: 3 unidades a 0.40 c/u	1.20	"
Transporte a lampa (4 mts.)	0.50	"
Leyes sociales, etc., 40%	3.00	"
Depreciación instrumentos, 10%	0.75	"
Capataz, planilleros, etc., 10%	0.75	"

COSTO DEL CORTE DE 4a. CATEGORIA: S/. 12.00 /m³.

c).- CORTE DE 5a. CATEGORIA.- (Roca dura).

Desagregación: 2 m³ /día; ó sea:
4 hr. peón/m³ a S/. 1.00/hr.peón S/. 4.00 /m³.

EXPLOSIVOS:

Dinamita: 0.25 Kg./m ³ a 10.00/Kg.	2.50	"
Mecha: 2 mts./m ³ a S/.0.30/mt.	0.60	"
Fulminantes: 3 unidades a 0.40 c/u	1.20	"
Transporte a lampa (4 mts.)	0.50	"
Leyes sociales, etc., 40%	3.52	"
Depreciación instrumentos, 10%	0.88	"
Capataz, planilleros, etc., 10%	0.88	"

COSTO DEL CORTE DE 5a. CATEGORIA: S/. 14.08 /m³.

5).- TRANSPORTE.- (por metro cúbico).

A).- TRANSPORTE EN CARRETILLAS.- (fórmula de rendimiento: Esselborn).

A₁).- TRANSPORTE EN CARRETILLAS A UNA DISTANCIA DE 88.96 metros.-

Para carretillas de 1/30 de m³, de capacidad, el rendimiento:

$$R = \frac{1}{30} \cdot \left(\frac{24,000}{2 \times 88.96 + 75} \right) = 3.16 \text{ m}^3 / \text{día.}$$

El costo del transporte de 1 m³, será:

Peón: S/.8.00/ día;

Rendimiento: 3.16 m³ /día; luego:

Un metro cúbico: 8.00 / 3.16 S/. 2.53 / m³.

Leyes sociales, etc., 40% 1.01 "

Depreciación instrumentos, 10% 0.25 "

Capataz, planilleros, etc., 10% 0.25 "

COSTO DEL TRANSPORTE A 88.96 mts.: S/. 4.04 / m³.

A₂).- TRANSPORTE EN CARRETILLAS A UNA DISTANCIA DE 20 metros.-

$$R = \frac{1}{30} \cdot \left(\frac{24,000}{2 \times 20 + 75} \right) = 6.95 \text{ m}^3 / \text{día.}$$

El costo del transporte de 1 m³, será:

8.00 / 6.95 S/. 1.15 / m³.

Leyes sociales, etc., 40% 0.46 "

Depreciación instrumentos, 10% 0.12 "

Capataz, planilleros, etc., 10% 0.12 "

COSTO DEL TRANSPORTE A 20 metros.: S/. 1.85 / m³.

B).- TRANSPORTE EN VOLQUETES.-

De 2.00 m³ de capacidad, cuyo costo inicial es de S/. 80,000.00; con vida económica de 140,000 Km; uso probable de 5 años; ó sea: 28,000 Km./año, que también será el servicio de un juego de llantas.

B₁).-- COSTOS FIJOS.-- (Al año).

Depreciación: 20%	S/. 16,000.00 /año.
Interes del capital invertido: 8%	6,400.00 "
Rodaje i placas:	200.00 "
Seguro i garage:	1,500.00 "
TOTAL DE COSTOS FIJOS:	S/. 24,100.00 /año.

B₂).-- COSTOS VARIABLES.-- (Al año).

OPERACION:

Gasolina: 10 Km./galón; ó sea: 2,800 galones/año á 1.20/galón:	S/. 3,360.00 /año.
Aceite: 20 gal./año a 40.00/gal.:	800.00 "
Grasa, aceite transmisión, waipe, etc.:	500.00 "
Llantas: 1 juego/ año:	5,000.00 "
Reparaciones i mantenimiento, 5% del costo:	4,000.00 "

JORNALES:

Jornal del chefer: S/. 20.00/día; en 360 días/ año:	S/. 7,200.00 "
Jornal del ayudante: S/. 10.00/día; en 360 días/ año:	3,600.00 "
Leyes sociales, etc., 40%	4,320.00 "
TOTAL DE COSTOS VARIABLES:	S/. 28,780.00 /año.

B₃).-- COSTO TOTAL.-- (Al año).

COSTOS FIJOS:	S/. 24,100.00 /año.
COSTOS VARIABLES:	28,780.00 "
COSTO TOTAL:	S/. 52,880.00 /año.

B₄).-- COSTO TOTAL POR METRO CUBICO I POR KILOMETRO.--

COSTO POR KILOMETRO:

S/. 52,880.00/año : 28,000 Km./año..... S/. 1.89 /Km.

COSTO POR METRO CUBICO I POR KILOMETRO:

Como tiene capacidad para 2 m³, el costo del m³-Km., será:

S/.1.89 /Km. : 2 m³..... S/. 0.95 /m³-Km.

B₅).-- COSTO DEL TRANSPORTE A 400 mts. DE DISTANCIA: (Por m³).

S/. 0.95 /m³-Km. x 0.8 Km.(ida i vuelta): S/. 0.76 / m³.

B₆).-- TRANSPORTE DE MATERIAL DE PRESTAMO A 400 metros.-- (Por m³).

Carguío: 1.5 hr.peón/ m³ a 1.00/hr.p.: S/. 1.50 / m³.

Leyes sociales, etc., 40% 0.60 "

Depreciación instrumentos, 10% 0.15 "

Capataz, planilleros,etc., 10% 0.15 "

TOTAL DEL CARGUIO: S/. 2.40 / m³.

TRANSPORTE EN VOLQUETE: 0.76 / m³.

COSTO DEL TRANSPORTE DE MATERIAL A 400 m.: S/. 3.16 / m³.

6).-- AFIRMADO O BASE.-- (Por m²).

a).-- RODILLADO.--

Valor del rodillo: S/. 200,000.00

Vida probable: 5 años, en 10,000 horas.

Servicio: 2,000 horas/ año.

a₁).-- COSTOS FIJOS.-- (Al año).

Depreciación: 20%	S/. 40,000.00 /año.
Interes del capital invertido, 8%	16,000.00 "
Seguro, garage, etc., 3%	6,000.00 "
Reparaciones, mantenimiento, 10%	20,000.00 "
TOTAL DE COSTOS FIJOS, AL AÑO:	S/. 82,000.00

a₂).-- COSTOS FIJOS, POR HORA.--

S/. 82,000.00 /año : 2,000 hr/año: S/. 41.00 /hora.

a₃).-- COSTOS VARIABLES.-- (Por hora).

JORNALES:

Maquinista: S/.20.00/día : 8 hr./día: S/. 2.50 /hora.	
Ayudante: S/.10.00/día : 8 hr./día: 1.25 "	
Leyes sociales, etc., 40%	1.50 "
TOTAL DE JORNALES:	5.25 /hora.

COMBUSTIBLES:

Petróleo: 3 gal/hora a 0.70/gal.: S/. 2.10 /hora.	
Aceite, grasas, etc. :	2.00 "
TOTAL DE COMBUSTIBLES:	S/. 4.10 /hora.

TOTAL DE COSTOS VARIABLES: Jornales: S/. 5.25 /hora.
Combustibles: 4.10 "

S O N :..... S/. 9.35 /hora.

a₄).-- COSTO TOTAL .-- (Por hora).

COSTOS FIJOS:	S/. 41.00 /hora.
COSTOS VARIABLES:	9.35 /hora.
COSTO TOTAL:	<hr/> S/. 50.35 /hora. <hr/>

a₅).-- COSTO POR METRO CUBICO.-- (incluyendo riego).

Rendimiento: 230 m³ / hora.

COSTO POR m³: S/. 50.35 /hora : 230 m³/hora: S/. 0.22 /m³.

RIEGO:

Suponiendo de S/. 0.03 /m² para capas de 15 cms. de espesor; tenemos:

S/. 0.03/m² : 0.15 m..... S/. 0.20 / m³.

Luego:

RODILLADO:	S/. 0.22 /m ³ .
RIEGO:	0.20 "
COSTO TOTAL, POR METRO CUBICO:	<hr/> S/. 0.42 /m ³ . <hr/>

a₆).-- COSTO POR METRO CUADRADO.-- (incluyendo riego).

$\frac{S/. 0.42/m^3 \times 0.15 m.}{1.00 m.} = \underline{\underline{S/. 0.06 /m^2.}}$ (De 15 cms. de altura).

b).-- AFIRMADO O BASE.-- (Por m²).

Espesor compactado:	15 cms.
Espesor con 20% de esponjamiento:	18 cms.

Material zarandeado i mezclado:

0.18 m ³ / m ² a S/. 20.00/ m ³ :	S/. 3.60 / m ² .
Extendido i mezclado:	0.10 "
Nivelación:	0.10 "
Rodillado i riego:	0.06 "
Refine:	0.05 "
Alisado final con rodillado de cilindros lisos:	0.03 "

COSTO DEL AFIRMADO (incluidas las cargas)..... S/. 3.94 / m².

7).- TRATAMIENTO ASFALTICO.

a).- IMPRIMACION. (Por m²).

1.5 Kgs./ m ² de asfalto MC - 0, a S/. 0.35 / kg.:	S/. 0.52 / m ² .
Limpieza i riego:	0.10 "

COSTO TOTAL DE LA IMPRIMACION: S/. 0.62 / m².

b).- MEZCLA ASFALTICA. (Por m²).

Para formar 1 m³ se necesita, en VOLUMEN:

Piedra de diámetro menor a 1"	1,000 lts.
Arena, 30%	300 lts.

El peso, por m³, es:

Piedra:	1,660 Kgs./ m ³ .
Arena:	1,580 Kgs./ m ³ .

Para UN METRO CUBICO DE MEZCLA se necesita, en PESO:

PIEDRA:	1,660 Kgs.
ARENA: (30% de 1580 Kgs.)	474 "
	<hr/>
PESO DE LA MEZCLA, POR METRO CUBICO:	2,134 Kgs.
	<hr/>

CANTIDAD DE ASFALTO RC - 2 .-

5.5 % del peso de los agregados:	117.3 Kgs.
10 % para las mermas:	11.7 "
	<hr/>
ASFALTO "RC - 2":	129.0 Kgs.
	<hr/>

COSTO DE LA MEZCLA, POR METRO CUBICO.-

Piedra de diámetro menor a 1":	
1 m ³ /m ³ ; ó sea: 1 m ³ /m ³ a 20.00/ m ³ :	S/. 20.00 / m ³ .
Arena: 0.3 m ³ /m ³ , a S/. 15.00/ m ³ :	4.50 "
Asfalto "RC-2", 129 Kgs. a 0.35/ Kg.:	45.15 "
Preparación de la mezcla:	8.00 "
Transporte (1 kilómetro):	1.90 "
	<hr/>
COSTO DE LA MEZCLA ASFALTICA:	S/. 79.55 / m ³ .
	<hr/>

COSTO DE LA MEZCLA, POR METRO CUADRADO.-

Para capas de 6 cms. de espesor (con 20 % de esponjamiento):

S/. 79.55 /m ³ x 0.06 m.....	S/. 4.77 / m ² .
	<hr/> <hr/>

COLOCACION DE LA MEZCLA, POR METRO CUADRADO.- (incluidas las cargas).

Colocación de las reglas:	S/. 0.10 / m ² .
Extendido i rodillado:	0.15 "
Alisado final:	0.05 "
	<hr/>
COSTO DE LA COLOCACION DE LA MEZCLA:	S/. 0.30 / m ² .
	<hr/>

COSTO TOTAL DE LA MEZCLA ASFALTICA: (Por m2).

$$S/. 4.77 / m2 + S/. 0.30 / m2 = \underline{\underline{S/. 5.07 / m2.}}$$

c).- SELLADO.- (Por m2).

Asfalto RC = 1: 1.5 Kgs./ m2	
a S/.0.35 / Kg.:	S/. 0.52 / m2.
Piedra menuda de 1/8", 15 lts.	
a S/. 20.00 / m3:	0.30 "
Riego i rodillado:	0.06 "
Barrido i extendido:	0.15 "
	<hr/>
COSTO TOTAL DEL SELLADO:	S/. 1.03 / m2.
	<hr/>

d).- COSTO DEL PAVIMENTO ASFALTICO.- (Por m2).

IMPRIMACION:	S/. 0.62 / m2.
MEZCLA ASFALTICA:	5.07 "
SELLADO:	1.03 "
	<hr/>
COSTO TOTAL DEL ASFALTADO:	S/. 6.72 / m2.
	<hr/>

8).- CUNETA REVESTIDA.- (Por metro lineal).

ALBAÑILERIA DE PIEDRA CANTEADA:

a).- MATERIALES:

Piedra canteada: 1 m3 / m3:	S/. 20.00 / m3.
Cemento: 0.58 Barr/m3 a S/.60.00/m3:	34.80 "
Arena: 0.18 m3/m3, a S/. 15.00/ m3:	2.70 "
	<hr/>
COSTO FINAL DE LOS MATERIALES:	S/. 57.50 / m3.
	<hr/>

b).- MANO DE OBRA:

Batido del concreto:	S/. 3.00 / m3.
Colocación de la albañilería:	
3 hr.albañil/m3 a S/. 2/hr.albañil:	6.00 "
3 hr.peón/m3 a S/. 1/ hr. peón:	3.00 "
Leyes sociales, etc., 40%	4.80 "
Depreciación instrumentos, 10%	1.20 "
Capataz, planilleros, etc.,10%	1.20 "
<hr/>	
COSTO TOTAL DE LA MANO DE OBRA:	S/. 19.20 / m3.
<hr/>	

c).- COSTO FINAL DE LA ALBAÑILERIA.- (Por m3).

MATERIALES:	S/. 57.50 / m3.
MANO DE OBRA:	19.20 "
<hr/>	
ALBAÑILERIA DE PIEDRA CANTEADA:	S/. 76.70 / m3.
<hr/>	

d).- COSTO FINAL DE LA CUNETA REVESTIDA.- (Por metro lineal).

Suponiendo una superficie de la cuneta de 0.8 m2 /m.lineal, con un espesor de 0.08 mts.; el costo de 1 metro lineal de cuneta será:

$$S/. 76.70 / m3 : 0.8 m2 x 0.08 m. = \underline{\underline{S/. 4.90 / m. lineal.}}$$

9).- BERMAS.- (Por m2).

Espesor compactado: 5 cms.

Espesor, con 20% de esponjamiento: 6 cms.

ANALISIS:

Material zarandeado i mezclado:

0.06 m³/m² a S/. 20.00/ m³: S/. 1.20 / m².

Extendido i mezclado: 0.10 "

Nivelación: 0.10 "

Rodillado i riego: 0.06 "

Refine: 0.05 "

Alisado final con rodillo cilindros: 0.03 "

COSTO FINAL DE LAS BERMAS: S/. 1.54 / m².

**

II.- P R E S U P U E S T O

CARRETERA: C = D

KILOMETRO 3 al 4

PARTIDAS	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO POR PARTIDAS
		S/o.	S/o.	S/o.
1).-RECONOCI- MIENTO	1 Km.		375.00	375.00
2).- TRAZO	1 Km.		210.00	210.00
3).-RELLENOS:				
PROPIO	3,970.32 m3	2.40	9,528.77	
PRESTAMO	1,966.93 m3	1.60	3,147.09	12,675.86
4).- CORTES:				
CONGLOME- RADO	2,998.47 m3	6.56	19,669.96	
ROCA BLANDA	2,063.30 m3	12.00	24,759.60	
ROCA DURA	1,125.98 m3	14.08	15,853.80	60,283.36
5).-TRANSPORTE:				
CARRETI- LLAS (89m.)	1,480.00 m3	4.04	5,979.20	
Id, 20 m.	1,414.00 m3	1.85	2,615.90	
VOLQUETE: (400 mts)	506.00 m3	3.86	1,598.96	10,194.06
6).-AFIRMADO:	7,000.00 m2	3.94	27,580.00	27,580.00
7).-PAVIMENTO ASFALTICO	6,000.00 m2	6.72	40,320.00	40,320.00
V A N			S/. 151,638.28	

PARTIDAS	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO POR PARTIDAS
		S/o.	S/o.	S/o.

