

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

PROYECTO DE GRADO

Presentado por

Luis Riccardi Mazza

Para Obtener el Título

de

INGENIERO CIVIL

PROMOCION 1949

Lima, Agosto de 1951.

Señor Director de la ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

Habiendo terminado mis estudios en forma satisfactoria, en la Escuela bajo su digna dirección, presento a vuestra consideración el Proyecto de Grado que me fuera fijado, con el objeto de obtener el título de Ingeniero Civil.

Por lo tanto, esperando se sirva Ud. nombrar a los Señores Miembros del Jurado, quedo de Ud. como,

Su Atto. y S. S.

Luis Riccardi

Luis Riccardi Mazza

PROGRAMA GENERAL DEL PROYECTO

- PARTE I - Estudios de Reconocimiento
- PARTE II - Estudios Definitivos
- PARTE III - Metrados y Presupuesto del Km.
- PARTE IV - Puente de Concreto Armado
- PARTE V - Metrados y Presupuesto del Puente
- PARTE VI - Alcantarilla y Muro de Sostenimiento de
Concreto o armado.
- PARTE VII - Paso a Desnivel

PROYECTO DE CAMINOS PARA

EL AÑO 1949.

Este proyecto constará de tres grandes capítulos:

- A.- Estudios (Reconocimiento y Trazo)
- B.- Construcción del camino
- C.- Diseño y construcción de las Obras de Arte, pavimento y obras accesorias.

A).- ESTUDIOS.- Siendo el objeto del proyecto unir dos puntos por un camino, los estudios se iniciarán con trabajos de reconocimiento sobre el Plano General a Escala 1:5000 que se adjunta.

Los alumnos de números 1 al 20 estudiarán todas las posibles rutas entre los puntos A y B y los alumnos del 21 al 40, las rutas entre los puntos X y Z, puntos que están marcados en el plano.

De las rutas estudiadas marcarán en el Plano las dos que encuentren más convenientes y entre ellas se escogerá la que se estime la mejor, fundamentando en la Memoria esta adopción. Elegida la mejor ruta de la futura Carretera se procederá a efectuar los Estudios definitivos. Se requiere que cada alumno trace un ramal y haga el estudio completo de solo un kilómetro.

Para la elección del kilómetro y del ramal que debe de estudiarse, se seguirá el sistema siguiente:

Los alumnos del # 1 al # 7 tomarán según su número un kilómetro de la ruta AB, debiendo el # 1, tomar el km. 0 al 1, el # 2 el km. 1 al 2 y el # 7 el km. 6 al 7. Los alumnos, 1 al 4 estudiarán un ramal al punto 1 y los alumnos del # 5 al # 7 un ramal al punto 2.

Los alumnos del # 8 al # 14 tomarán como Cero de su kilometraje el punto B y estudiarán el kilómetro que se indica:

El #	8	el km.	0	al	1	de la ruta	BA
#	9	"	1	al	2	"	"
#	10	"	2	al	3	"	"
#	11	"	3	al	4	"	"
#	12	"	4	al	5	"	"
#	13	"	5	al	6	"	"
#	14	"	6	al	7	"	"

Los alumnos del 8 al 10 estudiarán un ramal al punto 3 y los alumnos del 11 al 14 un ramal al punto 4.

El alumno # 15 trazará un ramal al punto 15 y estudiará uno de los kilómetros del ramal, y así sucesivamente, el alumno # 20 trazará un ramal al punto 20 y estudiará uno de los kilómetros del ramal.

Los alumnos del # 21 al # 27 tomarán un kilómetro de la ruta XZ en la misma forma indicada para los alumnos 1 al 7, así el alumno # 25 tomará el km. 4 al 5. Los alumnos del # 21 al 24 estudiarán un ramal al Punto 5 y los alumnos del # 25 al 27 un ramal al punto 6.

Los alumnos del # 28 al # 34 tomarán como cero de su kilometraje el punto Z y seguirán el mismo sistema indicado más arriba, así el alumno # 32 tomará el km. 4 al 5 de la ruta ZX. Los alumnos del # 28 al # 30 estudiarán un ramal al punto 7 y los alumnos del # 31 al 34 un ramal al punto 8.

El alumno # 35 trazará un ramal al punto 35 estudiará uno de los kilómetros del citado ramal, y así sucesivamente hasta llegar al # 40.

Debe tenerse en cuenta que los ramales son en este caso para Carreteras también de primera categoría y tendrán su km. 0 en el punto de empalme con la Carretera troncal.

El kilómetro que se adopte se marcará en el plano general al 5000 con una línea roja gruesa.

Para efectuar los estudios definitivos del kilómetro se deberá de tener en cuenta lo siguiente:

- 1°.- Que deberá de ampliarse la topografía de la zona del kilómetro que se va a estudiar a escala 1:2000.
- 2°.- Que se trata de una Carretera de primera clase y con una densidad de tráfico de 300 camiones diarios y 200 automóviles.
- 3°.- Que deberán seguirse las Normas para Estudios de Carreteras del Ministerio de Fomento. Según la topografía del kilómetro que se elija, el alumno adoptará las características para topografía "Plana", "Ondulada" o "Accidentada".
- 4°.- Para el establecimiento de las obras de drenaje deberá de considerarse que las máximas precipitaciones pluviométricas en un día han sido de 20 mm.

5°.- Las dimensiones y pesos máximos de los vehículos que trafican por la Carretera serán las siguientes:

Carga tipo:	h-15, S-12
Longitud total:	15 m.
Ancho total:	2.40
Altura total:	4.20

Torque del motor: El correspondiente a camiones Ford o Chevrolet.

6°.- Se supondrá que el kilómetro en que se haga el trazo, el terreno natural se clasifica como sigue:

En los primeros 250 m.: conglomerados
En los 250 m. siguientes: rocas blandas.
En los últimos 500 m. 50% de conglomerados y 50% de roca dura.

7°.- Deberá tenerse en cuenta al hacer el estudio que, si bien se desea una Carretera de primer orden, deberá de tenerse presente también el factor económico, ya que debe de haber cierto balance entre la bondad de las características y el costo de la obra. Ese balance que está marcado por criterio del Ingeniero, deberá ser expuesto en la Memoria para cada uno de los aspectos del proyecto, tanto en los estudios como en la construcción, pavimento y obras de arte.

B).- CONSTRUCCION:- Para el planeamiento de la construcción de la Carretera se supondrá que se dispone de todo el equipo mecánico necesario, siendo necesario discernir, cuales máquinas se deberán usar, sus dimensiones y características, para la ejecución de las diversas obras que forman este proyecto.

Elegidas las máquinas se deberá de calcular sus rendimientos y la coordinación entre unas y otras para una mas eficiente operación. Se tomará 0.80 como "Factor de eficiencia" del equipo en general.

Teniéndose trabajos de explanación en roca será necesario calcular la cantidad de explosivos, que deberá de emplearse.

Se describirá la construcción de un relleno cualquiera que se tenga en el kilómetro elegido, siguiéndose los sistemas modernos indicados por la Mecánica de Suelos.

Se proyectará el sistema completo de drenaje tanto superficial como subterráneo.

C).-OBRAS DE ARTE, PAVIMENTO Y OBRAS ACCESORIAS.- Todos los alumnos proyectarán un paso a desnivel para el cruce de dos carreteras troncales de dos tráficos. Se proyectarán las curvas de vuelta para los accesos en todas direcciones de los cuatro tráficos que circulan por el cruce. En el Plano general se marcará el sentido del tráfico en cada una de las vías de circulación. El ángulo de cruce entre los ejes de una y otra vía será el siguiente:

Para los alumnos del #	1	al	10	:	70°
	11	al	20	:	80°
	21	al	30	:	90°
	31	al	40	:	100°

Dado que el tráfico de la vía superior va en realidad sobre un Puente los alumnos del # 1 al 10 calcularán este de concreto armado con la luz que dé el proyecto del cruce a desnivel y considerandose que el terreno de la zona en que se construye el puente es un conglomerado que está asentado sobre una capa de roca con ligera inclinación que está en promedio a unos 3 m. bajo el nivel de la rasante de la vía inferior. Los alumnos del # 11 al # 20 calcularán un arco rebajado de albañilería de piedra en las mismas condiciones de luz y cimentación que el caso anterior.

Los alumnos del # 21 al # 30 calcularán un puente de concreto armado para dos tráficos según el perfil transversal del cauce a escala 1:50 que se adjunta. La luz del Puente se hará variar de metro en metro de tal manera que el alumno # 21 calculará un Puente de 11m. de luz, el # 22 de 12 m., el # 23 de 13 m. y así sucesivamente hasta llegar al # 30 que calculará un Puente de 20 m. de luz.

Los alumnos del # 31 al 40 tomarán el mismo perfil indicado pero calcularán un puente para cuatro tráficos haciendo varias la luz de la misma manera: el alumno # 31 tomara 11 m. de luz el # 22, 12 m. hasta llegar al # 40 con 20 m. de luz.

Para las dimensiones del tablero, etc. se adoptarán las Normas Americanas.

Se calculará además un muro de sostenimiento de concreto armada y una alcantarilla de 2.00 m. de luz.

Se proyectará un pavimento flexible de primera calidad. Se harán los diseños de la sección transversal recomendada y se indicarán los sistemas de construcción del afirmado y de la superficie siempre a base de tener el equipo disponible.

MEMORIA EXPLICATIVA.- METRADOS Y PRESUPUESTOS.- La Memoria explicativa contendrá la descripción detallada de la obra y la discusión y fundamentación de las soluciones adoptadas, según lo expuesto en el párrafo 7° del Capítulo Estudios. Se expondrá el cálculo de todas las estructuras que forman la Carretera y sus anexos.

La Memoria deberá de comenzarse con una copia del presente pliego de especificaciones y se indicará en forma de relación todos los datos que corresponden al alumno de que se trate, por ejemplo:

Numero que le corresponde:
Estudios de ruta: AB
Ramal: Punto 2.
Kilómetro estudiado 7 al 8
Puente: De concreto de m. de Luz:
Angulo de cruce del paso a desnivel:

Características según las Normas: Topografía ondulada:
Velocidad directriz:
Ancho de la plataforma:
Dimensiones de las cunetas:
Radio mínimo de curvas:
Ancho del derecho de vía:
Pendiente máxima:
Visibilidad:
etc. etc.

Se harán una relación de las curvas horizontales que se tenga en el kilómetro estudiado indicando su número de orden, su ángulo de intersección, el radio adoptado, el peralte, el sobreebanco y la visibilidad.

Se calcularán curvas verticales parabólicas para los cambios de gradiente mayores de 2% indicando las distancias de visibilidad.

Se harán metrados detallados de las explanaciones, del pavimento, del Puente, de las Obras de Arte, del paso a desnivel, etc.

De cada tipo de obra que se ejecute se hará un análisis de precio, el que de acuerdo con los metrados permitirá hacer el Presupuesto General de la Obra.

JUEGOS DE PLANOS.- Se presentarán como mínimo los siguientes planos:

- 1.- Plano general del estudio a Escala 1:5000.
- 2.- Perfiles longitudinales comparativos de los reconocimientos efectuados á escala 1: 5000.
- 3.- Plano a Escala 1: 2000 con el eje del camino en el kilómetro que le corresponda desarrollar al alumno. Se le hará con una equidistancia de curvas de 2 m. y con un ancho mínimo de topografía de 50 m. a cada lado del eje.
- 4.- Perfil longitudinal del eje correspondiente al km. trazado, con escala horizontal 1: 2000 y escala vertical 1: 200.-
- 5.- Pliego de perfiles transversales, uno cada 20 m. y además las secciones de los puntos notables y de ubicación de las obras de arte Escala 1: 200.
- 6.- Diseño completo de una sección transversal en corte y una sección transversal en relleno a escala 1:50 indicando los detalles, del pavimento.
- 7.- Plano general a escala 1:200 del cruce a desnivel.
- 8.- Perfiles longitudinales de las vías que se cruzan.
- 9.- Planos detallados de estructuras del Puente, así como los cortes, secciones, etc. que sean necesarios.
- 10.- Planos de estructuras y de detalle que sean necesarios del muro de sostenimiento y de alcantarilla.
- 11.- Planos de estructuras y secciones que sean necesarios para el proyecto del sistema de drenaje superficial y subterráneo.

Lima, 15 de Enero de 1949.

Ing^o. R. Parraud D.

M. Echeagaray del Solar.

DATOS CORRESPONDIENTES AL PRESENTE PROYECTO DE GRADO

Proyecto de Grado: # 31 de Caminos

Estudio de la ruta: X-Z

Ramal: Punto 8

Kilómetro Estudiado: 3-4 de Z-X

Puente: De concreto armado de 11 m. de luz, 4 vias

Angulo de cruce del paso a desnivel: 100°

PARTE I

ESTUDIOS DE RECONOCIMIENTO DE LA RUTA "X-Z"

Los estudios de reconocimiento de la ruta "X-Z" que se van a hacer para el presente Proyecto de Grado, serán esencialmente teóricos debido a que para dichos estudios se dispone solamente de un plano a curvas de nivel a escala 1:5000, lo cual no puede dar una visión exacta de los detalles de la calidad del terreno, ni de sus verdaderos accidentes topográficos, ni tampoco de las verdaderas características de los rios y arroyos que lo cruzan (si son de curso regular, caudal, máximas avenidas, estiaje, etc.), lo cual solo se puede apreciar en el terreno mismo y con la ayuda de trabajos auxiliares, como aforos y análisis del terreno y tambien con los datos que puedan proporcionar los antiguos moradores del lugar.

Es por ésto que los estudios que se realizarán a continuación, de la ruta "X-Z", estarán basados y de acuerdo con las características que presenta el plano general a escala 1:5000.

De la inspección de dicho plano general, se deduce que se trata de una zona de topografía accidentada, donde se encuentran gran número de cursos de agua, por lo general de pequeño caudal, tales como arroyos y riachuelos, existiendo solamente uno que presenta las características de un verdadero río por la longitud que tiene y por el gran número de arroyos y riachuelos que afluyen a él, pudiéndose considerar que casi el 80% de los pequeños cursos de agua que figuran en el plano son afluentes suyos. Este río

principal se nota claramente en el plano y es el que sigue la dirección Este-Oeste casi en la mitad de su curso, para después efectuar un cambio brusco siguiendo la dirección Suroeste según la orientación que se le ha dado al plano.

La topografía del terreno varía entre los 1500 mts. s.n.m. y los 1660 mts. s.n.m., existiendo dos divisorias importantes, una a la salida de la ciudad X y otra un poco antes de llegar a Z, las cuales serán materia de un estudio detenido, para tratar de ubicar los puntos de paso más convenientes y adecuados para el trazo de la carretera.

De ésta observación ó examen del terreno comprendido entre los puntos X y Z que se trata de unir, salta a primera vista una ruta definida, que de por sí se puede considerar como la mejor, porque es una ruta que cruza por la zona menos accidentada, cruzando pocos riachuelos, teniendo el descenso mínimo para pasar el río principal a una altura conveniente y asciende lo indispensable para pasar las divisorias en los puntos de paso de menor cota. (Trazo Rojo en el Plano General)

Es por ésto que solamente se hará el estudio de una sola ruta en gran parte del recorrido, puesto que cualquier otra solución que se tratara de adoptar y que no pasara por la zona antes mencionada, sería rechazada fácilmente, puesto que pasaría por una zona más accidentada, debería cruzar muchos cursos de agua, sería necesario efectuar desarrollos a media ladera; todo lo cual implicaría un mayor movimiento de tierras, un gran número de alcantarillas y un trazo sumamente sinuoso que redundaría directamente en una mayor longitud de carretera, factores éstos que unidos, elevarían enormemente el costo de la obra.

Solamente en los últimos kilómetros, donde el terreno es muy accidentado, se hará el estudio de las posibles variantes que se presenten, puesto que no hay ninguna que resalte nitidamente sobre las demás. De este estudio se escogerán las dos soluciones que presenten las mejores características.

Trazo Rojo.- Partiendo con el km. 0+00 de la ciudad X que se encuentra a 1552.50 mt. s.n.m., se comienza a ascender con una pendiente del 2% para que en ésta forma nos podamos ceñir al terreno y pasar sin necesidad de efectuar un gran relleno en la depresión que se encuentra a los 100 mt. de la ciudad X, continuandose con ésta pendiente hasta el km. 0+250 mt. Desde éste punto, hasta el punto de paso que se ha elegido en la divisoria, debemos salvar un desnivel de 37.50 mt., lo cual se consigue cambiando la pendiente al 4% y siguiendo el ascenso con ésta pendiente por la margen izquierda del rio que pasa al Norte de X, consiguiendose en ésta forma un trazo casi recto y atravesando una zona de topografía bastante regular.

El punto de paso o abra que se ha escogido en la divisoria, se encuentra a 1595 m. s.n.m., siendo el que presenta mejores características, puesto que es uno de los más bajos y el que nos permite una mejor alineación del trazo de la carretera, además de favorecer el descenso hasta la próxima quebrada, puesto que se podrá bajar con una pendiente aceptable no mayor del 4% y sin necesidad de efectuar desarrollos artificiales que además de ser dificultosos para construir, aumentarían la longitud de la carretera.

Traspuesta la divisoria se inicia el descenso, con pendiente promedio del 4% hasta el km. 2+110 mt. en que se cruza la primera quebrada, continuándose el trazo descendente por su margen izquierda con una pendiente muy suave de 0.76%, tratando de no bajar demasiado, para poder pasar a buena altura el rio principal que corre en dirección NE-SO, por cuya margen derecha se sigue el descenso. Esta zona es una de las más accidentadas por donde pasa la carretera, tal como se puede observar en el plano de Perfiles Comparativos.

En el km. 3+110 mt. se cruza el río principal, con un puente que tendrá más o menos unos 20 mt. de luz y que hará con él rio un ángulo de 30° aproximadamente, adoptandose ésta solución puesto que es la que nos permite un mejor alineamiento. Se ha escogido

éste punto de paso del río, puesto que en ese sitio la quebrada se estrecha lo bastante, para permitir una luz menor del puente, además el punto se encuentra a la suficiente altura para evitar las bajadas y subidas innecesarias, puesto que franqueado el río se deberá ascender nuevamente. También se ha tenido presente en la ubicación del puente, el no acercarse mucho al punto de confluencia del río con uno de sus afluentes, punto ese, que es factible de inundarse en época de avenida. Por supuesto que la mejor solución para el paso del río y la ubicación del puente, debe ser materia de estudios definitivos, los cuales se efectuarán más adelante al tratarse del estudio del Kilómetro Definitivo, puesto que dicho kilómetro se encontrará ubicado en la zona antes mencionada.

Una vez cruzado el río, se comienza a ascender nuevamente con pendiente de 4%, siguiendo por la margen izquierda del río y paralelamente a éste, procurando pasar por las zonas de topografía más favorable y tratando de obtener un trazo casi recto. Se llega en ésta forma hasta el km. 4+592.5 mt. punto donde se han hecho los estudios de las variantes para llegar a Z, apareciendo en el plano solamente dos: la primera de ellas que es la continuación del trazo rojo y la de trazo verde, que se explicará posteriormente.

Siguiendo con el trazo rojo a partir del km. 4+592.5, se trata de pasar la divisoria, ésto se consigue al ascender con pendiente de 4% y pasando por una zona de topografía bastante accidentada, hasta llegar al abra marcada en el plano y de cota 1635 mt. s.n.m., punto de paso éste que a criterio del alumno es el que presenta características más favorables, puesto que, es el de cota más baja y el que se acomoda mejor a la dirección del trazo. Una vez cruzada el abra, se comienza a descnder con pendiente promedio de 4%, por una zona accidentada, pero existiendo la posibilidad de trazar curvas amplias y sin utilizar contrapendientes. Se llega en ésta forma al km. 5+700 mt. donde nos encontramos con

una pequeña zona de terreno casi llano, que la atravesamos con pendiente mínima, hasta el km. 5+850 mt. Desde éste punto comenzamos a bajar con pendiente de 4% hasta cruzar un riachuelo en el km. 6+225. Desde este punto se asciende con pendiente de 4% hasta llegar a Z en la cota 1617.50 mt. s.m.m. con una longitud total de 6490 mt.

Traza Verde.- Como se dijo antes, este trazo es una variante del trazo rojo que tiene su punto de empalme en el km. 4+592.50 mt. de X.

Se repara este trazo en el punto indicado, cruzando inmediatamente el río y sube a la divisoria, con pendiente de 4%; este trazo se ciñe al terreno que es bastante accidentado y después de cruzar una misma quebrada dos veces a niveles diferentes se llega al abra encontrándose con el trazo rojo. Este punto de paso es común a los dos trazos y con cota de 1635 m. s.m.m. Cruzada el abra se comienza a bajar con pendiente del 4.2%, por una zona sumamente accidentada y opuesta a la del trazo rojo. Se llega así al km. 6+020 mt., donde nos encontramos con una zona casi llana, que la atravesamos con pendiente de 1.3%, siempre descendiendo, hasta encontrar al trazo rojo en el km. 6+320 mt. y a los 1606 mt. s.m.m. De éste punto se llega a Z siguiendo el mismo trazo rojo. Si se considera ésta variante la carretera tendría una longitud de 6580 mt.

Discusión.- La discusión solamente se hará comparando las dos variantes que se desprenden del trazo único en el km. 4+592.50 mt., puesto que desde el punto X hasta el punto de bifurcación ya citado, no se ha efectuado el estudio de otra ruta, considerando las razones ya expuestas cuando se hizo el estudio de reconocimiento de la Ruta X-Z.

De las dos variantes considero como mejor y he adoptado como solución definitiva a la de trazo rojo, puesto que pasa por una zona menos accidentada y el movimiento de tierras a efectuarse será menor en la roja que en la verde según se puede

en el plano de Perfiles Comparativos. Además en el trazo rojo existe la posibilidad de efectuar curvas más amplias, su pendiente máxima es de 4%, en vez en el trazo verde las curvas serán más estrechas ciñéndose al terreno y su pendiente máxima es de 4.2%, siendo la longitud de éste último mayor que el adoptado en 90 mt.

En fin, en términos generales, se ha adoptado la variante en trazo rojo por presentar un mayor número de características favorables, que representarán una mayor economía si se llevara a cabo la construcción del camino.

Estudios de Reconocimiento del Ramal al Punto "8".

Los estudios de las posibles rutas de los ramales al punto "8", no ofrecen mayores dificultades; el problema se reduce a tratar de seguir una de las dos posibles rutas que se presentan y son: Salir del punto "8" y con pendiente adecuada comenzar a bajar siguiendo la dirección del riachuelo por su margen izquierda o derecha, procurando pasar por las zonas más bajas hasta donde sea posible, hasta conseguir el empalme con la troncal.

Es así que se han estudiado los dos ramales que aparecen en el plano marcados en rojo y verde respectivamente. La elección definitiva de uno de ellos es bastante dificultosa puesto que ambas soluciones presentan características similares, tales como: las dos tienen la misma pendiente de 3%, pasan por zonas de topografía muy accidentada y tienen casi la misma longitud (la roja es ligeramente menor que la verde).

Según esto, se puede adoptar como definitiva cualquiera de las dos soluciones, pero he preferido la de trazo rojo, considerando que es la que permite un empalme mejor con la troncal puesto que dicha unión se efectuará en una zona de topografía menos accidentada. En vez el empalme del trazo verde con la troncal deberá efectuarse en la parte alta de la quebrada por donde pasa el río principal, donde se tendrá un gran movimiento de tierra para tratar de construir la curva de empalme. Además el trazo rojo, equi-

libra mejor la solución de tránsito de los vehículos que van a X ó Z.

Se tendrá presente que el mejor punto de empalme del ramal rojo con la troncal, es factible de correrse aguas arriba del punto actual, si se considera que en realidad el punto de confluencia cercano al empalme se pueda inundar en época de avenida. El trazo rojo tal como aparece en el plano tendrá una longitud de 535 mt.

PARTE II

Estudios Definitivos del Km. 3-4 de Z a X

Para efectuar este estudio, se tendrán en cuenta las características de las Normas Peruanas para Carreteras de Primer Orden y en Topografía Accidentada.

Relativas al Vehículo:

Carga Tipo: H15 - S12
Longitud Total: 15 mt. (Camion con Semitrayer)
Ancho Total: 2.40 mt.
Altura Total: 4.20 mt.
Velocidad Directriz: 45 k.p.h.

Relativas al Camino:

Derecho de Via: 10.00 mt. (A cada lado del eje)
Superficie de Rodadura: 6.00 mt.
Bermas: 0.50 mt. (a cada lado)
Bombeo: 2%
Cunetas: 0.50 x 0.30 mt. (triangulares)
Pendiente Máxima: 5.6%
Pendiente Media : 4.2% (Computable en tramos de 10 k.)
Peralte: 8%
Radio de Curva: 56 mt. (minimo)

Este estudio del km. definitivo constará de tres partes y que son: 1°) Trazado en Planta, 2°) Trazado en Perfil, y 3°) Secciones Transversales).

TRAZADO EN PLANTA.-

Con las características del camino, basadas en las Normas Peruanas, se ha procedido a trazar el eje del camino en planta. Siendo este trazo en planta, la proyección del eje sobre un plano horizontal estando constituido por una serie de alineamientos ^{rectos} unidos por curvas.

Al momento de efectuar éste estudio en planta, se debe considerar que las tangentes y curvas del trazo tengan la mayor longitud, hasta donde sea posible, pero procurando también evitar los grandes movimientos de tierra, puesto que esto elevaría el costo de la obra.

Teniendo presente el trazo rojo efectuado en el estudio de reconocimiento de la ruta X-Z, se ha ampliado la zona correspondiente al km. 3-4 a partir de Z y que se debe estudiar. Esta ampliación se encuentra en el plano respectivo y a escala 1:2000, con una equidistancia entre curvas de nivel de 2 m. según nos piden.

El trazo de éste km. definitivo seguirá en una forma bastante aproximada al trazo correspondiente al estudio de reconocimiento. Se comprenderá que es casi imposible conseguir una superposición de ambos.

Existen dos factores importantes que son los que determinan el trazo definitivo del km. en estudio, puesto que dicho km. deberá atravesar la zona comprendida en plena quebrada del río principal, que como se puede ver es de topografía muy accidentada en casi todo su recorrido; es por esto que se deberá considerar lo siguiente: 1º) Se preferirá siempre la solución en corte a la solución en relleno, puesto que la solución en corte es mucho más estable y segura que la solución en relleno que por lo general es difícil de estabilizar. 2º) Se deberá unificar adecuadamente el puente para el paso del río principal.

Es por esto que después de haber efectuado varios tanteos se ha escogido la solución marcada en el plano respectivo.

Si bien la solución adoptada, da como resultado que se tenga un mayor movimiento de tierra y un exceso de volumen en corte que no se podrá compensar, este no representa un problema insalvable, puesto que como casi toda la carretera se desarrolla a media ladera, el exceso de desmonte no habrá necesidad de transportarlo, sino más bien desalojarlo hacia el río.

Esta solución aparentemente costosa por el exceso de volumen en corte, dá un trazo casi recto con muy buenas características y un mínimo de curvas (4 en total) con secciones transversales bien estabilizadas.

Otra solución estudiada en principio, era aquella que se ceñía al terreno, pasando más cerca del río; este trazo daba una buena compensación en el movimiento de tierras, con volúmenes de material tanto en corte como en relleno menores, con menos secciones en corte cerrado, pero, se obtenía un trazo muy sinuoso que no está de acuerdo con una carretera de primer orden, además resultaba que los taludes de varias secciones en relleno caían muy próximas al río o dentro de él, lo cual implicaba como medio de protección, la construcción de grandes muros de sostenimiento, que en una zona muy accidentada presentan muchas dificultades de construir, así como para el transporte de los materiales y herramientas necesarias, factores éstos que tienden a aumentar su costo que de por sí es bastante elevado.

Es por éstos motivos, y considerando además que se trata de una carretera de Primer Orden, donde priman las consideraciones de un buen trazo, que se ha adoptado la solución enunciada en primer término.

El segundo factor que se ha tenido en cuenta al estudiar el eje del camino, es el problema que se presenta al tratar de cruzar el río principal, debiendo para ello emplear un puente y por lo tanto considerar su mejor ubicación.

Se ha cruzado el río en el punto de cota 1558.50 mt. s.n.m. en forma oblicua, formándose un ángulo de casi 30° con la dirección del río; ésta solución se justifica porque si bien se tendrá una luz algo mayor que si se cruzan perpendicularmente, éste aumento será pequeño, además se tendrá una mejor alineación en el trazo general, permitiéndonos tener el puente en una tangente que tenga la longitud especificada en las Normas Peruanas, puesto que dicho puente estará en un punto intermedio entre dos curvas, además se favorece la visibilidad.

Este puente, como se puede ver en el plano del perfil longitudinal, se halla en pendiente de 1.277%, correspondiente a la pendiente de la razante en ese tramo. Las curvas cercanas al puente o sean la # 1 y # 2 se ha procurado, despues de algunos tanteos y estudios, colocarlas lo más alejadas posibles del puente, para obtener así una buena longitud de tangente. El puente así estudiado tendría 20 mt. de luz.

Pasaremos de inmediato a calcular los diferentes elementos que intervienen en un trazo en planta, tales como las curvas horizontales, curvas de transición, sobreanchos, peraltes, bombeo, visibilidades, etc.

Se hace presente que solamente se pondrán los cálculos de uno de cada tipo de elementos similares, y a continuación las características de los demás, puesto que no tiene objeto repetir varias veces el mismo proceso de cálculo.

CURVAS HORIZONTALES.-

En todo el km. se han colocado un total de 4 curvas horizontales. Los diferentes elementos de una curva se calculan con mucha facilidad por medio de tablas, conociendo previamente el radio de la curva y el ángulo que forman la prolongación de las tangentes unidas por la curva.

El ángulo de intersección I de las tangentes se conoce al momento de trazar la poligonal; y el radio se toma a criterio del ingeniero trazador, pero que sea como mínimo el especificado en las Normas Peruanas (En éste caso 56 mt.)

Para el presente proyecto se han adoptado los mayores radios posibles que permiten que la curva se amolde a las sinuosidades del terreno, obteniéndose así el menor movimiento de tierras. Así se han escogido radios de: 56 mt., 60 mt., 100 mt., y 150 mt. para las curvas 1, 2, 3 y 4 respectivamente.

Para la curva # 1 conocemos:

$$R = 56 \text{ mt.}$$

$$I = 27^{\circ} 47'$$

Longitud de las tangentes T:

$$\text{para: } I = 27^{\circ} 40' \quad 0.24624$$

$$\quad \quad \quad \underline{7'} \quad \quad \quad \underline{108}$$

$$I = 27^{\circ} 47' \quad 0.24732$$

$$T = 0.24732 \times 56 = 13.85 \text{ mt.}$$

Longitud de la externa E:

$$\text{para: } I = 27^{\circ} 40' \quad 0.02987$$

$$\quad \quad \quad \underline{7'} \quad \quad \quad \underline{27}$$

$$I = 27^{\circ} 47' \quad 0.03014$$

$$E = 0.03014 \times 56 = 1.69 \text{ mt.}$$

Longitud de la curva L:

$$\text{para: } I = 27^{\circ} 40' \quad 0.48287$$

$$\quad \quad \quad \underline{7'} \quad \quad \quad \underline{204}$$

$$I = 27^{\circ} 47' \quad 0.48491$$

$$L = 0.48491 \times 56 = 27.15 \text{ mt.}$$

El estacado de los puntos principales será:

$$\text{Estaca P.I.} \quad 32 + 9.50$$

$$\quad - \quad T \quad \quad \quad \underline{1 + 3.85}$$

$$\text{Estaca P.C.} \quad 31 + 5.65$$

$$\quad + \quad L \quad \quad \quad \underline{2 + 7.15}$$

$$\text{Estaca P.T.} \quad 34 + 2.80$$

Resumiendo tenemos:

C.Nº	I	R	T	E	L	P.I.	P.C.	P.T.
1	27°47'	56	13.85	1.69	27.15	32+9.50	31+5.65	34+2.80
2	24°28'	60	13.01	1.39	25.62	44+2	42+8.99	45+4.61
3	22°33'	100	19.93	1.96	39.35	73+4.50	71+4.57	75+3.92
4	15°39'	150	20.61	1.41	40.97	85+1.80	83+1.19	87+2.16

El valor del radio mínimo de curva de 56 mt., del que se ha hecho mención, se ha calculado según la fórmula de la N. P. que es la siguiente:

$$R = \frac{V^2}{128 (p + f)} \quad (1)$$

En la cual: V = Velocidad en Kms. por hora
 p = Peralte máximo en centésimos, fijado en 0.08 para carreteras de 1ra. y 2da. clase
 f = Coeficiente de fricción dado por la fórmula empírica:

$$f = \frac{1}{1.4 \sqrt{V}}$$

Sustituyendo valores en (1) tenemos:

$$R = \frac{45^2}{128 (0.08+0.2)} = 56 \text{ mt.}$$

PERALTE.-

Según las N.P., el peralte para carreteras de 1ra. y 2da. clase tendrá como valor máximo el 8%, que será mantenido hasta el radio de 340 mt.

Como todas las curvas calculadas, tienen radio inferior a los 340 mt., la inclinación será mantenida en todas ellas en 8%.

SOBREANCHO.-

Todas las curvas calculadas llevarán sobreancho, el que ha sido determinado por la fórmula dada por las N.P.:

$$S = M \left[R - \sqrt{R^2 - I^2} \right] + \frac{V}{10 \sqrt{R}} \quad (1)$$

Donde:

- S = Sobreancho en mts.
- M = Número de vías en tráfico
- R = Radio de la curva en mts.
- V = Velocidad directriz en km. por hora
- I = Distancia entre ejes del vehículo, fijada en 6 mts.

En nuestro caso sustituyendo los valores de R = 56 mts., V = 45 km. p.h., M = 2, para la curva # 1 tenemos:

$$S = 2 \left[56 - \sqrt{3136 - 36} \right] + \frac{45}{10 \sqrt{56}}$$

$$S = 1.26 \text{ mt.}$$

Para las otras curvas el valor del sobreancho será:

Curva	1	S = 1.26 mt.
"	2	S = 1.20 mt.
"	3	S = 0.85 mt.
"	4	S = 0.65 mt.

Este sobreancho, se dará por medias partes en los lados exterior e interior de las curvas. (Ver plano de Secciones Transversales).

CURVAS DE TRANSICION.- Según las N. P., en todas las carreteras de 1ra. clase, se emplearán transiciones para curvas hasta de 580 mt. de radio.

En nuestro caso todas las curvas calculadas llevarán curvas espirales de transición, por ser los radios respectivos inferiores a 580 mt.

La curva espiral de transición se determina por la fórmula:

$$L_e = \frac{V^3}{CR} \quad (1)$$

Donde:

- Le = Longitud espiral en mt.
- V = Velocidad en K. p.h.
- C = Coeficiente variable
- R = Radio de la curva en mt.

El coeficiente C varía según la velocidad directriz, y según las N.P. para nuestro caso su valor será:

$$C = 70 \text{ para } V \leq 60 \text{ K. p.h.}$$

Para la curva # 1, sustituyendo en (1) los valores de: V = 45 k.p.h., R = 56 mt. y C = 7.0, tenemos:

$$L_e = \frac{45^3}{70 \times 56} = \frac{91125}{3920}$$

$$L_e = 23.20 \text{ mt. mínima}$$

Esta longitud de espiral debe satisfacer dos condiciones según las N.P. en sus artículos 2.09.03 y 2.09.04 y que son las siguientes:

1ra.- $L_e \leq 2 R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2}$

Como Δ para la curva # 1 vale 27°47' tenemos:

$$L_e = 2 \times 56 \times 0.24732$$

$$L_e = 27.70 \text{ mt. máxima}$$

2da.- $L_e \geq \frac{100 p}{1.5}$

$$L_e = \frac{100 \times 0.28}{1.5} = 18.70 \text{ mt.}$$

Vemos que se satisfacen las dos condiciones y el valor calculado está bien, pero para mayor comodidad adoptaremos como definitiva para la curva # 1 una espiral de:

$$L_e = 24 \text{ mt.}$$

Resumiendo para todas las curvas tenemos:

Curva # 1	Le = 23.20 mt.	Adoptada 24 mt.
" # 2	Le = 21.65 mt.	" 22 mt.
" # 3	Le = 13.00 mt.	" 19 mt.
" # 4	Le = 8.68 mt.	" 19 mt.

Como se vé en el cuadro, para las curvas # 3 y 4 se han adoptado valores mucho mayores de los calculados; eso se debe a que estos valores no cumplían con el artículo 2.09.04 de las N.P. que daban como mínimo un valor de 18.70 mt. para ambos casos.

TRANSICION DEL PERALTE Y SOBREANCHO.-

En toda la longitud de la curva espiral de transición, el peralte y el sobreancho variarán linealmente desde un valor cero al comienzo de la espiral, hasta su valor máximo correspondiente ya calculado anteriormente al final de la espiral.