V I E N E N 151,638.28

8).- DRENAJE:

CUNETAS	1,000.00 m.l.	4.90	4,900.00	
POZOS COLECTO- RES	5 unidades	600.00	3,000.00	7,900.00

9).- BERMAS 1,000.00 m2 1.54 1,540.00 1,540.00

10).- SEÑALI-
ZACION ESTIMACION 2,000.00 2,000.00

11).- DIRECCION
TECNICA 10% de las Partidas 3 a la 10: 16,307.82

T O T A L S/o. 179,386.10

ESTE PRESUPUESTO ASCIENDE A LA SUMA DE CIENTO SETENTA-
NUEVE MIL, TRESCIENTOS OCHENTAISEIS SOLES ORO, CON 10 CENTAVOS
(S/o. 179,386.10).

S E G U N D A

P A R T E

P U E N T E

(Diseño i Cálculo)

I.- C A R A C T E R I S T I C A S

Luz libre de 18 metros, para tránsito en dos sentidos i carga correspondiente a camión H₁₅ - S₁₂ .

a).- MATERIAL EMPLEADO.-

Estudiando los factores: técnico, económico i arquitectónico, se llegará a ubicar el material mas conveniente. En este caso, supondremos, que el elegido sea el CONCRETO CICLOPEO.

b).- ANCHO.-

Lo fijaremos siguiendo el criterio de las especificaciones americanas que indican un sobreancho mínimo de 1.80 mts. para el pavimento (tránsito en dos sentidos). Además, las fajas necesarias para colocar los sardineles i barandas; que, sumadas, dan, para el ancho total, 9 metros:

ANCHO DEL PAVIMENTO PARA DOBLE TRANSITO, según Especificaciones del Ministerio de Fomento:	6.00 metros.
SOBREANCHO DEL PAVIMENTO (Especificaciones Americanas):	1.80 "
DOS FAJAS PARA BARANDAS I SARDINELES; de 0.60 mts. cada una:	1.20 "
ANCHO TOTAL:	9.00 metros.

c).- RELLENO.-

Para no considerar el efecto del impacto producido por las cargas sobre el puente, es necesario colocar, sobre la clave, un relleno consolidado, de altura no menor a 2". En este caso, he tomado, como altura en la clave, un metro; que se descompone en esta forma:

RELLENO CONSOLIDADO: 0.80 metros.
ALTURA DEL PAVIMENTO: 0.20 metros.

d).- ALTURA.-

La flecha del arco se ha determinado a base de estudios del régimen hidráulico de la zona que fijan los niveles de aguas, máximo i mínimo; i también de la altura disponible entre la rasante i en nivel máximo de las aguas. De este modo se ha obtenido una flecha de 4.66 mts. que, como se verá mas adelante, corresponde a un rebajamiento de 1/4. Así, el arranque del puente coincide, prácticamente, con el nivel máximo de aguas.

e).- FORMA.-

Para lograr ventajas, tanto en lo que concierne a la economía, cuanto a la fácil ejecución i cálculo; he adoptado la forma parabólica, por ser la curva que se aproxima más a la que describe el funicular de las cargas verticales que actúan sobre el puente.

f).- SOBRECARGA.-

Procederé a determinarla de acuerdo a las especificaciones americanas i a las alemanas:

1.- Las AMERICANAS indican fórmulas que están en función de la luz libre del arco i del espesor del relleno en la clave. Existe una para cada categoría de tránsito: LIVIANO, MEDIO-PESADO i PESADO.

Como el puente que estudiamos corresponde a carretera de primer orden, adoptaré la fórmula para carga pesada, que es la siguiente:

$$p = \left(488 + \frac{17,900}{L} \right) \cdot \frac{0.91 + u}{3u}$$

En la que:

p = Sobrecarga, en Kgs./ m².

u = Espesor del relleno sobre la clave, en mts.

L = Luz del puente, en mts.

Reemplazando los valores correspondientes a una luz de 18 metros
i a un espesor de relleno en la clave de 1 metro:

$$p = \left(488 + \frac{17,900}{18} \right) \cdot \frac{0.91 + 1}{3 \times 1}$$

Se obtiene: p = 944 Kgs./ m².

2.- Las ALEMANAS, para tránsito pesado, recomiendan:

$$p = 0.28 + \frac{8.4}{L}$$

p = Sobrecarga, en Ton./ m².

B = Luz del puente, en mts.

Que, reemplazando, nos dá:

$$p = 0.746 \text{ Ton./ m}^2.$$

3.- La SOBRECARGA DEFINITIVA la adoptaré igual al promedio aritmético de las dos anteriores:

$$P_{\text{def.}} = \frac{944 + 746}{2} = 845 \text{ Kgs./ m}^2.; \text{ ó sea, aproximadamente:}$$

SOBRECARGA DEFINITIVA: 850 Kgs./ m².

g).- ESPESOR DE LA CLAVE.-

Se determina siguiendo muchos criterios; así, por referencias ó comparaciones con obras similares ya ejecutadas; por cálculos analíticos; ó, en fin, por medio de fórmulas empíricas. Nos valdremos de dos de estas últimas:

1.- FORMULA DE TOLKMIT.-

$$e = \frac{L}{10} \cdot \sqrt{\frac{6 \cdot p \cdot d}{r'}}$$

e = Espesor, en mts.

L = Luz del puente, en mts.

p = Sobrecarga, expresada en mts. de material de bóveda.

d = Densidad del material de la bóveda, en Ton./ m³.

r' = 2/3 de la resistencia admisible para el material, en Ton./ m².

Para los valores correspondientes de:

L = 18 mts.

$$p = \frac{850}{2500} = 0.34 \text{ mts.}$$

d = 2.5 Ton./ m³.

r' = 2/3 x 40 Kgs./ cm² = 266 Ton./ m².

Nos dá: e = 0.234 mts.

2.- FORMULA DE MERRIMAN .-

Para albañilería de la. clase 1 luces de 15 a 45 metros:

$$e = 0.00012 (11,000 \uparrow l^2) \text{ (luces de 50 a 150 pies).}$$

e = Espesor buscado, en pies.

l = Luz libre, en pies.

Que, trasladada al Sistema Métrico, nos dá:

$$e = 0.00365 (11,000 \uparrow 10.76 l^2)$$

e = Espesor, en cms.

l = Luz libre, en mts.

I aplicándola:

$$e = 0.00365 (11,000 \uparrow 10.76 \times 18^2)$$

$$\underline{e = 52.87 \text{ cms.}}$$

Un promedio aproximado entre los dos valores hallados sería: e = 40 cms.; pero, en vista de no haber satisfecho esta dimensión las comprobaciones ulteriores, se ha adoptado como valor definitivo:

ESPESOR DE LA CLAVE: e = 50 cms.

h).- RASANTE.-

La rasante sobre el puente se mantendrá horizontal, ya que no existe restricción para que así no sea; con ello se facilita la labor de cálculo i diseño, evitándose operaciones de corrección destinadas a rasantes inclinadas.- Es obvio que habrá de considerarse una pequeña contraflecha destinada a la evacuación de las aguas sobre el pavimento, pero, esta circunstancia, no altera las condiciones de SIMETRIA de la estructura.

II .- C A L C U L O .

Debido a la simplicidad de su método optaremos por el cálculo "KOGLER", que se basa en tablas de fácil manejo, donde se obtienen diferentes valores utilizados para determinar la directriz, el empuje, las reacciones, etc., del arco. En el cálculo de las tablas i en la exposición de los procedimientos de simplificación se han ceñido a las siguientes hipótesis, compatibles con los datos de nuestro problema:

- a).- El arco es simétrico i su línea de arranques horizontal; las cargas actúan verticalmente.
- b).- La calzada ó tablero es horizontal.
- c).- El arco soporta un relleno en toda su extensión.
- d).- La directriz del arco es siempre una línea de presiones.
- e).- El espesor de la bóveda varía, desde la clave a los arranques, según la ley del coseno; ó sea, que la proyección vertical del espesor es constante para todas las secciones de la bóveda.

Las tablas aparecen en función de dos relaciones, denominadas "MÓDULOS FUNDAMENTALES", constantes para cada bóveda, i que son:

1.- "EL PERALTE".- (v).

O sea, la relación entre la flecha i la luz, referidas ambas a la directriz del arco:

$$v = \frac{f}{l}$$

En este caso, el módulo fundamental es, esencialmente, la RELACION DE MAGNITUDES GEOMETRICAS (f,l); depende exclusivamente de la FORMA de la estructura.

2.- "LA CARACTERISTICA DE CARGA".- (\varnothing).

Que viene dada por la siguiente relación:

$$\varnothing = \frac{Z - Z_0}{6Z_0}$$

Siendo Z_0 i Z , las distancias medidas desde la línea de "carga reducida" al intrados, en las verticales de la clave i del centro de la sección del arranque, respectivamente.

Esta RELACION FUNDAMENTAL depende de la magnitud de las CARGAS, i permite fijar el tipo de bóveda partiendo de su aspecto netamente MECANICO.

A base de estas dos relaciones fundamentales se obtienen las coordenadas de la directriz del arco, la misma que coincide con el polígono antifunicular de las cargas que se han considerado, i que pueden ser, las del PESO PROPIO solamente, ó las de éste añadidas a parte ó toda la SOBRECARGA; criterios que determinarán los valores de "Z" i " Z_0 ".

Tambien a base de estos módulos se obtienen los coeficientes "a" i "b", designados así por el autor; cuya utilidad se manifiesta en la obtención de los valores siguientes, indispensables para la comprobación de la resistencia de la bóveda:

a₁).- El peso "R" de la semibóveda, para un metro de ancho, en Ton.:

$$R = a \cdot Z \cdot l \cdot d_m$$

a₂).- La distancia "r" de la resultante al arranque:

$$r = b \cdot l$$

a₃).- El momento " M_k ", en el arranque, para un metro de ancho, en Ton.mts.:

$$M_k = R \cdot r = a \cdot b \cdot Z \cdot l^2 \cdot d_m$$

a₄).-- El empuje "H_E", por metro de ancho, en toneladas:

$$H_E = \frac{M_k}{f} = \frac{a \cdot b \cdot Z \cdot l^2 \cdot d_m}{f}$$

a₅).-- La reacción en el arranque "K_E", por mt. de ancho, en Ton.:

$$K_E = \sqrt{H_E^2 + R^2}$$

a₆).-- La inclinación "θ" de la directriz en el arranque:

$$\text{Tg. } \theta = \frac{v}{b} = \frac{f}{b \cdot l}$$

Para la comprobación de la estructura calculada por el sistema "KOGLER", adoptaremos el método gráfico de "MERY", considerando al arco como triarticulado, simplificación factible para luces pequeñas. Su empleo, en el presente caso, se reduce a un simple trazado de la línea de presiones para las hipótesis de carga consideradas.

III.- M E T O D O " K O G L E R "

Con el objeto de obtener la línea de presiones media, entre las provenientes de las diversas hipótesis de carga crítica, se acostumbra determinar la directriz de la bóveda para un sistema de fuerzas compuesto del PESO PROPIO, más una mitad de la sobrecarga uniforme, equivalente a la carga móvil.

Las siguientes notaciones, con sus valores para este caso, son las que intervienen en el cálculo:

l_0 = Luz libre: 18 mts.

u_r = Altura del relleno sobre la clave: 0.80 mts.

u_p = Espesor del pavimento: 0.20 mts.

d_m = Peso específico del material de la bóveda: 2.5 Ton./ m³.

d_r = Peso específico del relleno: 1.8 Ton./ m³.

d_a = Peso específico del pavimento: 2.0 Ton./ m³.

p = Sobrecarga equivalente: 0.85 Ton./ m².

La carga de trabajo del concreto la tomaremos igual a 40 Kgs./cm², valor que deja un amplio margen de seguridad; sin embargo, vistas las razones expuestas por KOGLER, rebajaremos este valor en una CUARTA parte, como él recomienda para el caso que nos ocupa (puentes para carreteras); quedando, por consiguiente, como valor definitivo para la carga de trabajo, 30 Kgs./ cm².

1°.- CALCULO DE LOS ELEMENTOS DE LA BOVEDA.-

P R I M E R A A P R O X I M A C I O N

a₁).- LUZ DE CALCULO.- (1).

Está dada por la siguiente expresión:

$$l = l_0 + e \cdot \operatorname{tg} \theta .$$

Siendo el ángulo θ el que determina la línea de arranque con la vertical; el que, a su vez, viene dado por:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{v}{b}$$

Siendo: v = El peralte (Para nosotros, 0.25).

b = Coeficiente de KOGLER, desconocido, al que otorgamos un valor aproximado al promedio de los que figuran en sus tablas, que nos dará un valor muy cercano de θ . Tomemos, entonces, $b = 0.17$.

$$\text{Luego: } \operatorname{tg} \theta = \frac{0.25}{0.17} = 1.47.$$

Valor con el que se determina una "luz de cálculo" muy cercana a la verdadera:

$$l = 18 + 0.50 \times 1.47 = 18.735 \text{ mts.}$$

b₁).- FLECHA.- (f).

Siendo el rebajamiento de 1/4:

$$f = v \cdot l = 0.25 \times 18.735 = 4.684 \text{ mts.}$$

c₁).- VALOR DE "e'k" .-

$$e'_k = e (1 + \operatorname{tg}^2 \theta) = 0.50 (1 + 1.47^2) = 1.5804 \text{ mts.}$$

d₁).- ORDENADAS DE LA LINEA DE CARGA REDUCIDA.- (Z) i (Z₀).

Designadas como Z₀ i Z, para la clave i arranque, respectivamente:

$$Z_0 = e + u_r \cdot \frac{d_r}{d_m} + u_p \cdot \frac{d_a}{d_m} + \frac{p}{2d_m}$$

$$Z_0 = 0.50 + 0.80 \times \frac{1.8}{2.5} + 0.20 \times \frac{2.0}{2.5} + \frac{0.85}{5}$$

$$Z_0 = 1.406 \text{ mts.}$$

$$Z = e'_k + \left(f + u_r + u_p \cdot \frac{d_a}{d_r} + \frac{p}{2d_r} - \frac{e'_k}{2} + \frac{e}{2} \right) \cdot \frac{d_r}{d_m}$$

$$Z = 1.5804 + \left(4.684 + 0.80 + 0.20 \times \frac{2.0}{1.8} + \frac{0.85}{3.6} - \frac{1.5804}{2} + \frac{0.50}{2} \right) \cdot \frac{1.8}{2.5}$$

$$Z = 5.4698 \text{ mts.}$$

e₁).- VALOR DE "ø" .-

$$\varnothing = \frac{Z - Z_0}{6Z_0} = \frac{5.4698 - 1.4060}{6 \times 1.406}$$

$$\varnothing = 0.481.$$

Con este valor hallado se acude a las tablas i por medio de una interpolación se busca el valor de "b", correspondiente. En este caso:

$$b = 0.1891.$$

Como este valor difiere del "b" tomado al comienzo (0.17), iniciamos una segunda aproximación.

SEGUNDA

APROXIMACION

a₂).- LUZ DE CALCULO.-

$$\text{Para } \operatorname{tg} \theta = \frac{0.25}{0.1891} = 1.322 ;$$

$$l = 18 + 0.50 \times 1.322 = 18.661 \text{ mts.}$$

b₂).- FLECHA.-

$$f = 0.25 \times 18.661 = 4.665 \text{ mts.}$$

c₂).- VALOR DE "e'_k".-

$$e'_k = 0.50 (1 + 1.322^2) = 1.374 \text{ mts.}$$

d₂).- VALOR DE "Z".-

$$Z = 1.374 + (4.665 + 0.80 + 0.20 \cdot \frac{2.0}{1.8} + \frac{0.85}{3.6} - \frac{1.374}{2} + \frac{0.50}{2}) \cdot \frac{1.8}{2.5}$$

$$Z = 5.323 \text{ mts.}$$

e₂).- VALOR DE "ø".-

$$\varnothing = \frac{5.323 - 1.406}{6 \times 1.406} = 0.464.$$

En las tablas, el valor interpolado es: $b = 0.1903$, que aún se diferencia del "b" de la primera aproximación (0.1891); obligándonos a una tercera aproximación.

T E R C E R A

A P R O X I M A C I O N

a₃).- LUZ DE CALCULO.-

$$\text{Para } \operatorname{tg} \theta = \frac{0.25}{0.1903} = 1.313 ;$$

$$l = 18 + 0.50 \times 1.313 = 18.656 \text{ mts.}$$

b₃).- FLECHA.-

$$f = 0.25 \times 18.656 = 4.664 \text{ mts.}$$

e₃).- VALOR DE "e'k".-

$$e'_k = 0.50 (1 + 1.313^2) = 1.362 \text{ mts.}$$

d₃).- VALOR DE "Z".-

$$Z = 1.362 + (4.664 + 0.80 + 0.222 + 0.236 - \frac{1.362}{2} + \frac{0.50}{2}) \cdot \frac{1.8}{2.5}$$

$$Z = 5.315.$$

e₃).- VALOR DE LA "CARACTERISTICA DE CARGA".-

$$\phi = \frac{5.315 - 1.406}{6 \times 1.406} = 0.463.$$

Interpolando en las tablas, el valor correspondiente de "b", es:

$$b = 0.1903..$$

Valor igual al de la anterior aproximación .

Nos indica que hemos llegado a la solución exacta; con los valores definitivos siguientes:

$$b = 0.1903.$$

$$l = 18.656 \text{ mts.}$$

$$f = 4.664 \text{ mts.}$$

$$\text{tg } \theta = 1.313.$$

$$\theta = 52^\circ 43'$$

2°.- DETERMINACION DE LAS FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL ARCO.-

Como para esto es necesario conocer el valor de la constante "a", lo hallamos, por interpolación, en las tablas. Así:

$$\text{Para } b = 0.1903 \dots\dots\dots a = 0.2404$$

$$a \times b = 0.045748$$

1).- PESO (R) de la semibóveda, para un metro de ancho:

$$R = a \cdot Z \cdot l \cdot d_m$$

$$R = 0.2404 \times 5.315 \times 18.656 \times 2.5$$

$$R = 59.593 \text{ Ton.}$$

2).- DISTANCIA (r) de la resultante "R" al arranque:

$$r = b \cdot l = 0.1903 \times 18.656$$

$$r = 3.55 \text{ mts.}$$

3).- MOMENTO (M_k) en el arranque, por metro de ancho:

$$M_k = R \cdot r = 59.593 \times 3.55 =$$

$$M_k = 211.555 \text{ ton. - mts.}$$

4).- EMPUJE (H_E), por metro de ancho:

$$H_E = \frac{M_k}{f} = \frac{211.555}{4.664} =$$

$$H_E = 45.359 \text{ Ton.}$$

5).- REACCION en el arranque (K_E), por metro de ancho:

$$K_E = \sqrt{H_E^2 + R^2} = \sqrt{45.359^2 + 59.593^2}$$

$$K_E = 74.880 \text{ Ton.}$$

3°.- COORDENADAS DEL EJE DEL ARCO.-

Las ordenadas unitarias de la directriz del arco ($n_0 = Y_0 = f$), están contenidas en la tabla I , antes mencionada, para valores de la "característica de carga" que varían de 5 en 5 centésimas, con límites comprendidos entre $\varnothing = 0$ i $\varnothing = 1.2$, que, según KOGLER, constituyen los casos de aplicación. Como nuestra estructura tiene $\varnothing = 0.463$, in-

terpolamos los valores correspondientes a $\varnothing = 0.45$ i $\varnothing = 0.50$, obteniendo así las ordenadas unitarias que, multiplicadas por la flecha ($f = 4.664$ mts.), nos dan los valores definitivos correspondientes (Y).-

En cuanto a las abscisas unitarias, que se hallan en la primera columna de la izquierda de la misma tabla, están divididas cada vigésimo de la SEMILUZ, con excepción de las tres últimas (correspondientes al arranque i sus inmediaciones), que están distanciadas entre sí en 25 milésimas de SEMILUZ. Es obvio que el producto de ésta, con cada uno de aquellos coeficientes, nos dará los valores finales para ubicar los puntos de la directriz del arco, en correspondencia con las ordenadas halladas en la forma descrita, i que figuran tabuladas en el cuadro siguiente:

(Página 90).

O R D E N A D A S D E L E J E D E L A R C O , en sus diferentes puntos:

$E = \frac{2x}{l}$	$\varnothing = 0.450$	$\varnothing = 0.500$	$\varnothing = 0.463$	$Y = n_o \cdot f$
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.05	0.0019	0.0018	0.0019	0.0089
0.10	0.0072	0.0070	0.0072	0.0336
0.15	0.0165	0.0161	0.0164	0.0765
0.20	0.0296	0.0289	0.0294	0.1371
0.25	0.0467	0.0456	0.0464	0.2164
0.30	0.0678	0.0663	0.0674	0.3143
0.35	0.0934	0.0914	0.0929	0.4333
0.40	0.1233	0.1208	0.1227	0.5723
0.45	0.1583	0.1552	0.1575	0.7346
0.50	0.1984	0.1948	0.1975	0.9211
0.55	0.2439	0.2399	0.2429	1.1329
0.60	0.2954	0.2908	0.2942	1.3721
0.65	0.3536	0.3487	0.3523	1.6431
0.70	0.4187	0.4137	0.4174	1.9467
0.75	0.4920	0.4870	0.4907	2.2886
0.80	0.5729	0.5677	0.5715	2.6655
0.85	0.6635	0.6591	0.6624	3.0894
0.90	0.7641	0.7606	0.7632	3.5595
0.95	0.8760	0.8740	0.8755	4.0833
0.975	0.9363	0.9352	0.9360	4.3655
1.00	1.0000	1.0000	1.0000	4.6640

4°.- ESPEORES DE LA BOVEDA, EN DIFERENTES PUNTOS DE SU EJE.-

Como quiera que los esfuerzos de compresión crecen gradualmente desde la clave a los arranques, debido al incremento de peso, i con la mira de que los esfuerzos unitarios permanezcan dentro del límite de resistencia del material; se hace imprescindible ir aumentando las secciones del arco, en progresión paralela al incremento de los esfuerzos. Existen muchos criterios para determinar la ley de variación de dichos espesores; asumiremos el de KOGLER ó "del coseno", cuya expresión es:

$$e_x = \frac{e}{\cos a}$$

En la que "e" es el espesor en la clave i "e_x", el de una sección cualquiera que forma el ángulo a con la vertical.

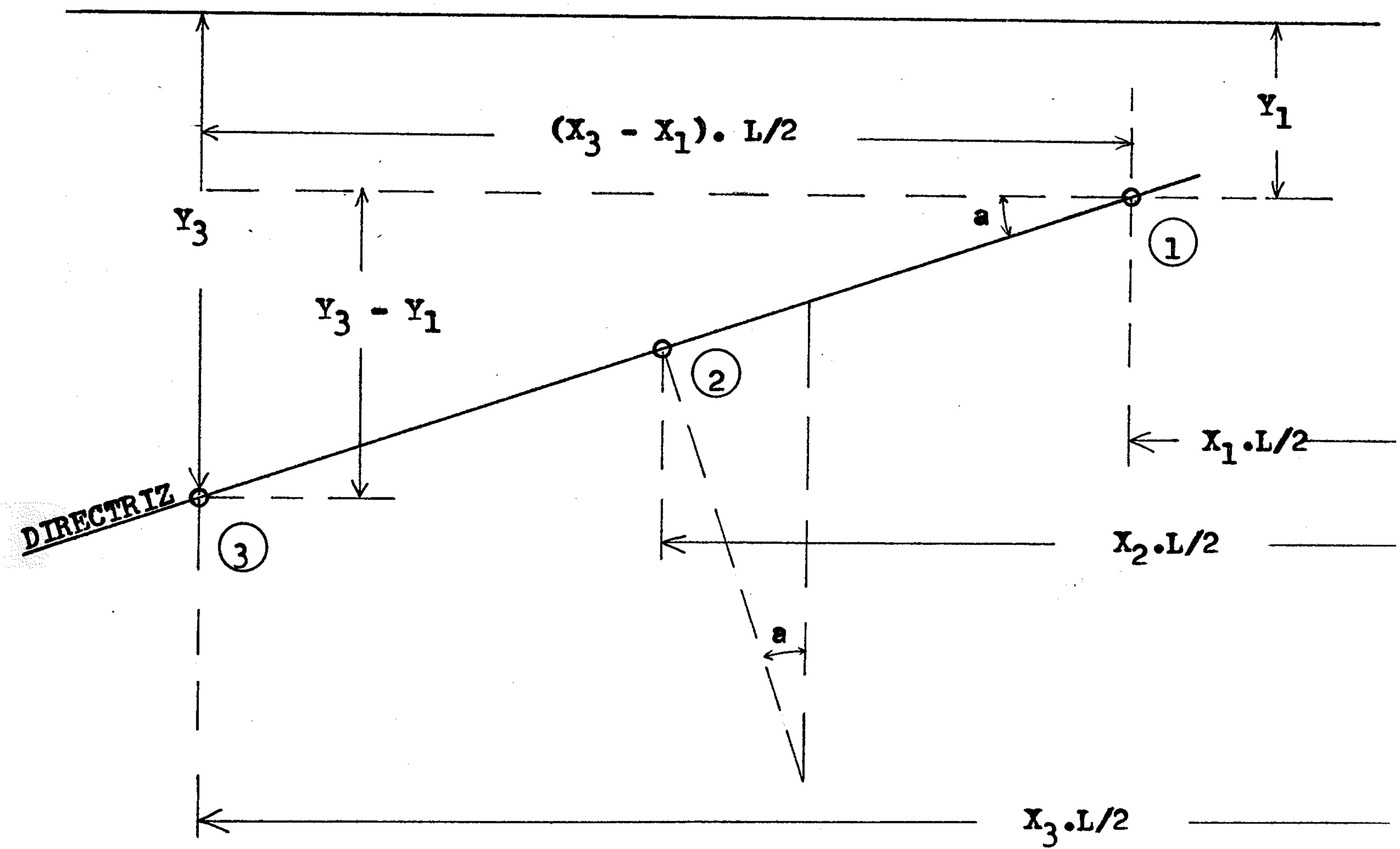
Como se vé, tiene por característica que la proyección vertical de todas las secciones es constante e igual a la clave.

Para determinar el valor del ángulo a, variable para todas las secciones; desde cero en la clave, hasta 52° 43', en el arranque; se ha seguido un procedimiento simplificado que consiste en suponer que tres puntos consecutivos de la directriz del arco, suficientemente cercanos, están en línea recta; con lo que se obtiene una aceptable aproximación.

De la observación de la figura (página siguiente), nace la expresión general:

$$\text{Tg "a"} = (Y_3 - Y_1) : (X_3 - X_1) \cdot L/2.$$

Con los valores del ángulo "a", obtenidos de esta expresión, para los puntos de directriz anteriormente determinados, se calculan los diferentes espesores que les corresponden, los que, a escala, se llevarán a las perpendiculares de las tangentes de la curva en cada punto mencionado, compartiendo las magnitudes a ambos lados del eje; con lo que se determinan los lugares geométricos del intradós i del trasdós.:



ESPEORES DEL ARCO , EN LOS DIFERENTES PUNTOS DEL EJE:

$E = \frac{2x}{L}$	$Y_3 - Y_1$	$(X_3 - X_1)L/2$	tg "a"	cos "a"	"a"	$e_x = \frac{e}{\cos a}$
0.00	0.0000	-----	0.0000	0.0000	0° 00'	0.500
0.05	0.0336	0.9328	0.0362	0.9993	2° 05'	0.500
0.10	0.0676	0.9328	0.0724	0.9973	4° 09'	0.501
0.15	0.1035	0.9328	0.1109	0.9938	6° 20'	0.503
0.20	0.1399	0.9328	0.1499	0.9889	8° 32'	0.506
0.25	0.1772	0.9328	0.1899	0.9823	10° 46'	0.509
0.30	0.2169	0.9328	0.2325	0.9740	13° 05'	0.513
0.35	0.2580	0.9328	0.2765	0.9637	15° 28'	0.519
0.40	0.3013	0.9328	0.3230	0.9515	17° 54'	0.526
0.45	0.3488	0.9328	0.3739	0.9366	20° 30'	0.534
0.50	0.3983	0.9328	0.4269	0.9197	23° 07'	0.544
0.55	0.4510	0.9328	0.4834	0.9003	25° 48'	0.556
0.60	0.5102	0.9328	0.5469	0.8774	28° 40'	0.570
0.65	0.5746	0.9328	0.6159	0.8514	31° 38'	0.587
0.70	0.6455	0.9328	0.6920	0.8223	34° 41'	0.608
0.75	0.7188	0.9328	0.7705	0.7921	37° 37'	0.632
0.80	0.8008	0.9328	0.8584	0.7587	40° 39'	0.659
0.85	0.8940	0.9328	0.9584	0.7219	43° 47'	0.693
0.90	0.9939	0.9328	1.0655	0.6843	46° 49'	0.732
0.95	0.8060	0.6996	1.1520	0.6554	49° 03'	0.763
0.975	0.5807	0.4664	1.2450	0.6261	51° 14'	0.798
1.00	-----	-----	1.3137	0.6057	52° 43'	0.825

 -

IV .- M E T O D O D E " M E R Y "

Como el diseño ha sido realizado por el método "KOGLER", solo nos resta comprobarlo por el de "MERY", para tres hipótesis críticas de carga:

1°.- ARCO CARGADO SIMETRICAMENTE CON LA MITAD DE LA SOBRECARGA.-

Luego de determinar la línea de "carga reducida", en la que intervienen tanto el relleno como la sobrecarga (425 Kgs./ m²); dividamos el semi-arco en 10 dovelas ficticias de juntas verticales, cuyas prolongaciones intercepten a la línea de carga aludida, obteniéndose así diez prismas trapezoidales, cuyos pesos actuarán en sus centros de gravedad, obtenidos gráficamente (Plano No. 6).

El siguiente cuadro muestra la relación de pesos de aquellos elementos, para un metro de anchura:

Dovelas	Areas	Densidad	Pesos
1	1.378 m ²	2.5 Ton./ m ³	3.445 Ton.
2	1.434 "	2.5 "	3.585 "
3	1.552 "	2.5 "	3.879 "
4	1.725 "	2.5 "	4.313 "
5	1.971 "	2.5 "	4.928 "
6	2.302 "	2.5 "	5.756 "
7	2.741 "	2.5 "	6.854 "
8	3.317 "	2.5 "	8.294 "
9	4.058 "	2.5 "	10.147 "
10	4.520 "	2.5 "	11.300 "
PESO DE LA SEMI-BOVEDA:			62.501 Ton.

Con los pesos calculados se procede a trazar un polígono funicular que pase por los centros de las secciones de clave i arranques, obteniéndose, de esta manera, la línea de presiones, que coincide exactamente con la directriz del arco calculada por el método "KOGLER", para las mismas condiciones de carga propia i sobrecarga.