Así se tiene que para la curva # 1, la variación del peralte y sobreancho para cada estaca entera de las que están incluidas en la curva, será:

Curva # 1.- Le = 24 mt.; S = 1.26 mt.; p = 8%

La variación lineal por mt. del peralte y del sobreancho es:

$$S' = \frac{1.26}{24} = 0.0525 \qquad p' = \frac{8}{24} = 0.33$$

Además:

$$\begin{array}{ll} P.C. = 31 + 5.65 & P.C. = 31 + 5.65 \\ - \frac{1}{2} \underline{Le} = 1 + 2.00 & + \frac{1}{2} \underline{Le} = 1 + 2.00 \\ T.E. = 30 + 3.65 & E.C. = 32 + 7.65 \end{array}$$

Luego para la Estaca del T.E. 30 + 3.65 o sea el comienzo de la espiral (Tangente Espiral) tenemos:

$$S = 0 \quad y \quad P = 0$$

Para la Estaca # 32 + 00

$$32 + 0.00$$

$$- \underline{T.E. = 30 + 3.65}$$

$$1 + 6.35$$

$$S = 0.0525 \times 16.35 = 0.86 \text{ mt.}$$

$$p = 0.33 \times 16.35 = 5.4\%$$

$$P = 0.054 \times 7.86 = 0.424 \text{ mt.}$$

Para la Estaca # 33 + 00

Como ésta estaca se encuentra en la curva circular el valor de S y P serán máximos.

$$S = 1.26 \text{ mt.}$$

$$P = 0.66 \text{ mt.}$$

Los puntos del C.E. y E.T. son:

$\begin{array}{r} \text{P.T.} = 34 + 2.80 \\ - \frac{1}{2} \text{ Le} = 1 + 2.00 \\ \hline \text{C.E.} = 33 + 0.80 \end{array}$	+ $\frac{1}{2}$	$\begin{array}{r} \text{P.T.} = 34 + 2.80 \\ \text{Le} = 1 + 2.00 \\ \hline \text{E.T.} = 35 + 4.80 \end{array}$
---	-----------------	--

Para la Estaca # 34 + 00

$$\begin{array}{r} \text{E.T.} = 35 + 4.80 \\ - 34 + 0.00 \\ \hline 1 + 4.80 \end{array}$$

$$S = 0.0525 \times 14.80 = 0.78 \text{ mt.}$$

$$p = 0.33 \times 14.80 = 4.9\%$$

$$P = 0.049 \times 7.78 = 0.38 \text{ mt.}$$

Resumiendo:- Los valores del peralte y del sobreancho para las estacas enteras de cada curva serán:

Curva # 1

<u>Estaca No.</u>	<u>S</u>	<u>P</u>
32 + 00	0.86	0.424
33 + 00	1.26	0.66
34 + 00	0.78	0.38

Curva # 2

<u>Estaca No.</u>	<u>S</u>	<u>P</u>
42 + 00	0.109	0.052
43 + 00	0.66	0.336
44 + 00	1.20	0.656
45 + 00	0.856	0.436
46 + 00	0.306	0.148

Curva # 3

<u>Estaca No.</u>	<u>S</u>	<u>P</u>
72 + 00	0.67	0.48
73 + 00	0.85	0.626
74 + 00	0.85	0.626
75 + 00	0.60	0.43
76 + 00	0.152	0.102

Curva # 4

<u>Estaca No.</u>	<u>S</u>	<u>P</u>
84 + 00	0.626	0.588
85 + 00	0.65	0.62
86 + 00	0.65	0.62
87 + 00	0.40	0.364

VISIBILIDAD.- Se calculará la visibilidad de alcance en todas las curvas; para ésto habrá necesidad de calcular el valor de "m" ó sea la distancia perpendicular del eje del camino sobre la cuerda tendida a 1.30 mt. de altura sobre el nivel de la calzada.

Tambien debería calcularse la visibilidad de paso, pero según las N.P. solamente basta la solución que satisface la visibilidad de alcance, por eso no se calculará la visibilidad de paso, puesto que dá valores muy grandes para "m" lo cual determinaría un ancho excesivo de banqueta con un costo muy elevado.

Para la curva # 1 sabemos que $R = 56$ mt. y $V = 45$ km.p.h., con estos valores se entra en el abaco correspondiente de las N.P., encontramos entonces un valor de m y de D que valen:

$$m = 6 \text{ mt.}$$
$$D = 52 \text{ mt. (distancia de visibilidad de alcance)}$$

Como el valor de "m" es mayor que la mitad del ancho de la carretera considerando la berma, la cuneta y el talud del corte, será necesario construir una banqueta, que tendrá 1.30 mt. de alto del nivel de la razante y un ancho variable según las dimensiones del sobreancho y talud. Se puede calcular el ancho de la banqueta correspondiente a cada estaca de la curva, pero no es necesario hacerlo, puesto que conociendo el valor de "m", al momento de dibujar las secciones transversales se puede determinar dicho ancho graficamente y con mayor facilidad, tal como aparece en el plano de Secciones Transversales.

Los valores de "m" y D para todas las curvas del Kmt. serán:

Curva N°.	R	V	D	m	Banqueta
1	56 mt.	45 K.p.h.	52 mt.	6 mt.	Si
2	60 "	45 "	52 "	5.50 "	Si
3	100 "	45 "	52 "	3.15 "	No.
4	150 "	45 "	52 "	2.20 "	No

Además se ha considerado la distancia simple de visibilidad de frenado D_f , en toda la longitud del Km., y que según las N.P. para la velocidad directriz dada de 45 km.p.h. es de 52 mt.

Tambien se ha cumplido con la especificacion de visibilidad de paso en tangentes, que para nuestro caso de velocidad directriz de 45 K.p.h. es de 170 mt. Esta distancia de visibilidad de paso Dd. se dispondrá a distancias no mayores de 5 Km.

TRAZADO EN PERFIL.-

Primeramente, se ha dibujado el perfil longitudinal del terreno correspondiente al trazo en planta del Km. definitivo. Este perfil se dibuja tomando en abcisas las distancias de las estacas al origen y en ordenadas las cotas de dichas estacas.

El estudio más importante del trazado en perfil es el correspondiente a la adopción de la rasante del camino.

La rasante es el perfil mismo del eje del camino, el que se aparta más o menos en sentido altimétrico del terreno, según sus accidentes y las pendientes límites.

Al proyectarse la rasante, se ha procurado hacerlo teniendo en cuenta el factor económico; esto es tratando de obtener el menor movimiento de tierras, y la compensación de ellas en la mínima distancia con el fin de reducir en lo posible los gastos de transporte.

Una solución ideal de lo expuesto sería que la plataforma del camino quedara en corte abierto para cualquier sección transversal, compensandose el corte con el relleno en cada tramo comprendido entre dos secciones.

Pero en nuestro caso, donde el terreno es muy accidentado y con una pendiente fuerte en sus laderas, no es posible obtener la solución antes propuesta, viendonos obligados a tener secciones en corte cerrado y terraplenes en algunos casos de volúmenes apreciables. Siendo por estos motivos y por las consideraciones hechas anteriormente al tratarse del trazado en planta que no se ha podido obtener una mejor compensación en el movimiento de tierras, obteniendose en definitiva un exceso de volumen en corte en el Km. estudiado. Este exceso de volumen en corte que se manifiesta directamente en un aumento de costo en la construcción de la obra, se justifica

considerando que el proyectista de la carretera no debe tener solamente su criterio basado y orientado a un análisis de costos, sino también a obtener una solución continua, que dé seguridad y comodidad, más aun si se considera que se trata de una carretera de 1er. Orden, razón por la cual las N.P. fijan las longitudes mínimas de los tramos en pendiente, las pendientes máximas y sus variaciones.

En el Km. estudiado, la rasante se ha determinado por tanteos, con ayuda de perfiles transversales, probandose varias rasantes en el perfil longitudinal y estudiando la ubicación de la plataforma para las secciones peligrosas cercanas al rio, prefiriendose siempre la solución en corte a la de relleno por ser estas más difíciles de estabilizar y de conservar que aquellas.

En el plano, del perfil longitudinal del Km. estudiado se puede ver la rasante adoptada; esta no es uniforme a lo largo de todo el Km., sino que consta de tres tramos siendo el 1º de 260 mt. de largo y con pendiente de 3.461%, el 2º de 360 mt. de largo y 1.277% de pendiente y el 3º de 380 mt. de largo y con 0.789% de pendiente.

La adopción de esta rasante estaba casi determinada a priori, pues la cota de cruce del rio estaba sujeta a las condiciones del puente, dándosele altura suficiente sobre el nivel de aguas máximas. No se le ha dado mayor altura a la rasante al cruzar el rio, puesto que esto habría aumentado los terraplenes de acceso, los estribos y las obras de defensa del puente. Se observa en el plano respectivo, que si se hubiera levantado la rasante a lo largo de los últimos 740 mt., se hubiera obtenido una mejor compensación en el movimiento de tierras, puesto que habría disminuido el corte, pero se tendrían grandes rellenos, que unidos a las desventajas que se presentan para el puente, nos obligan a desechar esta solución.

Además al adaptarse dicha rasante, se ha tenido presente, colocar las 2 curvas verticales necesarias en los dos cambios de pendiente, superponer una curva vertical con una horizontal

no tener contrapendientes y teniendo tramos mayores de 200 mt. de longitud para el cambio de pendiente según especifican las N.P.

CURVAS VERTICALES

Como en el Km. tenemos 3 tramos de rasante con pendientes diferentes y como en esos cambios de pendiente, la diferencia algebraica de las pendientes que intervienen es mayor del 2%, se han colocado dos curvas verticales parabólicas.

En las dos curvas la diferencia algebraica de pendientes es: 2.184 % y 2.066%.

Con estos valores y con el valor de la velocidad directriz de 45 km. p.h. se entra a un abaco de las N.P. y se obtiene la longitud mínima de las curvas, que nos dá en ambos casos de 8 mt. aproximadamente. Como se ve es una cantidad muy pequeña, y es por esto que siguiendo las especificaciones de las N.P. en su artículo 2.11.10 se le dá una longitud de 80 mt. a cada curva vertical.

Logicamente al colocar una curva vertical concava se está subiendo la rasante en toda la longitud de los 80 mt. de la curva; es por esto que a continuación se calcularán las cotas correspondientes corregidas de la rasante en dichas curvas.

Curva Vertical # 1

$i' = -3.461\% ; i'' = -1.277 ; L = 80 \text{ mt.}$

La corrección del vértice VC será:

$VC = \frac{L}{8} (i' - i'') = \frac{80}{8} (-3.461 + 1.277)$

$VC = 21.84 \text{ mt.}$

Luego con ayuda de la tabla de Rigau encontramos las correcciones:

<u>Estaca</u>	<u>Rasante</u>	<u>Corrección</u>	<u>Cotas</u>
22	1561.386	0.000	1561.386
23	1561.400	0.014	1561.414
24	1560.694	0.054	1560.748
25	1560.348	0.123	1560.471
VC = 26	1560.000	0.218	1560.218
27	1559.872	0.123	1559.995
28	1559.745	0.054	1559.799
29	1559.617	0.014	1559.631
30	1559.489	0.000	1559.489

Curva Vertical # 2

$i' = -1.277 ; i'' = + 0.789 ; L = 80 \text{ mt.}$

$VC = \frac{80}{8} (-1.277 - 0.789)$

$VC = 20.66 \text{ cm.}$

<u>Estacas</u>	<u>Rasante</u>	<u>Corrección</u>	<u>Cotas</u>
58	1555.914	0.000	1555.914
59	1555.786	0.012	1555.798
60	1555.658	0.052	1555.710
61	1555.531	0.116	1555.647
VC = 62	1555.400	0.207	1555.607
63	1555.479	0.116	1555.595
64	1555.558	0.052	1555.610
65	1555.637	0.012	1555.649
66	1555.716	0.000	1555.716

SECCIONES TRANSVERSALES.-

Determinada la rasante, se ha procedido a dibujar las secciones transversales para cada sección del estacado de número par, o sea secciones a cada 20 mt. a todo lo largo del km. También se han dibujado secciones a cada 10 mt. en todas las curvas horizontales, como así mismo algunas secciones importantes, tales como las correspondientes a las estacas # 37 y 39, donde deben encontrarse los estribos del puente.

En las secciones transversales de las estacas # 36, 37, 39 y 40, aparecen las secciones de los estribos y de sus alas respectivas. Las dimensiones de éstas obras de arte, se han tomado a criterio del alumno, mas como via de ilustración de la posible ubicación y cimentación de dichas obras y no como valores definitivos, calculados y verificados para su construcción, puesto que para el presente Proyecto de Grado no se especifica el cálculo de éste puente, sino de otro de características muy diversas, cuyo cálculo y verificación de estabilidad se hace posteriormente en el párrafo correspondiente a Puente de Concreto Armado.

En las secciones transversales se anotan las cotas del terreno, de la rasante y las areas calculadas en corte y relleno, habiéndose tomado en cuenta los taludes respectivos en corte y relleno correspondientes a la clasificación de los materiales, el perfil de las cunetas y las variaciones de los sobrecanchos y peraltes en las curvas horizontales.

Los diversos elementos a tenerse presente para el diseño de las secciones transversales son los siguientes:

TALUDES.-

Como en el Km. estudiado tenemos tres clases diferentes de materiales, conglomerados, roca blanda y roca dura, según las especificaciones de las N.P. los taludos en cortes y rellenos serán:

<u>Material</u>	<u>Corte</u>	<u>Relleno</u>
Conglomerado	3:1	1:1½
Roca Blanda	10:1	1:1
Roca Dura	10:1	1:1

CUNETAS.-

Como se trata de una zona donde la máxima precipitación pluviométrica es de 20 mm., las cunetas serán de sección triangular con una profundidad de 0.30 mt. y un ancho de 0.50 mt.

El ancho de 0.50 mt. de la cuneta es medido desde el borde de la berma a la vertical del vertice bajo. El talud exterior será el correspondiente al del corte. (N.P. art. 2.04.02).

El perfil longitudinal de las cunetas tendrá la gradiente de la rasante; en caso de que ésta gradiente fuera excesiva y se podría provocar erosión por la acción de las aguas superficiales, las cunetas serán protegidas por revestimientos o sembríos, ó también usando gradientes escalonadas con obstáculos para disminuir la velocidad del agua.

BOMBEO.-

Si bien en el plano de Secciones Transversales no figura, toda la sección de la rasante tendrá un bombeo del 2% para la eliminación rápida del agua superficial hacia las cunetas y drenes.

CUBICACION DE TIERRAS

Habiendo calculado las secciones transversales, se ha procedido a elaborar el pliego de cubicaciones que se expone, en el cual aparecen los totales de m³ en corte y relleno que se necesitan, así como los totales de m³ de corte que se tienen en materiales de III, IV y V.

CUBICACIONES - Km. 3-4 - RUTA Z-X

Estacas.	Dist. N° (m)	Areas. (m ²)		VOLUMENES. (m ³)						
		Relleno	Corte	Relleno	Corte	Clasificado				
						Rel. A.	Rel. B.	C. III	C. IV	C. V
0	--	3.97	5.34	--	--	--	--	--	--	--
2	20	5.09	--	91	53	38	38	53	--	--
4	20	4.14	--	92	--	--	92	--	--	--
6	20	3.36	1.62	75	16	16	59	16	--	--
8	20	--	8.218	34	98	34	--	98	--	--
10	20	--	17.345	--	256	--	--	256	--	--
12	20	--	12.92	--	303	--	--	303	--	--
14	20	0.95	2.89	10	158	10	--	158	--	--
16	20	0.21	2.79	12	57	12	--	57	--	--
18	20	--	16.92	2	197	2	--	197	--	--
20	20	0.12	5.48	1	224	1	--	224	--	--
22	20	12.85	--	130	55	55	75	55	--	--
24	20	11.12	--	240	--	--	240	--	--	--
26	20	5.46	--	166	--	--	166	--	--	--
28	20	9.50	--	150	--	--	150	--	--	--
30	20	12.20	--	217	--	--	217	--	--	--
32	20	0.12	7.135	123	71	71	52	--	71	--
33	10	--	20.00	1	136	1	--	--	136	--
34	10	--	21.69	--	208	--	--	--	208	--
36	20	10.06	0.465	101	222	101	--	--	222	--
37	10	5.57	--	78	2	2	76	--	2	--
38	10	--	--	--	--	--	--	--	--	--
39	10	6.76	--	--	--	--	--	--	--	--
40	10	6.90	2.571	68	13	13	55	--	13	--
42	20	--	32.03	69	346	69	--	--	346	--
43	10	--	50.45	--	412	--	--	--	412	--
44	10	--	55.67	--	531	--	--	--	531	--
45	10	--	44.212	--	499	--	--	--	499	--
46	10	--	16.20	--	302	--	--	--	302	--
48	20	--	7.35	--	236	--	--	--	236	--
50	20	--	32.767	--	401	--	--	--	401	--
52	20	--	43.95	--	767	--	--	384	--	383
54	20	0.62	17.645	6	616	6	--	308	--	308
56	20	17.376	1.725	180	194	180	--	97	--	97
58	20	--	24.30	174	260	174	--	130	--	130
60	20	3.36	4.125	34	284	34	--	142	--	142
62	20	44.80	--	482	41	41	241	20	--	21
64	20	12.66	1.035	575	10	10	565	5	--	5
66	20	3.82	3.325	165	44	44	121	22	--	22
68	20	13.55	0.285	174	36	36	138	18	--	18
70	20	--	8.001	136	83	83	53	42	--	41
72	20	--	67.28	--	353	--	--	376	--	377
73	10	--	69.40	--	683	--	--	342	--	341
74	10	--	53.15	--	613	--	--	306	--	307
75	10	--	28.86	--	410	--	--	205	--	205
76	10	--	21.22	--	250	--	--	125	--	125
78	20	0.63	7.14	6	284	6	--	142	--	142
80	20	--	15.05	6	122	6	--	61	--	61
82	20	--	12.29	--	173	--	--	87	--	86
84	20	18.10	0.543	181	128	128	53	64	--	64
85	10	44.20	--	312	3	3	309	1	--	2
86	10	42.16	--	432	--	--	432	--	--	--
87	10	21.50	--	318	--	--	318	--	--	--
88	10	11.00	0.72	163	4	4	159	2	--	2
90	20	10.48	0.89	215	16	16	199	8	--	8
92	20	34.73	--	452	9	9	443	4	--	5
94	20	34.64	--	694	--	--	694	--	--	--
96	20	2.28	1.385	369	14	14	355	7	--	7
98	20	--	6.46	23	78	23	--	39	--	39
100	20	--	5.32	--	118	--	--	59	--	59
				6757	10789	1257	5300	4413	3379	2997

Asi tenemos que:

Volumen total Relleno = 6757.00 m³

Volumen total Corte = 10789.00 m³

Los volúmenes totales en corte para los diferentes materiales son:

Volumen Corte en III = 4413.00 m³

Volumen Corte en IV = 3379.00 m³

Volumen Corte en V = 2997.00 m³

Total Corte = 10789.00 m³

Para el cálculo de los volúmenes se ha utilizado el método de las áreas medias, empleándose la fórmula:

$$V = \left(\frac{S + S'}{2} \right) D$$

En la que S y S' son las áreas de las secciones transversales paralelas y consecutivas y D la distancia entre ellas. Se pueden presentar los siguientes casos:

- 1). Cuando se tiene una sección en corte y otra en relleno se aplica:

$$V_c = \frac{S^2}{S+S'} \times \frac{D}{2} \quad V_r = \frac{S'^2}{S+S'} \times \frac{D}{2}$$

Siendo: S = Area en corte

S' = Area en relleno

- 2). Cuando se tienen dos secciones a media ladera se aplica:

$$V_c = \left(\frac{S+S'}{2} \right) D \quad V_r = \left(\frac{Z+Z'}{2} \right) D$$

donde:

S y S' son áreas en corte

Z y Z' son áreas en relleno

- 3). Cuando una de las secciones está en corte completo o relleno completo y la otra sección esta a media ladera, el volumen se descompone en tres volúmenes parciales:

a) Volumen de corte o relleno: $V_1 = \left(\frac{S+S'}{2} \right) D$

b) " " " de una sección en corte: $V_2 = \frac{S^2}{S+S'} \times \frac{D}{2}$

c) Volumen de relleno de una sección en relleno: $V_3 = \frac{S'^2}{S+S'} \times \frac{D}{2}$

MOVIMIENTO DE TIERRAS

El estudio del movimiento de tierras, tiene por objeto encontrar la distancia o distancias de transporte del material, por medio de las cuales se podrá seleccionar el adecuado equipo mecánico para el acarreo del material con el máximo de economía.

Este problema relativo al acarreo de material, se resuelve por medio del "Diagrama Masa" o "Curva de Brückner".

Para la construcción de este diagrama, es necesario confeccionar con la ayuda del pliego de cubicaciones, el cuadro que aparece a continuación.

Dicho cuadro se compone de 7 columnas donde aparecen:

- 1).- Número de las estacas correspondientes a las Secciones Transversales del Km.
- 2).- Volumen en corte entre 2 estacas consecutivas.
- 3).- Volumen en relleno correspondiente entre 2 estacas consecutivas.
- 4).- Calidad del material entre las estacas consideradas.
- 5).- Coeficiente de esponjamiento de dicho material.
- 6).- Volúmenes corregidos en corte y relleno del material primitivo y
- 7).- Suma acumulativa de los volúmenes en corte y relleno, considerándose un volumen positivo para el corte y un volumen negativo para el relleno. Estos volúmenes son de material compactado.

Se ha considerado los siguientes coeficientes de esponjamiento para los diferentes materiales que se encuentran en el Km. estudiado.

Coeficiente de Esponjamiento

	Natural	Suelto	Compactado
Conglomerado :	1	1.2	0.95
Roca Blanda :	1	1.3	1.3
Roca Dura :	1	1.5	1.5

Se comprende fácilmente esta consideración del coeficiente de esponjamiento, puesto que cualquier material que se encuentre en estado natural, al removerlo va a aumentar de volumen, puesto que se aumenta el número de vacíos entre sus partículas, convirtiéndose en esta forma en material suelto. Este material suelto al compactarse sufre la transformación inversa, o sea que disminuye

de volumen, puesto que al compactarlo se eliminan los vacíos.

Caso especial sucede con los tipos de material rocoso, que si bien aumentan de volumen al pasar de estado natural a suelto, no sufren ninguna alteración en su volumen al pasar de estado suelto a compactado. Con ésta consideración se ha elaborado el cuadro que aparece en la página siguiente.

Curva de Brückner.- Con el cuadro antes mencionado se ha construído el gráfico adjunto, donde aparece el "Diagrama Masa" o "Curva de Brückner".

Sobre un sistema de ejes coordenados, se ha llevado como abcisas los valores correspondientes a las distancias entre estacas y como ordenadas los valores acumulativos de los volúmenes compactados correspondientes a dichas estacas. Además como ya se dijo, todos los valores en corte se han considerado positivos y todos los volúmenes en relleno, negativos.

La última ordenada de la curva con un valor de +6351 m³ de material compactado, representa, que en todo el Km. no hay compensación entre el corte y relleno, sino un exceso de material, que parece mayor que el obtenido en el pliego de cubicaciones y que era de 4032 m³. Esto se debe a que como ya se dijo, en la curva de Brückner, el volumen ha sido afectado por el factor de esponjamiento, y siendo la mayor parte del material roca, lógicamente aumentará el volumen, puesto que la roca no sufre compactación.

Se puede comprobar este exceso de volumen de la siguiente manera:

Según el pliego de cubicaciones necesitamos 6757 m³ de relleno que deberán ser rellenados con el material compactado. Ahora bien, los volúmenes de material en corte compactados en todo el Km. serán:

Mat. III.-	4413 m ³	x 0.95 =	4200 m ³	compactados
Mat. IV .-	3379 m ³	x 1.30 =	4400 m ³	compactados
Mat. V .-	<u>2997</u> m ³	x 1.50 =	<u>4500</u> m ³	compactados
Total:	10789 m ³		= 13100 m ³	compactados

VOLUMENES ACUMULATIVOS - BRUCKNER

Estaca N°	Volumen m ³		Material	Coef. Espj.	Volumen Corregido m ³		Suma de Volumenes
	Relleno	Corte					
0			Cong.	0.95			
2	91	53	"	"	+50	-41	-41
4	92	--	"	"	--	-92	-133
6	75	16	"	"	+15	-60	-193
8	34	98	"	"	+93	+59	-74
10	--	256	"	"	+240	+240	+166
12	--	303	"	"	+288	+288	+454
14	10	158	"	"	+150	+140	+594
16	12	57	"	"	+54	+42	+636
18	2	197	"	"	+187	+185	+821
20	1	224	"	"	+212	+211	+1032
22	130	55	"	"	+52	-78	+954
24	240	--	"	"	--	-240	+714
26	166	--	R.B.	1.30	--	-266	+548
28	150	--	"	"	--	-150	+398
30	217	--	"	"	--	-217	+181
32	123	71	"	"	+93	-30	+151
33	1	136	"	"	+177	+176	+327
34	--	208	"	"	+270	+270	+597
36	101	222	"	"	+289	+188	+785
37	78	2	"	"	+3	-75	+710
38	--	--	--	--	--	--	--
39	--	--	--	--	--	--	--
40	68	13	"	"	+17	-51	+669
42	69	346	"	"	+450	+381	+1050
43	--	412	"	"	+536	+536	+1586
44	--	531	"	"	+691	+691	+2277
45	--	449	"	"	+600	+600	+2877
46	--	302	"	"	+393	+393	+3270
48	--	236	"	"	+307	+307	+3577
50	--	401	"	"	+521	+521	+4098
52	--	767	R.D.yC.	1.225	+940	+940	+5038
54	6	616	"	"	+758	+752	+5790
56	180	194	"	"	+238	+58	+5848
58	174	260	"	"	+319	+145	+5993
60	34	284	"	"	+348	+314	+6307
62	482	41	"	"	+50	-432	+5875
64	575	10	"	"	+12	-563	+5312
66	165	44	"	"	+54	-111	+5201
68	174	36	"	"	+44	-130	+5071
70	136	83	"	"	+102	-34	+5037
72	--	753	"	"	+922	+922	+5959
73	--	683	"	"	+840	+840	+6799
74	--	613	"	"	+751	+751	+7550
75	--	410	"	"	+502	+502	+8052
76	--	250	"	"	+306	+306	+8358
78	6	284	"	"	+348	+342	+8700
80	6	122	"	"	+150	+144	+8844
82	--	173	"	"	+212	+212	+9056
84	181	128	"	"	+157	-24	+9032
85	312	3	"	"	+4	-308	+8724
86	432	--	"	"	--	-432	+8292
87	318	--	"	"	--	-318	+7974
88	163	4	"	"	+5	-158	+7816
90	215	16	"	"	+20	-195	+7621
92	452	9	"	"	+11	-441	+7180
94	694	--	"	"	--	-694	+6486
96	369	14	"	"	+17	-352	+6134
98	23	78	"	"	+96	+73	+6207
100	--	118	"	"	+144	+144	+6351

Si a estos 13100 m³ de material compactado, le restamos los 6757 m³ de relleno del pliego de cubicaciones obtenemos:

$$13100 - 6757 = 6343 \text{ m}^3$$

Valor muy aproximado al que da la curva de Brückner como exceso de volumen de 6351 m³.

Si el último punto de la curva hubiera coincidido con el eje de abscisas, hubiera querido decir, que en el km. había compensación de volúmenes en corte y relleno, pero en nuestro caso esto no sucede y se ha procurado encontrar compensación para ciertos tramos del km. en donde ha sido posible, consiguiéndose esto, trazando paralelas al eje de las X, determinándose siete áreas compensadas que se numeran en el gráfico. Además el exceso será desalojado hacia el río. Considerando que el km. cruza un río, se ha buscado de compensar tramos antes y después del río separadamente, puesto que al momento de efectuar el movimiento de tierras, el puente no se habrá construido aun.

El valor de cada área compensada, representa el momento de transporte en ese tramo; si a esa área se la divide entre la ordenada máxima correspondiente, se obtiene la distancia media de transporte para el tramo compensado. Así para los siete tramos compensados tenemos:

<u>Tramo</u>	<u>Nom. de Tras.</u>	<u>Ord. Max.</u>	<u>Dist. media de Trasp.</u>
I	800 m ³ /m	160 m ³	50.00 mt.
II	12664 "	320 "	39.80 "
III	32750 "	560 "	59.50 "
IV	760 "	80 "	9.50 "
V	200 "	40 "	5.00 "
VI	103300 "	1275 "	81.00 "
VII	426600 "	2920 "	146.00 "

Como vemos en los 6 primeros tramos, las respectivas distancias de transporte son inferiores a los 90 mt., entonces para facilidad en el cálculo del rendimiento del equipo mecánico a emplearse, deduciremos una distancia promedio de transporte para estos tramos y valdrá:

$$\text{d.p.t.} = \frac{157642}{2435} = 65 \text{ mt.}$$

Para el último tramos la distancia media de transporte será la misma ya encontrada de 146 mt.

El exceso de material, como ya se dijo, se eliminará a media ladera con una distancia media de transporte de 20 mt.

Además se deberá tener presente, para los efectos del presupuesto general de la obra, que si bien en la curva de Brückner se ha efectuado la compensacion transversal de tierras, éste volumen no aparece para los efectos del transporte, puesto que los tramos compensados en la curva dan un total de 5355 m³, que difieren de los 6757 m³ de rellenos que se tienen en el pliego de cubicaciones. Esta aparente falta de material, no significa que el proceso este equivocado, sino que en el cuadro que se ha confeccionado para poder dibujar la curva de Brückner, al momento de sumar o restar los volúmenes de corte y relleno correspondientes a cada estaca, para encontrar el valor respectivo del volumen acumulativo, se le han disminuido los volúmenes compensados transversalmente (subrayados en rojo) y si se agregan al volumen de material compensado en la curva de Brückner, se obtendrá la igualdad deseada con el volumen de relleno del pliego de cubicaciones. Así tenemos:

		<u>Vol. Comp. Transv.</u>	
De Km. 3	a Km. 3.250	176 m ³	Conglomerado
"	3.250 a Km. 3.500	284 m ³	Roca Blanda
"	3.500 a Km. 4.	905 m ³	Cong. 50% y Roca Dura 50%
Total Comp. Transversal		= 1365 m ³	

Luego:

$$5355 + 1365 = 6720 \text{ m}^3 \approx 6757 \text{ m}^3$$

Valor muy aproximado, debiéndose la diferencia al error que se comete al leer los valores a escala muy pequeña en el gráfico.

Este volumen de material debido a la compensación transversal, se considera que se deberá mover o acarrear con una distancia media de transporte de 20 mt., para los efectos del presupuesto.

Resumen del Movimiento de Tierras.-

De la curva de Brückner y teniendo presente la compensación transversal antes mencionada, se deduce lo siguiente:

Del Km. 3 al Km. 3.250

Material: Conglomerado

Vol.Comp.Long.	480 m ³	con dis.media	transporte	65 mt.
" "	Transv.176 m ³	" "	" "	20 mt.
"	por eliminar 700 m ³	" "	" "	20 mt.

Del Km. 3.250 al Km. 3.500

Material: Roca Blanda

Vol.Comp.Long.	680 m ³	Con dist.media	transporte	65 mt.
" "	Transv.284 m ³	" "	" "	20 mt.
"	por eliminar 3400 m ³	" "	" "	20 mt.

Del Km. 3.500 al Km. 4

Material: 50% Cong. y 50% Roca Dura

Vol.Comp.Long.	1275 m ³	Con dist. media	transporte	65 mt.
" "	" 2920 m ³	" "	" "	146 mt.
" "	Transv. 905 m ³	" "	" "	20 mt.
"	por eliminar 2251 m ³	" "	" "	20 mt.

Todos estos volúmenes se encuentran compactados. Considerándose como se dijo antes que los materiales rocosos, no sufren compactación, lo mismo pasa en el caso en que el conglomerado y la roca dura se encuentra por mitades.

Selección del Equipo Mecánico y Rendimientos

Para la elección del equipo mecánico, se tendrá presente que se puede disponer del equipo mecánico moderno necesario.

1).- Tractor Caterpillar D-8 con empujador angular K-8

El tractor Caterpillar D-8, será el de tipo de oruga y presenta las siguientes características:

Potencia en la barra de tracción:	110 a 140 H.P.
Largo :	4.65 mt.
Ancho :	2.64 mt.
Alto :	2.29 mt.
Peso :	15512 kg.

Se ha escogido este tipo de tractor, debido a que en ciertos tramos del km. estudiado hay cortes un poco profundos, además como en una gran parte del Km. el volumen de tierras a mover está representado por conglomerados, este es un material que tiende a quedarse en la pala o cuchara de empuje, trabajando en esta forma el tractor con muy buen rendimiento. En aquellas partes del km. en que el tractor debe mover material rocoso se deberá ablandar ó desagregar este material por medio de explosivos, procurando que el material no se fragmente en pedazos demasiados pequeños, puesto que así el tractor no trabajaría bien, debido a que las orugas resbalan sobre la roca muy quebrada. Otro motivo para la adopción de este tipo de tractor, es que como vemos en la curva de Brückner las distancias medias de transporte en casi todo el km. son menores de 90 mt., siendo esta la distancia máxima con la cual el tractor trabaja con rendimiento económico; el máximo rendimiento de estos tractores se obtiene con una distancia media de transporte de 10 a 20 mts.

El empujador que se acoplará a este tractor será el de tipo angular de mod. K-8 (Angle dozer).

Este empujador está diseñado de manera que su lampón pueda girar haciendo un ángulo de 30° . También puede trabajar como empujador recto, puesto que el lampón puede hacerse girar sobre un pivote central hasta adoptar un ángulo determinado (máximo 30°) y desde luego se puede poner horizontal, caso en que trabajaría como empujador recto.

El lampón puede subir o bajar verticalmente y también introducirse una cierta profundidad en el terreno, ya sea para empujar o cortar respectivamente. El empujador angular es ideal para trabajar en cortes a media ladera, caso que sucede en gran parte en la construcción del km. definitivo del presente proyecto.

Las características de este empujador son:

Empujador angular modelo K-8; ángulo máximo 30° ; largo 6.82 mt.; ancho 3.57 mt; alto incluido marco 2.90 mt; peso del lampón

marco y sistema de control de fuerza posterior 3368 Kg.

Capacidad del Lampón.- Este es un valor dado por el fabricante y que se haya tabulado. De la tabla # II de las copias del Ing. Parraud, tenemos que para un empujador angledozer (K-8): $Q = 2.9 \text{ m}^3$

Tambien de las mismas copias (pag. 206) obtenemos los siguientes valores, para la velocidad de recorrido de acuerdo a la velocidad del motor:

en 1ra.- 2.57 k.p.h. yendo cargado

en 4ta.- 4.83 k.p.h. yendo vacío

No se considera en 6ta. con velocidad de 7.88 k.p.h. puesto que esto es para terreno llano y no accidentado como el nuestro.

Cálculo del Rendimiento del Tractor D-8 con Empujador.-

Viene dado por la formula:

$$R = \frac{Q \times f \times 60 \times E}{C_m} \quad (I)$$

donde: Q = Capacidad de la pála del empujador en material suelto.

f = Factor de conversión (0.79 de material suelto compactado)

60 = Minutos que hay en 1 hora

E = 80% factor de eficiencia del tractor

C_m = Tiempo que dura un ciclo de trabajo en minutos.

Luego para una distancia de transporte de 65 mts., tenemos que el ciclo de trabajo vale:

Elemento de Tiempo Fijo:

En una ida y una vuelta hay dos veces cambio de engranaje, a 10" por cambio son 20" = 0.33 minutos.

Elementos de Tiempo Variable:

Ida, a 2.57 k.p.h. cargado y en 1ra.

$$T.I. = \frac{65 \times 60}{1000 \times 2.57} = 1.52 \text{ minutos}$$

Regreso, a 4.83 k.p.h. vacío en 4ta.

$$T.V. = \frac{65 \times 60}{1000 \times 4.83} = 0.81 \text{ minutos}$$

Ciclo total: $C_m = 0.33 + 1.52 + 0.81 = 2.66$ minutos

Reemplazando valores en la fórmula (1) tenemos:

En los primeros 250 mt. con material de conglomerado:

$$R = \frac{2.9 \times 0.79 \times 60 \times 0.80}{2.66} = 41 \text{ m}^3/\text{h} \text{ de material compactado}$$

En los 250 mt. siguientes, con material de roca blanda:

$$R = \frac{2.9 \times 1 \times 60 \times 0.80}{2.66} = 52 \text{ m}^3/\text{h. de material compactado}$$

En los últimos 500 mt. con material de roca dura y conglomerado:

$$R = \frac{2.9 \times 1 \times 60 \times 0.80}{2.66} = 52 \text{ m}^3/\text{h. de material compactado}$$

En los dos últimos casos se ha considerado un factor de conversión $f = 1$, puesto que la roca blanda y dura no sufre compactación.

Considerando ahora la distancia de transporte de 20 mt. los rendimientos para los diferentes casos serán:

Valor del ciclo de tiempo: $C_m = 0.33 + 0.47 + 0.25 = 1.05$ minutos

1er. Caso.- $R = \frac{41 \times 2.66}{1.05} = 104 \text{ m}^3/\text{h}$ de material compactado

2do. Caso.- $R = \frac{52 \times 2.66}{1.05} = 131 \text{ m}^3/\text{h}$ de material compactado

3er. Caso.- $R = \frac{52 \times 2.66}{1.05} = 131 \text{ m}^3/\text{h}$ de material compactado

2).- Trailla halada por tractor D-8 de 9.2 m^3 .

Este tipo de trailla, presenta las siguientes características:

Peso vacía: 8940 kg.
Peso llena: 24948 kg.