El haz de tensiones funiculares nos permite conocer, el empuje i las reacciones de:

EMPUJE: 44.8 Ton.

REACCIONES: 77.0 Ton.

Valores que se acercan a los hallados por "KOGLER".

2°.- ARCO CARGADO SIMETRICAMENTE CON TODA LA SOBRECARGA. (850 Kgs. por m²).

A.- CALCULO DE FUERZAS.

Será necesario encontrar, por el método analítico de "KOGLER", el valor de las respectivas fuerzas que gravitan sobre el arco bajo esta nueva hipótesis de sobrecarga; con la que varían las magnitudes "Z" i "Z₀" i, por consiguiente, la "característica de carga" (Ø). Hallemos sus nuevos valores:

$$Z_0 = e + u_r \cdot \frac{d_r}{d_m} + u_p \cdot \frac{d_p}{d_m} + \frac{p}{d_m}$$

$$Z_0 = 0.50 + 0.80 \times \frac{1.8}{2.5} + 0.20 \times \frac{2.0}{2.5} + \frac{0.85}{2.5}$$

$$Z_0 = 1.576 \text{ mts.}$$

$$Z = e'_k + (f + u_r + u_p \frac{d_e}{d_r} + \frac{p}{d_r} - \frac{e'_k}{2} + \frac{e}{2}) \cdot \frac{d_r}{d_m}$$

$$Z = 1.362 + (4.664 + 0.80 + 0.20 \times \frac{2.0}{1.8} + \frac{0.85}{1.80} - 0.681 + 0.25) \cdot \frac{1.8}{2.5}$$

$$Z = 5.485 \text{ mts.}$$

$$\phi = \frac{Z - Z_0}{6 Z_0} = \frac{5.485 - 1.576}{6 \times 1.576}$$

$$\phi = 0.4133$$

Interpolando en las tablas:

$$\begin{aligned} \text{Para } \phi = 0.4133 \dots \dots \dots & \quad a = 0.2484 \\ & \quad b = 0.1939 \\ & \quad a \times b = 0.04816 \end{aligned}$$

Por lo tanto:

a).-- PESO DE LA SEMI-BOVEDA.--(R).

$$R = a \cdot Z \cdot l \cdot d_m = 0.2484 \times 5.485 \times 18.656 \times 2.5 =$$

$$R = 63.545 \text{ Ton.}$$

b).-- ABSCISA DE LA RESULTANTE (R).-- (r).

$$r = b \cdot l = 0.1939 \times 18.656 =$$

$$r = 3.617 \text{ mts.}$$

c).-- MOMENTO "M_k".--

$$M_k = R \cdot r = 63.545 \times 3.617 =$$

$$M_k = 229.842 \text{ Ton} \cdot \text{mts.}$$

d).-- EMPUJE "H_E".--

$$H_E = M_k : f = 229.842 : 4.664 =$$

$$H_E = 49.280 \text{ ton.}$$

e).- REACCION EN EL ARRANQUE "K_E".-

$$K_E = \sqrt{H_E^2 + R^2} = \sqrt{49.280^2 + 63.545^2} =$$

$$K_E = 80.414 \text{ Ton.}$$

*El valor de K_E es el mismo
de Mery pero
tabulada*

B.- VERIFICACION POR EL METODO DE "MERY".-

Operando en forma similar al caso anterior determinamos el valor de los pesos de cada una de las diez dovelas ficticias, que son:

Dovelas	Areas	Densidad	Pesos
1	1.537 m ²	2.5 Ton./ m ³	3.843 Ton.
2	1.585 "	2.5 "	3.962 "
3	1.696 "	2.5 "	4.240 "
4	1.875 "	2.5 "	4.687 "
5	2.119 "	2.5 "	5.297 "
6	2.447 "	2.5 "	6.117 "
7	2.900 "	2.5 "	7.250 "
8	3.481 "	2.5 "	8.702 "
9	4.205 "	2.5 "	10.512 "
10	4.606 "	2.5 "	11.515 "
PESO DEL SEMI-ARCO:			66.125 Ton.

Con las fuerzas tabuladas se procede a dibujar la línea de presiones correspondiente, la que, como aparece en el plano respectivo, sufre ligera variación con respecto a la directriz, manteniéndose, desde luego, toda ella, dentro del tercio central de las secciones de la bóveda.

En este caso se han medido:

PARA EL EMPUJE: $H_E = 48.6$ Ton.

PARA LA REACCION: $K_E = 82.0$ Ton.

Valores que se asemejan a los obtenidos por el método analítico.

3°.- ARCO CARGADO ASIMETRICAMENTE CON LA TOTALIDAD DE LA SOBRECARGA EN SU MITAD IZQUIERDA.-

Esta hipótesis de sobrecarga produce la línea de presiones mas desfavorable para la estabilidad, pues, al estar asimétricamente cargada la bóveda, se genera una nueva fuerza en la clave (esfuerzo cortante), que origina un desplazamiento de los puntos de aplicación del empuje i reacción, en la clave i arranques, respectivamente; magnitudes que valen:

PARA LA CLAVE:

Según TOLKMITT, vale:

$$E = \frac{5 e^2}{16f}$$

e = Espesor en la clave, en mts.

f = Flecha del arco, en mts.

Reemplazando valores, se tiene:

$$E = 0.01675 \text{ mts.}$$

PARA EL ARRANQUE CARGADO (IZQUIERDO):

Según MULLER BRESLAU:

$$E_1 = \left(2E + \frac{1}{8} \times \frac{p \cdot f}{z + 0.14 f} \right) \cdot \cos \varnothing.$$

*gen de Muller
Breslau*

p = Sobrecarga reducida al material de la bóveda (0.34 mts.)

z = Altura del relleno i sobrecarga (5.485 mts.)

\varnothing = Angulo entre la horizontal i la tangente a la curva de presiones en el arranque que, prácticamente, es igual al que forma la sección del arranque con la vertical i cuyo valor es de:

Angulo "a" = 52° 43' ; sensiblemente igual a Angulo \varnothing .

Sustituyendo valores en la fórmula, queda:

$$E_1 = 0.03979 \text{ mts.}$$

ESFUERZO CORTANTE EN LA CLAVE:

Nos resta determinar el valor del esfuerzo cortante en la clave, por efecto de la carga asimétrica; lo que se consigue suponiendo tratarse de una viga simplemente apoyada. Así obtenemos:

FUERZA HACIA ARRIBA E IGUAL A 1,980.00 Kilos., aprox.

Que será el origen del sumatorio de fuerzas, que continuará con los pesos obtenidos para el segundo caso (B); con el que trazamos una línea de presiones que pase por los dos puntos, de clave i arranque izquierdo, de excentricidad calculada; comprobando que, en toda su trayectoria, no se aparta del tercio central de las secciones del arco, asegurándonos así la imposibilidad de la aparición de esfuerzos de tracción.

En este caso, se mide:

EMPUJE, $H_E = 43.8 \text{ Ton.}$
REACCION, $K_E = 77.6 \text{ Ton.}$

E S F U E R Z O S U N I T A R I O S

(1).- PARA EL ARCO CARGADO SIMETRICAMENTE CON LA MITAD DE LA SOBRECARGA.- (Valores hallados por Método KOGLER).

$$\text{CLAVE:} \quad \frac{45,359 \text{ Kgs.}}{5,000 \text{ cm}^2} = 9.07 \text{ Kgs./ cm}^2. \text{ (Compresión).}$$

$$\text{ARRANQUE:} \quad \frac{74,880 \text{ Kgs.}}{8,250 \text{ cm}^2} = 9.07 \text{ Kgs./ cm}^2. \text{ (Compresión).}$$

(2).- PARA EL ARCO CARGADO SIMETRICAMENTE CON TODA LA SOBRECARGA.-
(Valores hallados por "MERY").

$$\text{CLAVE:} \quad \frac{48,600 \text{ Kgs.}}{5,000 \text{ cm}^2} = 9.72 \text{ Kgs./ cm}^2. \text{ (Compresión).}$$

$$\text{ARRANQUE:} \quad \frac{82,000 \text{ Kgs.}}{8,250 \text{ cm}^2} = 9.93 \text{ Kgs./ cm}^2. \text{ (Compresión).}$$

(3).- PARA EL ARCO CARGADO ASIMETRICAMENTE, CON SOBRECARGA COMPLETA EN SU MITAD IZQUIERDA.-

En el diagrama respectivo se ubica la sección donde la línea de presiones se aleja más del eje del arco, obteniéndose:

$$p = \frac{45,130 \text{ Kgs.}}{5,190 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{6 \times 8.33 \text{ cm.}}{51.9 \text{ cm.}} \right)$$

$$P_{\text{máx}} = 17.05 \text{ Kgs./ cm}^2. \text{ (Compresión).}$$

$$P_{\text{mín}} = 0.32 \text{ Kgs./ cm}^2. \text{ (Compresión).}$$

Valores, todos, por debajo de la aptitud del material para el trabajo, señalada en 30 Kgs./ cm². (Compresión).

Hasta aquí, el diseño, debidamente comprobado, del arco para el puente que nos ocupa.

-

V .- E S T R I B O S

Tienen por objeto recibir las reacciones del arco para transmitir- las al terreno de cimentación, repartiéndolas de modo que las compre- siones unitarias no sobrepasen los valores de trabajo del material pa- ra dicho esfuerzo. De lo que se infiere que las dimensiones i forma de estas estructuras dependen del terreno de fundación, en cuanto a su ca- lidad i a la profundidad en que se encuentre.

El perfil del río i las especificaciones correspondientes a este proyecto nos indican que, en la margen derecha, por ser el terreno en- teramente rocoso, el problema se reduce a la construcción de un simple apoyo, de concreto, para distribuir las presiones; en cambio, en el la- do izquierdo, compuesto de conglomerado i aluvi6n antiguo, se hace im- perativo construir un estribo que deber6 penetrar, por lo menos, un me- tro en la capa del aluvi6n, para asegurar a la estructura una protec- ci6n contra la acci6n socavadora de las aguas en 6pocas de creciente.

1°.- E S T R I B O D E R E C H O

El problema se reduce, como se dijo, al diseño de un apoyo capaz de distribuir las presiones en el terreno; la forma i dimensiones apa- recen en el "Plano N°. 6". Tiene la base paralela a la secci6n del a- rranque porque la influencia de su propio peso es insignificante para alterar la direcci6n de la fuerza transmitida por el arco.

La presi6n unitaria, para el caso m6s desfavorable (b6veda con pe- so propio i sobrecarga completa), es:

$$p = \frac{K_E}{a \cdot b} = \frac{82,000 \text{ Kgs.}}{16,500 \text{ cm}^2} = 5 \text{ Kgs./ cm}^2, \text{ aprox.}$$

Valor muy por debajo de la capacidad resistente de la roca.

2°.- E S T R I B O I Z Q U I E R D O

La profundidad del estribo, a partir del punto de intradós en la sección del arranque, que coincide con el nivel máximo de las aguas; será de cuatro metros, dimensión que protege del socavamiento.

En cuanto a la presión unitaria máxima admisible para el terreno, será de seis kilos por centímetro cuadrado; por estar formado de aluvión antiguo (mezcla de grava, arena i piedra).

El material del estribo estará constituido por concreto ciclópeo en la proporción 1 : 3 : 6, con 30 % de pedrones; su densidad, para los fines del cálculo, es de 2,300 kilos por metro cúbico.

Para el dimensionamiento tendremos en cuenta cuatro hipótesis de cargas, que son:

- 1a.- Arco con peso propio i sobrecarga; estribo con relleno solamente.
- 2a.- Sobrecarga sobre la bóveda i el estribo.
- 3a.- Estribo sin el empuje del arco, con relleno hasta el arranque.
- 4a.- Estribo sin el empuje del arco i sin relleno.

El perfil ha sido determinado, por una serie de tanteos, a base de la hipótesis 1a., que es la que dá mayor excentricidad.

En los cálculos de comprobación se prescinde del empuje de las tierras en la cara interior, por favorecer éste a la estabilidad siendo factor condicional.

1a. HIPOTESIS.- ARCO CON PESO PROPIO I SOBRECARGA; ESTRIBO CON RELLENO SOLAMENTE.- (Figura # 1).

a).- DETERMINACION DE FUERZAS.-

ESTRIBO:

<u>Elemento</u>	<u>Dimensiones</u>	<u>Volumen</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
(1)	4.60 x 2.00	9.200 m ³	2.30 m.	21.160 m ⁴ .
(2)	$\frac{1}{2}$ x 3.94 x 2.50	4.925 "	2.626 m.	12.933 "
(3)	$\frac{0.66}{2}$ x 2.00 x 2.50	1.480 "	4.258 "	6.302 "
S U M A S :		15.605 m ³		40.395 m ⁴ .

PESO DEL ESTRIBO: 15.605 m³ x 2.3 Ton/ m³ = 35.89 Ton.

BRAZO DE PALANCA: $X_A = \frac{40.395 \text{ m}^4}{15.605 \text{ m}^3} = \underline{2.58 \text{ mts.}}$

RELLENO:

<u>Elemento</u>	<u>Dimensiones</u>	<u>Volumen</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
(4)	$\frac{1}{2}$ x 3.94 x 2.50	4.925 m ³	1.313 m.	6.466 m ⁴ .
(5)	3.94 x 5.664	22.316 "	1.970 "	43.962 "
S U M A S :		27.241 m ³		50.428 m ⁴

PESO DEL RELLENO: 27.241 m³ x 1.8 Ton/ m³ = 49.03 Ton.

BRAZO DE PALANCA: $X'_A = \frac{50.428 \text{ m}^4}{27.241 \text{ m}^3} = \underline{1.85 \text{ mts.}}$

SEMI - BOVEDA:

PESO DE LA SEMI - BOVEDA: (Mery, 2°- B) 66.13 Ton.

BRAZO DE PALANCA: $X''_A = \underline{4.27 \text{ mts.}}$

EMPUJE DEL ARCO:

SU VALOR: (Mery, 2°B) $H_E = \underline{48.6 \text{ Ton.}}$

BRAZO DE PALANCA: $Y_A = \underline{4.25 \text{ mts.}}$

b).- PUNTO DE APLICACION DE LA RESULTANTE, CON RESPECTO AL PUNTO "A"

ESTRIBO:	35.89 Ton.	x	2.58 mts.	=	92.596 T-m
RELLENO:	49.03 Ton.	x	1.85 mts.	=	90.705 T-m
SEMI - BOVEDA:	<u>66.13 Ton.</u>	x	4.27 mts.	=	<u>282.375 T-m</u>
Suma F_v :	<u>151.05 Ton.</u>			(+)	465.676 T-m
EMPUJE DEL ARCO:	48.60 Ton.	x	4.25 mts.	(-)	<u>206.550 T-m</u>
				Suma M :	<u>(+) 259.126 T-m</u>

BRAZO DE PALANCA, con respecto a "A" : $\frac{259.126 \text{ T-m}}{151.050 \text{ Ton}} = \underline{1.71 \text{ mts.}}$

EXCENTRICIDAD: $e = (2.30 - 1.71) = 0.59 \text{ mts.}$

(menor a $1/6$ b, que es 0.766 mts.)

c).- ARTIFICIO.- (Figura # 2).

Para que el estribo trabaje en mejores condiciones, efectuaremos un chaflán como el que se ve en la figura, de modo que la resultante general caiga perpendicularmente a la cara así determinada en su base.

La inclinación de la resusltante general, antes de eliminar el prisma, es:

$$\text{Tg "a"} = \frac{\text{Suma } F_h}{\text{Suma } F_v} = \frac{48.600 \text{ Ton.}}{151.050 \text{ Ton.}} = 0.3217$$

Luego, el prisma a eliminar tendrá por altura, en su cara triangular:

$$h = 2.30 \text{ mts.} \times 0.3217 = 0.74 \text{ mts.}$$

$$\begin{aligned} \text{Su PESO: } & \frac{1}{2} \times 2.30 \text{ m.} \times 0.74 \text{ m.} \times 1 \text{ m.} \times 2.3 \text{ Ton/ m}^3 = \\ & = \underline{1.96 \text{ Ton.}} \end{aligned}$$

El MOMENTO, con respecto a la arista "A", será:

$$M_A = 1.96 \text{ Ton.} \times 0.766 \text{ mts.} = 1.50 \text{ Ton - mts.}$$

Eliminado el prisma, la suma de las fuerzas verticales i la inclinación de la nueva resultante general; serán:

$$\text{Suma } F_v = 151.05 \text{ Ton.} - 1.96 \text{ Ton.} = \underline{149.09 \text{ Ton.}}$$

$$\text{Tg } \underline{a} = \frac{48.600 \text{ Ton.}}{149.090 \text{ Ton.}} = 0.3259$$

$$\text{Angulo } \underline{a} = 18^\circ 03'$$

La ALTURA CORREGIDA de la cara triangular del prisma eliminado, es:

$$h = 2.30 \text{ mts.} \times 0.3259 = \underline{0.75 \text{ mts.}}$$

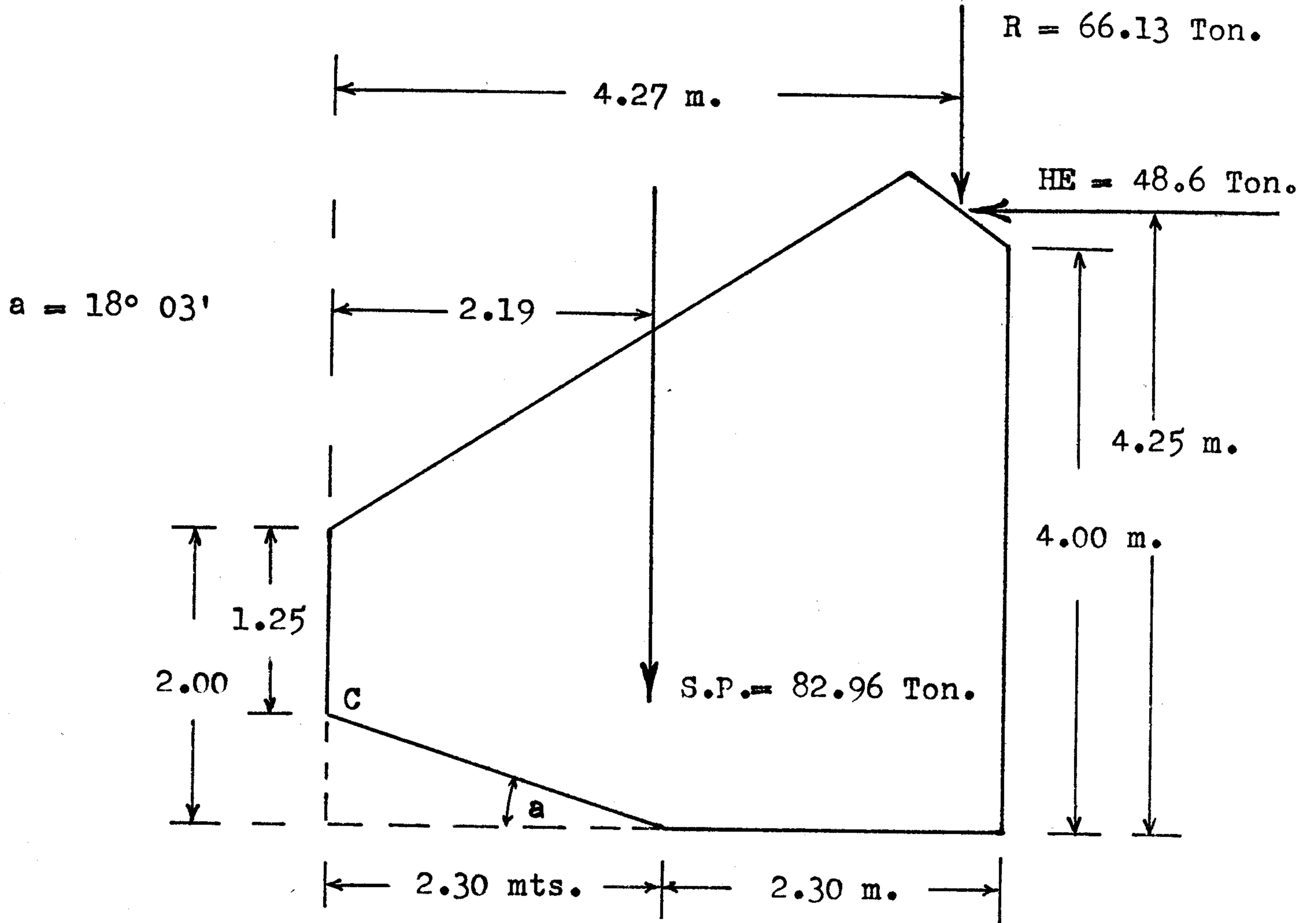


FIGURA # 2.

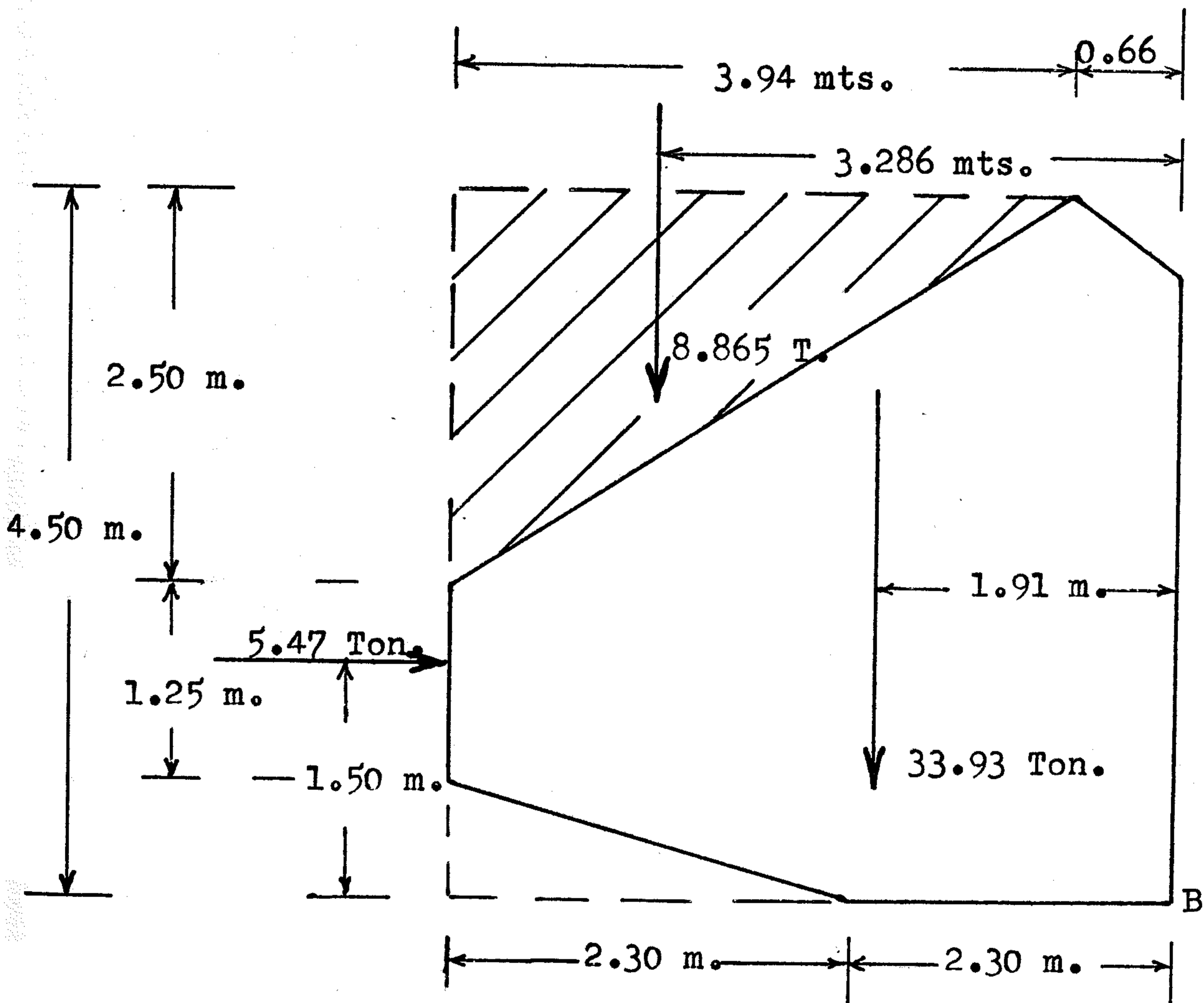


FIGURA # 3.

Escala: 1/50.

El MOMENTO remanente:

$$\text{Suma } M = 259.13 \text{ T-m} - 1.50 \text{ t-m} = \underline{257.63 \text{ T-m}}$$

El BRAZO DE PALANCA de la nueva resultante general "X_A" :

$$X_A = \frac{\text{Suma } M}{\text{Suma } F_v} = \frac{257.63 \text{ t-m}}{149.09 \text{ Ton}} = \underline{1.72 \text{ mts.}}$$

$$\text{La EXCENTRICIDAD: } e = 2.30 \text{ m.} - 1.72 \text{ m.} = \underline{0.58 \text{ mts.}}$$

(menor a 1/6 b).

d).- PRESIONES.

$$p = \frac{P}{a \times b} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right) ; \text{ reemplazando valores:}$$

$$p = \frac{149,090 \text{ Kgs}}{46,000 \text{ cm}^2} \left(1 \pm \frac{6 \times 58}{460} \right)$$

$$P_{\text{máx}} = 5.69 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ (en el punto "A")}$$

$$P_{\text{mín}} = 0.79 \text{ Kgs/cm}^2$$

Valores aceptables: menores a la capacidad resistente del terreno (6 Kgs/cm²) i mayores que cero (sin tracción).

La presión máxima en "C" es la misma que en "A"; pues:

$$p' = \frac{P'}{a' \times b} \left(1 \pm \frac{6e'}{a'} \right) ; \text{ donde:}$$

$$P' = P \cdot \cos a$$

$$a' = a \cdot \cos a$$

$$e' = e \cdot \cos a$$

Luego: $p' = p$

El punto de aplicación de la resultante de los pesos del estribo i el relleno - necesario para el dibujo - se obtiene:

$$x_A = \frac{\text{Suma Momentos}}{\text{Suma de Pesos}} = \frac{181.80 \text{ t-m}}{82.96 \text{ ton}} = \underline{2.19 \text{ mts.}}$$

2a. HIPOTESIS.- SOBRECARGA SOBRE LA BOVEDA I EL ESTRIBO.-(Fig 2-3).

a).- DETERMINACION DE FUERZAS.

Elemento	Dimensiones	Pesos	Brazo	Momentos
Sobrecarga sobre estribo.....	3.94 m ² x 0.85 ton/m ²	3.35 ton	x 1.97 m	= 6.60 t-m
Hipótesis 1a.....		149.09 ton		257.63 t-m
HIPOTESIS 2a.....		Suma F _v = 152.44 ton		Suma M = † 264.23 t-m

b).- BRAZO DE PALANCA DE LA RESULTANTE GENERAL.

$$x_A = \frac{264.23 \text{ t-m}}{152.44 \text{ ton}} = \underline{1.73 \text{ mts.}}$$

Excentricidad : 2.30 m - 1.73 m = 0.57 mts.

c).- PRESIONES.-

$$p = \frac{152,440 \text{ Kgs}}{46,000 \text{ cm}^2} \left(1 \pm \frac{6 \times 57 \text{ cm}}{460 \text{ cm}} \right)$$

$$P_{\text{máx}} = 5.75 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$P_{\text{mín}} = 0.86 \text{ Kgs/cm}^2$$

3a. HIPOTESIS.- ESTRIBO SIN EMPUJE DEL ARCO, CON RELLENO HASTA EL ARRANQUE.- (Figura # 3).

a).- DETERMINACION DE FUERZAS.-

RELLENO:

$$\text{Volumen: } 2.50 \text{ m.} \times 3.94 \text{ m.} \times 1.00 \text{ m.} = \underline{4.925 \text{ m}^3}$$

$$\text{Peso: } 4.925 \text{ m}^3 \times 1.8 \text{ Ton/m}^3 = \underline{8.865 \text{ Ton.}}$$

$$\text{Brazo: } X_B = \frac{2}{3} \times 3.94 \text{ m.} + 0.66 \text{ m.} = \underline{3.286 \text{ mts.}}$$

ESTRIBO:

Elemento	Pesos		Brazos		Momentos
Hip.(1a-a):	35.89 ton	x	2.02 m.	=	(+) 72.50 t-m
Chaflán:					
Hip.(1a-c):	- 1.96 ton	x	3.833 m.	=	(-) 7.51 t-m
SUMAS:	$F_V = 33.93 \text{ ton}$				$M = (+) 64.99 \text{ t-m}$

Brazo, con respecto a "B": $X'_B = \frac{64.99 \text{ t-m}}{33.93 \text{ ton}} = \underline{1.91 \text{ mts.}}$

EMPUJE DE TIERRAS:

Por la fórmula de Rankine:

$$E = \frac{1}{2} \cdot w \cdot h^2 \cdot c$$

Para el coeficiente "c" tomemos un valor: $c = 0.3$, ya que no se conocen datos para determinarlo por su fórmula:

$$c = \text{tg}^2 (45^\circ - \theta/2);$$

Siendo θ , el ángulo de rozamiento.

Luego: $E = \frac{1}{2} \times 1.8 \text{ ton/m}^3 \times 4.50 \text{ m}^2 \times 0.3 = \underline{5.47 \text{ ton.}}$

BRAZO de PALANCA (d) : $d = \frac{h}{3} = \frac{4.50 \text{ m.}}{3} = \underline{1.50 \text{ mts.}}$

b).- PUNTO DE APLICACION DE LA RESULTANTE GENERAL.-

Elemento	Peso	Brazo	Momento
RELLENO:	8.865 ton x	3.286 m.	= + 29.13 t-m
ESTRIBO:	<u>33.930 ton x</u>	1.910 m.	= + <u>64.80 t-m</u>
SUMA FUERZAS VERT:	<u>42.795 ton</u>		+ 93.93 t-m
EMPUJE:	5.470 ton x	1.500 m.	= - <u>8.20 t-m</u>
	SUMA DE MOMENTOS:		+ <u>85.73 t-m</u>

$$\text{BRAZO: } X_B = \frac{85.730 \text{ t-m}}{42.795 \text{ ton}} = \underline{2.00 \text{ mts.}}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD: } e = 2.30 \text{ m.} - 2.00 \text{ m.} = \underline{0.30 \text{ mts.}}$$

c).- PRESIONES.

$$p = \frac{42,795 \text{ Kgs}}{46,000 \text{ cm}^2} \left(1 \pm \frac{6 \times 30 \text{ cm}}{460 \text{ cm}} \right)$$

$$p_{\text{máx}} = 1.29 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$p_{\text{mín}} = 0.56 \text{ Kgs/cm}^2$$

4a. HIPOTESIS.- ESTRIBO SIN EL EMPUJE DEL ARCO I SIN EL RELLENO.

a).- ELEMENTOS:

$$\text{PESO: (estribo)} \quad \underline{33.93 \text{ ton. (3a. hipótesis)}}$$

$$\text{PUNTO DE APLICACION:} \quad \underline{1.91 \text{ mts. (1d)}}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD: } e = 2.30 \text{ m.} - 1.91 \text{ m.} = \underline{0.39 \text{ mts.}}$$

b).- PRESIONES:

$$p = \frac{33,930 \text{ Kgs}}{46,000 \text{ cm}^2} \left(1 \pm \frac{6 \times 39 \text{ cm}}{460 \text{ cm}} \right)$$

$$p_{\text{máx}} = 1.10 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$p_{\text{mín}} = 0.37 \text{ Kgs/cm}^2$$

CUADRO GENERAL DE LAS PRESIONES .- (Kgs/cm2)

P R E S I O N	H I P O T E S I S			
	1a.	2a.	3a.	4a.
MAXIMA ($p_{m\acute{a}x}$):	5.69	5.75	1.29	1.10
MINIMA ($p_{m\acute{i}n}$):	0.79	0.86	0.56	0.37

Valores por debajo de la capacidad resistente del terreno: 6 Kgs.

por centímetro cuadrado (compresión).