Largo : 9.80 mt.
Ancho : 3.10 mt.
Alto : 3.33 mt.
Capacidad al ras: 9.2 m^3
Capacidad colmada: 11.5 m^3

Se adopta este tipo de trailla, para efectuar el movimiento de tierras entre los puntos correspondientes a la estaca 72 hasta la 96. Volumen que como vemos se encuentra compensado

según la curva de Brückner, de la cual se deduce que para ese tramo la distancia media de transporte es de 146 mt., o sea que para esta distancia, el movimiento de tierras más económico se efectúa con traillas remolcadas, puesto que son eficientes desde los 90 mt. hasta los 450 mt. Además el material a moverse se puede recoger fácilmente puesto que se trata de 50% conglomerado y 50% roca dura, que se desagrega en trozos más o menos pequeños debido a los tiros de dinamita.

También se escoge este tipo de trailla de gran capacidad para que el tractor D-8 antes utilizado la pueda halar con mayor eficiencia, puesto que sería ilógico utilizar una trailla de menor capacidad para un tractor tan potente como el D-8; en ese caso sería mejor utilizar un D-7 ó un D-6, lo cual implicaría nuevos cálculos de maquinaria.

El rendimiento de la trailla se calcula por la fórmula:

$$R = \frac{Q \times f \times 60 \times E}{Cm} \quad (I)$$

donde:

Q = capacidad de la caja de la trailla en material suelto

f = factor de conversión de los suelos (0.79 para conglomerado y 1 para roca, de suelto a compactado)

60 = minutos que tiene una hora

E = 80% eficiencia de la trailla

Cm = Ciclo de tiempo total en minutos

La capacidad Q puede ser al ras o colmada; para los cálculos del rendimiento se toma siempre esta última.

Elementos de tiempo fijo:

Carga	:	1.00	minutos
Esparcido	:	0.50	"
Vueltas	:	0.50	"
Cambios	;	<u>0.50</u>	"
Total	=	2.50	"

Elementos de tiempo variable:

En una ida y vuelta, se recorrerá 292 mt., considerando

que se haga este recorrido a un promedio de 2da. y 4ta. se tendrá una velocidad de 4.18 kpg.h. (Copias Ing. Parraud).

Luego:

$$T.V. = \frac{292 \times 60}{4.18 \times 1000} = 4.2 \text{ minutos}$$

El ciclo total de tiempo valdrá:

$$C_m = 2.5 + 4.2 = 6.7 \text{ minutos}$$

Sustituyendo valores en la fórmula (I) tenemos; considerando que en este tramo hay una mezcla de roca dura y conglomerado, donde el factor de conversión de los suelos de suelto a compactado es 1.

$$R = \frac{11.5 \times 1 \times 60 \times 0.80}{6.7} = 82.5 \text{ m}^3/\text{h}$$

3).- Motoniveladora Caterpillar Mod. 12.-

Se utiliza para el efecto de nivelado y perfilado, en la parte de terreno compuesto de conglomerados. Su uso no es recomendable para terrenos duros, como roca.

Este tipo de motoniveladora presente las siguientes características:

Largo : 7.70 mt.

Alto : 2.16 mt.

Ancho : 3.60 mt.

El rendimiento de una motoniveladora viene dado por el tiempo que se requiere para nivelar una capa de terreno con un cierto número de pasadas, y se calcula por la formula:

$$T = \frac{P D E}{S} + \frac{P D E}{S'} + \dots \quad (I)$$

Donde:

P = Número de pasadas requeridas

D = Distancia recorrida en cada pasada

S = Velocidad de la motoniveladora

E = Factor de eficiencia de la motoniveladora

Suponiendo que se necesitan 5 pasadas para el nivelado, de la tabla de las copias del Ing. Parraud sacamos los siguientes

tes valores:

1ra. y 2da. pasada: 2.06 kp.h. - 2da. marcha

3ra. y 4ta. pasada: 4.00 k.p.h.- 4ta. marcha

5ta. pasada: 4.83 k.p.h.- 5ta. marcha

Sustituyendo valores en la fórmula (I) tenemos:

$$T = \left[\frac{2 \times 0.8}{2.06} + \frac{2 \times 0.8}{4.00} + \frac{1 \times 0.8}{4.83} \right] 2D$$

El factor 2, se debe a que la motoniveladora en cada pasada nivela solo la mitad de la carretera.

Efectuando operaciones tenemos:

$$T = 2.686 D \text{ horas}$$

No se sustituye el valor de D, porque debido a la diversidad de materiales que se encuentran en el Km. estudiado, es muy difícil conocer la distancia de cada pasada. Es por este motivo que al considerar en el presupuesto el costo del trabajo de la motoniveladora se tomará un valor unitario apreciativo.

4).- Rodillos.-

a).- Rodillo Pata de Cabra.- Será de tipo de tiro, o sea, que será halado por un tractor de orugas o de llantas, teniendo un solo tambor, presentando las siguientes características:

Longitud : 3.86 mt.

Ancho : 1.40 mt.

Alto : 1.50 mt.

Peso vacío: 1775 kg.

Presión sobre el terreno y vacío : 13.2 kg/cm²

" " " " con agua : 21.11 kg/cm²

" " " " arena : 27.17 kg/cm²

El tambor está formado por un cilindro metálico, en cuya superficie exterior se hayan adheridas un cierto número de patas de fierro de diseño especial, que al moverse se introducen en el terreno, compactándolo en la forma deseada.

Se utilizará este tipo de rodillo, para compactar el firme y los terraplenes o rellenos.

El cilindro se puede llenar de agua o arena para aumentar su peso y así aumentar la presión sobre el terreno.

La compactación se efectuará por capas que no sean de un espesor mayor de 23 cmt. para que la compactación sea efectiva.

Con estos rodillos se compacta toda clase de suelos con excepción de las arenas y roca chancada.

b).- Rodillo liso de 10 ton. con motor a gasolina y 3 ruedas.

Presenta las siguientes características:

Largo: 5.84 mt.

Ancho: 1.93 mt.

Alto : 3.05 mt.

Peso vacío: 9150 kg.

Presión sobre el terreno: 66 kg/cm²

Velocidades: 1ra) 2.25 k/h; 2da) 4.70 k/h;

3ra) 8.00 k/h

Se usará este tipo de rodillo, para una primera rodillada de los terraplenes, después de haber sido compactados por un rodillo pata de cabra. En esta forma se efectúa la compactación de la sub-rasante. También el uso de este rodillo es muy efectivo para la compactación de las capas de base de los afirmados de piedra chancada, aunque tengan poco o ningún aglutinante. También se usa para el rodillado inicial de las superficies de mezclas asfálticas en caliente. Así mismo fija muy bien los agregados de las mezclas asfálticas en frío, después de haber pasado los rodillos neumáticos y también sobre la superficie terminada.

c).- Rodillo Tandem de 2 ejes, 8 Ton y con motor a gasolina.

Presenta las siguientes características:

Largo: 4.49 mt.

Ancho: 1.60 mt.

Alto: 2.18 mt.

Presión lleno de agua: 7250 kg.

Presión sobre el terreno: 9.55 a 15.1 kg/cm²

Se utilizará este tipo de rodillo, para el rodillado inicial de los pavimentos de mezcla asfáltica en frío y para el acabado de cualquier otro tipo de pavimento.

No se deberá usar este tipo de rodillo, sobre materiales duros o angulares, porque se malogran los tambores.

d).- Rodillo neumático de tiro de 13 ruedas.-

Tendrá las siguientes características:

Largo: 4.44 mt.

Ancho: 2.23 mt.

Alto : 1.16 mt.

Peso vacío: 1580 kg.

Peso cargado: 9970 kg.

Ancho rodillado: 2.13 mt.

Velocidad de trabajo: 24 k.p.h.

Se utilizará para compactar capas delgadas de material suelto y las partes superiores de un terraplen, después de haber pasado el rodillo pata de cabra. Estos rodillos compactan por peso y por acción de amasado que ejercen sobre los materiales, debido al movimiento oscilante de los ejes de las ruedas que no son fijos; esto origina un movimiento lateral de las partículas que se acomodan mejor, obteniéndose así mayor densidad.

Rendimiento de Rodillos.-

Viene dado por la fórmula:

$$R = \frac{E \times 60 \times S \times W \times D}{N} \quad (I)$$

Donde:

E = Factor de eficiencia

S = Velocidad de recorrido en mt./Minuto

W = Ancho efectivo del rodillado en mts.

D = Espesor de la capa de material suelto en mts.

N = Número de pasadas del rodillo.

En nuestro caso: D = 0.15 mt; S = 3.2 km/h.; N = 6

Sustituyendo en (I) tenemos:

$$R = \frac{0.8 \times 60 \times 3.2 \times 3.25 \times 0.18 \times 1000}{6 \times 60}$$

////

$R = 248 \text{ m}^3/\text{h.}$ de material suelto

En material compactado tendremos:

$R = 248 \times 0.79 = 196 \text{ m}^3/\text{h.}$

5).- Compresora Le Roi Mod. - 105D2-E.-

Se utilizará esta compresora para poder accionar los martillos neumáticos perforadores, para el trabajo de barrenar.

Los barrenos se necesitan para poder introducir la dinamita y efectuar los tiros necesario para la desagregación de la roca.

La compresora adoptada segun manual de fábrica presenta como características principales las siguientes:

Modelo : 105D2 - E, marca Le Roi

Motor : Diesel, marca International Harvester Company

Largo : 3.61 mt.

Alto : 1.65 mt.

Peso : 1680 kg.

Montaje: De dos ruedas con neumáticos.

Esta compresora tiene una capacidad de $105 \text{ pies}^3/\text{min.}$, a una presión de 100 lbs. y al nivel del mar; pero puede trabajar con la misma eficiencia hasta los 2500 mt.s.n.m.

Con esta compresora se pueden accionar 2 martillos perforadores de roca de 35 lbs.

Se ha adoptado este tipo de compresora por ser económica, funcionando a petroleo, de poco peso, y por estar montada sobre dos ruedas con neumáticos le permite una gran maniobrabilidad, siendo muy sencillo y facil su traslado de un lugar a otro.

Para la perforación de los barrenos, se utilizarán martillos perforadores de 35 lbs. que son muy livianos y facil de maniobrar.

Estos martillos accionaran con barrenos de 1" de diámetro y brocas con inserciones de carbono, que si bien son mas costosas que las borcas de acero, se obtiene con ellas un mayor rendimiento, puesto que pueden perforar un promedio de 24 a 27 mt. linea-

les sin aguzar la broca, permitiéndose también 8 aguzadas.

Del manual de fábrica, se han sacado los rendimientos de estos martillos; valores estos que en la realidad estarán sujetos a aumentos o disminuciones, puesto que el rendimiento está de acuerdo con la calidad de la roca, eficiencia del obrero que opera el martillo, zona donde se trabaja, etc. Siendo por estos motivos, que los rendimientos que se pondrán a continuación serán solamente apreciativos, teniendo como finalidad el poder obtener los costos unitarios para confeccionar el presupuesto de la obra.

Rendimiento de un martillo = 30 mt. 1/8 h. en roca dura

Rendimiento de un martillo = 60 mt. 1/8 h. en roca blanda

Explosivos.-

Para los trabajos de desagregación se utilizarán explosivos, los cuales serán los utilizados comúnmente en trabajos de carreteras o sea: dinamita para la roca dura y blanda y pólvora para los conglomerados. La dinamita estará bajo la forma de cartuchos y la pólvora en polvo. También se dispondrá de las mechas y fulminantes adecuados y necesarios.

La cantidad de material desagregado se puede obtener por las formulas:

$$V = 1.05 h^3$$

Donde: V = volumen desagregado

h = longitud del taladro.

De esta formula se deduce que por 1 mt. l. de taladro se desagrega 1.05 m³ de material.

Por otro lado tenemos:

$$C = K \times h^3$$

Donde C = carga en kilos

K = coeficiente experimental

h = longitud del taladro

El coeficiente K vale 0.1 para roca blanda y 0.3 para roca dura.

Para el cálculo de la cantidad de explosivos a emplearse en la obra se hará uso de valores experimentales encontrados en el manual de Hütte, donde:

Para 1 m³ de roca dura se necesita 0.3 kg. de dinamita

Para 1 m³ de roca blanda se necesita 0.15 kg. de dinamita

Para 1 m³ de conglomerado se necesita 0.25 Kg. de pólvora

Para conocer el total de dinamita y pólvora a usarse en el km., del pliego de cubicaciones tenemos:

Roca dura: 2997.00 m³ a 0.3 kg./m³ = 899.1 kg.

Roca Blanda: 3379.00 m³ a 0.15 kg./m³ = 506.85 kg.

Total: = 1405.95 kg.

Conglomerado: 4413.00 m³ a 0.25 kg./m³ = 1103.25 kg.

Resumiendo: En el km. se necesitan 1406 kg. de dinamita y 1104 kg. de pólvora.

Construcción Detallada de un Relleno

Para efectuar la explicación de este punto, escogeremos el relleno correspondiente a la estaca # 62, debido a ser uno de los rellenos de mayor altura de los que se presentan en el Km. estudiado y estar situado en una zona donde se encuentran los materiales de roca dura y conglomerado.

La altura total del relleno es de 2.807 mt. desde la superficie del terreno hasta la rasante.

El primer trabajo a efectuarse en la construcción de dicho relleno, tendrá el carácter de limpieza, o sea extirpando los troncos, arbustos y demás vegetales si los hubiera. También será necesario eliminar la capa de terreno inestable que se encuentra casi siempre y en la superficie del terreno; dicha capa de terreno contiene mucha sustancia vegetal, y es necesario eliminarla, porque de nada sirve la compactación que se haga del relleno, si este está fundado en una capa inestable que a la larga podrá sufrir asentamientos o rotura. Es por esto que los terrenos pantanosos, la arcilla, la turba, etc. deberán eliminarse, puesto que bajo la acción del agua no tienen ninguna capacidad para recibir

cargas.

Tambien se deberán efectuar las obras de drenaje necesarias para la buena eliminación del agua y previamente a los trabajos de la construcción del relleno.

Una vez realizados los trabajos enunciados, se procede a la rectificación del estacado y nivelación y con ayuda de las secciones transversales respectivas que indican la altura del relleno, ancho de la base del terraplen e inclinación de los taludes, se toman todas las medidas y puntos de referencia necesarios para llevar los taludes del relleno.

Inmediatamente se procede a los trabajos de compactación de los rellenos, los cuales varían según la clase y calidad de los materiales a emplearse, eligiendo el sistema de compactación conveniente y comprobándose los grados obtenidos.

En nuestro caso, que se cuenta con materiales de roca dura y conglomerado, se procede a efectuar el relleno, procurando colocar los trozos de roca de mayor dimensión en la parte baja o base del terraplen, rellenando convenientemente con un material de menor graduación los vacíos existentes; evitándose en esta forma la pérdida de las partículas de material de menor dimensión de las capas superiores o de la subrasante, que por efecto del tráfico de las máquinas que efectúan el trabajo tienden a descender si no se rellenan los vacíos entre los trozos de roca. Las rocas no serán mayores de 60 cm. y también se usarán para la formación de los taludes. Esta capa de roca será transportada por traillas o empujadores y extendida convenientemente por la misma trailla, por el mismo tractor con empujador o si fuera necesario a brazo.

En esta parte del trabajo no se efectuará ninguna clase de compactación, puesto que se comprende fácilmente que los rodillos no podrán ejercer una acción efectiva sobre esta clase de relleno. Únicamente se debe procurar rellenar con material adecuado los huecos existentes y los causados por el tráfico de transporte del material.

A continuación se comenzará a extender capas de material de menor graduación en forma progresiva hasta llegar a la subrasante. Estas capas de material tendrán 15 cm. de espesor y se extenderán por medio de traillas y tractores empujadores, nivelándose y mezclándose el material por medio de la motoniveladora en las capas de material menudo.

Para conseguir una compactación eficiente, a cada capa de material de 15 cm. de espesor, después de haberlo extendido y nivelado, se deberá controlar su contenido de humedad y si fuera necesario se debe agregar agua hasta conseguir el óptimo contenido de humedad. Esta operación de la adición de agua se debe hacer por medio de distribuidoras a presión que permiten un mejor control y regulación de la cantidad de agua. Una vez conseguido el grado de humedad necesario, se procede a apisonar la capa de material por medio de un rodillo liso de 3 ruedas y con un peso mínimo de 10 ton. Con 5 o 6 pasadas de este rodillo se consigue la compactación adecuada. También se puede utilizar el rodillo neumático de 13 ruedas para conseguir un mejor acomodo del material, debido al efecto de amasado que produce esta clase de rodillo.

Para este tipo de relleno no se debe utilizar el rodillo pata de cabra, puesto que como en el material de relleno hay piedras de regular tamaño, los salientes del tambor del rodillo toparían con las piedras y no podrían introducirse en el material, no causando una compactación eficiente.

Este proceso de compactación deberá efectuarse en todas las capas de material hasta llegar a la subrasante.

La compactación de las capas correspondientes al firme, se explicarán al tratar del pavimento.

SISTEMA DE DRENAJE

Para la buena conservación, duración y estabilidad de las carreteras, es necesario proyectar sistemas de drenaje adecuados

a las características especiales que presentan las zonas por donde pasa una determinada carretera.

En forma casi general, la mayoría de los suelos en estado seco y compacto, resisten muy bien los efectos del tráfico de vehículos que circulan sobre ellos, sin experimentar asentamientos, roturas o desplazamientos. Pero si por cualquier causa exterior, el grado de humedad del suelo pasa de su límite admisible, los terrenos pierden su cohesión y reduce notablemente su capacidad para soportar cargas; de lo cual se deduce que el agua es el principal elemento nocivo para una carretera.

Es por estos motivos, que en el proyecto y construcción de un camino se le debe dar primordial importancia, al estudio y construcción de un sistema de drenaje, que permita la rápida y buena eliminación de las aguas superficiales y subterráneas perjudiciales.

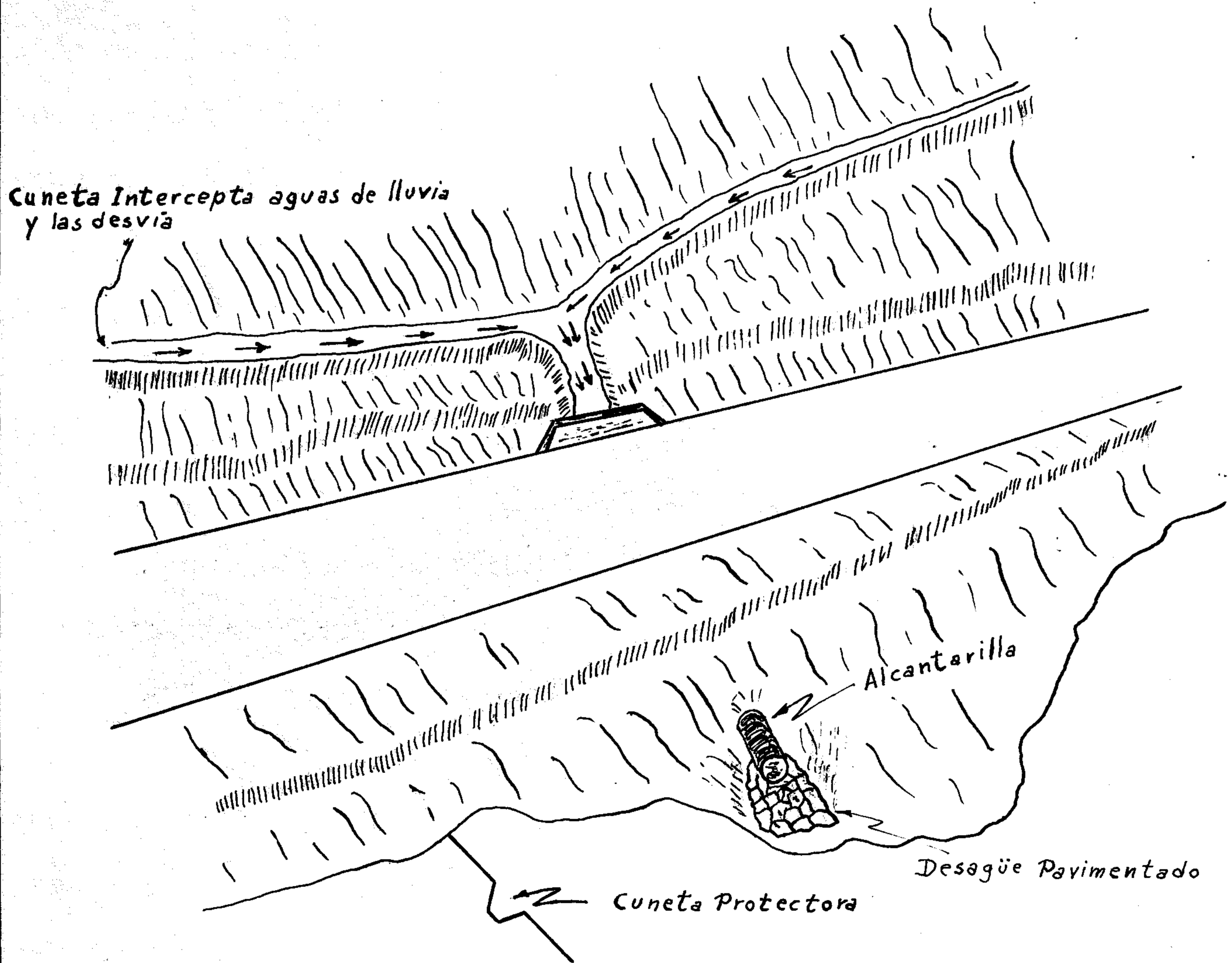
Un buen sistema de drenaje comprende por lo general dos partes: Drenaje Superficial y Drenaje Subterráneo.

Drenaje Superficial.- Tiene por objeto la eliminación del agua superficial que corre por la calzada y de aquella situada en los terrenos vecinos a la carretera y que puede ser perjudicial a esta.

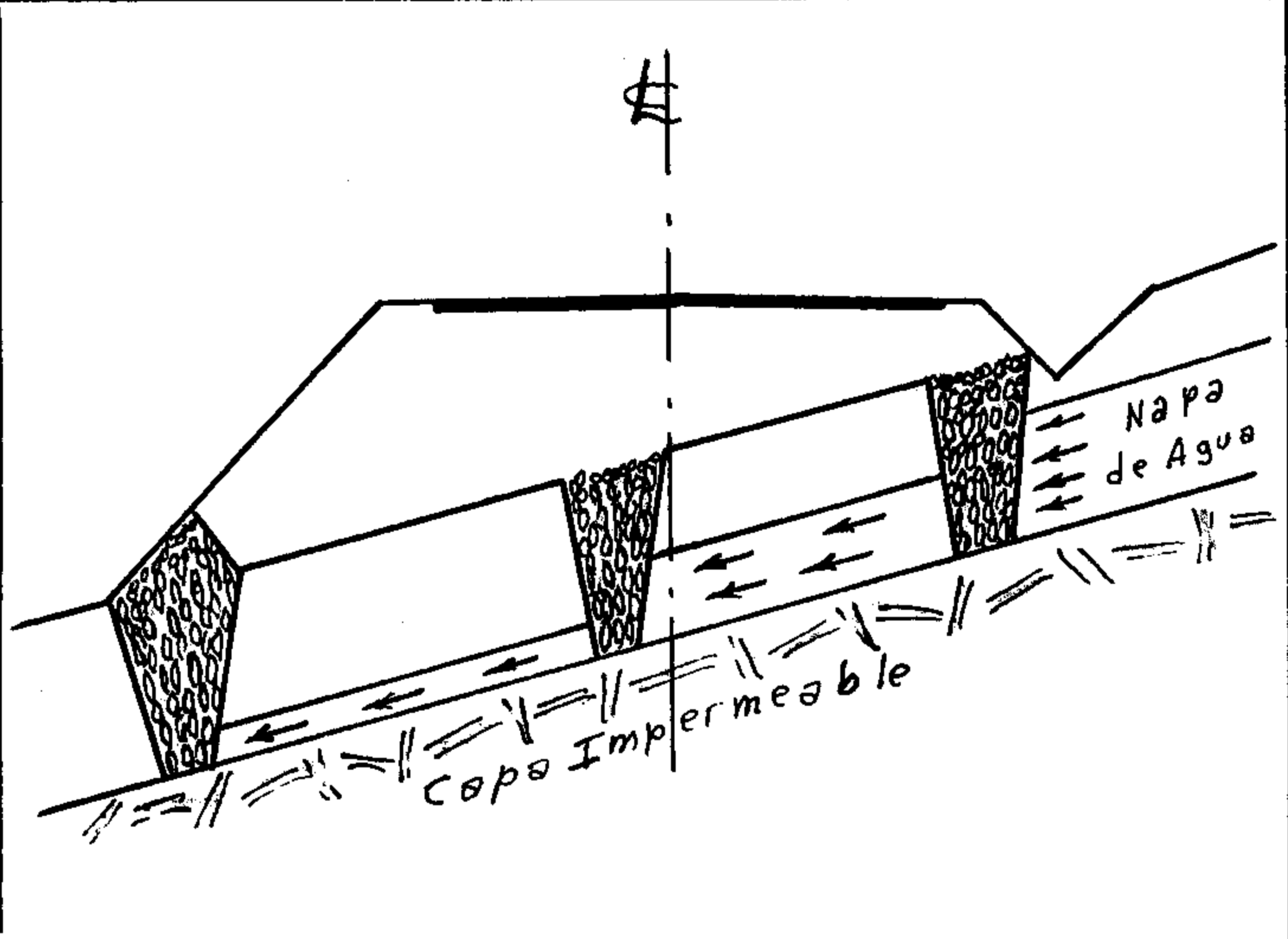
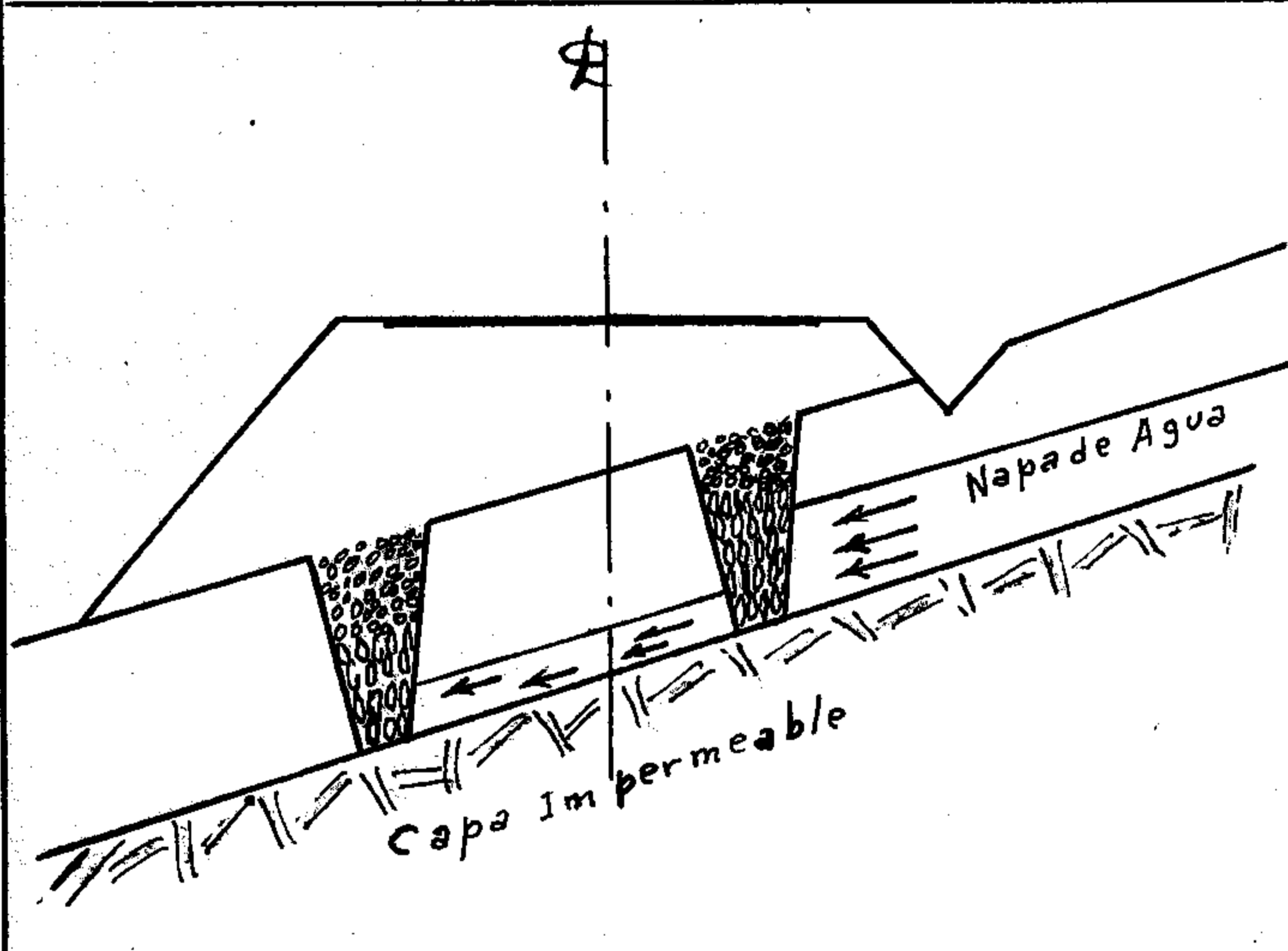
En nuestro caso donde la máxima precipitación pluviométrica es de 20 mm. se elimina el agua superficial de la calzada dándole a esta un bombeo del 2% según las N.P.

El agua proveniente de la calzada y de los taludes se le elimina, construyendo cunetas laterales, que deberán tener como dimensiones mínimas, las fijadas por las N.P. Estas cunetas seguirán la dirección de la carretera y paralelamente a ella, teniendo como mínimo 0.5% de pendiente. En nuestro caso las cunetas tendrán la pendiente de la rasante. Para evitar la ero-

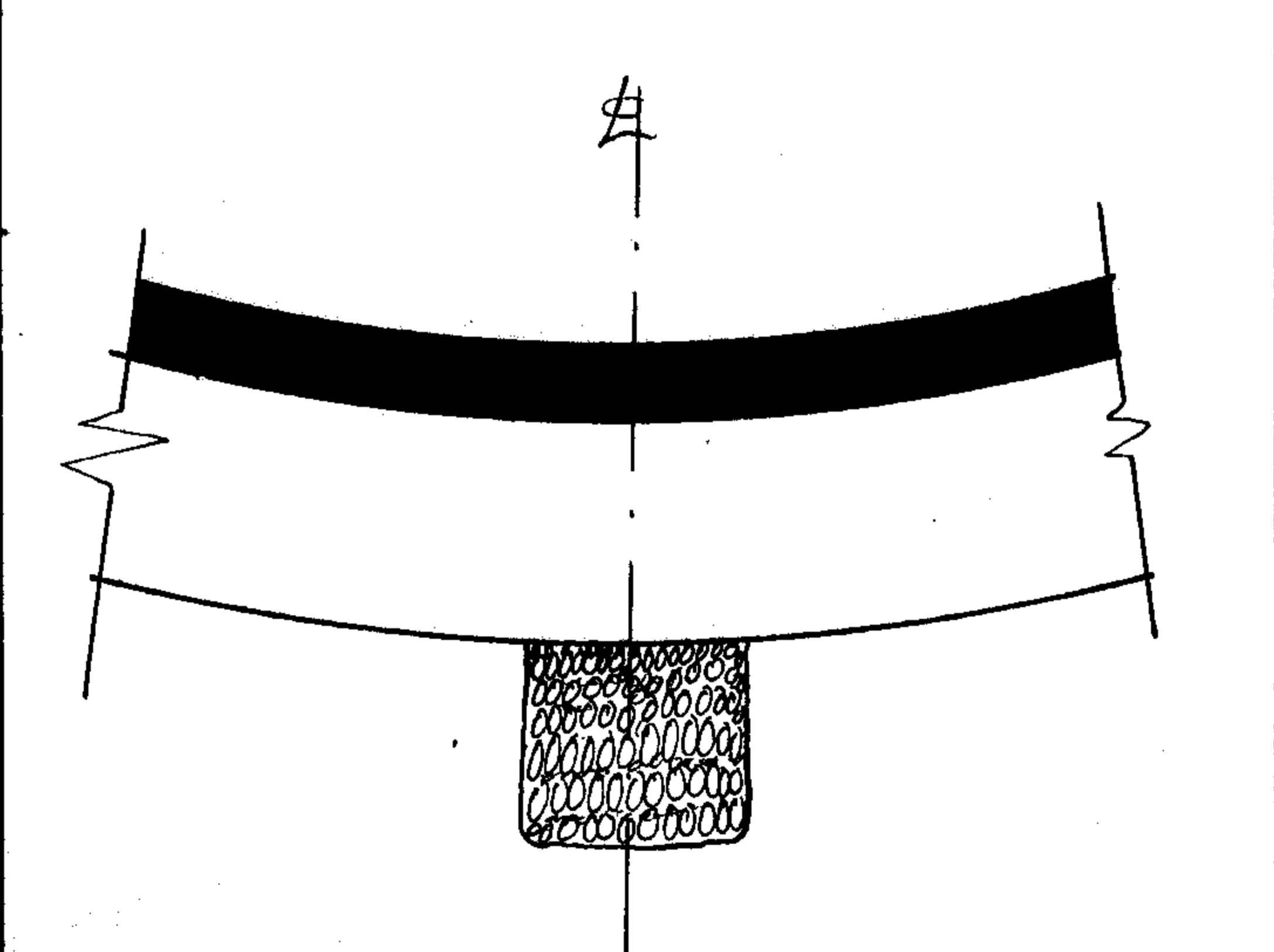
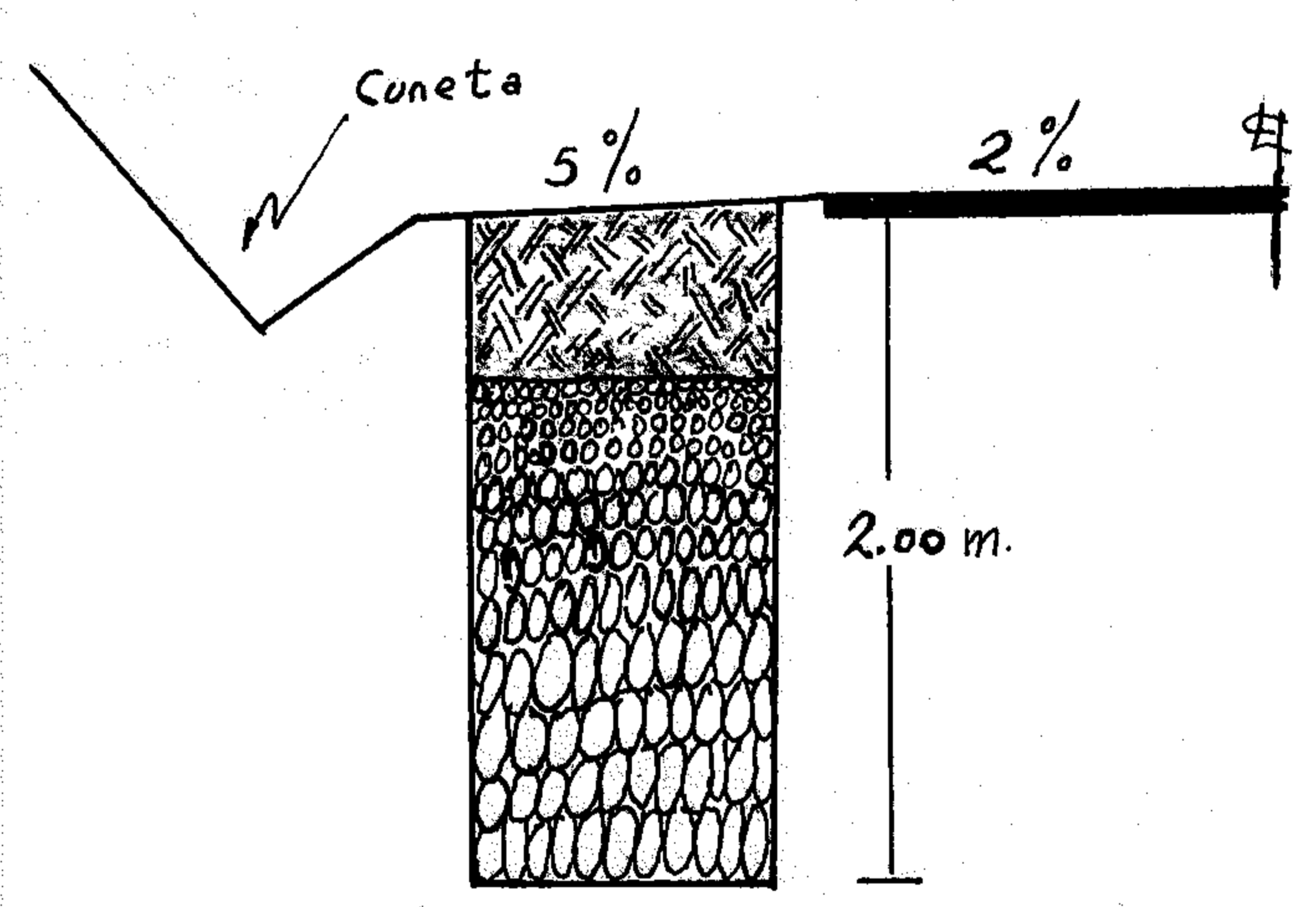
Formas de Drenaje



Protección de los Taludes contra la acción de las Aguas Superficiales



DRENES de ZANJAS con PIEDRAS ACOMODADAS



DREN de PIEDRAS ACOMODADAS

SUB-DREN en una concavidad de la Rasante

sión del agua que corre por las cunetas, se deberán revestir con cemento, plantar gramíneas, etc. si fuera necesario. El agua que se almacena en las cunetas se elimina, construyendo alcantarillas cada cierto trecho y en los lugares adecuados y convenientes.