VI .- T I M P A N O S

Con el objeto de fijar el relleno existente sobre el arco, se diseñan muros de contención laterales, llamados TIMPANOS.

Estarán constituidos por el mismo material de los estribos: concreto ciclópeo en la proporción : 1 x 3 x 6 , con 30% de pedrones; su densidad, repetimos, igual a 2,300 Kgs/m³.

Los cálculos de comprobación de las secciones críticas del perfil obtenido, por sucesivas aproximaciones, aparecen, ordenadamente, para estructura de 2.20 mts. de base i 0.60 mts. de coronación (Figura); destinada, esta última, a alojar a la baranda i al sardinel del puente.

Para la determinación del empuje de tierras, nos guiaremos por la fórmula de Rankine:

$$E = \frac{1}{2} \cdot w \cdot h (h + 2h') \cdot c$$

En la que:

E = Empuje de tierras, en toneladas.

w = Densidad del material de relleno (1.8 Ton/m³).

h = Altura de la sección que se comprueba, en mts.

h' = Altura de material de relleno equivalente a la sobrecarga (0.85/1.8 = 0.47 mts.).

c = Coeficiente, en función de:

$$c = \text{tg}^2 (45^\circ - \theta/2); \text{ donde:}$$

θ = Angulo de reposo del material (45°, para gravilla ó tierra vegetal).

θ' = Angulo del empuje con la perpendicular al paramento (22°, recomendado por Castiñeiras para cargas concentradas: $\theta/2$).

Con lo que:

$$\underline{c = 0.17}$$

Luego, los componentes del empuje:

$$E_v = E \cdot \text{sen } \theta'$$

$$E_h = E \cdot \text{cos } \theta'$$

E_v = Componente vertical del empuje.

E_h = Componente horizontal del empuje.

$$\text{Sen } \theta' = 0.3746$$

$$\text{Cos } \theta' = 0.9272$$

I para el brazo de palanca "d" de E_h , en mts.:

$$d = \frac{h}{3} \cdot \frac{h + 3h'}{h + 2h'}$$

Que nos permitirán iniciar las comprobaciones.

1°.- COMPROBACION DE LA SECCION "a - a".- (Clave).

a).- DETERMINACION DE FUERZAS:

$$\text{TIMPANO: } 0.60 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 0.60 \text{ m}^3 \times 2.3 \text{ Ton/m}^3 = \underline{1.38 \text{ Ton.}}$$

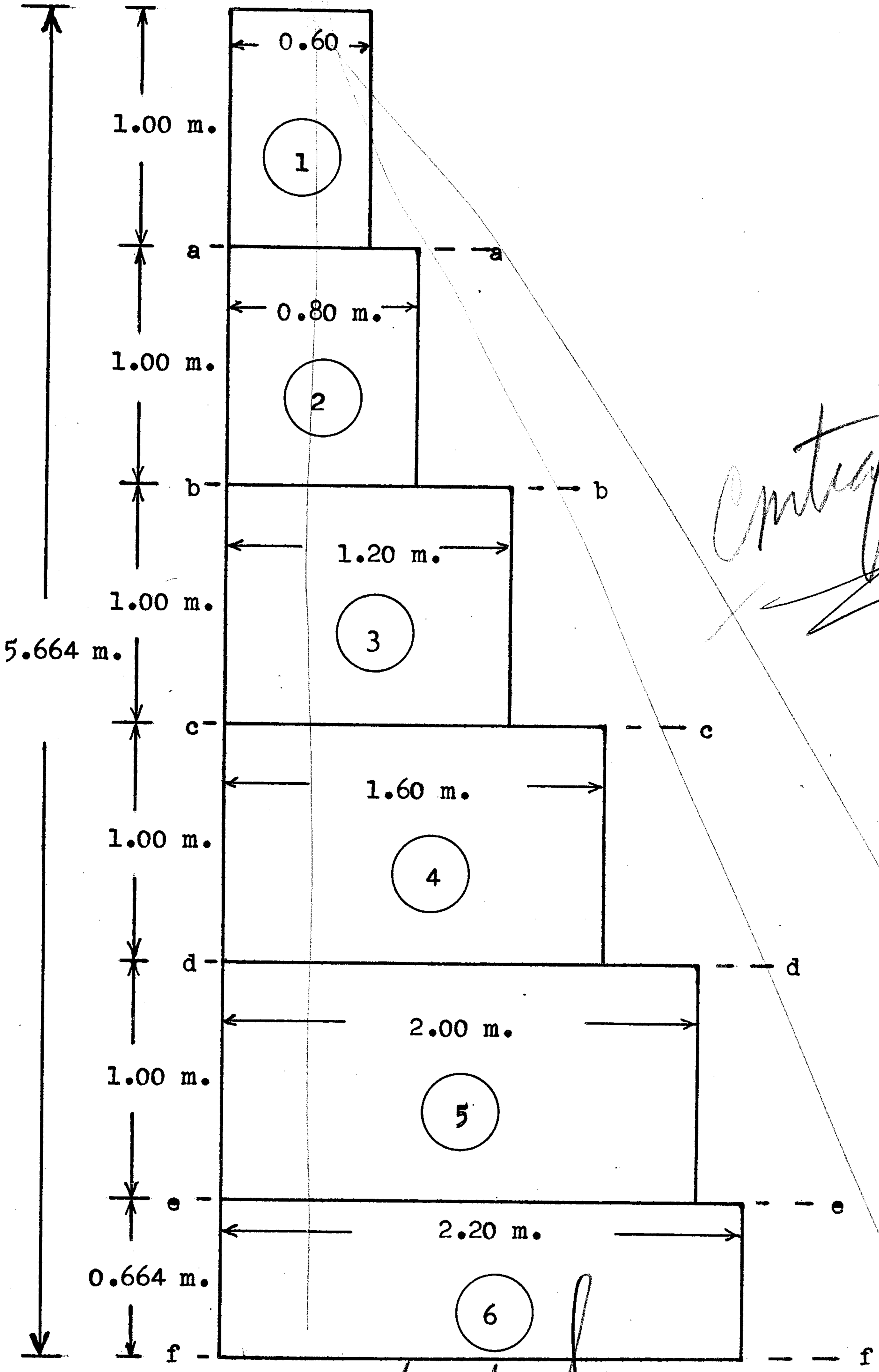
EMPUJE:

$$E = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 1 \left(1 + (2 \times 0.47) \right) = \underline{0.297 \text{ Ton.}}$$

$$E_v = 0.297 \times 0.3746 = 0.111 \text{ Ton.}$$

$$E_h = 0.297 \times 0.9272 = 0.275 \text{ Ton.}$$

$$d = \frac{1}{3} \times \frac{1 + 3 \times 0.47}{1 + 2 \times 0.47} = \underline{0.412 \text{ mts.}}$$



Contigüo

T I M P A N O

Escala: 1/25.

[Handwritten signature]

b).- DETERMINACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD.-

Elemento	Fuerza	Distancia	Momento
TIMPANO:	1.380 ton. x	0.30 m.	= + 0.4140 t-m
E_v :	0.111 " x	0.60 "	= + 0.0666 t-m
Suma Fuerzas Vert.:	1.491 ton.		+ 0.4806 t-m
E_h :	- 0.275 ton. x	0.412 m.	= + 0.1133 t-m
	Suma de Momentos:		+ 0.3673 t-m

Brazo de palanca: $X = \frac{0.3673 \text{ t-m}}{1.4910 \text{ ton}} = \underline{0.24 \text{ mts.}}$

EXCENTRICIDAD: $e = 0.30 \text{ m.} - 0.24 \text{ m.} = \underline{0.06 \text{ mts.}}$
 (menor a $b/6$, 0.10 mts.)

2º.- COMPROBACION DE LA SECCION "b - b".-

a).- DETERMINACION DE FUERZAS.-

Elemento	Volumen x densidad	Peso	Brazo	Momento
Tímpano (1):	$(0.6 \times 1 \times 1) \cdot 2.3 \text{ t/m}^3$	$= 1.38 \text{ t.}$	$\times 0.30 \text{ m.}$	$= 0.414 \text{ t-m}$
Tímpano (2):	$(0.8 \times 1 \times 1) \cdot 2.3 \text{ t/m}^3$	$= 1.84 \text{ t.}$	$\times 0.40 \text{ m.}$	$= 0.736 \text{ t-m}$
TIMPANO (1) i (2):	3.22 t.		$\times 0.357 \text{ m.}$	$= 1.150 \text{ t-m}$

$$\text{RELLENO: } (0.2 \times 1 \times 1) 1.8 \text{ t/m}^3 = 0.36 \text{ t} \times 0.70 \text{ m} = \underline{0.252 \text{ t-m}}$$

EMPUJE:

$$E = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 2.00 (2 + 2 \times 0.47) \times 0.17 = \underline{0.890 \text{ ton.}}$$

$$E_v = 0.890 \text{ ton} \times 0.3746 = \underline{0.333 \text{ ton.}}$$

$$E_h = 0.890 \text{ ton} \times 0.9272 = \underline{0.825 \text{ ton.}}$$

$$d = \frac{2}{3} \times \frac{2 + 3 \times 0.47}{2 + 2 \times 0.47} = \underline{0.773 \text{ mts.}}$$

b).-- DETERMINACION DE LA EXCENTRICIDAD.--

Elemento	Fuerza	Brazo	Momento
TIMPANO:	3.220 ton	x 0.357 m	= + 1.150 t-m
RELLENO:	0.360 ton	x 0.700 "	= + 0.252 t-m
E_v :	0.333 ton	x 0.800 "	= + 0.266 t-m
<u>S U M A F_v :</u>	<u>3.913 ton.</u>		<u>+ 1.668 t-m</u>
E_h :	- 0.825 ton	x 0.773 m	= - 0.638 t-m
		<u>S U M A de M :</u>	<u>+ 1.030 t-m</u>
BRAZO: X =	$\frac{1.030 \text{ t-m}}{3.913 \text{ ton}}$		= <u>0.264 mts.</u>

$$\text{EXCENTRICIDAD: } e = 0.400 \text{ m} - 0.264 \text{ m} = 0.136 \text{ mts.}$$

(Valor, prácticamente, igual a $b/6 = 0.133 \text{ mts.}$)

3°.- COMPROBACION DE LA SECCION "c - c".-

a).- DETERMINACION DE FUERZAS.-

Elemento	Volumen x Densidad	Peso	Brazo	Momento
Tímpano				
(1) i (2): (anterior)		3.220 t	x 0.357 m	= 1.150 t-m
Tímpano(3):	(1.2 x 1 x 1)2.3 t/m ³	= 2.76 t	x 0.600 m	= 1.656 t-m
<hr/>				
TIMPANO (1), (2) i (3):		5.98 t	x 0.470 m	= 2.806 t-m
<hr/>				
Relleno (anterior)		0.360 t	x 0.700 m	= 0.252 t-m
Relleno act: (0.4 x 2 x 1)1.8t/m ³		= 1.440 t	x 1.000 m	= 1.440 t-m
<hr/>				
RELLENO TOTAL:		1.800 t	x 0.940 m	= 1.692 t-m
<hr/>				

EMPUJE:

$$E = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 3 (3 + 2 \times 0.47) \times 0.17 = \underline{1.808 \text{ ton.}}$$

$$E_v = 1.808 \text{ ton} \times 0.3746 = \underline{0.677 \text{ ton.}}$$

$$E_h = 1.808 \text{ ton} \times 0.9272 = \underline{1.676 \text{ ton.}}$$

$$d = \frac{3}{3} \times \frac{3 + 3 \times 0.47}{3 + 2 \times 0.47} = \underline{1.119 \text{ mts.}}$$

b).- DETERMINACION DE LA EXCENTRICIDAD.-

Elemento	Fuerza	Brazo	Momento
TIMPANO:	5.980 ton	x 0.470 m	= + 2.806 t-m
RELLENO:	1.800 ton	x 0.940 m	= + 1.692 t-m
E_v :	0.677 ton	x 1.200 m	= + 0.812 t-m
<u>S U M A F_v:</u>	<u>8.457 ton</u>		<u>+ 5.310 t-m</u>
E_h :	- 1.676 ton	x 1.119 m	= - 1.875 t-m
		<u>S U M A M:</u>	<u>+ 3.435 t-m</u>

$$\text{BRAZO: } X = \frac{3.435 \text{ t-m}}{8.457 \text{ ton}} = \underline{0.406 \text{ mts.}}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD: } e = 0.600 \text{ m} - 0.406 \text{ m} = \underline{0.194}$$

(menor que $b/6$, 0.20 mts.)

4°.- COMPROBACION DE LA SECCION "d = d".-

a).- DETERMINACION DE LAS FUERZAS.-

Elemento	Volumen x densidad	Peso	Brazo	Momento
Tímpano(1), (2) i (3):		5.980 t	x 0.47 m	= 2.806 t-m
Tímpano(4):	(1.6 x 1 x 1) 2.3t/m ³	= 3.680 t	x 0.800"	= 2.944 t-m
<u>TIMPANO (1),(2),(3) i (4):</u>		<u>9.660 t</u>	<u>x 0.595m</u>	<u>= 5.750 t-m</u>

Relleno anterior 1.800 t x 0.940 m = 1.692 t-m

Relleno act: (0.4 x 3 x 1) 1.8 t/m³ = 2.160 t x 1.400 m = 3.024 t-m

RELLENO TOTAL: 3.960 t x 1.190 m = 4.716 t-m

EMPUJE:

$$E = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 4 (4 + 2 \times 0.47) \times 0.17 = \underline{3.023 \text{ ton.}}$$

$$E_v = 3.023 \text{ ton} \times 0.3746 = \underline{1.132 \text{ ton.}}$$

$$E_h = 3.023 \text{ ton} \times 0.9272 = \underline{2.802 \text{ ton.}}$$

$$d = \frac{4}{3} \times \frac{4 + 3 \times 0.47}{4 + 2 \times 0.47} = \underline{1.460 \text{ mts.}}$$

b).-- DETERMINACION DE LA EXCENTRICIDAD.--

Elemento	Fuerza	Brazo	Momento
TIMPANO:	9.660 ton	x 0.595 m	= + 5.750 t-m
RELLENO:	3.960 ton	x 1.190 m	= + 4.716 t-m
E_v :	1.132 ton	x 1.600 m	= + 1.811 t-m
S U M A F_v :	14.752 ton		+ 12.277 t-m
E_h :	- 2.802 ton	x 1.460 m	= - 4.091 t-m
		S U M A M :	+ 8.186 t-m

$$\text{BRAZO: } X = \frac{8.186 \text{ t-m}}{14.752 \text{ ton}} = \underline{0.555 \text{ mts.}}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD: } e = 0.800 \text{ m} - 0.555 \text{ m} = \underline{0.245 \text{ mts.}}$$

(menor que $b/6$, 0.266 mts.)