Estas alcantarillas deberán colocarse a la profundidad necesaria debajo de la rasante y siguiendo una dirección por lo general normal al eje del camino. Una buena ubicación de estas alcantarillas es situarlas en los puntos donde la rasante cambia de pendiente.

A los taludes de corte, se les protege de la erosión causada por las aguas, construyendo en su parte superior cunetas de coronación, siguiendo los mismos requisitos que para las cunetas laterales. Cada cierta distancia se desaguan estas cunetas por medio de una alcantarilla, que tendrá su derramadero protegido por una pavimentación de rocas con mortero de cemento.

Drenaje Subterráneo.- Tiene por objeto interceptar y eliminar el agua subterránea perjudicial para la estabilidad de la carretera. La napa de agua subterránea se forma por lo general debido a las filtraciones del agua superficial.

El estudio y proyecto de un buen sistema de drenaje subterráneo es un problema muy delicado, debido a la dificultad que se tiene al tratar de determinar con exactitud el volumen, velocidad y pendiente de la napa de agua. Se comprende fácilmente las funestas consecuencias que tendrá para la carretera si no se dispone de un eficiente sistema de drenaje subterráneo; puesto que si por cualquier motivo, aumenta el volumen de la napa de agua, esta por capilaridad tenderá a subir, pudiendo llegar hasta las bases de la carretera con el consiguiente peligro para la estabilidad de esta.

La napa de agua se puede encontrar de dos formas generalmente: aguas subterráneas en terrenos inclinados y en terrenos horizontales.

En el primer caso debido a la pendiente el agua puede correr paralelamente o perpendicularmente al eje del camino.

En el segundo caso, el agua no tiene movimiento o si lo tiene la velocidad es muy pequeña.

Para el primer caso, se elimina fácilmente el agua, construyendo drenes subterráneos perpendiculares al movimiento del agua, interceptando a la napa antes que llegue a la base de la carretera.

Para el segundo caso, la eliminación del agua es más difícil, pudiéndose adoptar según conveniencia cualquiera de las soluciones siguientes: 1º) Tratando de deprimir la napa de agua hasta que quede a un nivel inferior, donde no se manifieste el efecto de la capilaridad. 2º) Subiendo el nivel de la rasante hasta una altura conveniente y utilizando en la construcción del relleno materiales de capilaridad mínima.

Cualquiera de estas dos últimas soluciones son muy costosas, y la eliminación del agua drenada presenta muchas dificultades debido a la falta de pendiente del terreno.

Los drenes subterráneos son en sí zanjás, que pueden estar completamente o parcialmente llenas de material permeable. En el fondo llevan tubos perforados que permiten el ingreso del agua, colocándose por lo menos a 1.50 o 2.00 mts. de profundidad, procurando que queden siempre debajo de la napa de agua. Estos tubos deben asentarse en una capa impermeable que tenga por lo menos de 6 a 8 cmts. de espesor. Las zanjás tendrán como mínimo una pendiente que provoque una velocidad de 0.76 mt./seg. para evitar acumulación de sedimentos que a la larga obstruirían el dren. El relleno de las zanjás se hará con material poroso y deberá cumplir con

la siguiente graduación según el manual de la Armco, sujeto a especificaciones de la U.S. Waterways Experiment Station of Vicksburg.

<u>Malla Standard</u>		<u>% que pasa</u>
	3/8"	100
Nº	3	92
"	4	82
"	6	66
"	8	53
"	10	48
"	16	37
"	20	26
"	30	11
"	40	0

Esta graduación es necesaria para reducir la velocidad del agua que penetra y evitar su acción erosiva.

En la parte superior de la zanja se pondrá una capa de material impermeable, a base de arcilla o asfalto, para evitar las filtraciones del agua superficial.

Los tubos pueden estar perforados en su parte superior o en su parte inferior. Si fuera en esta última forma se recomienda hacer las perforaciones después de los 22° 30' del eje horizontal y tendrán un mínimo de 53 perforaciones de 3/8" por metro lineal.

En los gráficos adjuntos, se podrá apreciar en forma detallada los diversos tipos de drenes a utilizarse para un buen sistema de drenaje.

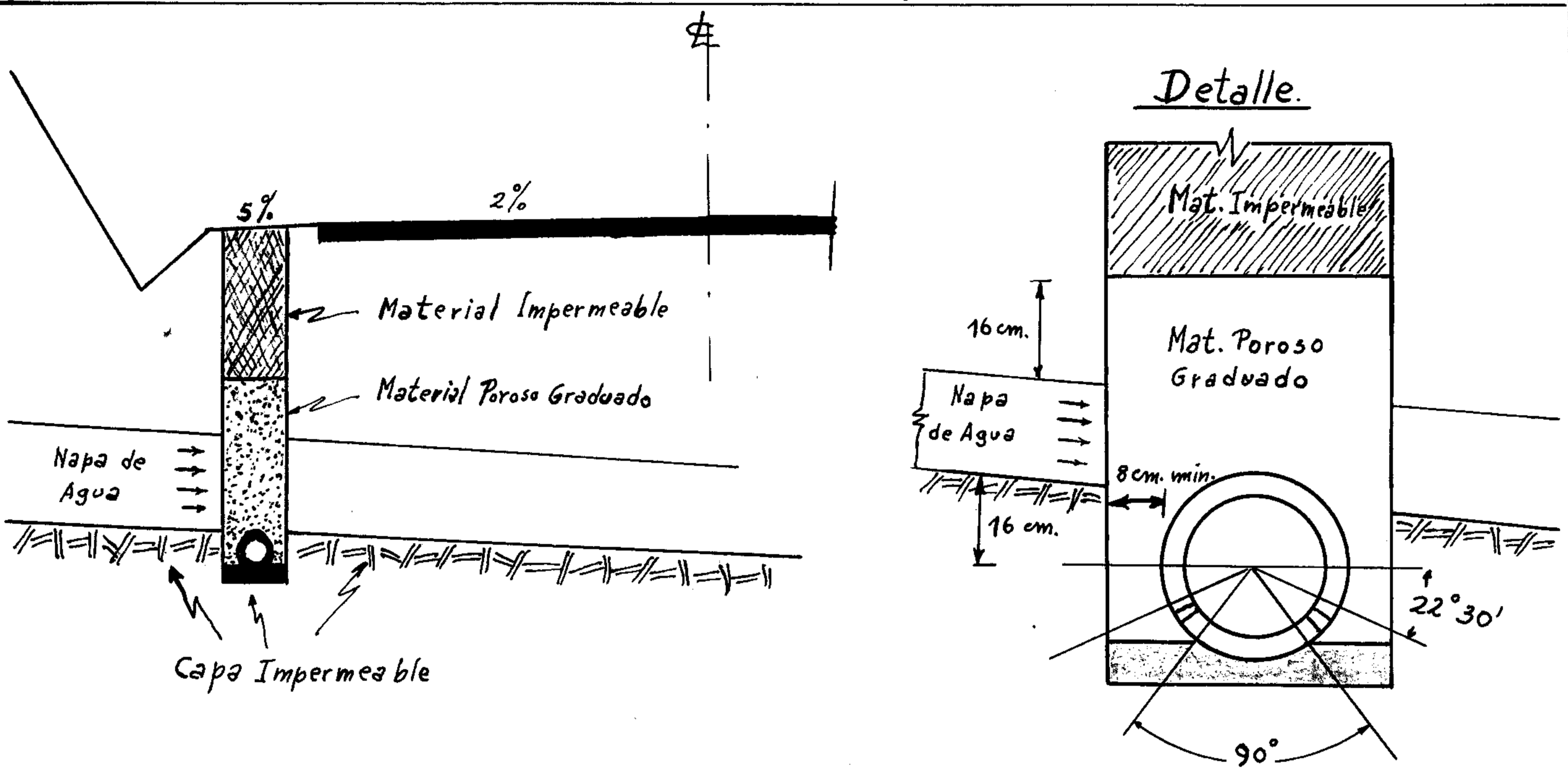
Alcantarillas.- Debido a la falta de datos, para el presente proyecto, no se ha proyectado un sistema completo de drenaje; solamente se ha explicado líneas arriba los métodos y sistemas a emplearse según determinadas características.

En el Km. 3-4, se han calculado 4 alcantarillas que aparecen marcadas en el plano del perfil longitudinal.

Estas alcantarillas serán del tipo de material flexible, corrugado Armco. Las dimensiones de dichas alcantarillas serán las siguientes, y obtenidas del manual de la Armco.

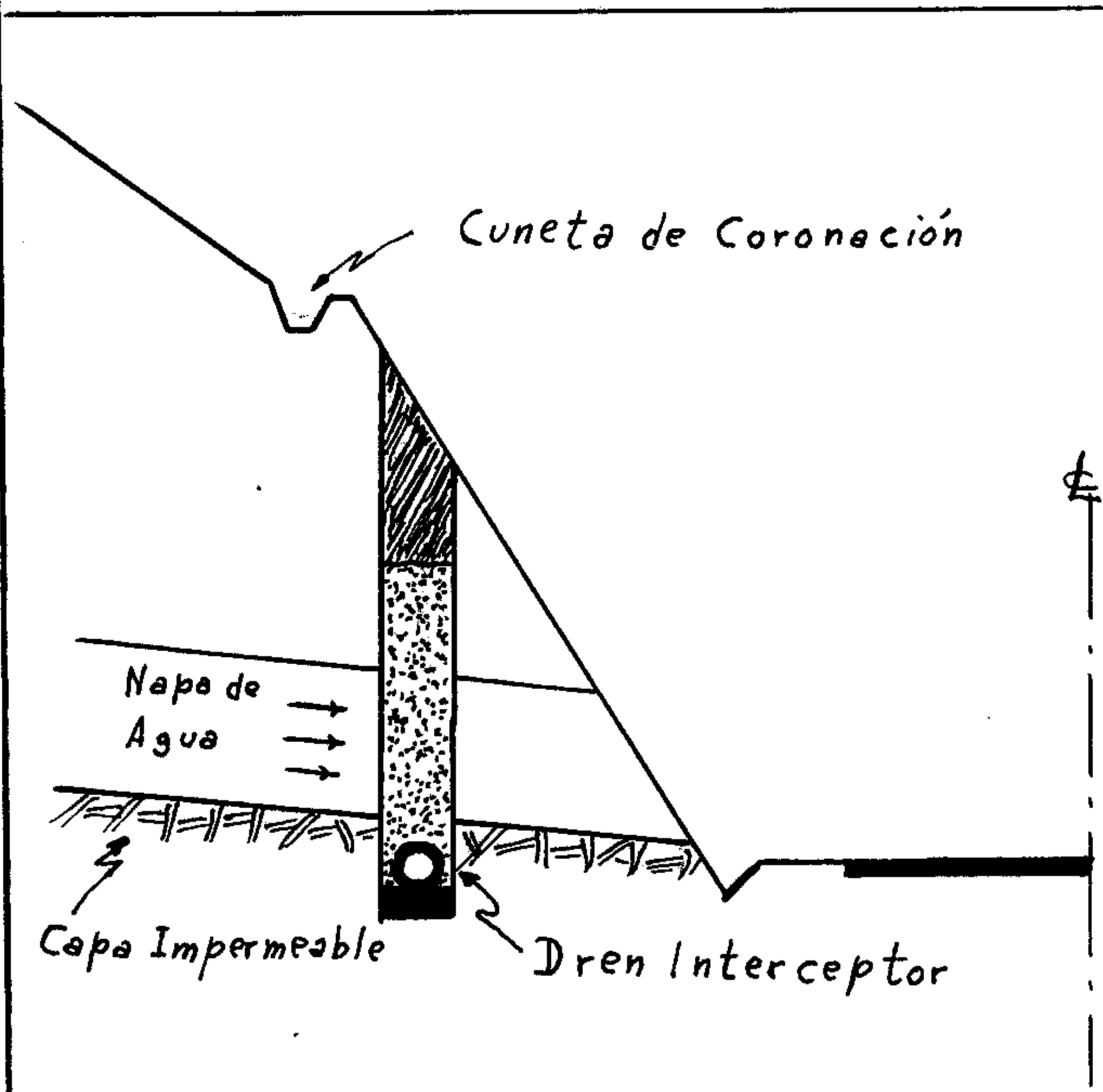
Alcantarilla Nº	1	- Relleno	0.816 mt.-	Diámetro	36"	-Calibre	5/64"
"	2	-	" 1.296 mt.-	"	48"	-	" 7/64"
"	3	-	" -	"	18"	-	" 1/16"
"	4	-	" 1.073 mt.-	"	18"	-	" 1/16"

Formas de Drenaje

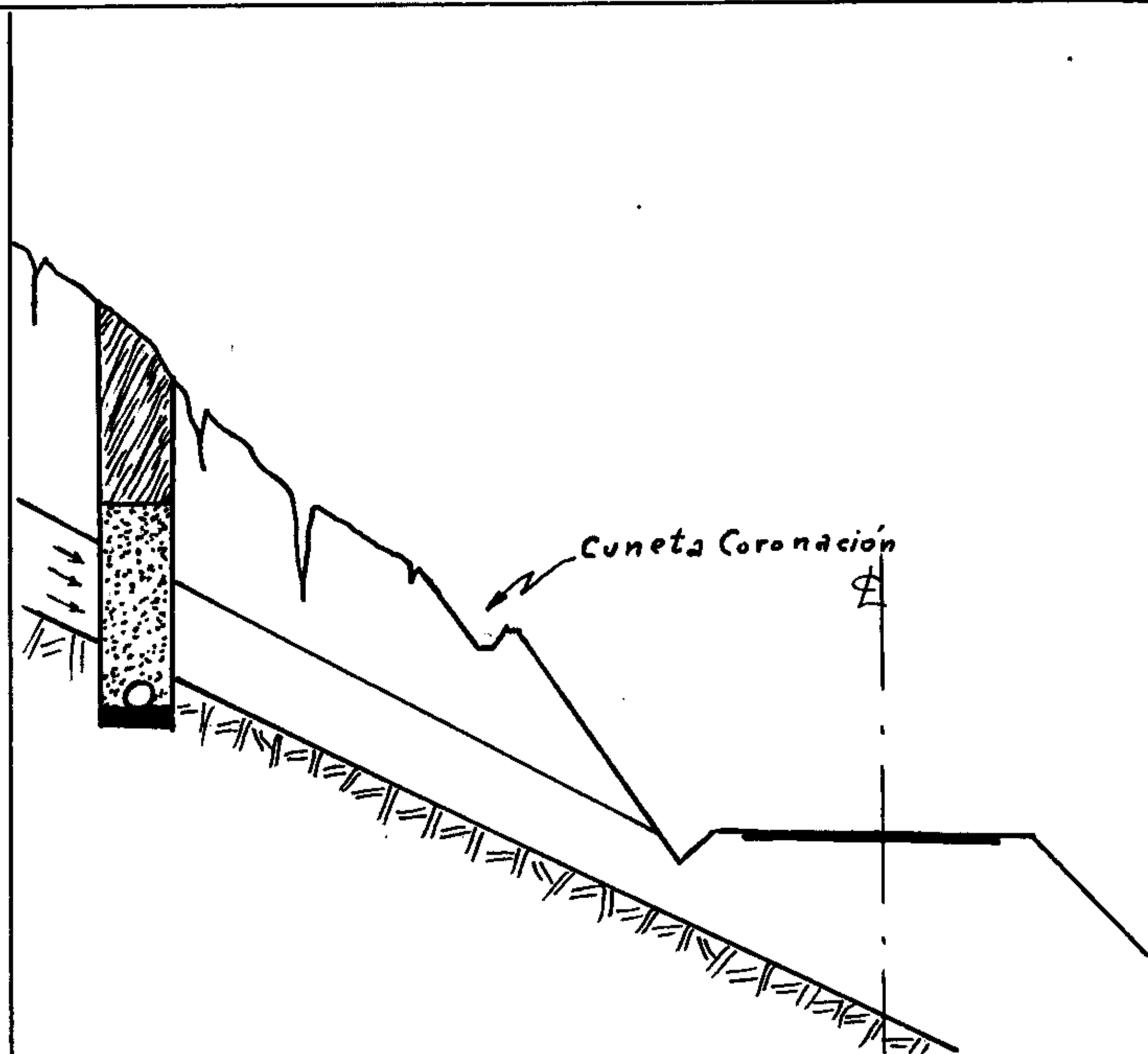


El tubo lleva 16 perforaciones de $\frac{3}{8}$ " por pie lineal como mínimo.

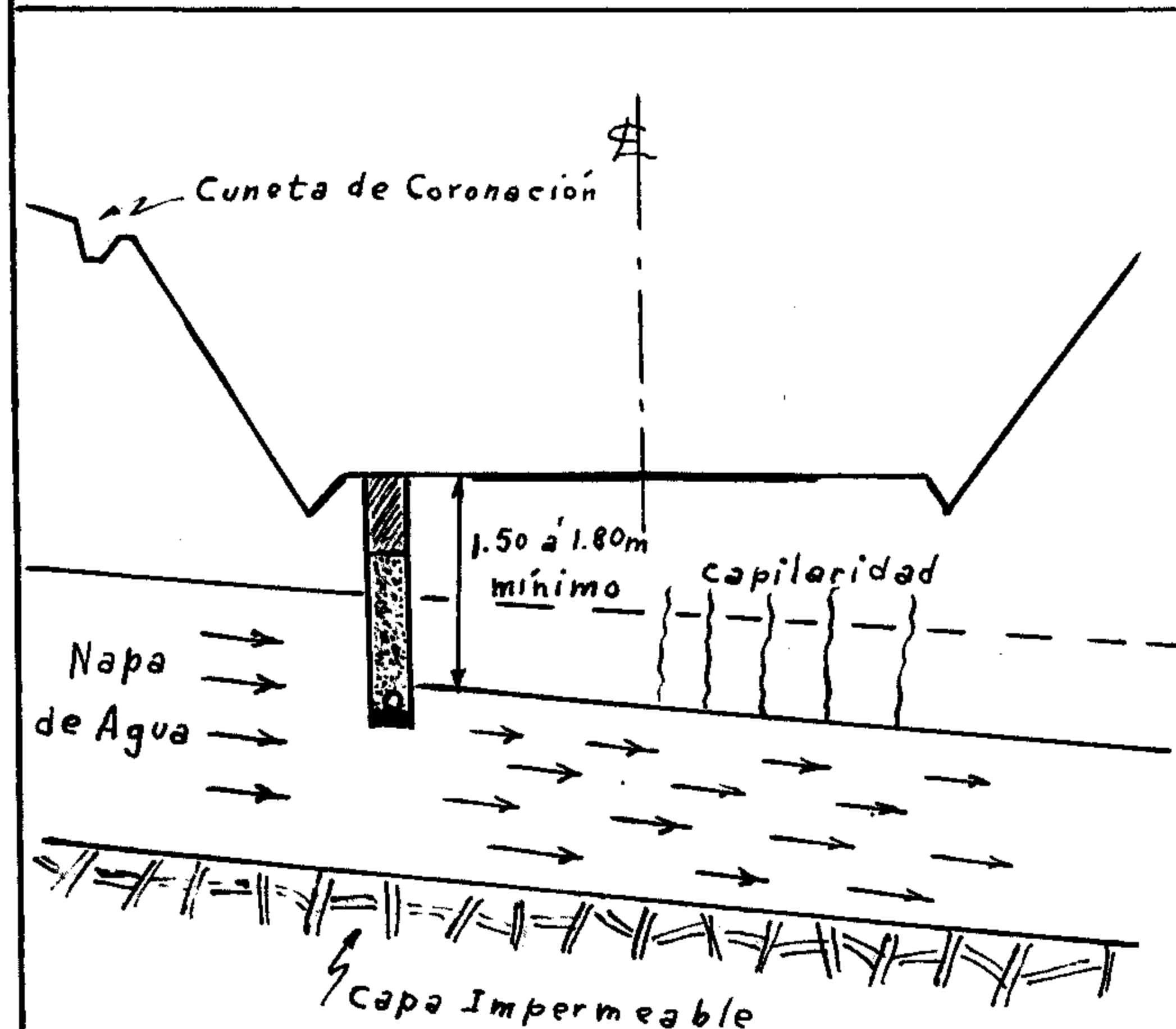
DREN INTERCEPTOR con TUBO PERFORADO



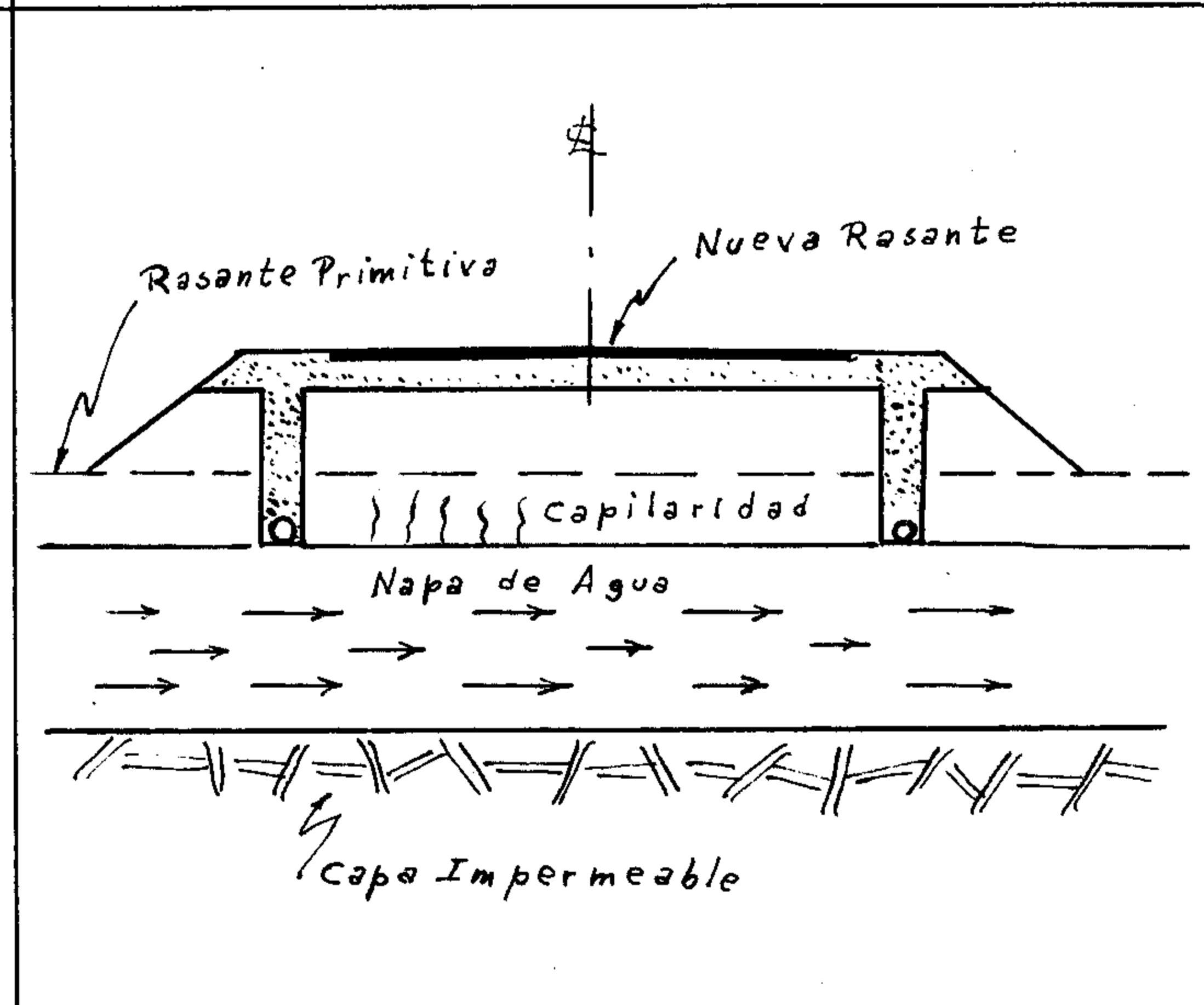
Ubicación del Dren Interceptor para evitar filtraciones en los Taludes.



Protección de Taludes en Zonas de posible Deslizamiento.



Depreción de la Napa. Altura por efecto capilar.



CASO en que no se puede bajar el Nivel de la Mesa. Se sube la Rasante.

PAVIMENTO.

El pavimento que se empleará para el Km. definitivo del presente proyecto de grado, constará de dos capas: 1º) Base o Afirmado y 2º) La superficie de Rodadura.

Por medio del Diagrama del Ing. Reagel se determina el espesor de estas 2 capas, que para el presente caso será de 20 cm. despues de haberse consolidado, distribuidas en la siguiente forma: 15 cm. para la Base y 5 cm. para la Superficie de Rodadura.

Espesores estos que satisfacen el tráfico requerido de 300 automoviles y 200 camiones diarios.

BASE O AFIRMADO.- El tipo de suelo que se encuentra en el Km. esta formado por conglomerados, rocas blandas y duras, situandosele entre los grupos A-2 y A-3, siendo muy buenos suelos para la construcción de afirmados.

La función del afirmado es distribuir y transmitir la carga de los vehículos sobre la subrasante.

En si un firme estabilizado es una mezcla íntima de grava o piedra triturada, arena, arcilla ligante y agua, combinados en proporciones adecuadas, la cual se coloca sobre una subrasante.

La grava o piedra triturada cumplirá con los requisitos siguientes de uniformidad en la graduación cuando se le tamiza en un juego de mallas de la serie americana standard:

Pasa la malla de 1"	100%
" " " N° 4	35-65%
" " " " 10	25-50%
" " " " 40	15-30%
" " " " 200	5-15%

El suelo ligante se compondrá de particulas finas de arena, limo y arcilla, que pasen la malla N° 40 y que no contengan cantidades perjudiciales de materia orgánica.

El agua a emplearse estaña libre de toda sustancia que la pueda tornar inservible.

La construcción del afirmado se efectuará siguiendo los pasos siguientes:

a).- Preparación de la subrasante.- Se prepara la subrasante escarificandola una profundidad de 15 cm., mezclandose el material asi aflojado por medio de un par de pasadas con la cuchilla de la motoniveladora y agregándose agua en la proporción necesaria. Obtenida la mezcla deseada se compacta por medio del rodillo pata de cabra hasta obtener la máxima densidad y la sección transversal especificada.

b).- Firme estabilizado.- El material del firme será extendido en dos capas, de 7.5 cm. de espesor despues de consolidado. Estas capas se compactarán por medio de un rodillo neumático de 13 ruedas. Todos los surcos e irregularidades que se forman en la superficie de cualquiera de las dos capas durante el proceso de compactación deberan ser emparejados por medio de la motoniveladora.

El suelo ligante se agrega a la segunda capa, disponiendolo en montículos a lo largo del camino y mezclandolo despues pasando la cuchilla de la motoniveladora. Si es necesario se añade agua en la proporción requerida por medio de tanques distribuidores hasta conseguir el óptimo contenido de humedad. Una vez obtenida la mezcla deseada de grava, suelo ligante y agua se esparcirá el material por medio de la cuchilla niveladora en una capa de sección transversal uniforme, con el bombeo y espesor igual al especificado. A continuación se procede a compactar la superficie por medio de los rodillos neumáticos y liso, hasta conseguir la compactación deseada.

Al momento de la construcción, se debe dejar secar bien cada capa de material antes de colocar sobre ella la otra capa.

El contenido de humedad de cada capa al momento de la compactación será el óptimo, pero para facilitar la s

labores de compactación se permite estar un uno o dos por ciento sobre la optima. Sin embargo la compactación final debe hacerse con el optimo contenido de humedad, para conseguir así la mayor densidad.

SUPERFICIE DE RODADURA.- La subrasante y el afirmado son las partes resistentes de un pavimento, puesto que la primera soporta las cargas de los vehiculos y la segunda los transmite. Mientras que la superficie de rodadura es el elemento que resiste la acción desgastante del tráfico y que protege al firme de este. Al mismo tiempo la superficie de rodadura influye considerablemente en el costo de operación de los vehiculos y en su conservación, puesto que a mejor superficie de rodadura, menor será el consumo de combustible; menor el tiempo de recorrido de una misma distancia, menor gasto en llantas y una mayor duración del vehículo.

La superficie de rodadura adoptada, será del tipo flexible, compuesta por una mezcla asfáltica en frío de agregado abierto, agregado fino y asfalto RC-2.

Se utiliza este tipo de cubierta asfáltica, por ser muy económica en relación a otros tipos como el macadam y el concreto asfáltico. Además el tipo adoptado se ajusta a las condiciones climáticas, económicas e industriales de nuestra Patria; puesto que el asfalto RC-2 a utilizarse se produce en una planta industrial nacional (Talara), con la consiguiente economía, rapidez de transporte y facilidad de obtención en relación con cualquier otro producto extranjero. Siendo la mezcla asfáltica en frío más económica, puesto que el asfalto no necesita calentarse a una temperatura superior a los 80° C, en comparación de las mezclas asfálticas en caliente, en las cuales se necesita calentar el asfalto a temperaturas que fluctúan entre los 120° y los 177° C, requiriéndose para este proceso un equipo mecánico especial. En

este ultimo tipo de mezcla en caliente deberá calentarse y secarse los agregados que intervienen en la mezcla a temperaturas comprendidas entre las 350° y los 177° C. Logicamente este tipo de asfaltado tiene condiciones de resistencia y durabilidad superiores al tipo que se ha escogido, pero en su contra se tiene el alto costo de operación y el peligro de inflamación que engendra calentar sustancias bituminosas disueltas en gasolina o kerosene con el consiguiente riesgo para los operarios a cargo de la planta mezcladora.

Pasaremos ahora a explicar los materiales que intervienen en la preparación de la mezcla asfaltica adoptada:

Agregados Minerales.- Estarán formados de piedra partida y polvo mineral. Deberan utilizarse cuando menos en dos tamaños que llevarán el nombre de agregado grueso y agregado fino, tomando como punto de separación el tamaño correspondiente a la malla N° 4. Estos agregados al colocarse en la mezcladora no deberán tener más de 1.5% de humedad.

Al someter la mezcla de agregados a un análisis de mallas deberá satisfacer los requisitos siguientes:

<u>Malla</u>	<u>% en peso que pasa</u>
1"	100
1/2"	75 - 90
n° 4	50 - 70
" 10	35 - 50
" 40	20 - 30
" 200	0 - 3

La fracción de todo el agregado mineral que pasa la malla No. 10 debe satisfacer los presentes requisitos:

Humedad equivalente de terreno 20%

Contracción lineal, no más de 5%

Material Asfaltico.- No deberá contener agua y deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

OBJETO	IMPRIMACION	MEZCLA
CLASE	MC-0	RC-2

Punto de inflamacion (Open Tag) °F	100 -	80 -
Viscosidad Furol a 77° F	75-150	-
" " 122° F	-	-
" " 140° F	-	100-200

DESTILACION

Destilado (porcentaje del destilado

total) a 437° F	25	40 -
a 500° F	40-70	65 -
a 600° F	75-93	87 -

Residuo de la destilación a 680°F	-	-
Volumen % por diferencia	50 -	67 -

Prueba sobre el residuo de la destilación

Penetración a 77° F, 100 gr. en 5"	120-300	80-120
Ductilidad a 77° F	100 -	100 -

Porcentaje soluble en tetracloruro de carbono.

99.5 -	99.5 -
--------	--------

Como medida de seguridad, antes de emplearse los materiales se enviarán muestras de ellos al laboratorio para su análisis y comprobación si están de acuerdo a las especificaciones.

Cantidad de asfalto requerido en la mezcla.-

La determinación exacta de la cantidad de asfalto, depende de varios factores, tales como tamaño y composición de los agregados que intervienen en la mezcla, existiendo diversos métodos para poder calcularla. En este caso se explicará el metodo de las AREAS SUPERFICIALES.

En este método, primeramente se determina el area superficial de los agregados por medio de un análisis de mallas y la cantidad de asfalto no es sino una relación del area superficial o capacidad superficial de los áridos. Esta capacidad superficial depende de tres factores a saber: 1°) El más importante es la variación en el tamaño de las partículas del agregado,

puesto que para un mismo volumen de agregado, el que tiene las partículas de menor tamaño, tiene mayor area superficial. 2°) Hay variación en el area superficial debido a la forma y propiedades de las superficies de las partículas. Para un volumen dado, una partícula esférica tiene mas area superficial que una angulosa. 3°) Hay variación en el poder de absorción de los diferentes tipos de agregados. Una caliza blanda absorberá mayor cantidad de asfalto que una roca dura o granito que tenga la misma area superficial.

Una vez tamizada la muestra de agregado, la cantidad de cada tamaño se expresa como un porcentaje en peso, del peso total.

Para cada tamaño dado, hay una constante, que representa el area superficial en pies cuadrados por libra para dicho tamaño. Multiplicando la constante por el porcentaje en peso de cada tamaño de partículas y dividiendo por 100 se tendrá el area superficial de esa fracción del agregado que se está examinando. Las constantes se encuentran tabuladas en equivalente de area superficial.

Sumando las areas superficiales resultantes de todos los tamaños, se tendrá el area superficial equivalente de todo el agregado.

Multiplicando éste total por el Índice Asfáltico se obtiene la cantidad de asfalto necesaria. El índice asfáltico es un factor que indica la cantidad de asfalto en libras que se necesita para cubrir un pie cuadrado de area superficial. El valor de los diferentes índices asfálticos se encuentra tabulado por medio de gráficos, dependiendo su valor de la porosidad de los agregados (La presente explicación del método del area superficial ha sido tomada de un boletín de Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos del Departamento de Laboratorio e Investigación.)

En nuestro caso, como no disponemos de una muestra del terreno, no se podrá hacer el análisis de mallas necesario para poder aplicar el método antes indicado.

Considerando que el material de la mezcla que tenemos es de buena calidad y que podemos contar con la cantidad necesaria de agregado grueso, suponemos que en la mezcla el material petreo entre en un 95% y el asfalto líquido RC-2 en un 5% del peso.

Equipo mecánico que se puede utilizar en la construcción de la Superficie de Rodadura.-

Mezcladora.- Siempre que sea posible se utilizará una mezcladora de asfalto de tipo continuo (marca Cedar Rapids por ejemplo.) Con este tipo de mezcladora se preparan mezclas uniformes y bien dosificadas, y además tienen un buen rendimiento.

Si no se dispusiera de este tipo, se puede emplear una mezcladora de concreto, teniendo cuidado que la cantidad que se mezcle en cada tanda no sea mayor que la especificada por el fabricante, para la máquina que se está usando.

En el periodo de mezcla el asfalto se calentará de 60° a 80° C.

Pavimentadoras.- Para efectuar un trabajo rapido y uniforme se deberá usar una pavimentadora de impulsión propia, que dará un acabado suave a la sección transversal, de textura y densidad uniforme y libre de huecos.

En caso de no contar con una pavimentadora, se esparcirá la mezcla a mano con lampas y rastrillos y colocandose formas de madera de 2" x 4", a fin de obtener uniformidad en el espesor. Estas formas de madera tendrán las caras cepilladas y un largo no menor de 16', estando aseguradas por medio de estacas de 1.5" x 3" x 18" espaciadas a no mas de 1.20 m.

Rodillos.- Serán de impulsión propia, de tipo tandem o de 3 ruedas con un peso de 8 a 10 ton. Estarán provistos de tanques de agua para humedecer las ruedas y evitar que la mezcla se pegue a ellas. Las ruedas no tendrán ni huecos ni depresiones que puedan originar una superficie defectuosa. Estos rodillos producirán por medio de sus ruedas posteriores una presión mínima, de 260 y 300 libras por pulgada de ancho de rueda respectivamente. Estas ruedas no pesarán más del 70% del peso total del rodillo.

Pisón de mano.- En los puntos donde no se puedan utilizar los rodillos, se usarán pisonos de mano que pesarán cuando menos 23 kg. y tendrán un area mínima de 625 cm.²

Volquetes.- Según la producción de la planta mezcladora, se tendrán el número de volquetes de impulsión propia necesarios, para efectuar el trabajo en forma continua, de transporte de la mezcla. Se tendrá especial cuidado en verificar la limpieza de las tolvas, para evitar el contacto de la mezcla con cualquier sustancia extraña que pueda malograrla.

Laboratorio.- En una obra importante de pavimentación será necesario contar con un pequeño laboratorio, donde se pueda controlar la graduación de los materiales, porcentaje de asfalto, etc.

Procedimiento de Construcción de la Superficie de Rodadura.-

Riego de Imprimación.- Estando la capa de afirmado completamente nivelada, compactada, seca, con el bombeo apropiado y sin ningún material extraño suelto sobre la superficie, para lo cual si es necesario se efectuará un barrido, se procede a regar una capa de asfalto líquido MC-0 a más o menos 50° C y en proporción de 1.5 lts. por metro cuadrado; pudiéndose aumentar esta cantidad hasta 2 lts. por metro cuadrado, si se nota que el material del firme absorbe rápidamente el asfalto.

El riego de imprimación debe hacerse con todo cuidado, en forma uniforme, si fuera posible con distribuidores mecánicos que difícilmente dejan algún sitio sin regar.

Se deberá dejar esta superficie sin tráfico el tiempo necesario para que la absorción del asfalto sea efectiva.

Esparcido, transporte y apisonado de la mezcla.- Una vez efectuado el riego de imprimación y antes de esparcir la mezcla asfáltica, se deberá barrer cuidadosamente toda la superficie para eliminar los cuerpos extraños, además la superficie deberá encontrarse seca y las condiciones del tiempo favorables.

Enseguida se procede a preparar la mezcla asfáltica compuesta de agregado grueso, agregado fino y asfalto RC-2.

Esta preparación se hace en la obra y en frío. Inmediatamente se vacía la mezcla en los camiones volquetes que la llevarán al lugar dispuesto, verificándose la limpieza y buenas condiciones de las tolvas de los camiones.

Llegada la mezcla al sitio indicado, se vaciará con todo cuidado dentro de la pavimentadora mecánica, la que esparcirá el material en forma uniforme. Si no se dispone de esta máquina, se vaciará la mezcla de los camiones en proporción tal que no sobrepase la cantidad de los esparcidores con palas y estos deben distribuir en forma tal que no sobrepasen la capacidad de los que distribuyen con rastrillos. Luego se pasa una regla sobre las formas de madera para obtener una sección transversal uniforme y con el bombeo del firme.

Las juntas entre las capas que se colocan diariamente deben hacerse en forma tal que asegure una unión continua y completa. Lo mismo para las juntas laterales, que se harán cortando la mezcla a una profundidad o ancho tal que se tenga una mezcla fresca, lo cual evita la formación de pestañas.

Una vez esparcida la mezcla y transcurrido el tiempo necesario para que empiece el endurecimiento de la mezcla, se comenzará el proceso de rodillado por medio de los rodillos lisos tandem o de tres ruedas. Los rodillos serán operados a una velocidad máxima de 4 km. p.h. y por personal competente. El rodillado deberá hacerse en forma completa y uniforme de modo que todas las partes del pavimento reciban igual compresión.

El rodillado se debe empezar en forma longitudinal de los lados hacia el centro, en tal forma que cada pasada cubra la anterior mas o menos con la mitad del ancho de una de las ruedas posteriores. Las sucesivas pasadas del rodillo, deberán terminar apisonando cuando menos 1 m. de la pasada anterior en sentido longitudinal. Se evitará que se pegue la mezcla a las ruedas del rodillo, humedeciendolas con agua por medio de tanques especiales acoplados a la máquina.

Se comprobará la uniformidad de la superficie por medio de una regla de 3m. de largo, para localizar los puntos altos o bajos y corregirlo. El rodillado se continua hasta que desaparezcan las marcas que dejen las ruedas.

Si fuera necesario se hará un rodillado diagonalmente con un rodillo tandem y si el ancho de la carretera lo permite se hará un rodillado perpendicular al eje del camino.

Todos los puntos inaccesibles al rodillo, se compactarán a mano por medio del pisón descrito antes.

Si en algún sitio la mezcla resulta suelta o defectuosa, deberá cambiarse y sustituirla con material fresco adecuado.

Se deberán tomar muestras para pruebas de densidad de 35 x 35 cm. por cada 10000 metros cuadrados de superficie terminada y se enviarán al laboratorio para su análisis y

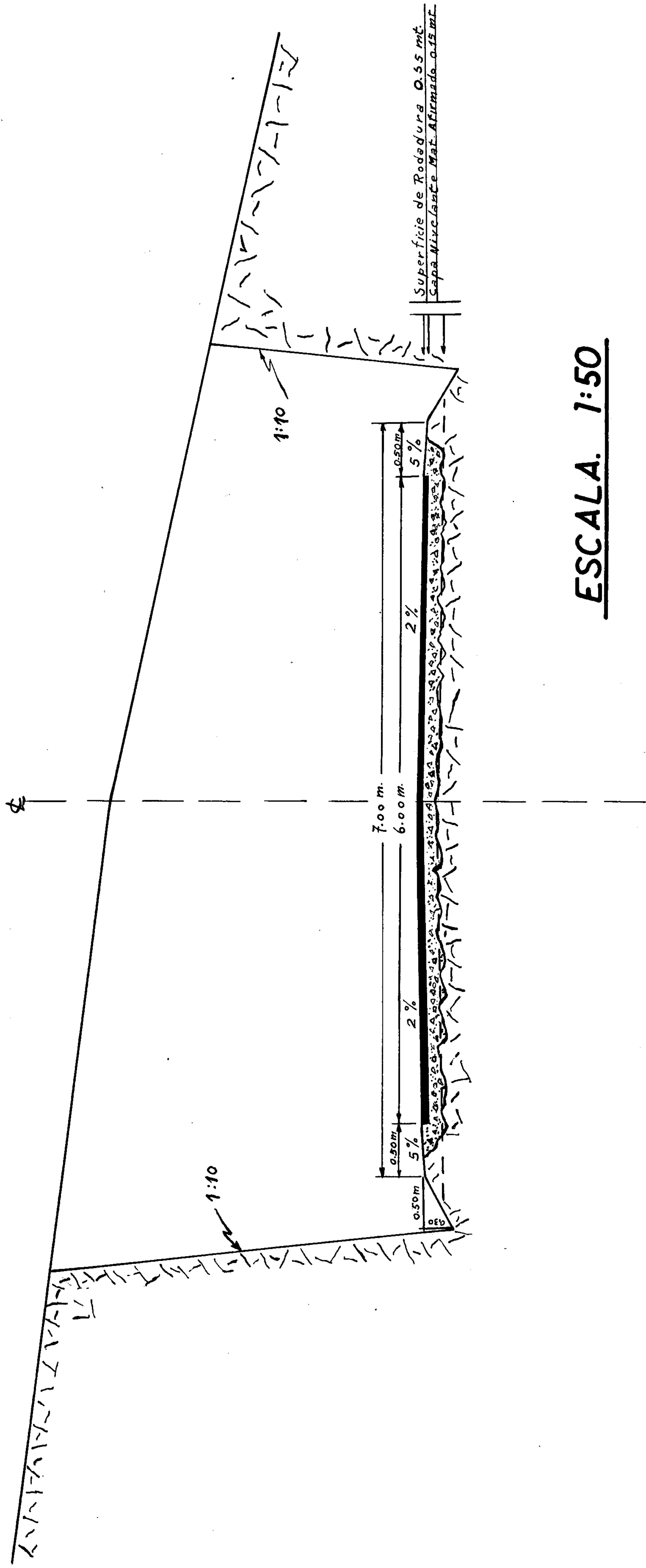
los huecos formados al tomar las muestras se rellenarán inmediatamente con una mezcla que este de acuerdo con las especificaciones y se acabará cuidadosamente.

Por último se probará la uniformidad de la superficie por medio de una regla de 3 mt. de largo y que se coloca paralela al eje del camino; las ordenadas que se midan del borde de la regla a la superficie no serán mayores de 3 mm. y si la variación fuera mayor de 1/2" debe eliminarse toda el area afectada y reemplazada con mezcla fresca.

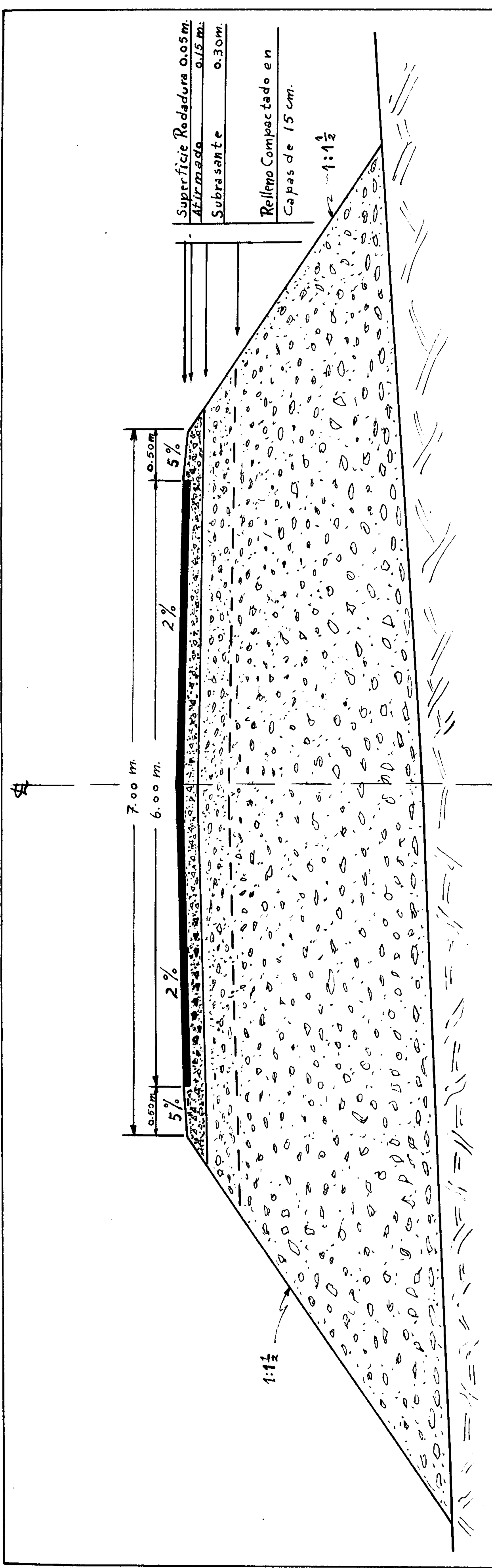
Sellado.- La sección de carretera recién terminada, se protegerá del tráfico, impidiendo la circulación de este durante el tiempo necesario para que la mezcla se endurezca.

Después de unos días y cuando se crea conveniente para proteger la superficie asfáltica y darle un mejor acabado, se efectuará el sellado, que consiste en la aplicación o riego de la superficie de asfalto RC-1, a razón de 1 litro por metro cuadrado. La cantidad exacta depende de la porosidad de la superficie asfáltica y se aplica en la misma forma que el riego de imprimación. Una vez regado el asfalto, se le cubre con arena gruesa, seca y limpia a razón de 15 ó 20 kg. por metro cuadrado. A continuación se rodillará esta capa, por medio de rodillos lisos tandem, con el número de pasadas necesario para obtener una buena compactación.

DISEÑO Y DETALLE DEL PAVIMENTO
SECCION EN CORTE DE ROCA



ESCALA. 1:50



DISEÑO Y DETALLE DEL PAVIMENTO
SECCION EN RELLENO DE CONGLOMERADO

ESCALA. 1:50

PARTE III

PRESUPUESTO

ANALISIS DE COSTOS.-

I.- REPLANTEO Y NIVELACION

1).- Trazo (por dia)

Ing. Jefe	S/. 100.00
Ing. Trazador	80.00
2 Cadeneros S/. 10.00 c/u	20.00
1 Estaquero	10.00
1 Porta instrumento	<u>10.00</u>
	S/. 220.00

2).- Nivelación por dia)

Ing. Nivelador	S/. 80.00
2 Porta miras S/.10.00 c/u	20.00
1 Porta instrumento	<u>10.00</u>
	S/. 110.00

3).- Seccionamiento (por dia)

Ing. Seccionista	S/. 60.00
2 Ayudantes S/.8.00 c/u	<u>16.00</u>
	S/. 76.00

4).- Gastos Generales (por dia)

Movilidad	S/. 50.00
Estacas	30.00
Depreciación Equipo (10%)	<u>40.60</u>
	<u>S/. 120.60</u>

Total por día: S/. 526.60

Se asume que el Km. se replanteará y nivelara en un dia.

II.- EXPLANACIONES.

1).- Corte en Roca Dura, con compresora y martillo perforador

a).- Costo por hora de un compresor Le Roi Mod. 105 D2-E, que acciona 2 perforadoras de 35 lbs.

Costo Fijo

Valor de la compresora	S/. 50,000.00
Valor recuperable	<u> -</u>
Depreciación	S/. 50,000.00

La vida probable de la compresora será 5 años (10,000 horas).

Costo Fijo al Año

Amortizacion 20%	S/. 10,000.00
Interes 8%	4,000.00
Mantenimiento y reparaciones 15%	7,500.00
Almacenaje, guardiana, pérdidas 3%	<u>1,500.00</u>
	S/. 23,000.00

Costo Fijo por hora

Será igual a: $\frac{23000}{2000} = S/. 11.50$ por hora

Costo Variable por hora

Combustible 2 gal. de petroleo, S/. 0.70 gal.	S/. 1.40
Aceites y grasas	2.00
Kerosene y guaípe	0.50
Pequeños repuestos	<u>1.00</u>
	S/. 4.90

Total compresora: 11.50 + 4.90 = S/. 16.40 por hora

b).- Costo por hora de un martillo perforador neumático.

Costo Fijo

Valor del martillo	S/. 4,140.00
Accesorios: 2 mangueras de 50'	1,200.00
Valor recuperable	<u> -</u>
Depreciación	S/. 5,340.00

La vida probable será de 3 años (6,000 horas).

Costo Fijo al Año

Amortización 33.3%	S/. 1,778.22
Interes 8%	427.20
Mantenimiento y reparaciones 15%	801.00
Almacenaje y guardiana 3%	<u>160.20</u>
	S/. 3,166.62

Costo Fijo por hora

Será igual a: $\frac{3166.62}{2000} = \text{S/} . 1.59$ por hora

Costo Variable por hora

Lubricantes, guaípe, etc.	<u>S/ . 0.50</u>
	S/ . 0.50

Total Martillo Perforador: 1.59 + 0.50 = S/.2.09
por hora

c).- Jornales por hora

Maguinista de la Compresora	S/. 2.00
2 taladradores (1 por martillo) a S/. 2.00 c/u	4.00
Leyes Sociales, Indemn., Vac., etc. 50%	3.00
Capataces, planilleros 10%	<u>0.60</u>
	S/. 9.60 por hora

RESUMEN: Costo total por hora de una unidad de perforación,
compuesta por una compresora y dos martillos perforadores,
trabajando a plena carga:

Compresora	S/. 16.40
2 Martillos	4.18
Jornales	<u>9.60</u>
TOTAL:	S/. 30.18 por hora

d).- Costo por m³ de desagregación de Roca Dura.-

Se consideró que en este tipo de roca se obtiene un rendimiento de 30 m.l. de barrenos en jornada de 8 horas, con los cuales se desagregan 30m³ de roca por martillo y por jornada de 8 horas; para dos martillos será el doble.

La desagregación por hora sera: $\frac{60}{8} = 7.50 \text{ m}^3/\text{hora}$

El costo por m³ será: $\frac{30.18}{7.50} = \text{S/} . 4.04 \text{ por m}^3$

Materiales.- Se consideró que una broca con inserciones de carburo tungsteno puede perforar 24 ml. sin ser aguzada, y que puede recibir 8 aguzadas, pudiendose taladrar un total de:

$$8 \times 24 = 192 \text{ m.l.}$$

El costo de la broca es de S/. 300.00

Lo que dá un costo de: $\frac{300}{192} = \text{S/} . 1.56 \text{ por m.l. o sea}$

por m³ de desagregación.

<u>RESUMEN:</u> Maquinaria y jornales	S/. 4.04 por m ³
Brocas	1.56 "
Dinamita a 0.30 kg./m ³ a S/.4.00 kg.	1.20 "
Mecha 2 mt. aprox.	0.60 "
Fulminante 3 unidades	0.50 "
<u>Total por m³ de roca dura:</u>	<u>S/. 7.90 por m³</u>

e).- Costo por m³ de desagregación de Roca Blanda.-

Haciendo las mismas consideraciones que para la roca dura y sabiendo que se pueden barrenar 60 m.l. por jornada de 8 horas por martillo, y que la broca barrena sin aguzarse 50 m.l., resistiendo 8 aguzadoras tenemos:

Maquinaria y jornales: S/30.18 por h. y 120 m ³ / 8 h.	S/. 2.02 m ³
Brocas: S/300.00 con 400 m ³ (2 martillos)	0.75 "
Dinamita: 0.15 kg./m ³ a S/. 4.00 kg.	0.60 "
Mecha: 2 mt. aprox.	0.60 "
Fulminante 3 unidades	0.50 "
<u>TOTAL por m³ de Roca Blanda:</u>	<u>S/. 4.47 por m³</u>

f).- Costo por m³ de desagregación de Conglomerado (a mano)

El jornal del barretero por jornada de 8 h. S/.12.00

El jornal por hora S/. 1.50

El rendimiento promedio del barretero es de 4 m³ en 8 horas.

Moverá 1 m³ en 2 horas.

1).- Costo del barretero por m³ S/. 3.00 por m³

2).- Materiales.

Pólvora 0.25 kg./m³ a S/.2.00 kg. S/. 0.50 "

Mecha 2 mt. aprox. 0.60 "

3).- Varios

Desgaste herramientas

(10% mano de obra y mat.) S/. 0.41 "

Capataces, planilleros, etc.)

(10% mano de obra y mat.) 0.41 "

Leyes sociales, seguros, etc.

(50% mano de obra y mat.) 2.05 "

Total por m³ de Conglomerado: S/. 6.97 por m³

III.- EXCAVACION, TRANSPORTE y RELLENO.-

a).- Con Tractor D-8 y Empujador Angular.

Valor de la máquina S/. 300,000.00

Valor recuperable 0.00

Depreciación S/. 300,000.00

Se asume que la vida probable del tractor será 5 años (10,000 horas).

Costo Fijo al Año

Amortización 20% S/. 60,000.00

Interes 8% 24,000.00

Mantenimiento y Reparacion 15% 45,000.00

Almacenaje, guardiania, perd.

tiempo, 3% 9,000.00

S/. 138,000.00

f).- Costo por m³ de desagregación de Conglomerado (a mano)

El jornal del barretero por jornada de 8 h. S/.12.00

El jornal por hora S/. 1.50

El rendimiento promedio del barretero es de 4 m³ en 8 horas.

Moverá 1 m³ en 2 horas.

1).- Costo del barretero por m³ S/. 3.00 por m³

2).- Materiales.

Pólvora 0.25 kg./m³ a S/.2.00 kg. S/. 0.50 "

Mecha 2 mt. aprox. 0.60 "

3).- Varios

Desgaste herramientas

(10% mano de obra y mat.) S/. 0.41 "

Capataces, planilleros, etc.)

(10% mano de obra y mat.) 0.41 "

Leyes sociales, seguros, etc.

(50 mano de obra y mat.) 2.05 "

Total por m³ de Conglomerado: S/. 6.97 por m³

III.- EXCAVACION, TRANSPORTE y RELLENO.-

a).- Con Tractor D-8 y Empujador Angular.

Valor de la máquina S/. 300,000.00

Valor recuperable 0.00

Depreciación S/. 300,000.00

Se asume que la vida probable del tractor será 5 años (10,000 horas).

Costo Fijo al Año

Amortización 20% S/. 60,000.00

Interes 8% 24,000.00

Mantenimiento y Reparacion 15% 45,000.00

Almacenaje, guardiania, perd.

tiempo, 3% 9,000.00

S/. 138,000.00

Costo Fijo por hora

Será igual a $\frac{138000}{2000} = S/. 69.00$ por hora

Costo Variable por hora

1).- Jornales

Jornal maquinista S/. 3.00

" ayudante 1.50

Leyes sociales, indemn, etc.

50% s.m. de o. 2.25

2).- Combustibles

Petroleo 3 galones a S/. 0.70 gal. S/. 2.10

Aceite y grasas 9.10

Guaípe, gasolina etc. 1.00

Pequeños accesorios 1.00

S/.19.95 por hora

Que sumado al costo fijo al año tenemos $69.00 + 19.95 =$
S/. 88.95 por hora.

Costo del acarreo por m³ a 65 mt. con Tractor D-8

En conglomerado: $\frac{88.95}{41.00} = S/. 2.16$ por m³

En roca blanda: $\frac{88.95}{52.00} = S/. 1.71$ por m³

En roca dura y conglomerado: $\frac{88.95}{52.00} = S/. 1.71$ por m³

Costo del acarreo por m³ a 20 mt. con Tractor D-8.

En conglomerado: $\frac{88.95}{104} = S/. 0.86$ por m³

En roca blanda : $\frac{88.95}{131} = S/. 0.68$ por m³

En roca dura y conglomerado: $\frac{88.95}{131} = S/. 0.68$ por m³

b).- Con Trailla de 9.2 m³ halada por Tractor D-8.

Valor de la Trailla S/. 100,000.00

Valor recuperable 0.00

Depreciacion S/. 100,000.00

Vida probable 5 años (10,000 horas)

Costo Fijo al año

Amortizacion 20%	S/. 20,000.00
Interes 8%	8,000.00
Mantenimiento y Reparaciones 15%	15,000.00
Guardiania, Almacenaje, etc. 3%	<u>3,000.00</u>
	S/. 46,000.00

Costo Fijo por hora

Será igual a: $\frac{46000}{2000} =$ S/. 23.00 por hora

Como la trailla será halada por un D-8, al valor encontrado por hora, debemos sumarle el valor encontrado por hora del tractor D-8, mas un 10% de los gastos de operación correspondientes al D-8, como gastos que tendrá la trailla por grasa, garaje, repuestos, etc.

Costo Total por hora:

Costo por hora tractor D-8	S/. 88.95
Costo fijo por hora trailla	23.00
Gastos trailla (10% gasto op. tractor)	<u>2.00</u>
	S/. 113.95 por hora

Costo del acarreo por m³ a 146 mt. con trailla.

En roca dura desmenuzada y conglomerado:

$\frac{113.95}{82.5} =$ S/. 1.38 por m³

IV.- COMPACTACION DE RELLENOS.

Valor de la máquina	S/. 150,000.00
Valor recuperable	0.00
Depreciacion	S/. 150,000.00

Vida probable de la máquina 5 años (10,000 horas)

(Solamente se compactarán los rellenos de conglomerados, y la capa superficial de 30 cmt. en los rellenos de roca).

Costo Fijo al Año

Amortizacion 20%	S/. 30,000.00
Interés 8%	12,000.00
Mantenimiento y reparaciones 15%	22,500.00
Seguro, garage, etc. 3%	<u>4,500.00</u>
	S/. 69,000.00

Costo Fijo por hora:

Será igual a: $\frac{69000}{2000} =$ S/. 34.50 por hora

Costo Variable por hora

1).- Jornales

Maquinista	S/. 3.00
Ayudante	1.50
Leyes sociales, indem.	
etc. 50%	<u>2.25</u>
	S/. 6.75

2).- Combustibles

Gasolina 2 gal. a S/2.00 gal	4.00
Aceite, grasas, etc.	2.00
Pequeños repuestos, filtros,	
etc.	<u>1.00</u>
	S/. 7.00

COSTO TOTAL POR HORA: $34.50 + 6.75 + 7.00 =$ S/. 48.25

Costo por m³

Siendo el rendimiento de un rodillo de 196 m³ de material compactado por hora, el costo por m³ será:

$$\frac{48.25}{196} = \text{S/. } 0.25 \text{ por m}^3$$

A este costo se le debe añadir, el costo de riego, que se estima en S/. 0.03 por m³ y por capas de 15 cm. de espesor, teniendo:

$$\frac{100 \times 0.03}{15} = \text{S/. } 0.20 \text{ por m}^3$$

El costo total por m³ será: $0.25 + 0.20 =$ S/0.45 por m³

de relleno.

///

IV.- PAVIMENTO

a).- Costo unitario de AFIRMADO

El espesor compactado será de 15 cm. en dos capas:

1ra. capa 7.5 cm.

Esponjamiento 20% 1.5 cm.

Material suelto 9.0 cm.

Cada m³ cubre: $\frac{1}{0.09} = 11.1 \text{ m}^2$

Costo del m³ de material zarandeado y mezclado.

Agregados aridos y granulares: 80% a

S/. 6.00 m³ S/. 4.80

Material ligante arcilla 20% á

S/. 12.00 m³ 2.40

S/. 7.20 m³

Luego el costo por m³ de afirmado por concepto de materiales será:

$$\frac{7.20}{11.10} = \text{S/. } 0.645 \text{ por m}^2$$

Como la segunda capa de afirmado es igual a la primera tendremos que por concepto de materiales el m² de afirmado valdrá: $2 \times 0.645 = \text{S/. } 1.29 \text{ por m}^2$

Costo total del m² de Afirmado

Materiales 1ra. y 2da. capa S/. 1.29

Extendido y mezclado 0.10

Nivelación 0.10

Riego 0.10

Rodillado Neumatico 0.05

Refine 0.05

Riego 0.05

Alisado con rodillo liso 0.06

S/. 1.80 por m²

b).- Costo unitario de la Superficie de Rodadura.

Materiales. Especificaciones y pesos por m³

Piedra menor de 1" 70%

Arenas y materiales finos. . . 30%

Para un m³ de mezcla se necesitan:

Piedras: 1000 litros; con un peso de:

1000 x 1.66 = 1660 kg.

Arena : 300 litros; con un peso de:

300 x 1.58 = 474 kg.

Peso de los agregados: = 2134 kg/m³

Peso del asfalto RC-2 = 5% de 2134 106.70 kg/m³

Mermas 10% 10.67 "

Peso del asfalto RC-2 = 117.37 kg/m³

Costo del m de mezcla asfáltica:

1000 litros de piedra menor de 1" S/. 10.00

300 litros de arena a S/. 6.00 m 1.80

Asfalto RC-2, 117.37 kg. a S/.0.20 kg. 23.48

Transporte, promedio 4 km. a S/.0.80 3.20
m³/km.

Preparación y mezcla 5.00

S/.42.48 por m³

Costo por m² de mezcla asfáltica:

Considerando que para cada m², se necesitan 60 litros de mezcla, cada m³ de mezcla cubre:

$\frac{1000}{60} = 16.67 \text{ m}^2$

El costo por m² será: $\frac{42.48}{16.67} = \text{S/}. 2.54 \text{ por m}^2$

Costo total del m² de Superficie de Rodadura

a).- Imprimación

Asfalto MC-0, 1.5 kg. por m² a S/0.20 kg. S/.0.30 por m²

Riego de imprimación 0.06 "

b).- Mezcla asfaltica.

Materiales, transporte y preparacion mezcla	S/. 2.54	por m ²
Extendido y rodillado	0.15	"
Alisado final	0.05	"

c).- Sella do

Asfalto RC-1, 1 kg. a S/.0.20 kg.	0.20	"
Riego de asfalto	0.06	"
Agregado de 1/8" (1t lts. por m ² a S/. 10.00 m ³)	0.15	"
Extendido, rodillado y barrido	<u>0.15</u>	"
	S/.3.66	"

G).-Costo unitario de BERMAS

Espesor compactado	4 cm.
20% esponjamiento	<u>1 cm.</u>
Material suelto	5 cm.

Cada m³ cubre: $\frac{1}{0.05} = 20 \text{ m}^2$

El costo del material zarandeado y mezclado por m³ será:

$$\frac{7.20}{20} = \text{S/. } 0.36 \text{ por m}^2$$

Costo total del m² de bermas

Materiales	S/. 0.36	por m ²
Extendido, mezclado y nivelado	0.10	"
Riego de agua	0.05	"
Rodillado neumatico	0.05	"
Refine	0.05	"
Riego	0.05	"
Alisado con rodillo liso	<u>0.05</u>	"
	S/. 0.71	por m ²

IV.- ALCANTARILLAS

Se asumen los siguientes costos totales por metro lineal de alcantarilla:

Alcantarilla # 1	S/. 200.00 m.l.
2	250.00 "
3	100.00 "
4	100.00 "

PRESUPUESTO GENERAL DEL Km.

Nº	PARTIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
I	Repl. y Nivel.	1 km.	\$. 526.60	\$. 526.60
II	EXPLANACIONES			
	En Conglomerados	4413 m ³	6.97	30758.61
	En Roca Blanda	3379 m ³	4.47	14104.13
	En Roca Dura	2997 m ³	7.90	23676.30
III	Exc.Trans. y Rell.			
	Congl. a 65 mt.	480 m ³	2.16	1036.80
	" " 20 mt.	876 m ³	0.86	753.36
	Roca Blanda a 65 mt.	680 m ³	1.71	1162.80
	Roca Blanda a 20 mt.	3684 m ³	0.68	2505.12
	R.D. y Cong. a 65 mt.	1275 m ³	1.75	2231.25
	" "	2920 m ³	1.38	4029.60
	" "	3156 m ³	0.68	2146.08
IV	COMP. DE RELLENOS	1670 m ³	0.45	751.50
V	PAVIMENTO			
	Afirmado	7000 m ²	1.80	12600.00
	Sup. rodadura	6000 m ²	3.66	21960.00
	Bermas	1000 m ²	0.71	710.00
VI	ALCANTARILLAS			
	# 1	11 m.l.	200.00	2200.00
	# 2	12 m.l.	250.00	3000.00
	# 3 y # 4	24 m.l.	100.00	2400.00
			TOTAL:	126552.15
			Imprevistos 5%	6327.65
			Utilidad Contratista 10%	<u>12655.21</u>
			TOTAL GENERAL	<u>S/.145535.01</u>

PARTE IV

PUENTE DE CONCRETO ARMADO

Según las especificaciones y el número de orden, corresponde calcular para el presente proyecto, un puente de concreto armado de 11 m. de luz, para cuatro tráfico y con carga tipo H15 - S12.

Especificaciones.-

Tipo.- Losa con vigas rectas, armada perpendicularmente al tráfico, de tablero superior (4 vias).

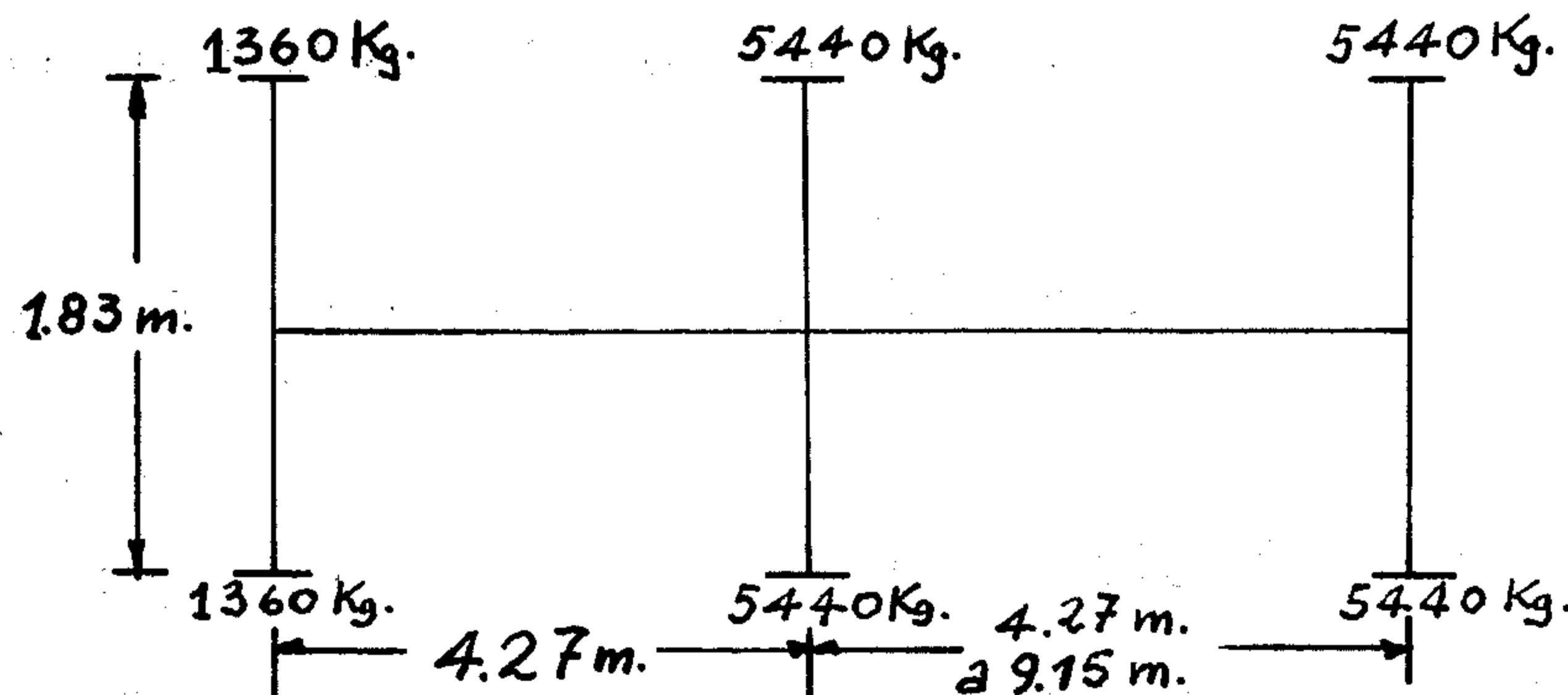
Ancho Total.- 13 m.

Luz de Cálculo.- 11 m.

Valores Asumidos.-

Peso específico del concreto armado	2400 Kg./m ³
" " " " simple	2300 "
Relleno de conglomerados	1600 "
Pavimento	100 Kg./m ²
Sobre carga del Relleno	800 Kg./m ³
Baranda	170 Kg./m.l.
$f_c =$	63 Kg./cm ²
$f_s =$	1400 Kg./cm ²
$j =$	0.866
$K =$	11

ESQUEMA DE LA S/C tipo H15-S12



///..

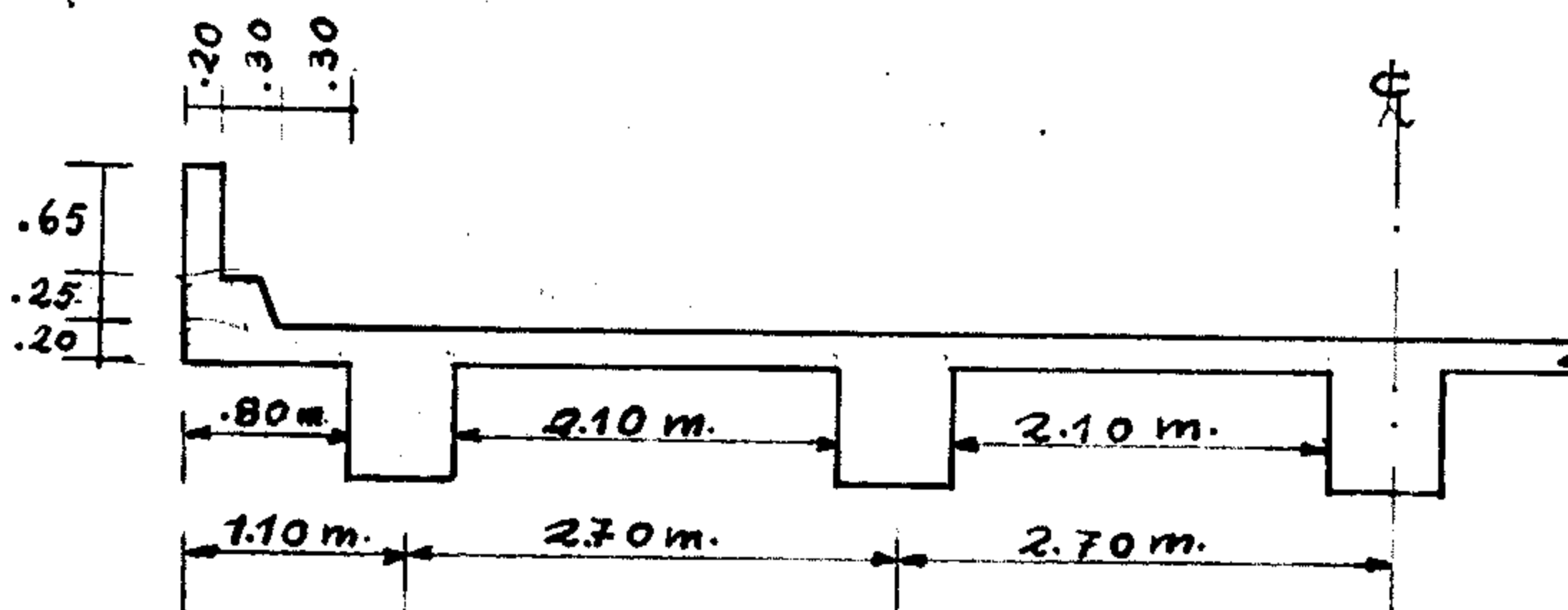
ESPACIAMIENTO DE VIGAS.-

Se asumen cinco vigas. Por medio de tanteos se llega a determinar el espaciamiento entre vigas, de tal modo que las cargas que soporta cada viga sean aproximadamente iguales.