5°.- COMPROBACION DE LA SECCION "e - e".-

a).- DETERMINACION DE LAS FUERZAS.-

Elemento	Volumen x Densidad	Peso	Brazo	Momento
Tímpano (1) al (4):		9.660 t	x 0.595 m	= 5.750 t-m
Tímpano(5):	(1 x 2 x 1) 2.3 t/m ³	= 4.600 t	x 1.000 m	= 4.600 t-m
TIMPANO (1) al (5):		14.260 t	x 0.725 m	= 10.350 t-m
<hr style="border-top: 1px dashed black;"/>				
Relleno anterior		3.960 t	x 1.190 m	= 4.716 t-m
Relleno act:	(0.4 x 4 x 1) 1.8t/m ³	= 2.880 t	x 1.800 m	= 5.184 t-m
RELLENOO TOTAL:		6.840 t	x 1.447 m	= 9.900 t-m

EMPUJE:

$$E = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 5 (5 + 2 \times 0.47) \times 0.17 = \underline{4.544 \text{ ton.}}$$

$$E_v = 4.544 \text{ ton} \times 0.3746 = \underline{1.702 \text{ ton.}}$$

$$E_h = 4.544 \text{ ton} \times 0.9272 = \underline{4.213 \text{ ton.}}$$

$$d = \frac{5}{3} \times \frac{5 + 3 \times 0.47}{5 + 2 \times 0.47} = \underline{1.798 \text{ mts.}}$$

b).- DETERMINACION DE LA EXCENTRICIDAD.-

Elemento	Fuerza	Brazo	Momento
TIMPANO:	14.260 ton	x 0.725 m	= + 10.350 t-m
RELLENO:	6.840 ton	x 1.447 m	= + 9.900 t-m
E_v :	1.702 ton	x 2.000 m	= + 3.404 t-m
<u>S U M A F_v :</u>	<u>22.802 ton.</u>		<u>+ 23.654 t-m</u>
E_h :	- 4.213 ton	x 1.798 m	= - 7.574 t-m
		<u>S U M A M :</u>	<u>+ 16.080 t-m</u>

$$\text{BRAZO: } X = \frac{16.080 \text{ t-m}}{22.802 \text{ ton}} = \underline{0.705 \text{ mts.}}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD: } e = 1.000 \text{ m} - 0.705 \text{ m} = \underline{0.295 \text{ mts.}}$$

(menor que b/6, 0.333 mts.)

6°.- COMPROBACION DE LA SECCION "f - f".-

Elemento	Volumen x Densidad	Peso	Brazo	Momento
Tímpano (1) al (5)		14.260 t	x 0.725 m	= 10.350t-m
Tímpano(6):	(0.664 x 2.2 x 1) x 2.3 =	3.360 t	x 1.100 m	= 3.696t-m
<u>TIMPANO (1) al (6) (Total):</u>		<u>17.620 t</u>	<u>x 0.797 m</u>	<u>= 14.046t-m</u>

Relleno anterior: $6.840 \text{ t} \times 1.447 \text{ m} = 9.900 \text{ t-m}$

Relleno act: $(0.2 \times 5 \times 1) 1.8 \text{ t/m}^3 = 1.800 \text{ t} \times 2.100 \text{ m} = 3.780 \text{ t-m}$

RELLENO TOTAL: $8.640 \text{ t} \times 1.583 \text{ m} = 13.680 \text{ t-m}$

EMPUJE:

$$E = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 5.664 (5.664 + 2 \times 0.47) \times 0.17 = \underline{5.719 \text{ ton.}}$$

$$E_v = 5.719 \text{ ton} \times 0.3746 = \underline{2.142 \text{ ton.}}$$

$$E_h = 5.719 \text{ ton} \times 0.9272 = \underline{5.302 \text{ ton.}}$$

$$d = \frac{5.664}{3} \times \frac{5.664 + 3 \times 0.47}{5.664 + 2 \times 0.47} = \underline{2.022 \text{ mts.}}$$

b).- DETERMINACION DE LA EXCENTRICIDAD.-

Elemento	Fuerza	Brazo	Momento
TIMPANO:	17.620 ton	x 0.797 m	= + 14.046 t-m
RELLENO:	8.640 ton	x 1.583 m	= + 13.680 t-m
E_v :	2.142 ton	x 2.200 m	= + 4.712 t-m
<u>S U M A F_v:</u>	<u>28.402 ton</u>		<u>+ 32.438 t-m</u>
E_h :	- 5.302 ton	x 2.022 m	= - 10.720 t-m
			<u>S U M A M: + 21.718 t-m</u>

$$\text{BRAZO: } X = \frac{21.718 \text{ t-m}}{28.402 \text{ ton}} = \underline{0.764 \text{ mts.}}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD: } e = 1.100 \text{ m} - 0.764 \text{ m} = \underline{0.336 \text{ mts.}}$$

(menor que $b/6$, 0.366 mts.)

C O N C L U S I O N .--

Las excentricidades, halladas en las comprobaciones anteriores, aseguran la estabilidad de los TIMPANOS, porque indican ausencia de esfuerzos de tracción en todo punto de la estructura.

VII .- M U R O S - D E - A L A

Tienen por objeto contener el relleno del puente en sus accesos.

Un criterio estético i económico es el que, en puentes de arco, diseña estos muros, paralelos, pues, en esta forma, se aprovecha la cimentación de los estribos para base de ellos.

En cuanto a su dimensión longitudinal, está supeditada al talud natural de derrame del material de relleno, que no debe llegar al cauce del río, por razones obvias. La longitud que figura en el plano, para el caso nuestro, ha sido determinada en el perfil del río correspondiente al presente proyecto i para material de talud: 1 : 1 i 1/2.

De lo dicho se desprende que el perfil de la estructura, hasta el nivel correspondiente, será el mismo que el de los tímpanos; luego, nuestro problema consistió solamente en dimensionar la parte inferior, por sucesivas aproximaciones, hasta llegar al diseño definitivo que aparece en la figura # 1, limitándose los cálculos de comprobación a las secciones críticas "g - g" i "h - h".

Para la determinación del empuje, en este caso, acudiremos al método gráfico de Castiñeiras, que tiene la ventaja, con respecto al anterior, de compartir el empuje a ambos muros paralelos. La condición de su aplicabilidad, desde luego, estriba en que al trazarse el ángulo de reposo " θ ", desde el punto correspondiente al paramento interno de la base de uno de los muros paralelos, la recta que lo determina debe cortar, como ahora ocurre, al muro opuesto.

1°.- COMPROBACION DE LA SECCION "g - g".-

a).- DETERMINACION DE LAS FUERZAS.-

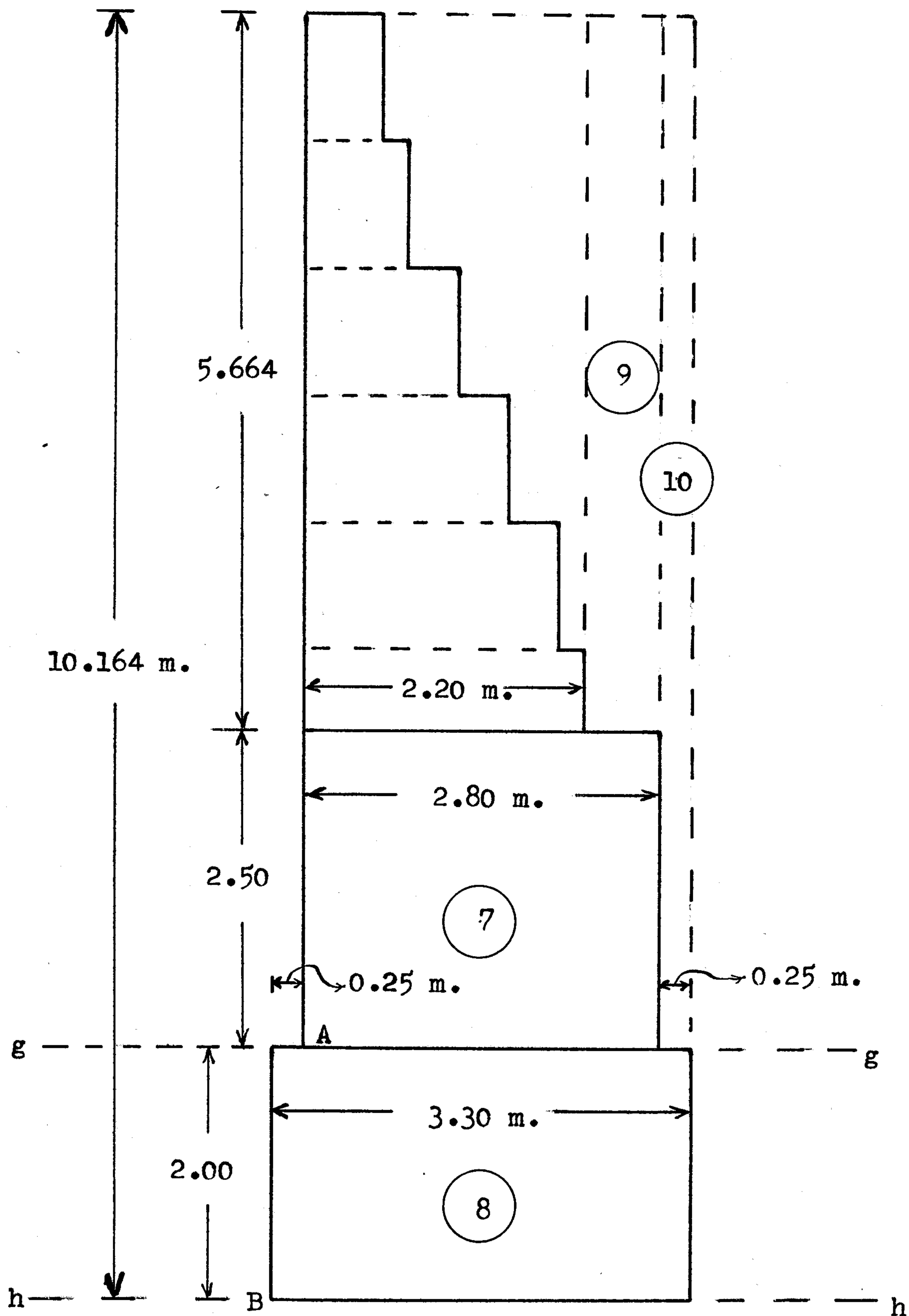


FIGURA # 1.

Escala: 1/50.

Elemento	Volumen x Densidad	Peso	Brazo	Momento
Tímpano:		17.620 t	x 0.797 m	= 14.046t-m
Muro(7):	(2.5 x 2.8 x 1) 2.3 t/m ³	= 16.100 t	x 1.400 m	= 22.540t-m
M U R O :		33.720 t	x 1.085 m	= 36.586t-m

Relleno sobre el tímpano:		8.640 t	x 1.583 m	= 13.680t-m
Rell(9):	(0.6 x 5.664 x 1) 1.8t/m ³	= 6.117 t	x 2.500 m	= 15.292t-m
R E L L E N O :		14.757 t	x 1.963 m	= 28.972t-m

EMPUJE: (Figura # 2)

$$E = 9.000 \text{ ton.} \quad (\text{Método gráfico de Castiñeiras})$$

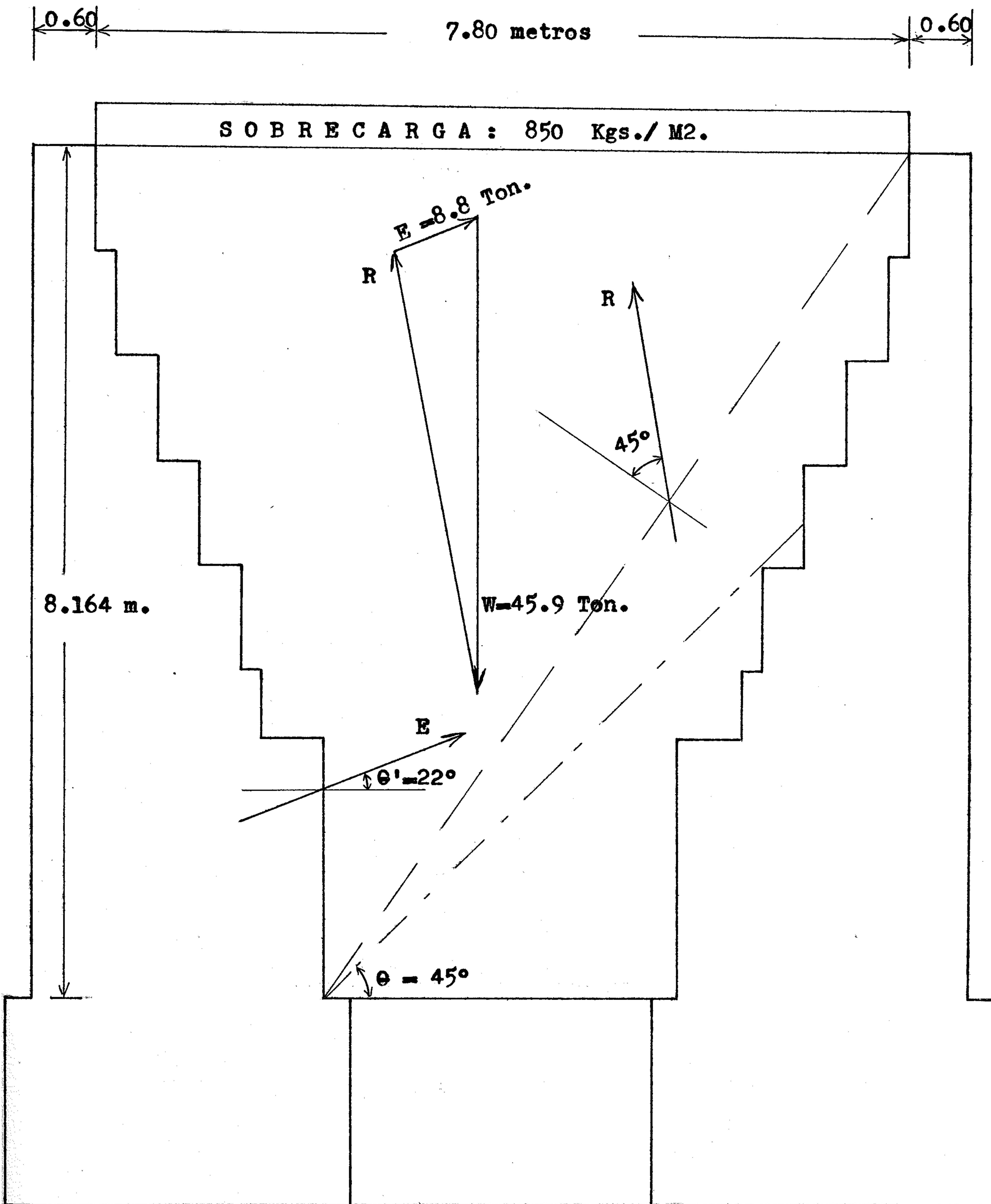
$$E_v = 9.000 \text{ ton} \times 0.3746 = \underline{3.371 \text{ ton.}}$$

$$E_h = 9.000 \text{ ton} \times 0.9272 = \underline{8.344 \text{ ton.}}$$

$$d = \frac{8.164}{3} \times \frac{8.164 + 3 \times 0.47}{8.164 + 2 \times 0.47}$$

$$\underline{d = 2.861 \text{ mts.}}$$

b).- DETERMINACION DE LA EXCENTRICIDAD.-



F I G U R A # 2.

Escala de distancias: 1/50.

Escala de fuerzas: 1 cm. = 5 Ton.