Cálculo de la losa.-

Hemos asumido un espesor aprox. para la losa igual a 1/10 de la luz entre vigas: $1/10 \times 2.10 = 20 \text{ cm.}$

DISTRIBUCION VIGAS Y VOLADIZO.-

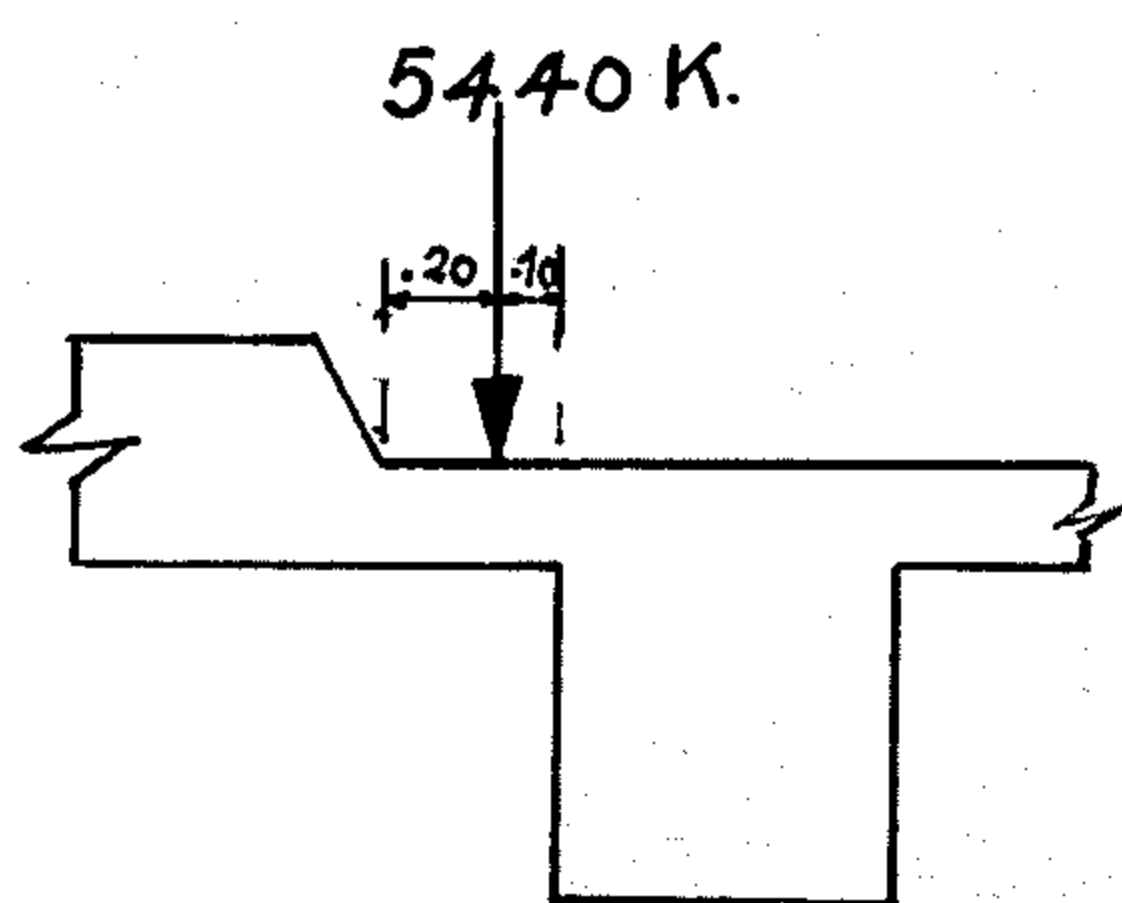


CALCULO VOLADIZO

<u>Peso Propio</u>	<u>Distancia</u>	<u>Momento</u>
Baranda por m.l. 170 kg.	0.70	119.00 Kg.-m.
Sardinel $0.25 \times 0.50 \times 2400 = 300 \text{ kg.}$	0.55	165.00 "
Losa $0.20 \times 0.80 \times 2400 = 384 \text{ Kg.}$	0.44	154.00 "
Pavimento $100 \times 0.3 = 30 \text{ kg.}$	0.15	<u>4.50 "</u>
		442.50 Kg.-m.

El total del peso propio son 884 kg.

Carga Movil.-



La posición más desfavorable de la carga, suponiendo una llanta de 40 cm. de ancho, es cuando ella se encuentra pegada al sardinel tal como se ve en la fig.

Ancho Efectivo.- Viene dado por la fórmula:

$$E = 0.85 + 1.14$$

$$E = 1.22 \text{ m.}$$

Luego, el momento debido a la carga movil vale:

$$M = \frac{5440 \times 0.1}{1.22} = 446 \text{ Kg.-m}$$

El impacto viene dado por la fórmula:

$$I = \frac{50}{3.28L + 125} = 39\% \text{ por ser } L = 0.8 \text{ m.}$$

Como el máximo admisible es 30%, tomamos este, y el momento de impacto vale:

$$MI = 0.3 \times 446 = 138.8 \text{ kg.-m.}$$

El momento total será la suma de estos tres momentos y vale:

$$MT = 442.5 + 446 + 138.8$$

$$MT = 1022.3 \text{ kg.-m.}$$

Espesor necesario de la losa.-

Viene dado por la fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{102230}{11 \times 100}} = 9.7 \text{ cm.}$$

$$h = 9.7 + 4 + 1 = 14.7 \text{ cm.} \approx 15 \text{ cm.}$$

Como hemos supuesto $h = 20 \text{ cm.}$ y $d = 15 \text{ cm.}$, vemos que hay una pequeña diferencia entre el valor supuesto y el hallado, pero preferimos dejar el valor del peralte en 20 cm. , porque de esta forma aumentamos el area en compresión de las vigas T a calcularse posteriormente y se disminuye tambien el area de acero en el voladizo.

En el area de acero en el voladizo será:

$$As = \frac{M}{fsjd} = \frac{102230}{1400 \times 0.866 \times 15} = 5.7 \text{ cm.}^2$$

A esta area de acero corresponden $\emptyset 1/2''$ a 22 cm. , pero como esta area tiene que estar en relación con el area del momento negativo en el primer apoyo de la losa en el paño inte-

rior, a la cual se le agregará el area de acero de temperatura según especificaciones de la A.A.S.H.O., al momento de distribuir el acero en ese punto para el paño interior, se prologaran las varillas de acero en el volado.

PAÑO INTERIOR.-

Consideramos que al construirse la losa solidariamente con las vigas tiene 75% de empotramiento al apoyarse sobre ellas. Además la losa será armada en un solo sentido perpendicularmente al tráfico.

Ancho Efectivo.-

Según especificaciones de la A.A.S.H.O. será:

$$E = 0.65 + 0.76 \mp 0.6 \times 2.1 + 0.76$$

$$E = 2.02 \text{ m}$$

Carga debida al peso propio.-

$$\text{Losa } 0.2 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Pavimento } 0.05 \times 2000 = \underline{100 \text{ "}}$$

$$Wp.p. = 580 \text{ kg/m}^2$$

Momento negativo sobre el apoyo debido al p.p.

Considerando el 75% de empotramiento tenemos:

$$(-) M_{p.p.} = \frac{0.75 w l^2}{12} = \frac{0.75 \times 580 \times 4.4}{12}$$

$$(-) M_{p.p.} = 160 \text{ Kg-m.}$$

Momento isostático en el centro de la luz debido al p.p.

$$(+) M_{p.p.} = \frac{w l^2}{8} = \frac{580 \times 4.4}{8}$$

$$(+) M_{p.p.} = 320 \text{ kg-m.}$$

Momentos debidos a la carga movil

Como ya hemos visto, el ancho efectivo vale 2.02 m. y el coeficiente de impacto será:

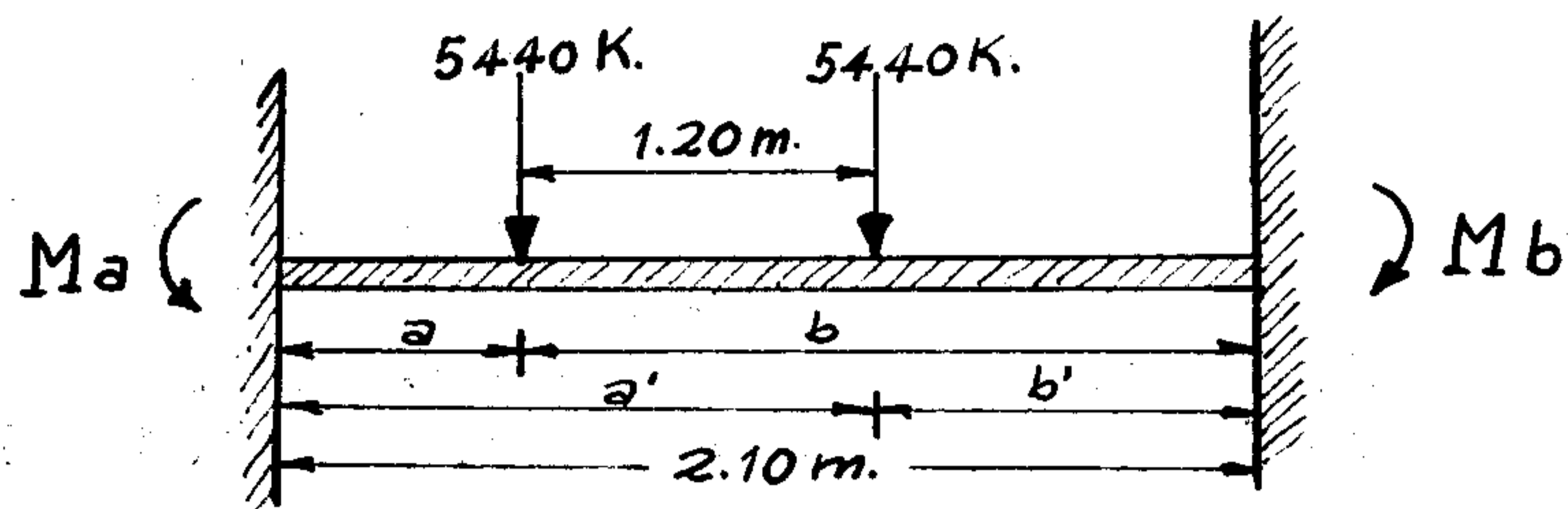
$$I = \frac{50}{3.28L + 125} \quad \text{Siendo } L = 2.10 \text{ m}$$

$$I = 0.378$$

Pero tomaremos el 30%, o sea: $I = 0.30$

El máximo momento producido por la carga móvil, se obtiene haciendo correr el tren de cargas más desfavorable a lo largo de la luz.

Como en la actualidad se considera que entre camión y camión hay un espaciamento de 4 pies, el tren de cargas más desfavorable, será el mostrado en la fig.



Solamente consideramos el 75% de los momentos de empotramiento, calculados por las fórmulas:

$$(-) Ma = \frac{Pab^2}{12} \quad (-) Mb = \frac{Pa^2b}{12}$$

$$(+*) Mi = \frac{Pab}{1}$$

Estos momentos se dividirán por el ancho efectivo de 2.02 m. para tener los momentos por m.l.

Como tenemos

$$P = 5440 \text{ Kg.} \quad E = 2.02 \text{ m} \quad L = 2.10 \text{ m}$$

Las fórmulas anteriores se pueden reducir a:

$$\begin{aligned} (-) Ma &= 459 ab^2 & (+) Mi1 &= 1282 a (b + b') \text{ seccion } a \\ (-) Mb &= 459 a^2 b & (+) Mi2 &= 1282 b'(a + a') \text{ seccion } a' \end{aligned}$$

Haciendo mover el tren de cargas cada 20 cm. se ha construido un cuadro de valores, que nos dá el valor del momento en la sección que se considera; permitiendonos además construir el diagrama de momentos de flexión debidos a la carga móvil.

Se hayan los momentos producidos por cada carga separadamente y luego se suman, obteniendose de esta forma el momento total en cada sección considerada.

MOMENTOS NEGATIVOS

a	b	a ²	b ²	ab ²	M'a	a ² b	M'b
0.20	1.90	0.04	3.61	0.722	332.00	0.076	35
0.40	1.70	0.16	2.89	1.156	530.00	0.272	125
0.60	1.50	0.36	2.25	1.350	620.00	0.540	248
0.80	1.30	0.64	1.69	1.352	621.00	0.832	382
1.00	1.10	1.00	1.21	1.210	555.00	1.100	505
1.05	1.05	1.10	1.10	1.155	530.00	1.155	530

a'	b'	a' ²	b' ²	a'b' ²	M''a	M''b	Ma	Mb	a' ² b'
1.40	0.70	1.96	0.49	0.686	315	630	647	665	1.37
1.60	0.50	2.56	0.25	0.400	184	588	714	713	1.28
1.80	0.30	3.24	0.09	0.162	67.2	445	686.2	693	0.97
2.00	0.10	4.00	0.01	0.020	8.2	184	629.2	566	0.40

MOMENTOS POSITIVOS

a	b	a'	b'	b+b'	a(b+b')	Mi1	a+a'	b'(a+a')	Mi2
0.20	1.90	1.40	0.70	2.60	0.52	670	1.60	1.12	1440
0.40	1.70	1.60	0.50	2.20	0.88	1130	2.00	1.00	1282
0.60	1.50	1.80	0.30	1.80	1.08	1385	2.40	0.72	930
0.80	1.30	2.00	0.10	1.40	1.12	1440	2.80	0.28	360
1.00	1.10					1415			
1.05	1.05					1415			

629
5

LOSA - TRAMO INTERIOR

DIAGRAMA DE MOMENTOS

Peso Propio.

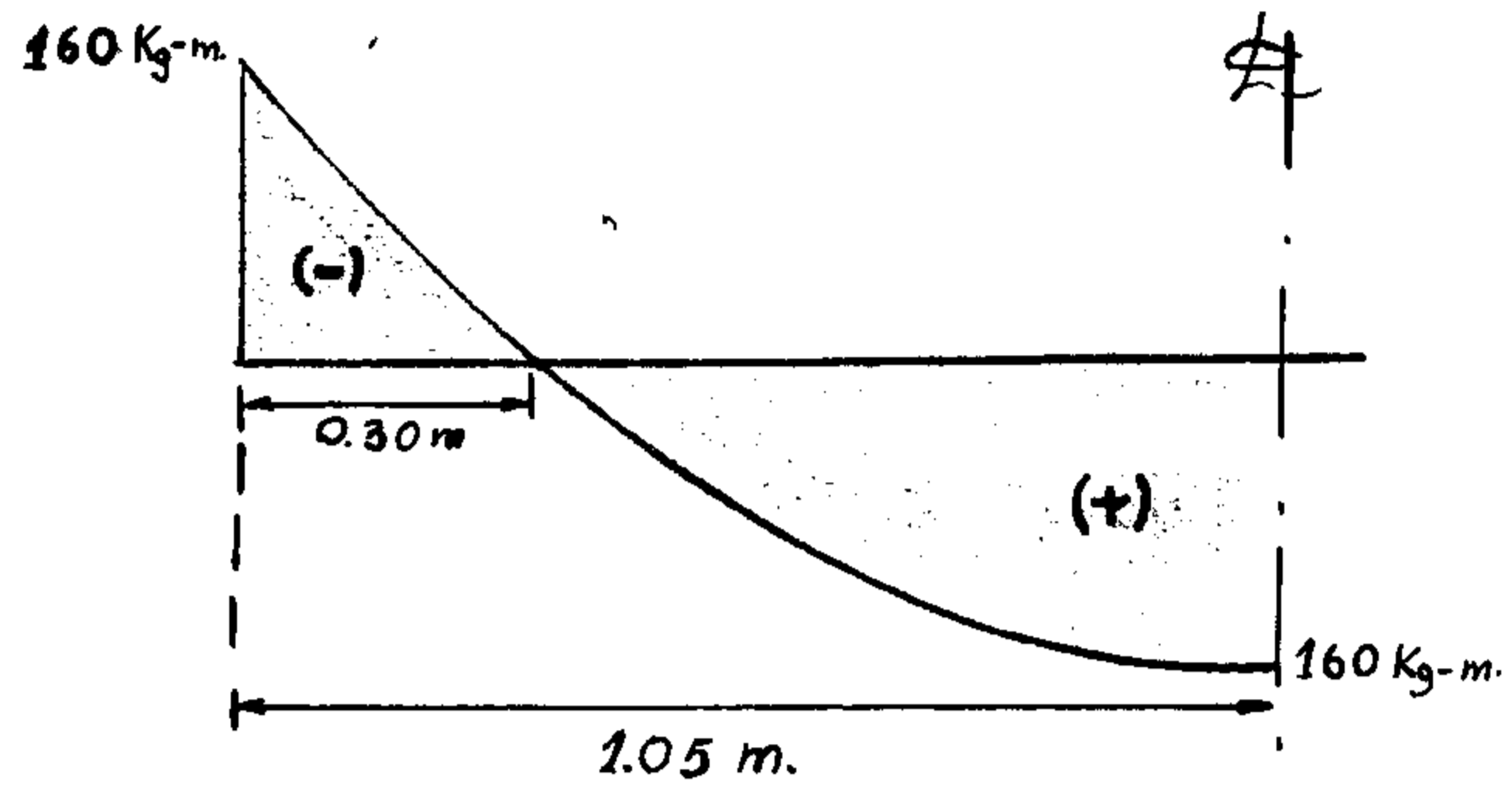
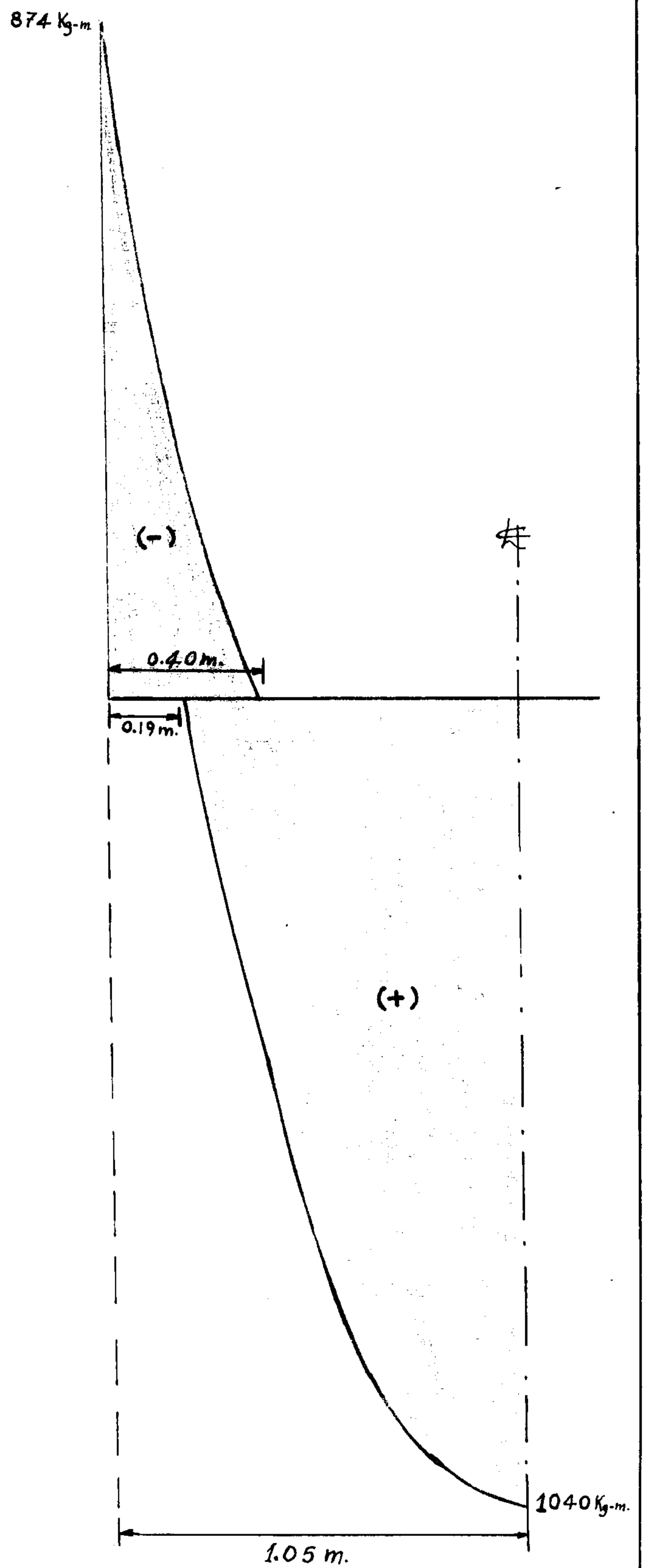
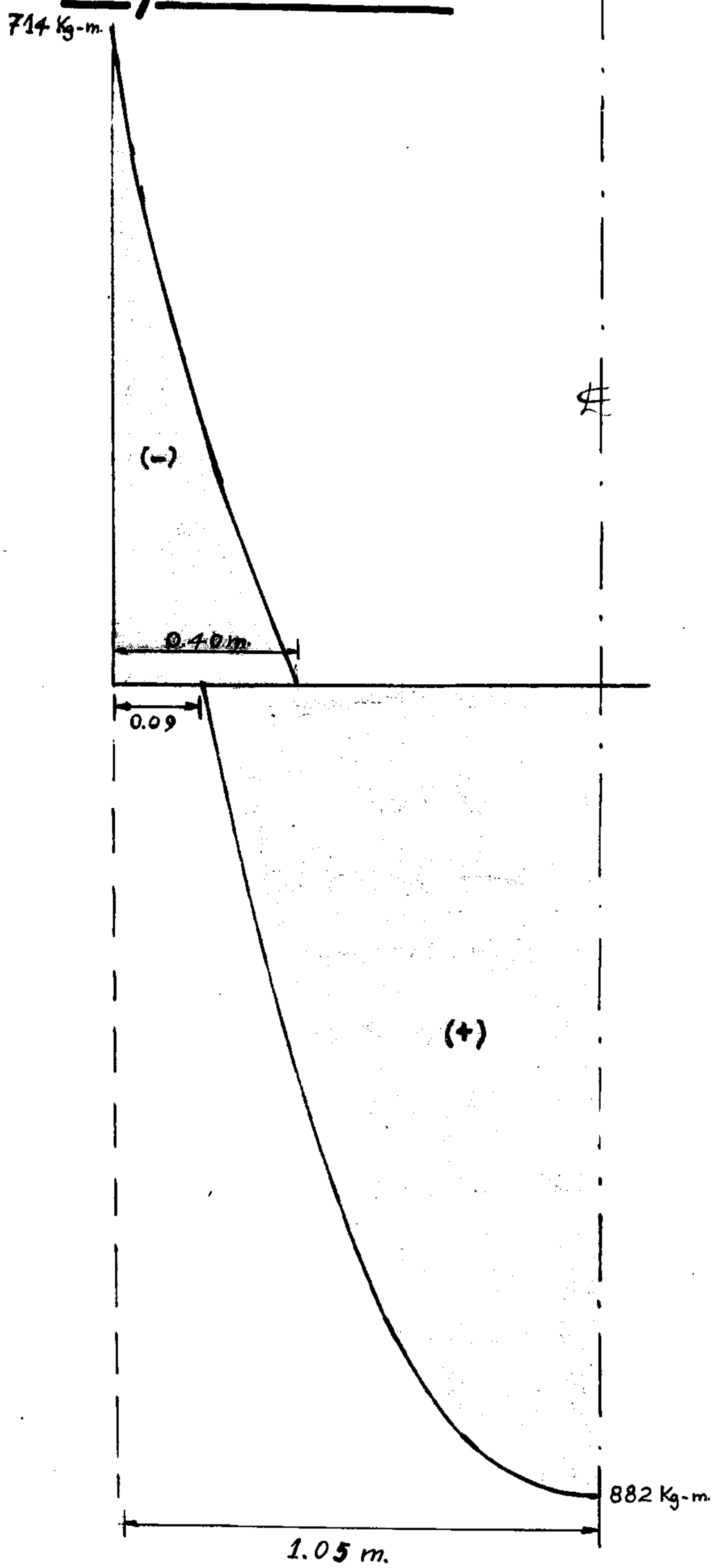


Diagrama Total.



S./C. Movil.



ESCALAS.

Long.-1:20

Mom.-1cm.=100 Kg.-mt.

Del indicado diagrama de momentos obtenemos:

$$(+)\ M = 1040\ \text{Kg-m.}$$

$$(-)\ M = 874\ \text{"}$$

El momento de impacto vale:

$$(+)\ MI = 0.3 \times 880 = 264\ \text{Kg-m.}$$

$$(-)\ MI = 0.3 \times 714 = 214.2\ \text{Kg-m.}$$

Los momentos totales valdrán:

$$(+)\ MT = 1040 + 264 = 1304\ \text{Kg-m.}$$

$$(-)\ MT = 874 + 214.2 = 1088.2\ \text{Kg-m.}$$

Verificando el espesor de la losa con el mayor de estos momentos tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{130400}{11 \times 100}} = 11\ \text{cm.}$$

$$h = 11 + 5 = 16\ \text{cm.} < 20\ \text{cm. supuestos}$$

Calcularemos ahora las areas de acero:

$$(+)\ As = \frac{M}{f_s j d} = \frac{130400}{1400 \times 0.866 \times 15} = 7.2\ \text{cm}^2$$

$$(-)\ As = \frac{108820}{1400 \times 0.866 \times 15} = 6\ \text{cm}^2$$

Acero mínimo.-

$$As = 0.0025\ bd = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3.75\ \text{cm}^2$$

Acero de temperatura.

Se colocará perpendicularmente al acero principal, en 2 capas proximas a cada una de las caras de la losa.

$$Ast = 0.001bd = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5\ \text{cm}^2$$

Este acero de temperatura debe agregarse al acero principal ya encontrado, teniendo entonces:

$$(+)\ As = 7.2 + 1.5 = 8.7\ \text{cm}^2$$

$$(-)\ As = 6 + 1.5 = 7.5\ \text{cm}^2$$

Acero de repartición.

Tambien se colocará perpendicularmente al acero principal como especifica el Reglamento, y el porcentaje de este acero viene dado por la fórmula:

$$\% Asr = \frac{100}{\sqrt{328 \times 2.1}} = 33.5\%$$

$$Asr = 0.335 \times 8.7 = 2.91\ \text{cm}^2$$

Adherencia y Esfuerzo Cortante.-

El Reglamento de la A.A.S.H.O., especifica que cuando se usa para los cálculos el ancho efectivo, no es necesario verificar ni la adherencia ni el esfuerzo cortante.

Distribución del Area de Acero y Espaciamientos-

$$(+)\text{ As} = 8.7 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 5/8'' \text{ a } 22 \text{ cm.}$$

$$(-)\text{ As} = 7.5 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 5/8'' \text{ a } 26 \text{ cm.}$$

Comprobamos el espaciamiento máximo vemos que satisface, puesto que: $S \text{ max} \leq 3h = 60 \text{ cm.}$

$$\text{Asr} = 2.91 \text{ cm.}^2 \quad \emptyset 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Ast} = 1.5 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 3/8'' \text{ a } 45 \text{ cm.}$$

Damos este espaciamiento que es el máximo que permite el Reglamento para el acero de temperaturas.

El doblado de los fierros se hace de acuerdo con el diagrama de momentos.

Se deberá tomar además un refuerzo negativo en el centro de la losa, no menor de 1/3 del positivo según Taylor-Thompson.

Para los efectos de la distribución del acero, en el plano respectivo se han variado algunos espaciamientos por efecto de comodidad, pero siempre teniendo presente el factor de seguridad.

Ganchos.-

Según el Reglamento, serán de 8 cm. para fierro de 3/8" y de 10 cm para 1/2".

CALCULO DE LAS VIGAS PRINCIPALES

Se calculará una viga interior y otra exterior, asumiéndose un peralte comprendido entre 1/10 a 1/14 de la luz de cálculo del puente.

Asumiendo un peralte de 1/13 de la luz tenemos:

$$h = \frac{1}{13} \times 11 = 85 \text{ cm.}$$

El ancho será el ya supuesto de 60 cm.

VIGAS INTERIORES.

Peso Propio

Losa y pavimento: $580 \times 2.1 = 1220 \text{ kg/m.l.}$

Viga: $0.6 \times 0.85 \times 2400 = \underline{1220} \text{ "}$

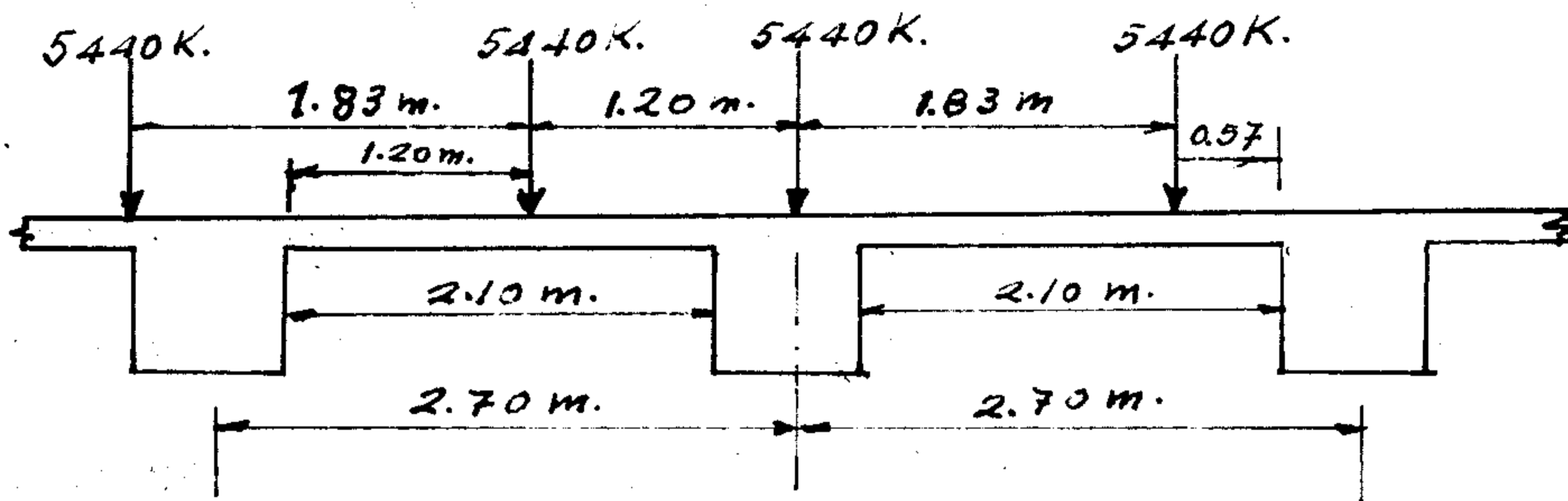
$w = 2440 \text{ Kg/m.l.}$

El momento max. debido al peso propio se presentará en el centro de la luz y vale:

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{2440 \times 11^2}{8} = 37000 \text{ kg-m.}$$

Carga Movil

La posición más desfavorable de las cargas se produce cuando se encuentran 2 camiones que vayan en el mismo sentido, de tal forma que una de las ruedas traseras repose directamente sobre la viga. En la fig. se puede apreciar perfectamente esta posición desfavorable



Luego la viga más cargada soporta un peso de:

$$Q = 5440 \left(1 + \frac{0.57}{2.10} + \frac{1.20}{2.10} \right)$$

$$Q = 10000 \text{ Kg.}$$

Si en vez de las ruedas traseras consideramos las delanteras, la carga será:

$$Q' = 1360 \left(1 + \frac{0.57}{2.10} + \frac{1.20}{2.10} \right)$$

$$Q' = 2510 \text{ Kg.}$$

El valor de estas cargas aumentará con el valor debido al impacto, que vale:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 11 + 125} = 31 \%$$

Tomando 30% tenemos:

$$QI = 10000 \times 0.3 = 3000 \text{ Kg.}$$

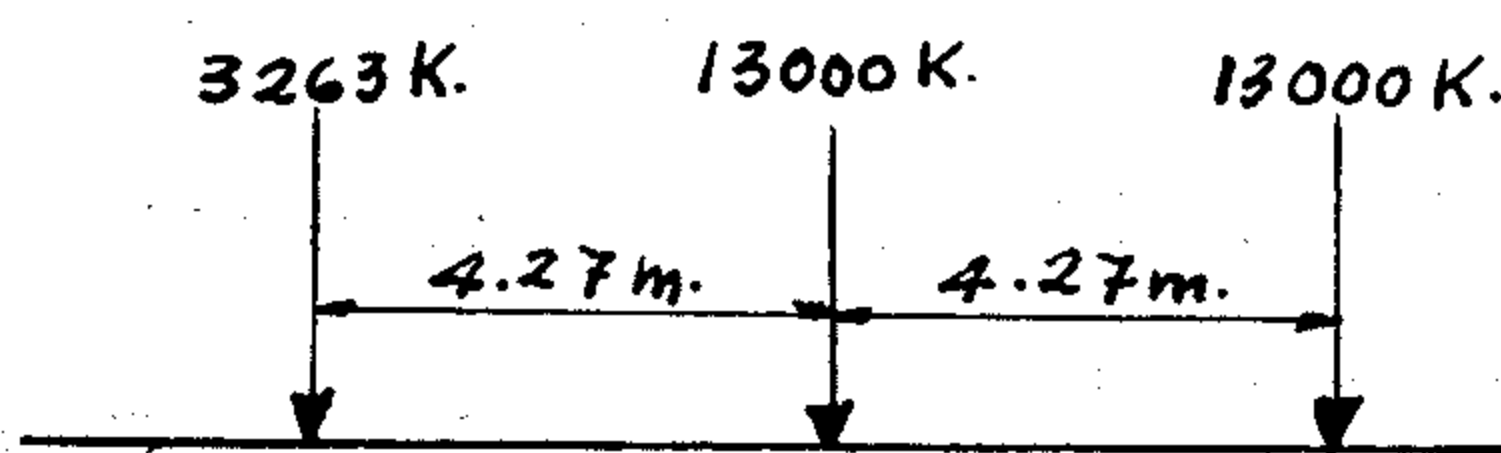
$$Q'I = 2510 \times 0.3 = 753 \text{ Kg.}$$

Sumando ordenadamente estas cargas que hemos obtenido, encontramos los dos trenes de carga en el sentido longitudinal de la viga:

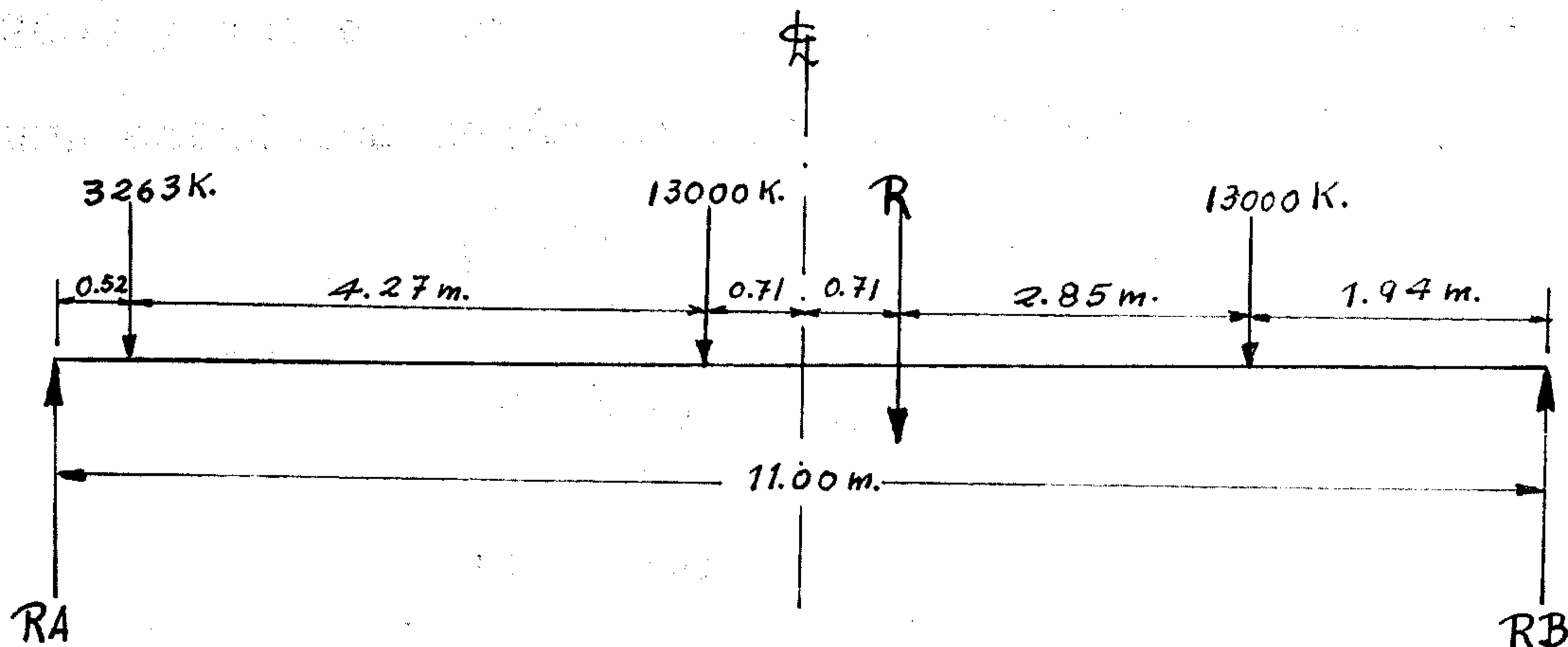
$$\text{Ruedas Traseras: } 10000 + 3000 = 13000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Ruedas Delanteras: } 2510 + 753 = 3263 \text{ Kg.}$$

En definitiva, el tren de cargas que actúa sobre la viga es el que se muestra en la fig.



El momento max. que produce dicho tren de cargas, será cuando la carga central de 13000 Kg. diste del punto medio de la viga, lo mismo que la resultante del tren de cargas. O sea que la distancia "e" que hay entre la carga central y la resultante quede dividida en 2 partes iguales por el centro de la viga. En la fig. se puede ver esta disposición del tren de cargas.



Dicho max. momento se produce bajo la carga de 13000 kg. más proxima al centro de la viga y vale:

$$M = R \times 4.79 - 3263 \times 4.27$$

Cáculamos la reacción R tomando momentos con respecto al punto que corresponde al apoyo derecho y tenemos:

$$R \times 11 = 3263 \times 10.48 + 13000 \times 6.21 + 13000 \times 194$$

$$R = 12755 \text{ Kg.}$$

Luego el max. momento de flexión que se produce vale:

$$M = 12755 \times 4.97 - 3263 \times 4.27$$

$$M = 49600 \text{ kg-m.}$$

Además como en el centro del puente colocaremos una vigueta de arriostamiento, que la suponemos de 0.30 x 0.50 m., esta actuará como una carga concentrada en el centro de la luz y vale:

$$P = 0.3 \times 0.5 \times 2.1 \times 2400 = 760 \text{ kg.}$$

Esta carga produce un momento en el centro de:

$$M_{\text{vigueta}} = \frac{P \cdot a \cdot b}{l} = \frac{760 \times 5.5^2}{11} = 2100 \text{ Kg-m.}$$

Sumando todos estos momentos, obtenemos el momento max. total que vale:

$$M_T = 37000 + 49600 + 2100$$

$$M_T = 88700 \text{ Kg-m.}$$

En el diagrama adjunto se han construido los diagramas respectivos de momentos y esfuerzos cortantes.

Altura Economica.-

Si se estima que la tonelada de acero colocada vale S/.2000 y que el metro cúbico de concreto cuesta S/.200, la altura económica según la fórmula de Maurer será:

$$h = \sqrt{\frac{7.78 \cdot M \cdot r}{f_s \cdot b'}} - \frac{t}{2}$$

Donde:

$$r = \frac{2000}{200} = 10$$

$$b' = 60 \text{ cm.}$$

$$f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 88700 \text{ Kg-m.}$$

$$t = 20 \text{ cm.}$$

Dicho max. momento se produce bajo la carga de 13000 kg. más proxima al centro de la viga y vale:

$$M = R \times 4.79 - 3263 \times 4.27$$

Calculamos la reacción R tomando momentos con respecto al punto que corresponde al apoyo derecho y tenemos:

$$R \times 11 = 3263 \times 10.48 + 13000 \times 6.21 + 13000 \times 194$$

$$R = 12755 \text{ Kg.}$$

Luego el max. momento de flexión que se produce vale:

$$M = 12755 \times 4.97 - 3263 \times 4.27$$

$$M = 49600 \text{ kg-m.}$$

Además como en el centro del puente colocaremos una vigueta de arriostamiento, que la suponemos de 0.30 x 0.50 m., esta actuará como una carga concentrada en el centro de la luz y vale:

$$P = 0.3 \times 0.5 \times 2.1 \times 2400 = 760 \text{ kg.}$$

Esta carga produce un momento en el centro de:

$$M_{\text{vigueta}} = \frac{P \cdot a \cdot b}{l} = \frac{760 \times 5.5^2}{11} = 2100 \text{ Kg-m.}$$

Sumando todos estos momentos, obtenemos el momento max. total que vale:

$$M_T = 37000 + 49600 + 2100$$

$$M_T = 88700 \text{ Kg-m.}$$

En el diagrama adjunto se han construido los diagramas respectivos de momentos y esfuerzos cortantes.

Altura Economica.-

Si se estima que la tonelada de acero colocada vale S/.2000 y que el metro cúbico de concreto cuesta S/.200, la altura económica según la fórmula de Maurer será:

$$h = \sqrt{\frac{7.78 M r}{f_s \times b'}} - \frac{t}{2}$$

Donde:

$$r = \frac{2000}{200} = 10$$

$$b' = 60 \text{ cm.}$$

$$f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 88700 \text{ Kg-m.}$$

$$t = 20 \text{ cm.}$$

Sustituyendo valores en la fórmula tenemos:

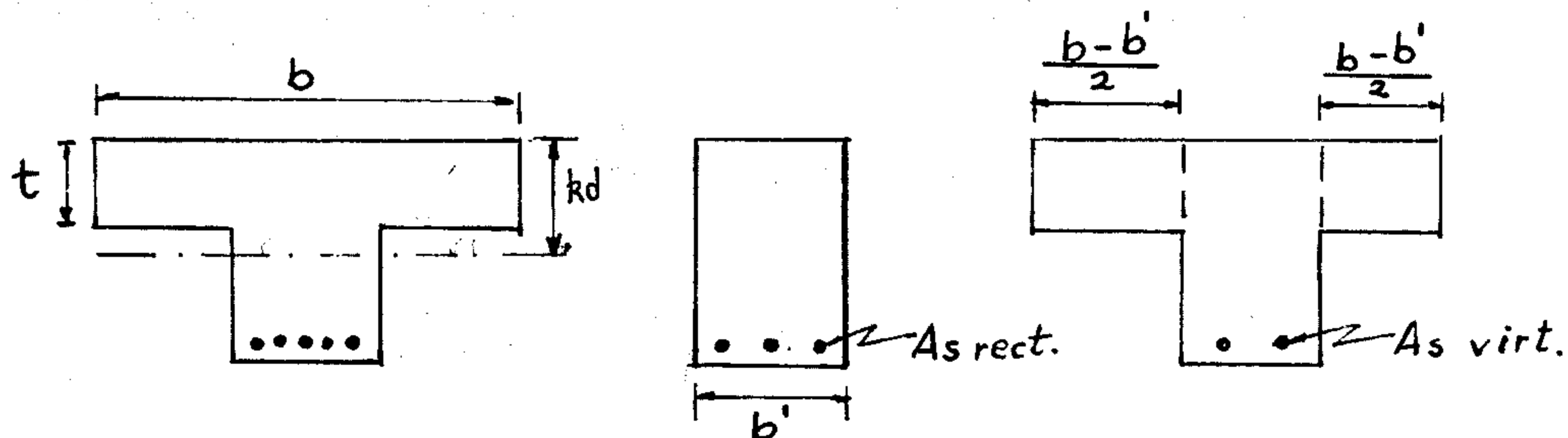
$$h = \sqrt{\frac{7.78 \times 8870000 \times 10}{1400 \times 60}} - 10 = 81 \text{ cm.}$$

$$h < 85 \text{ cm.}$$

Vemos que la diferencia es pequeña, y el valor asumido de 85 cm. practicamente es el económico.

Area de Acero.

Como ya se dijo, las vigas a utilizarse serán del tipo de vigas T. Esta viga T puede descomponerse en otras dos: una rectangular de diseño equilibrado con ancho $b' = 60 \text{ cm.}$ y con altura util $d = 85 - 10 = 75 \text{ cm.}$ y que tendrá un area de acero A_s rectangular; y otra viga T virtual, que tiene un ancho en compresion $(b-b')$ y con la misma altura util y un area de acero A_s virtual.



Entonces tenemos: $b' = 60 \text{ cm.}$ y $d = 75 \text{ cm.}$

$$M_{\text{rect.}} = Kb'd^2 = 11 \times 60 \times 75^2$$

$$M_{\text{rect.}} = 3710000 \text{ Kg.-cm.}$$

$$M_{\text{T virtual}} = M - M_{\text{rect.}} = 8870000 - 3710000 = 5160000 \text{ Kg.cm.}$$

Calculamos ahora el valor de K para la viga T virtual que viene dado por la fórmula:

$$K_{\text{T virtual}} = \frac{f_c t}{2x d} \left(2 - \frac{t}{k d} - \frac{t}{d} + \frac{2t^2}{3kd^2} \right)$$

Donde: $f_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$ $d = 75 \text{ cm.}$

$k = 0.403$ $t = 20 \text{ cm.}$

Reemplazando valores tenemos:

$$K_{\text{T virtual}} = 10$$

Y el ancho colaborante valdrá:

$$b = \frac{MT \text{ virt.}}{KT d^2} + b' = \frac{5160000}{10 \times 75^2} + 60$$

$$b = 151.5 \text{ cm.}$$

Comprobemos este valor, con las especificaciones del Reglamento del A.C.I.

$$b \leq \frac{L'}{4} = \frac{11}{4} = 275 \text{ cm.}$$

$$b \leq 16 t + b' = 320 + 60 = 380 \text{ cm.}$$

$$b \leq l' + b' = 210 + 60 = 270 \text{ cm.}$$

Vemos que se cumple con el Reglamento del A.C.I.

Además para mayor seguridad verificaremos el ancho colaborante con las especificaciones del A.A.S.H.O.

$$b \leq \frac{L'}{4} = \frac{11}{4} = 275 \text{ cm.}$$

$$b \leq 6b' = 360 \text{ cm.}$$

$$b \leq b' + 12t = 300 \text{ cm.}$$

Vemos que también se cumple con el Reglamento.

Resumiendo, las dimensiones de la viga interior serán:

$$h = 85 \text{ cm.}$$

$$d = 75 \text{ cm.}$$

$$b' = 60 \text{ cm.}$$

$$b = 151.5 \text{ cm.}$$

Calculamos ahora las respectivas áreas de acero, que valen:

$$As \text{ rect.} = pb'd = 0.0091 \times 60 \times 75$$

$$As \text{ rect.} = 41 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ virt.} = \frac{f_c}{f_s} \frac{(b-b') (2kd-t) t}{2kd}$$

$$As \text{ virt.} = \frac{63 (151.5-60) (2 \times 0.403 \times 75 - 20) 20}{1400 \times 2 \times 0.403 \times 75}$$

$$As \text{ virt.} = 56 \text{ cm}^2$$

Luego el area de acero total de la viga T real será:

$$A_s = 41 + 56 = 97 \text{ cm}^2$$

A esta area de acero corresponden 12 ϕ 1-1/8" a 8.9 cm. c.a.c. y colocados en 2 capas. Satisface por ser mayor que 3 ϕ

El espaciamiento libre será

$$S \text{ libre} = 8.9 - 2.85 = 6.05 \text{ cm.}$$

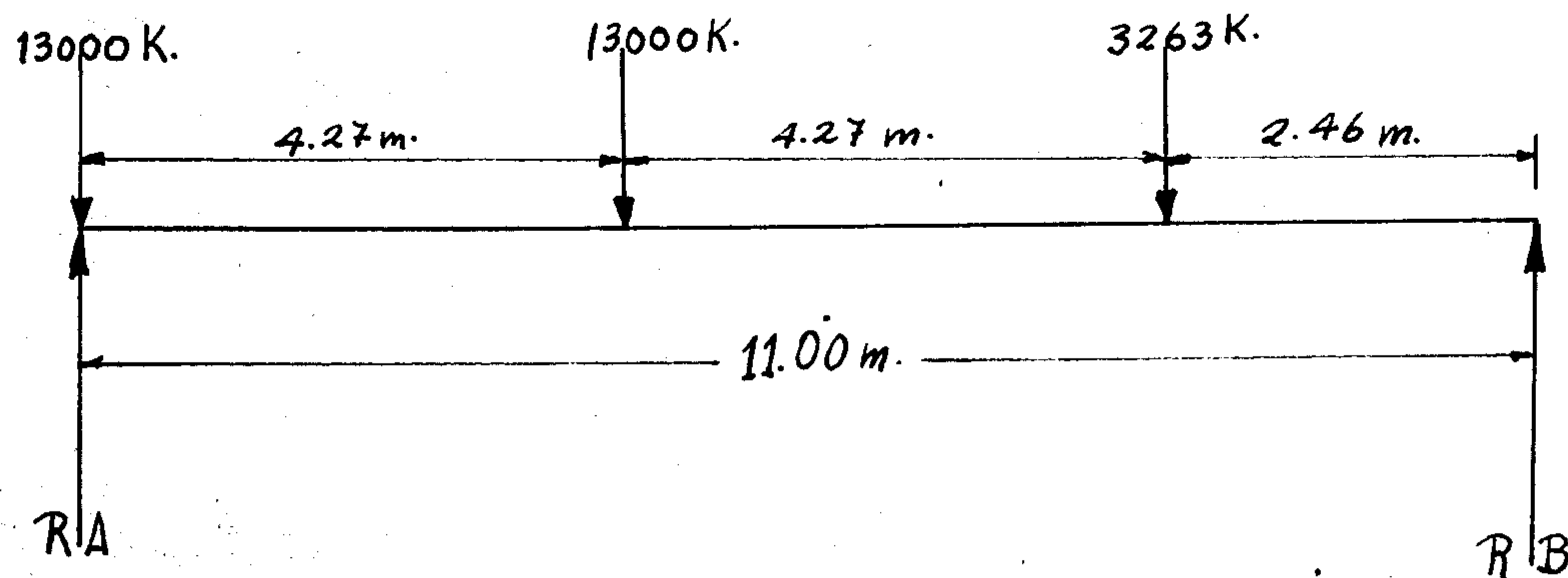
Satisface por ser mayor que 1.5 diametro de la piedra a usarse. A la viga se le dá un recubrimiento de 5 cm. a cada lado y un recubrimiento de 4 cm. en el fondo, cumpliendo con las especificaciones.

ESFUERZO CORTANTE.

Como la viga está simplemente apoyada, el esfuerzo cortante maximo producido por el peso propio vale:

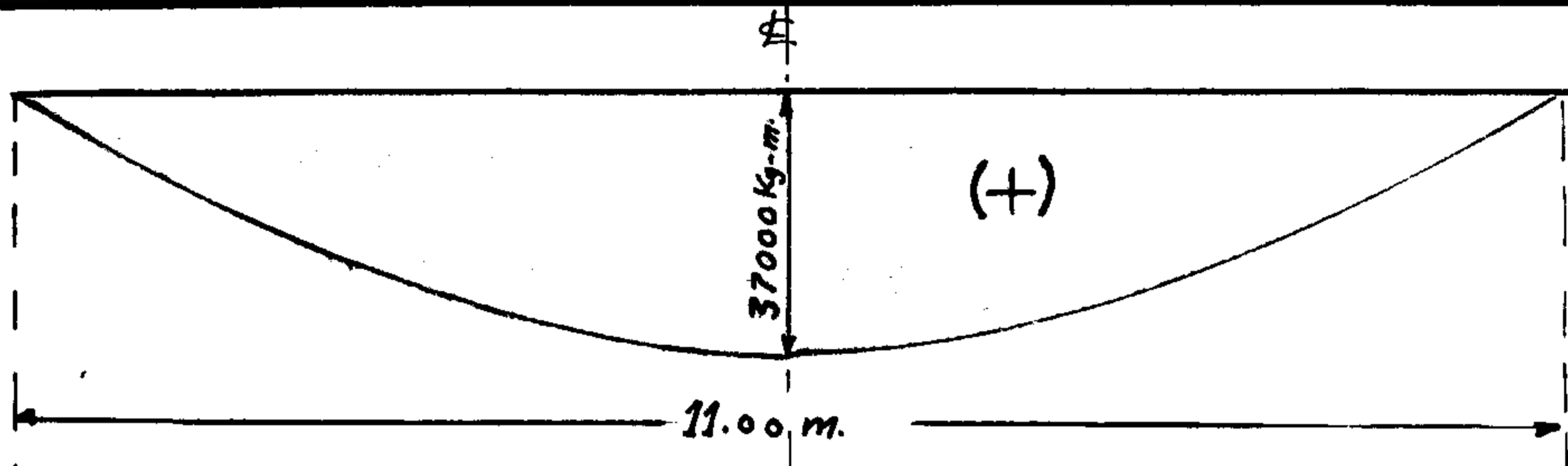
$$V_{\text{max p.p.}} = 2440 \times 5.5 = 13400 \text{ kg.}$$

El esfuerzo cortante max. producido por el tren de cargas, se produce cuando la carga más pesada se encuentra sobre el apoyo y todo el tren se encuentra lo más cerca de ese apoyo. Hay que considerar que solamente un camión se puede encontrar sobre el puente en el sentido longitudinal, debido a la poca luz del puente (11 m) y que cuando este camión se haya saliendo del puente, recién otro ingresará detrás de él, siendo la posición desfavorable la mostrada en la fig.

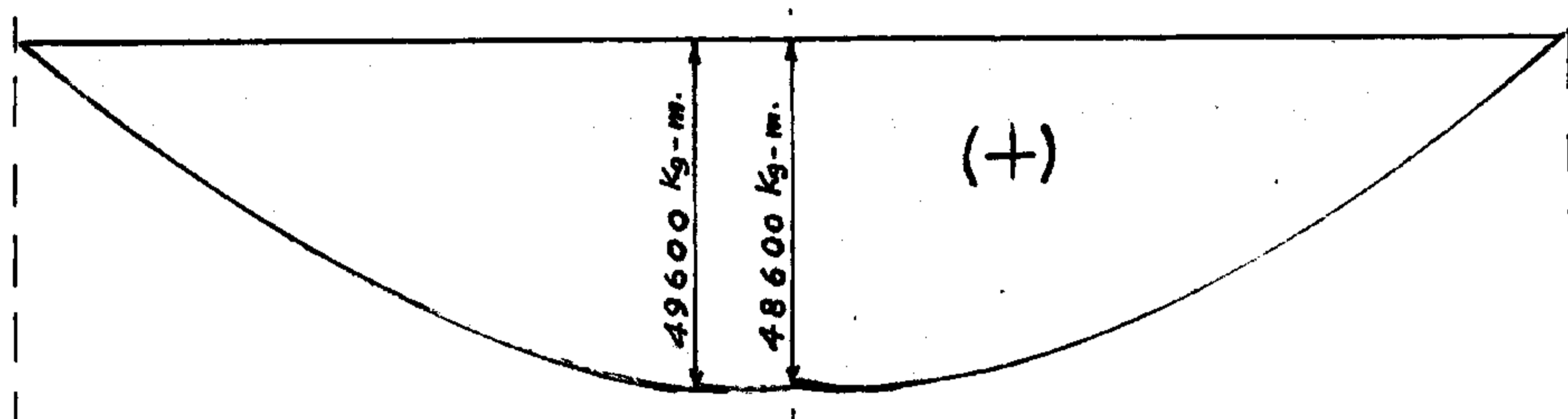


VIGA INTERIOR

DIAGRAMAS DE MOMENTOS Y ESF. CORTANTES



Peso Propio



s/c. Movil + Impacto



Carga Viguela

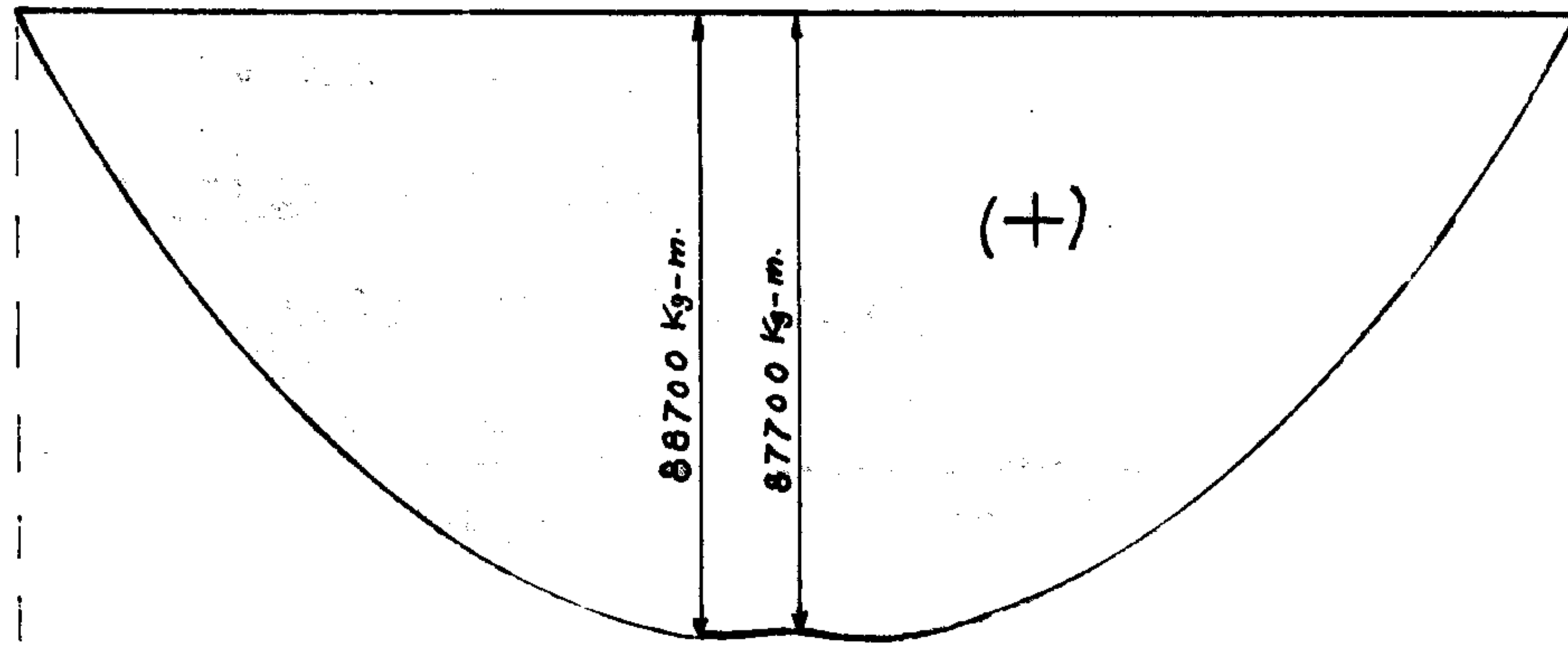
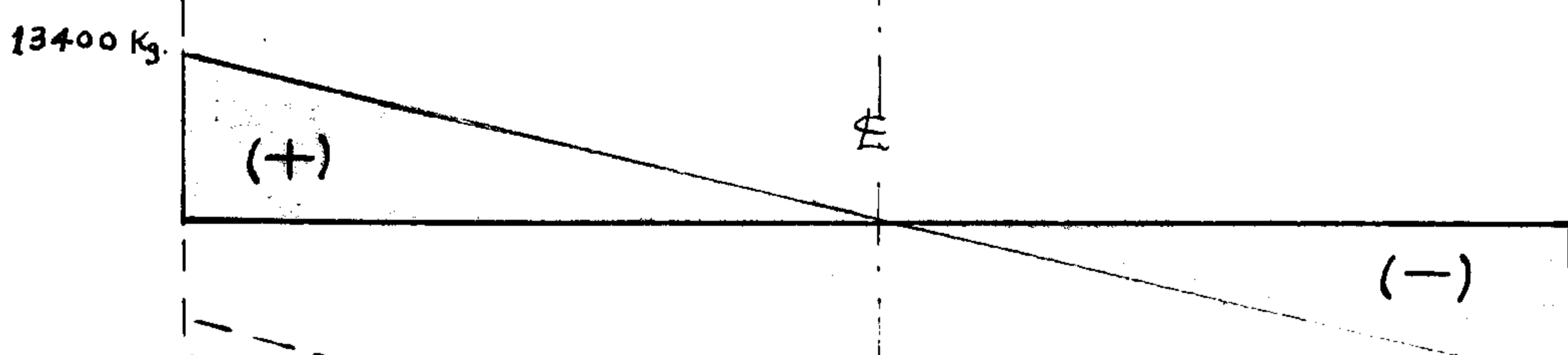
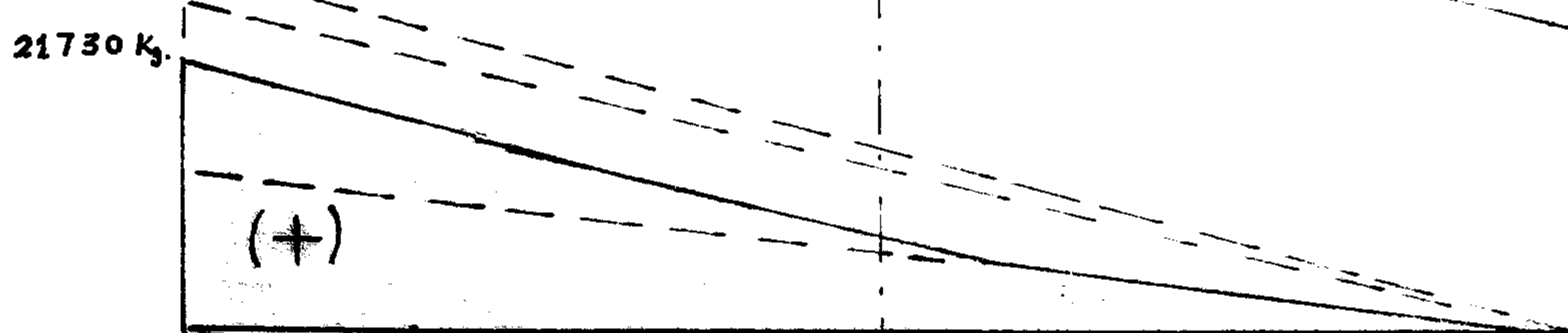


Diagrama Total



Peso Propio



s/c. Movil + Impacto

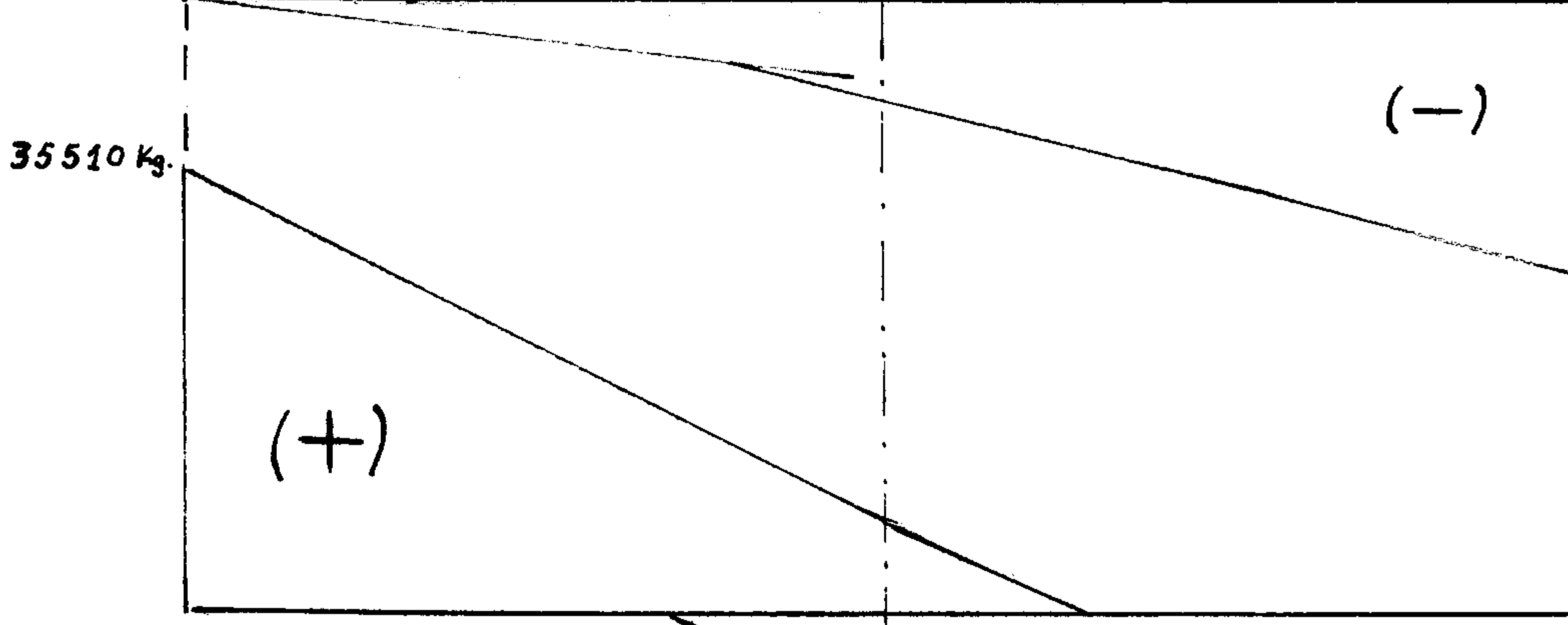


Diagrama Total

ESCALAS.

Long. 1:100

Mom. 1cm.=20000 Kg.-mt.

Esf. Cort. 1cm.=10000 Kg.

35510 Kg

Este tren de cargas, como ya se vio anteriormente se encuentra ya incrementado con impacto.

El esfuerzo cortante max. valdrá:

$$V \text{ max. c.m.} = 13000 + \frac{13000 \times 6.73}{11} + \frac{3263 \times 2.46}{11}$$

$$V \text{ max. c.m.} = 21730 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo cortante max. producido por la vigueta central vale:

$$V \text{ max. vigueta} = \frac{760}{2} = 380 \text{ Kg.}$$

Sumando todos estos esfuerzos cortantes, encontramos el esfuerzo cortante max. total que se produce en la viga:

$$V \text{ max. T} = 13400 + 21730 + 380$$

$$V \text{ max. T} = 35510 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo Cortante unitario.

Viene dado por la fórmula:

$$v = \frac{V}{b'jd} = \frac{35510}{60 \times 0.866 \times 75} = 9.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = 0.066 f'c$$

Como es mayor que $0.06 f'c$, debemos utilizar estribos o barras dobladas y anclaje especial.

Los espaciamientos máximos son:

$$\text{Para estribos} \quad 0.25d = 18.75 \text{ cm.}$$

$$\text{Para barras dobladas} \quad 0.5d = 37.5 \text{ cm.}$$

El esfuerzo cortante max. que absorbe el concreto es:

$$V_c = v_c b'jd = 4.2 \times 60 \times 0.866 \times 75 = 16370 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo cortante max. que absorberán los estribos es:

$$V_s \text{ max.} = 35510 - 16370 = 19140 \text{ Kg.}$$

Usaremos estribos de $\emptyset \frac{1}{2}$ " y de dos ramas.

En el diagrama adjunto, se ha calculado graficamente el doblado de fierros y la distribución de estribos. Se dobla solamente el 50% de la armadura, para poder absorber los posibles momentos negativos a presentarse en los apoyos.

Toda la tracción diagonal se toma con estribos, dando las barras dobladas un margen de seguridad.

El espaciamiento de los estribos será:

$$S = \frac{2 \text{ asfsjd}}{V_s} = \frac{2 \times 1.27 \times 1400 \times 0.866 \times 75}{19400}$$

$$S = 12.1 \text{ cm.}$$

Vamos a ver ahora hasta que punto necesitamos colocar estribos; para esto en el diagrama de Esf.Cort. tomamos una ordenada de valor $V_c = 16370 \text{ Kg.}$ y por ese punto trazamos una horizontal hasta cortar la envolvente de Esf.Cort., determinando así una longitud $a = 3.82 \text{ m.}$ Esto quiere decir que debemos utilizar estribos espaciados a 12 cm. en una longitud igual a la encontrada. Pero para economizar acero, vamos a ver en que punto el Esf.Cort. es igual a $0.06f'c$, punto desde el cual podemos espaciar los estribos a mayor longitud.

$$V = 0.06f'c \times b' \times j \times d = 8.4 \times 60 \times 0.866 \times 75 = 32600 \text{ Kg.}$$

Este punto se presenta a 0.55 m. de la cara del apoyo y a partir del cual podemos espaciar a mayor longitud.

Para espaciar a 15 cm. tenemos:

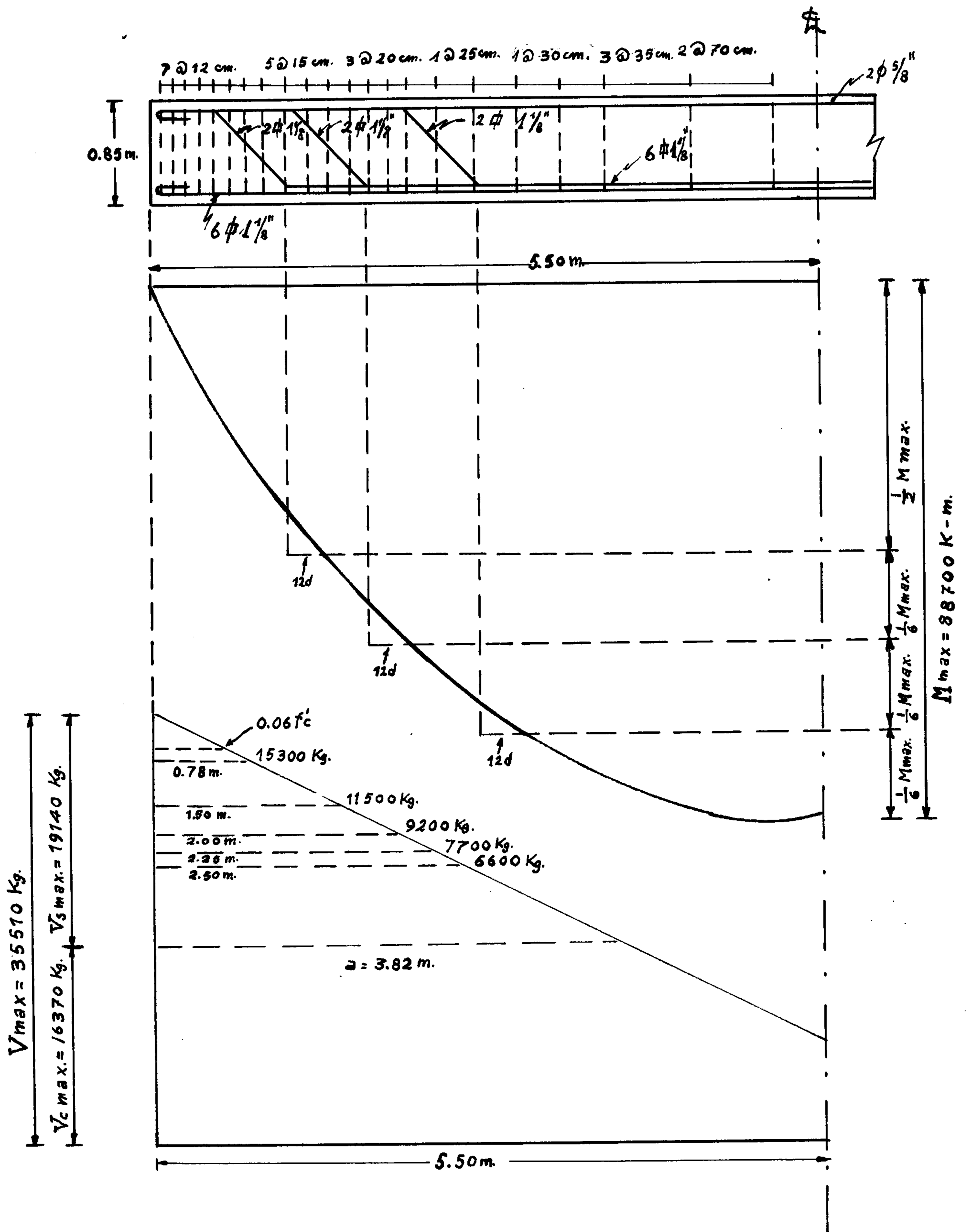
$$V'_s = \frac{\text{asfsjd}}{S'} = \frac{2 \times 1.27 \times 1400 \times 0.866 \times 75}{15} = 15300 \text{ Kg.}$$

En el mismo diagrama tomamos sobre la ordenada de V_c una ordenada V'_s , por el punto extremo de V'_s trazamos una horizontal, que encuentra a la envolvente de Esf. Cort. determinando una longitud $a' = 0.78.$, punto donde se pueden espaciar los estribos a 15 cm. Siguiendo un proceso análogo se han encontrado las longitudes donde se pueden espaciar los estribos a 20, 25, 30 y 35 cm.

Desde 3.82 m. hasta el centro de la luz de la viga colocamos dos estribos a 70 cm. para evitar que las barras principales se muevan al momento del vaciado del concreto. Además en la parte superior de la viga colocamos 2 fierros de 5/8" para poder sujetar los estribos.

VIGA INTERIOR

DOBLADO FIERROS Y DISTRIBUCION ESTRIBOS



ESCALAS

Long. 1:50

Mom. 1cm.=10000 K-m.

Es.Cort. 1cm.=5000 Kg.

Adherencia. - Viene dada por la fórmula:

$$u = \frac{V}{\sum_j d} = \frac{35510}{68.4 \times 0.866 \times 75}$$

$$u = 8 \text{ Kg./cm}^2$$

Vemos que satisface por ser menor que 10.5 Kg./cm^2

Para el doblado de las barras se ha utilizado también un sistema gráfico, que es el más recomendable para el presente caso, puesto que tenemos que usar la envolvente de momentos. Para esto se divide la ordenada max. de momentos en un número igual de partes al número de varillas de acero, en este caso 12 partes, puesto que tenemos 12 varillas de 1-1/8"; luego por los puntos de división se trazan horizontales hasta que intercepten a la curva envolvente de momentos. Por esos puntos de intercepción que se prolongan 12 diámetros por anclaje y seguridad, se levantan perpendiculares que determinan sobre la luz de la viga los puntos donde pueden irse doblando las barras a 45° .

Como solamente se va a doblar la mitad de las barras y de dos en dos a la vez, en el gráfico se ha dividido la mitad inferior de la ordenada máxima de momentos en tres partes iguales que corresponden cada una de ellas al momento que toman dos varillas de 1-1/8".

La demostración de la presente construcción gráfica, viene de que si la viga es de altura constante, y llamamos A_s al área de acero calculada para el momento max. M_m ; esta área A_s se distribuye en una serie de varillas cada una de área a_s , la cual tomará cada una un momento resistente de: $M_1 = a_s \cdot f_s \cdot j \cdot d$.

Si "m" es el número de varillas debe verificarse:

$$M_1 m \geq M_m$$

Por supuesto también se tiene: $m \cdot a_s \approx A_s$

VIGAS EXTERIORES.