Elemento	Fuerza	Brazo	Momento
M U R O :	33.720 ton x	1.085 m	= + 36.586 t-m
R E L L E N O :	14.757 ton x	1.963 m	= + 28.972 t-m
$E_v :$	3.371 ton x	2.800 m	= + 9.438 t-m
<u>S U M A $F_v :$</u>	<u>51.848 ton.</u>		<u>+ 74.996 t-m</u>
$E_h :$	- 8.344 ton x	2.861 m	= - 23.872 t-m
		<u>S U M A M :</u>	<u>+ 51.124 t-m</u>

$$\text{BRAZO: } X_A = \frac{51.124 \text{ t-m}}{51.848 \text{ ton}} = \underline{0.985 \text{ mts.}}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD: } e = 1.400 \text{ m} - 0.985 \text{ m} = \underline{0.415 \text{ mts.}}$$

(menor que $b/6$, 0.466 mts.)

2°.- COMPROBACION DE LA SECCION "h - h".- (Muro total).

a).- DETERMINACION DE LAS FUERZAS.-

Elemento	Volumen x Densidad	Peso	Brazo	Momento
Tímpano i muro(7):		33.720 t	x 1.335 m	= 45.016 t-m
Muro(8):	(2 x 3.3 x 1) 2.3 t/m ³	= 15.180 t	x 1.650 m	= 25.047 t-m
<u>MURO DE ALA:</u>		<u>48.900 t</u>	<u>x 1.432 m</u>	<u>= 70.063 t-m</u>

Relleno sobre tímpano i (9): $14.757 \text{ t} \times 2.213 \text{ m} = 32.657 \text{ t-m}$

Rell(10): $(0.25 \times 8.164 \times 1) 1.8 = 3.678 \text{ t} \times 3.175 \text{ m} = 11.677 \text{ t-m}$

RELLENO TOTAL: $18.435 \text{ t} \times 2.404 \text{ m} = 44.334 \text{ t-m}$

EMPUJE.- (Figura # 3)

E = 16.0 ton. (método gráfico de Castiñeiras)

$E_v = 16.0 \text{ ton} \times 0.3746 = \underline{6.0 \text{ ton.}}$

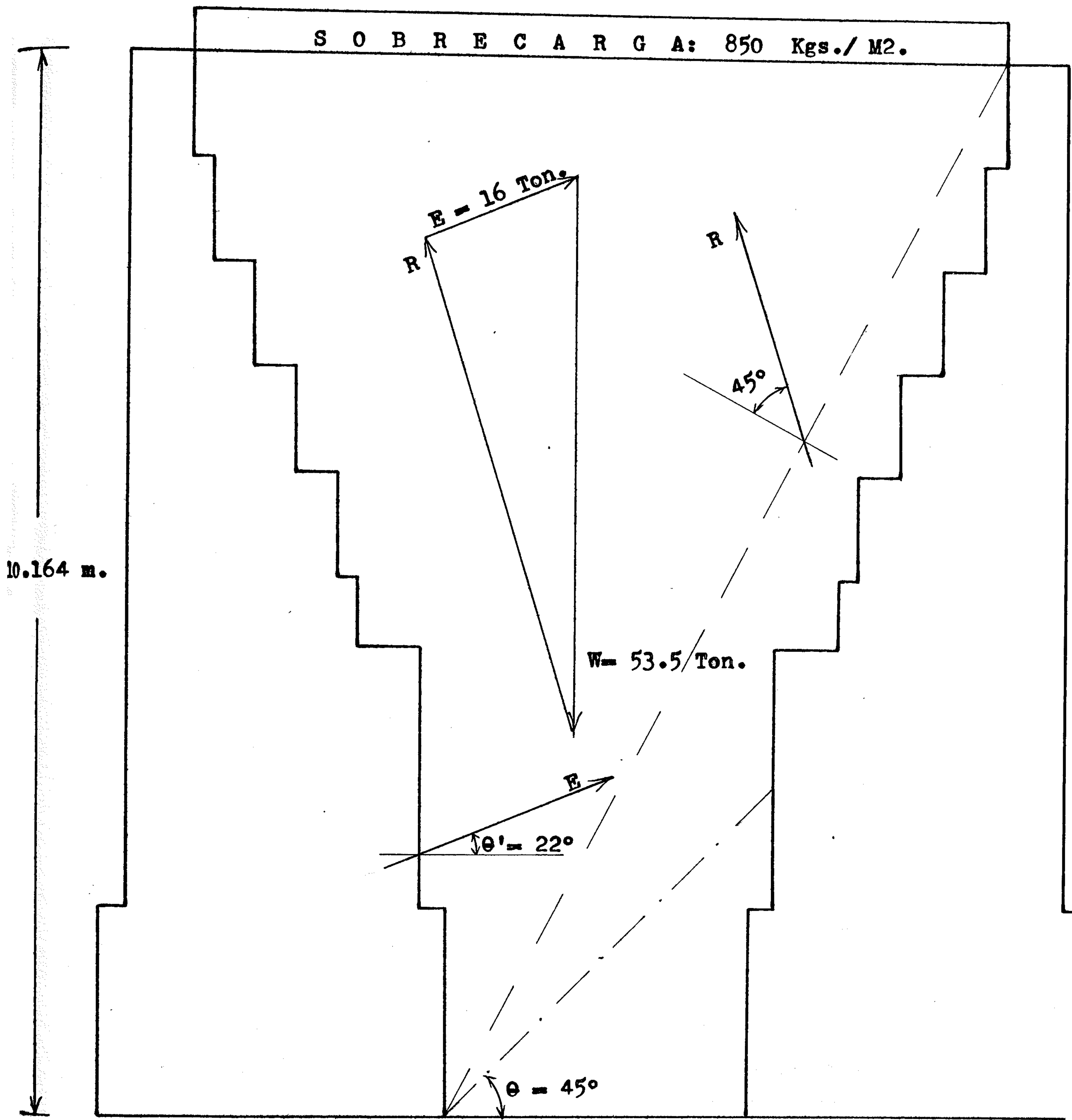
$E_h = 16.0 \text{ ton} \times 0.9272 = \underline{14.835 \text{ ton.}}$

$$d = \frac{10.164}{3} \times \frac{10.164 + 3 \times 0.47}{10.164 + 2 \times 0.47} = \underline{3.531 \text{ mts.}}$$

b).- DETERMINACION DE LA EXCENTRICIDAD.-

Elemento	Fuerza	Brazo	Momento
MURO DE ALA:	48.900 ton	x 1.432 m	= + 70.063 t-m
RELLENO:	18.435 ton	x 2.404 m	= + 44.334 t-m
E_v :	6.000 ton	x 3.300 m	= + 19.800 t-m
<u>S U M A F_v:</u>	<u>73.335 ton.</u>		<u>+ 134.197 t-m</u>
E_h :	- 14.835 ton	x 3.531 m	= - 52.382 t-m
		<u>S U M A M:</u>	<u>+ 81.815 t-m</u>

0.60 |-----| 7.80 metres |-----| 0.60



F I G U R A # 3.

Escala de distancias: 1/50.

Escala de fuerzas: 1 cm. = 5 Ton.

$$\text{BRAZO: } X_B = \frac{81.815 \text{ t-m}}{73.335 \text{ ton}} = \underline{1.115 \text{ mts.}}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD: } e = 1.650 \text{ m} - 1.115 \text{ m} = \underline{0.535 \text{ mts.}}$$

(menor que $b/6$, 0.55 mts.)

c).- CARGAS DE TRABAJO I COEFICIENTES DE SEGURIDAD.-

1.- PRESIONES UNITARIAS:

$$p = \frac{\text{Suma } F_v}{a \times b} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right)$$

$$p = \frac{73,335 \text{ Kgs}}{33,000 \text{ cm}^2} \left(1 \pm \frac{6 \times 53.5 \text{ cm}}{330 \text{ cm}} \right)$$

$$P_{\text{máx}} = 4.38 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$P_{\text{mín}} = 0.06 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

Valores por debajo de la carga admisible para el terreno: 6 kilos por centímetro cuadrado.

2.- COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VOLTEO: (C_v)

$$C_v = \frac{\text{Momento de estabilidad}}{\text{Momento de volteo}} = \frac{134.197 \text{ t-m}}{52.382 \text{ t-m}} = \underline{2.56}$$

3.- COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO: (C_d)

$$C_d = \frac{\text{Suma de } F_v \times f}{E_h}$$

Tomemos: $f = 0.60$ (sobre grava); luego:

$$C_d = \frac{73.335 \text{ ton} \times 0.60}{14.835 \text{ ton}} = \underline{2.96}$$

Valores que garantizan la estabilidad de los muros de ala.

VIII .- D I S P O S I C I O N E S C O N S T R U C T I V A S

Como ya se dijo, tanto las dovelas como los estribos, tímpanos i muros de ala; estarán constituidos por material de concreto ciclópeo, en la proporción 1 : 3 : 6, con 30% de pedrones.

Las juntas entre dovelas habrán de rellenarse con mortero de cemento i arena, en la proporción 1 : 1 . Para asegurar el espacio suficiente para albergar dicha mezcla, estarán las dovelas acomodadas con dados de material resistente, entre cada una de ellas; evitándose así posibles deslizamientos.

Con el objeto de conseguir una mayor adherencia entre el arco i los tímpanos es necesario que el trasdós de la bóveda quede lo suficientemente tosco.

Los tímpanos i los muros de ala se construyen solidarios, por razones obvias.

Antes de colocarse el relleno será preciso impermeabilizar la cara superior de la bóveda (trasdós). En cuanto al relleno, deberá cumplir con las cuidadosas pautas descritas en el capítulo pertinente, pues influirá, además, en el empuje, disminuyendo su valor, a través del ángulo de deslizamiento, con una mejor compactación.

Para evacuar el agua superficial estará el pavimento provisto del bombeo transversal reglamentario (2%), i de una pequeña contraflecha, en el sentido longitudinal.

Previendo alguna infiltración de las aguas, se dispone del sistema de drenaje adecuado, consistente en conductos laterales que atraviesan los tímpanos para desembocar al nivel del trasdós.



IX.- ESTUDIO

ECONOMICO

1°.- METRADOS.-

EXCAVACION:

Arena	189 m3.
Aluvi6n antiguo	63 m3
Roca	10 m3

CONCRETO CICLOPEO:

a).- Estribos.-

DERECHO: 7.43 m3.

IZQUIERDO: 132.75 m3.

T O T A L : 140.18 m3.

b).- Muros de ala: (con sus parapetos)

T O T A L : 217.00 m3.

c).- T6mpanos: (con sus parapetos)

T O T A L : 101.83 m3

d).- Bóveda:

T O T A L : 83.95 m3.

RELLENO CONSOLIDADO:

Sobre el arco: 397.34 m3.

Entre los muros de ala: 290.58 m3.

T O T A L : 687.92 m3.

PAVIMENTO :

T O T A L : 26.32 m. lineales ó 205.30 m2.

CIMBRAS :

T O T A L (estim.) 5,000 pies².

IMPERMEABILIZACION:

T O T A L : (cara extradós) 120.00 m2.

2°.- PRECIOS UNITARIOS:

EXCAVACION DE ARENA: (Por m3).

Excavación: 8 m3/día; ó sea:

1 h.p./m3 a S/. 1.00/ h.peón: S/. 1.00 / m3.

Transporte a lampa(4 mts): 0.50 "

Cargas sociales, 40% 0.60 "

Depreciación herramientas, 10% 0.15 "

Planilleros, capataz, etc.: 10% 0.15 "

EXCAVACION DE ARENA : S/. 2.40 / m3.

CONCRETO CICLOPEO: 1 x 3 x 6: (Por m3)

Se requiere para 1 m3:

1.44 barriles de cemento.

0.458 m3 de arena.

0.916 m3 de piedra.

Cemento: 1.44 b. a S/. 60.00/b. S/. 86.40 / m3.

Carga, transporte i descarga de:

0.458 m3 de arena a S/.10.00/m3: " 4.58 / m3.

V A N S/. 90.98 / m3.

V I E N E N	S/. 90.98 / m3.
0.916 m3 de piedra a S/. 10.00/m3	" 9.16 "
Desagregación de la piedra:	" 8.00 "
Batido del concreto, en mezcladora:	" 4.00 "
Colocación i apisonado:	" 4.00 "
Madera: 60 pies ² /m3 a S/.3.00/pie ² ,3 usos:	" 60.00 "
Encofrado:	" 8.00 "
Desencofrado i limpieza:	" 8.00 "
Leyes sociales, 40%	" 76.85 "
Depreciación herramientas, 10%	" 19.21 "
Capataz, planilleros, etc., 10%	" 19.21 "

COSTO DEL METRO CUBICO DE CONCRETO CICLOPEO:

1 x 3 x 6 : (colocado):..... S/. 307.41.

B O V E D A : (Por m3)

Labrado: S/. 100.00/m3	S/. 100.00 / m3.
Transporte i aparejado de las dovelas:	" 20.00 "
Relleno de las juntas:	" 5.00 "
Leyes sociales, 40 %	" 50.00 "
Depreciación de herramientas, 10%	" 12.50 "
Capataz, planilleros, etc., 10%	" 12.50 "

C O S T O D E L A B O V E D A : S/. 200.00 / m3.

3°.- P R E S U P U E S T O :

PARTIDAS	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO POR PARTIDAS
1).- EXCAVACION:				
Arena:	189 m3	2.40/m3	453.60	
Aluvi6n antiguo:	63 m3	6.56 "	413.28	
Roca:	10 m3	14.08 "	140.80	1,007.68
2).- CONCRETO CICLOPEO:				
Estribos:	140.18 m3	307.41/m3	43,092.73	
Muros de ala:	217.00 m3	307.41/m3	66,707.97	
T6mpanos:	101.83 m3	307.41/m3	31,303.56	141,104.26
3).- BOVEDA:				
	83.95 m3	200.00/m3	16,790.00	16,790.00
4).- RELLENO:				
	687.92 m3	3.45/m3	2,373.32	2,373.32
5).- PAVIMENTO:				
	205.30 m2	7.23/m2	1,484.32	1,484.32
6).- CIMBRAS:				
	5,000 pies ²	1.00/pie ²	5,000.00	5,000.00
7).- IMPERMEABILIZACION:				
	120 m2	1.50/m2	180.00	180.00
8).- IMPREVISTOS: 5 %				
				8,396.98
9).- DIRECCION TECNICA I ADMINISTRACION, 10 %				
				16,793.96
T O T A L			S/o.	193,130.52

ESTE PRESUPUESTO ASCIENDE A LA SUMA DE CIENTO NOVENTAITRES MIL CIENTO TREINTA SOLES ORO, CON CINCUENTAIDOS CENTAVOS (S/. 193,130.52).

I N D I C E

G E N E R A L

C A M I N O S

Introducción	Página	1
Estudios de Reconocimiento	"	3
ESTUDIOS DEFINITIVOS:		
Trazado en planta	"	8
Trazado en perfil	"	17
Secciones transversales	"	24
Drenaje	"	34
Construcción	"	38
Transporte de tierras	"	53
Estudio económico	"	58

P U E N T E

Características	Página	73
Cálculo	"	79
Método "KOGLER"	"	82
Método "MERY"	"	93
Estribos	"	101
Tímpanos	"	112
Muros de ala	"	123
Disposiciones constructivas	"	129
Estudio económico	"	130

B I B L I O G R A F I A :

- "Apuntes del curso de Caminos" Ing. Raúl Parraud
- "Curso de Puentes" " Juan Quiroga
- "Curso de Ferrocarriles" " J.A. Rigau
- "Camino" Escario
- "Boletín de la Dirección de Caminos
i Ferrocarriles del Ministerio de
Fomento"..... 1º, 2º, 3º , 4º Trimestres de 1947.
- Manuales i publicaciones técnicas.