Peso Propio

Debido al Voladizo (Baranda, Sardinell, Losa Pavimento) = 884 Kg/m.l

Debido a la losa del paño interior:

$$0.5 \times w \times l = 0.5 \times 580 \times 2.1 = 610 \text{ ''}$$

$$\text{Debido a la viga: } 0.6 \times 0.85 \times 2400 = \underline{1220} \text{ ''}$$

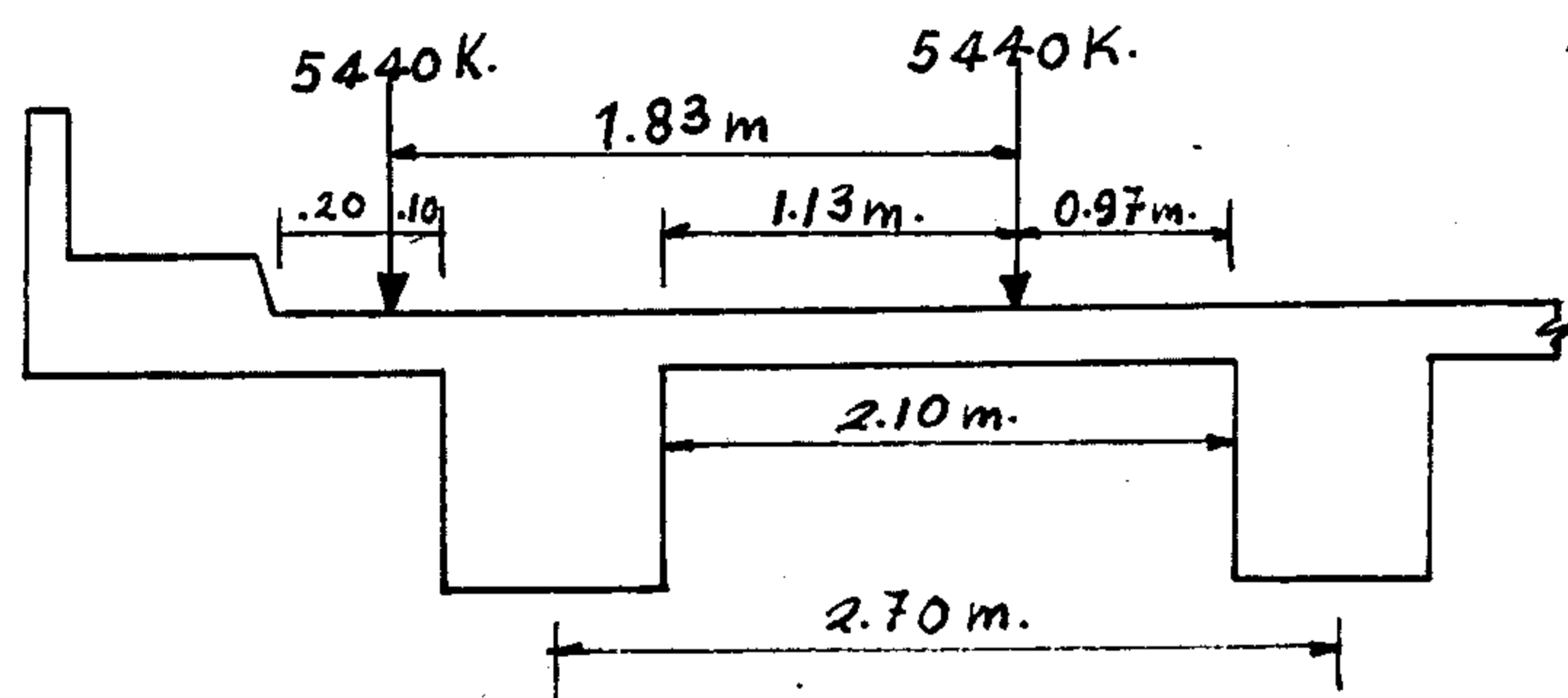
$$w = 2714 \text{ ''}$$

El momento máximo vale:

$$M = \frac{2714 \times 11^2}{8} = 41000 \text{ Kg-m.}$$

Carga Movil

La max. concentración de cargas para este caso es cuando una de las ruedas traseras se encuentra pegada al sardinell, tal como se ve en la fig.



La viga exterior soportará una carga debido a las ruedas traseras de:

$$W = 5440 + \frac{5440 \times 0.97}{2.1}$$

$$W = 7950 \text{ Kg.}$$

La carga debido a las ruedas delanteras será:

$$W' = 1360 + \frac{1360 \times 0.97}{2.1}$$

$$W' = 1990 \text{ Kg.}$$

A estas cargas debemos agregarle el impacto que vale:

$$WI = 0.3 \times 7950 = 2385 \text{ Kg.}$$

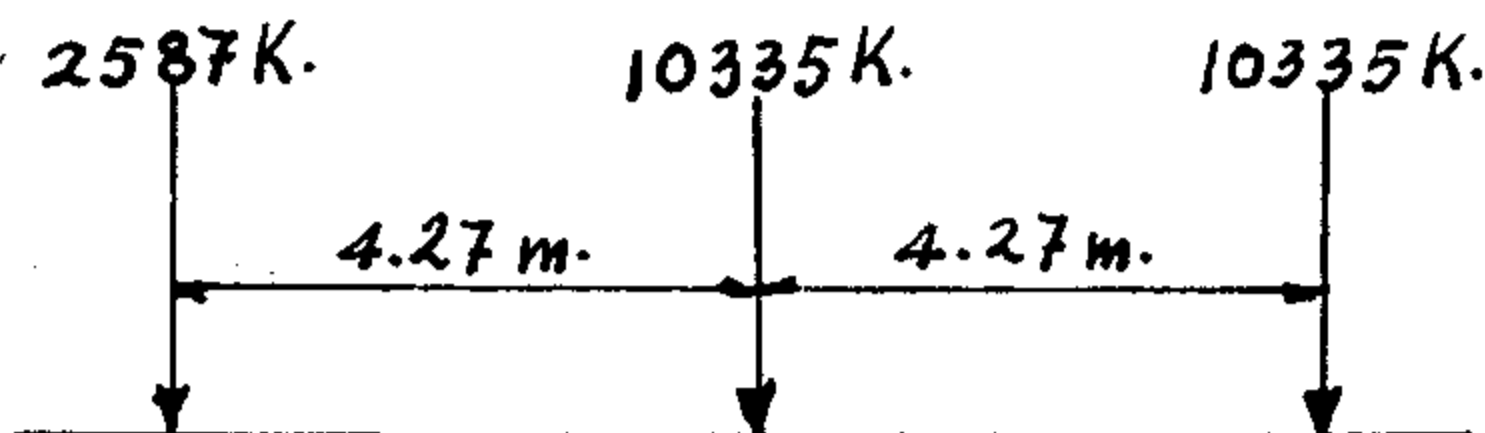
$$W'K = 0.3 \times 1990 = 579 \text{ Kg.}$$

Luego las cargas totales valdrán:

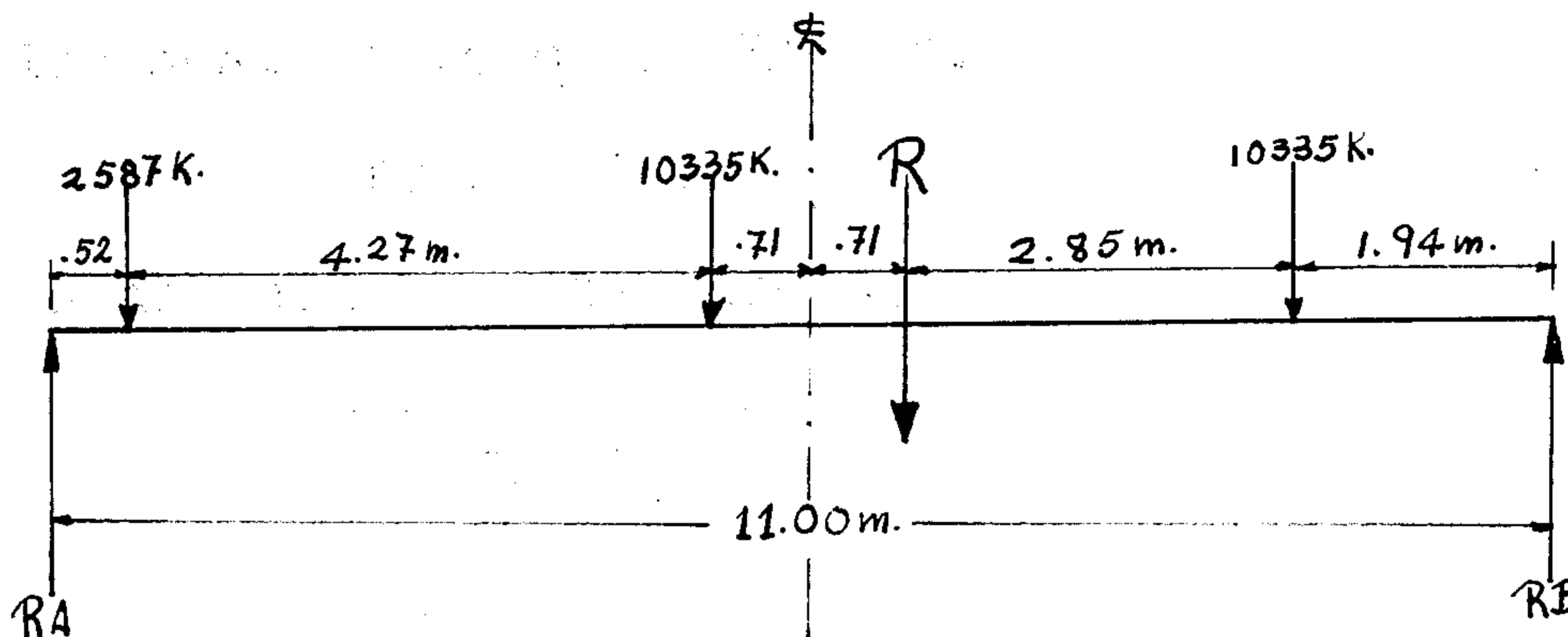
$$Q = 7950 + 2385 = 10335 \text{ Kg.}$$

$$Q' = 190 + 579 = 2587 \text{ Kg.}$$

El tren de cargas que actúa sobre la viga será el mostrado en la fig.



El momento max. producido por dicho tren de cargas será cuando, el tren de cargas se encuentre en la posición mostrada en la fig.



Dicho momento max. se presenta bajo la carga de 10335 Kg. más próxima al centro de la luz, y vale:

$$M = RA \times 4.79 - 2587 \times 4.27$$

La reaccion RA tiene como valor:

$$11 \times RA = 2587 \times 10.48 + 10335 \times 6.21 + 10335 \times 1.94$$

$$RA = 10110 \text{ Kg.}$$

Sustituyendo tenemos:

$$M = 39250$$

Ademas debido a la vigueta central tenemos una carga ya calculada de 760 Kg., que produce un momento max. de:

$$M_{vigueta} = \frac{760 \times 5.5^2}{2 \times 11}$$

$$M_{vigueta} = 1050 \text{ Kg-m.}$$

Sumando estos momentos obtenemos el momento max. total:

$$M_T = 41000 + 39250 + 1050$$

$$M_T = 81300 \text{ Kg-m.}$$

En el gráfico adjunto se han construido, los diagramas de momentos y esfuerzos cortantes respectivos.

Esta viga tendrá las mismas dimensiones que las vigas interiores, o sea:

$$h = 85 \text{ cm}; d = 75 \text{ cm}; b' = 60 \text{ cm}$$

Area de Acero

Como tambien se trata de una viga T, tenemos:

$$M_{rect.} = K b' d^2 = 11 \times 60 \times 75^2$$

$$M_{rect.} = 3710000 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_{Tvirt.} = M - M_{rect.} = 8130000 - 3710000 = 4420000 \text{ Kg-cm.}$$

Como tenemos el mismo t, d, k, fc que en la viga interior ya calculada, el valor de $K_{Tvirt.}$ será:

$$K_{Tvirt.} = 10$$

El ancho colaborante valdrá:

$$b = \frac{4420000 + 60}{10 \times 75^2}$$

$$b = 135 \text{ cm.}$$

Valor este, que al ser menor que el obtenido para el caso de la viga interior, cumple con las especificaciones del A.C.I. y del A.A.S.H.O.

Resumiendo, las diemnsions de la viga exterior serán:

$$h = 85 \text{ cm.} \quad ; \quad b' = 60 \text{ cm.}$$

$$d = 75 \text{ cm.} \quad ; \quad b = 135 \text{ cm.}$$

Las areas de acero serán:

$$A_{s \text{ rect.}} = 0.0091 \times 60 \times 75 = 41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ virt.}} = \frac{63(135-60) (2 \times 0.403 \times 75-20) 20}{1400 \times 2 \times 0.403 \times 75}$$

$$A_{s \text{ virt.}} = 45 \text{ cm}^2$$

El area total será:

$$A_s = 41 + 45$$

$$A_s = 86 \text{ cm}^2$$

A esta area corresponden: 6 \square 1-1/8" y 6 \square 1" a 9.5 cm. c.a.c. y en dos capas, la de mayor area debajo.

El espaciamento libre será:

$$S_{\text{libre}} = 9.5 - 2.86 = 6.64 \text{ cm.}$$

Satisface por ser mayor que 1.5 diámetro de la piedra a usarse.

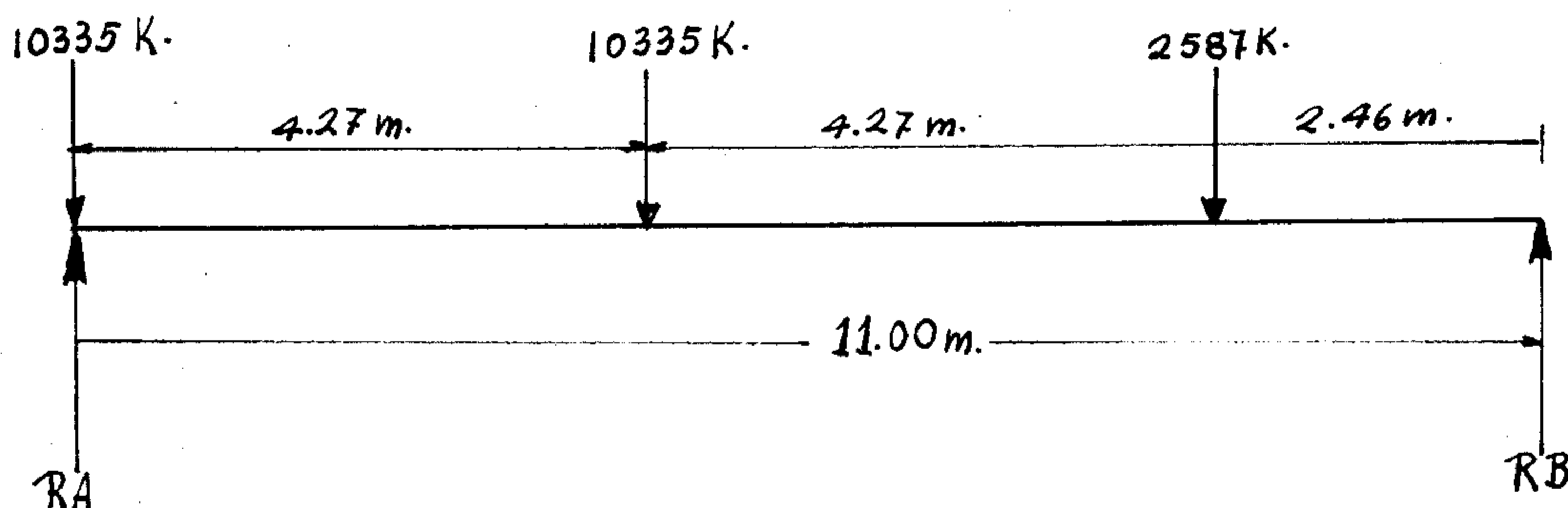
Como en el caso de la viga interior se dá un recubrimiento de 5 cm. a los lados y un recubrimiento de 4 cm. en el fondo.

ESFUERZO CORTANTE

El esfuerzo cortante max. producido por el peso propio vale:

$$V_{\text{max.p.p.}} = 2714 \times 5.5 = 14930 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo cortante max. producido por el tren de cargas se presenta cuando una de las cargas más pesadas se encuentra sobre el apoyo, tal como se muestra en la fig.



Este tren de cargas se encuentra ya incrementado con impacto.

Luego el max. esfuerzo cortante para este tren de cargas vale:

$$V_{\text{max.c.m.}} = 10335 + \frac{10335 \times 6.73}{11} + \frac{2587 \times 2.46}{11}$$

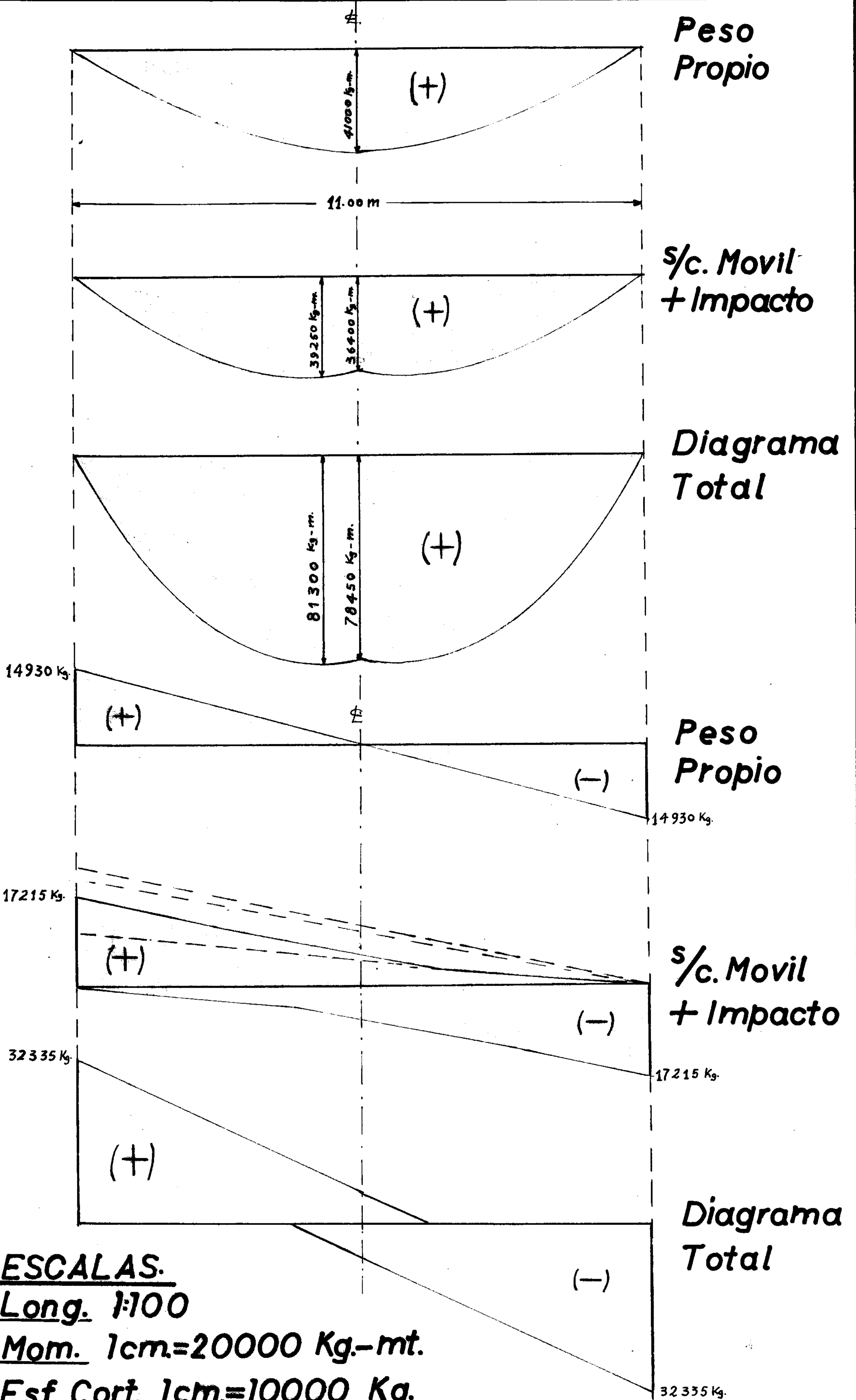
$$V_{\text{max.c.m.}} = 17215 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo cortante máximo producido por la vigueta

///

VIGA EXTERIOR

DIAGRAMAS DE MOMENTOS Y ESF. CORTANTES



ESCALAS.

Long. 1:100

Mom. 1cm.=20000 Kg.-mt.

Esf. Cort. 1cm.=10000 Kg.

central vale:

$$V_{\max. \text{ vigueta}} = 0.5 \times 380 = 190 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo cortante max. total será la suma:

$$V_{T\max.} = 14930 + 17215 + 190$$

$$V_{T\max.} = 32335 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo Cortante Unitario.

$$v = \frac{32335}{60 \times 0.866 \times 75}$$

$$v = 8.3 \text{ Kg/cm}^2 = 0.059 f'c$$

Como el esfuerzo cortante unitario es menor que $0.06 f'c$, debemos utilizar estribos o barras dobladas y anclaje corriente. Pero en el Perú se acostumbra utilizar siempre anclaje especial.

Los espaciamientos max. son:

$$\text{Para estribos } 0.5d = 37.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Para barras dob. } d = 75 \text{ cm.}$$

El esfuerzo cortante que absorbe el concreto es:

$$V_c = v_c b' j d = 4.2 \times 60 \times 0.866 \times 75 = 16370 \text{ kg.}$$

El esfuerzo cortante absorbido por estribos es:

$$V_s = 32335 - 16370 = 15965 \text{ Kg.}$$

Usaremos estribos de $1/2''$ y de dos ramas.

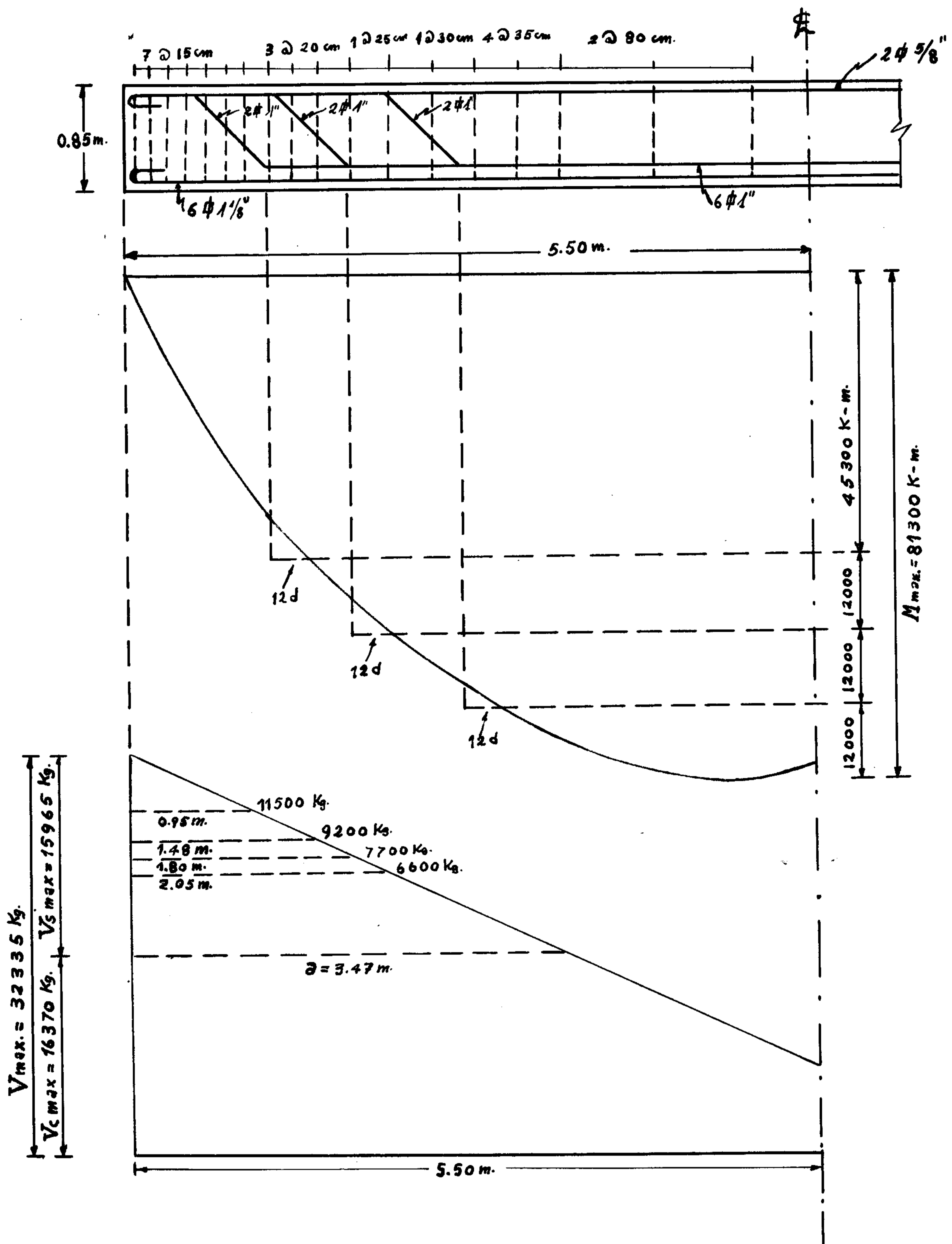
Como en el caso de la viga interior, se ha calculado el doblado de fierros y la distribución de estribos, siguiendo el mismo método gráfico, que no vale la pena repetirlo nuevamente, además en el gráfico adjunto se puede ver el proceso.

Del gráfico se deduce que desde la cara del apoyo hasta 3.47 m. se debe usar estribos, los cuales se han espaciado a 15, 20, 25, 30, y 35 cm. según las longitudes encontradas en el gráfico. Y desde los 3.47 m. hasta el centro de la luz colocaremos dos estribos espaciados a 80 cm. para asegurar mejor la armadura principal.

Solamente se han doblado las 6 barras de $\phi 1''$ correspondientes a la capa superior, siguiendo el método gráfico ya

VIGA EXTERIOR

DOBLADO FIERROS Y DISTRIBUCION ESTRIBOS



ESCALAS

Long. 1:50

Mom. 1cm. = 10000 K-m.

Es.Cort. 1cm = 5000 Kg.

indicado y mostrado en la figura adjunta. Esta cantidad de acero es el 44.2% del area total y servirán para absorber los posibles momentos negativos a presentarse en los apoyos.

Todas las barras remanentes se han hecho llegar hasta los apoyos. Las barras se han doblado de dos en dos a la vez.

Toda la tracción diagonal se ha tomado con estribos, siendo las barras dobladas un margen de seguridad.

Adherencia

El valor de la adherencia será:

$$u = \frac{32335}{68.4 \times 0.866 \times 75}$$

$$u = 7.28 \text{ Kg/cm}^2$$

Satisface, puesto que es menor que la max. admisible que permite el Reglamento que vale 10.5 Kg/cm^2 .

VIGUETAS

Se calculan para resistir el momento de torsion de las vigas, y tambien tienen una función de arriostamiento. En total se colocarán tres viguetas, dos en los extremos y una en el centro separadas 5.50 mt. de centro a centro.

El momento de torsión viene dado por la fórmula:

$$M_t = 0.7 M.e$$

Donde:

M = momento maximo negativo en la losa por metro

e = separación entre viguetas.

En nuestro caso:

$$M_t = 0.7 \times 1088.2 \times 5.50 = 4210 \text{ Kg-mt.}$$

Siendo la distancia de la armadura de la vigueta al centro de compresión igual a 60 cm.:

$$A_s = \frac{M_t}{d f_s} = \frac{421000}{60 \times 1400} = 5.02 \text{ cm.}^2$$

Como la vigueta tiene por dimensiones (asumidas anteriormente):

$$b = 30 \text{ cmt.} ; \quad h = 50 \text{ cmt.}$$

El area de acero mínima requerida será:

$$A'_s = 0.003 bh = 0.003 \times 30 \times 50 = 4.5 \text{ cm}^2$$

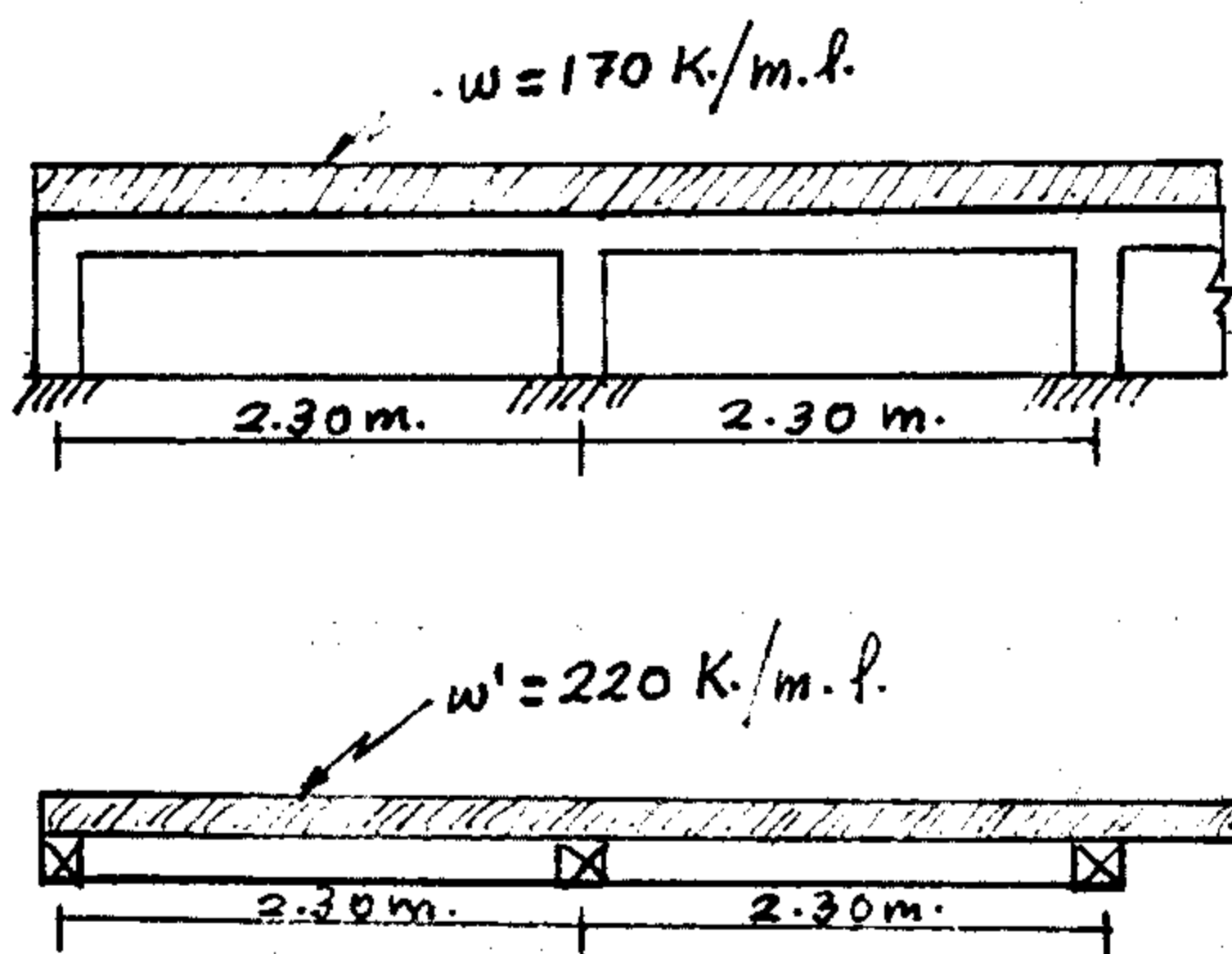
Luego debemos reforzar con acero en tracción de 5.02 cm² distribuidos en 4 fierros de 1/2" y estribos de 1/4" a 25 cm.

Además para resistir el momento producido en las viguetas, se colocarán bastones tipo (F) y (G) sobre ellas, de tal modo que sumen un area de 0.003bd con los refuerzos secundarios. Tales bastones se prolongarán 90 cmt. a cada cara de la vigueta y se terminan en gancho.

CALCULO DE BARANDA

La baranda, estará formada por 6 columnitas de 20 x 20 cm. y por una viga continua apoyada sobre ellas, de sección 20 x 20 cm. y con una distancia centro a centro entre tramos de 2.30 mt.

Esta baranda soportará una sobrecarga lineal ya supuesta para el cálculo del voladizo incluido el peso propio de 170 Kg/m.l. y una carga uniforme repartida horizontal de 220 Kg./m.l.



Puesto que las luces son iguales se podrá hacer el cálculo de los momentos utilizando coeficientes.

$$\begin{array}{ccccccc} -\frac{1}{16} & -\frac{1}{10} - \frac{1}{11} & -\frac{1}{11} & -\frac{1}{11} & \text{etc.} \\ +\frac{1}{14} & \Delta & +\frac{1}{16} & \Delta & +\frac{1}{16} & \Delta \end{array}$$

Tomaremos el mayor de estos momentos, teniendo para la carga vertical:

$$M = \frac{wl^2}{10} = \frac{170 \times 2.3^2}{10} = 90 \text{ Kg-mt.}$$

La altura util será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{9000}{11 \times 20}} = 64 \text{ cm} < 20 \text{ cm.}$$

Suponiendo $r = 2.5 \text{ cm}$, $d = 20 - 2.5 - \frac{\phi}{2} = 17 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{9000}{1400 \times 0.866 \times 17} = 0.435 \text{ cm}^2$$

A esta area corresponde 1 ϕ 3/8" , pero para mayor uniformidad de la armadura colocaremos 2 fierros.

Para la carga horizontal tenemos:

$$M = \frac{w l^2}{10} = \frac{220 \times 2.3^2}{10} = 116 \text{ Kg-mt.}$$

Valor parecido al encontrado en el caso anterior, luego reforzaremos con 2 ϕ 3/8".

Verificamos el esfuerzo cortante, teniendo:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{0.575 \times 220 \times 2.30}{20 \times 0.866 \times 17} = 0.99 \text{ Kg/cm}^2$$

Vemos que satisface por ser menor que $0.03 f'c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$

Cálculo de las columnas.-

Se considera a la columna como una viga en voladizo empotrada en la losa.

La carga vertical que actúa sobre la columna vale:

$$R = w l = 170 \times 2.3 = 391 \text{ Kg.}$$

$$c = \frac{P}{A} = \frac{391}{400} = 0.98 \text{ Kg./cm}^2 < 30 \text{ Kg/cm}^2 \text{ que}$$

resiste el concreto.

Para la carga horizontal tenemos:

$$M = w l, \text{ pero } w = 220 \times 2.30$$

Luego:

$$M = 220 \times 2.30 \times 0.60 = 304 \text{ Kg.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{30400}{11 \times 20}} = 11.7 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{30400}{1400 \times 0.866 \times 17} = 1.47 \text{ cm}^2$$

A esta area corresponden 2 ϕ 3/8", pero colocaremos 4 ϕ 3/8" según el reglamento.

ESTRIBOS

Estribo Derecho.-

Para diseñar este estribo influye la naturaleza del terreno. Se trata de un terreno compuesto por conglomerados no cementados; es un mal terreno para cimentar, donde el agua del río podrá socavar con facilidad el terreno adyacente al estribo. Será pues necesario hacer una buena cimentación i para esto lo mejor es llegar hasta la capa de roca blanda, si bien esto importe una gran excavación, un gran volumen de concreto ciclopeo y por consiguiente un fuerte gasto. Además se deberá proteger el estribo con sus alas correspondientes. Hay que considerar que para el presente proyecto se han limitado, tanto la longitud del puente, como la rasante del mismo en el perfil transversal del río que se adjunta, motivo por el cual me he visto obligado a ubicar el estribo tal como se ve en el plano correspondiente. Una mejor ubicación del estribo hubiera sido darle una mayor longitud al puente, para que este estribo se alejara un poco más de la orilla del río, evitándose así el peligro de socavación.

Según mi parecer, debido a las condiciones del terreno y a las limitaciones mencionadas, la presente es la mejor y más segura solución que se puede adoptar, por el gran margen de seguridad que presenta dicho estribo, para una posible fuerte avenida de agua.

Después de varios tanteos, se ha escogido para el diseño del estribo la sección mostrada en la fig. y el cálculo se ha realizado considerando los tres casos posibles de presentarse y en la sección A-B del estribo.

1er. CASO.- Estribo sin Puente

Tengamos en cuenta las siguientes consideraciones.

Angulo de reposo del relleno

$$\theta = 40^\circ$$

Peso específico del relleno

$$w = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Sobrecarga del relleno $\rho = 800 \text{ Kg/m}^2$

Peso específico del concreto = 2300 Kg/m^3

Primeramente calculamos el empuje de tierras E, que viene dado por la fórmula:

$$E = \frac{1}{2} w h^2 \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$E = 0.5 \times 1600 \times 6.5^2 \times 0.22$$

$$E = 7420 \text{ Kg.}$$

Pero el empuje actua sobre el estribo formando un cierto angulo con la horizontal, que en nuestro caso será igual a: $\frac{\theta}{2} = 20^\circ$ luego:

$$E_H = E \cos 20^\circ = 7420 \times 0.94 = 7000 \text{ Kg.}$$

$$E_V = E \sin 20^\circ = 7420 \times 0.34 = 2520 \text{ Kg.}$$

El empuje E_H actua a una distancia de la base A-B: $d_{EH} = \frac{6.50}{3} = 2.166 \text{ mt.}$

Dividiendo al estribo en secciones conocidas, para poder calcular el peso de este tenemos:

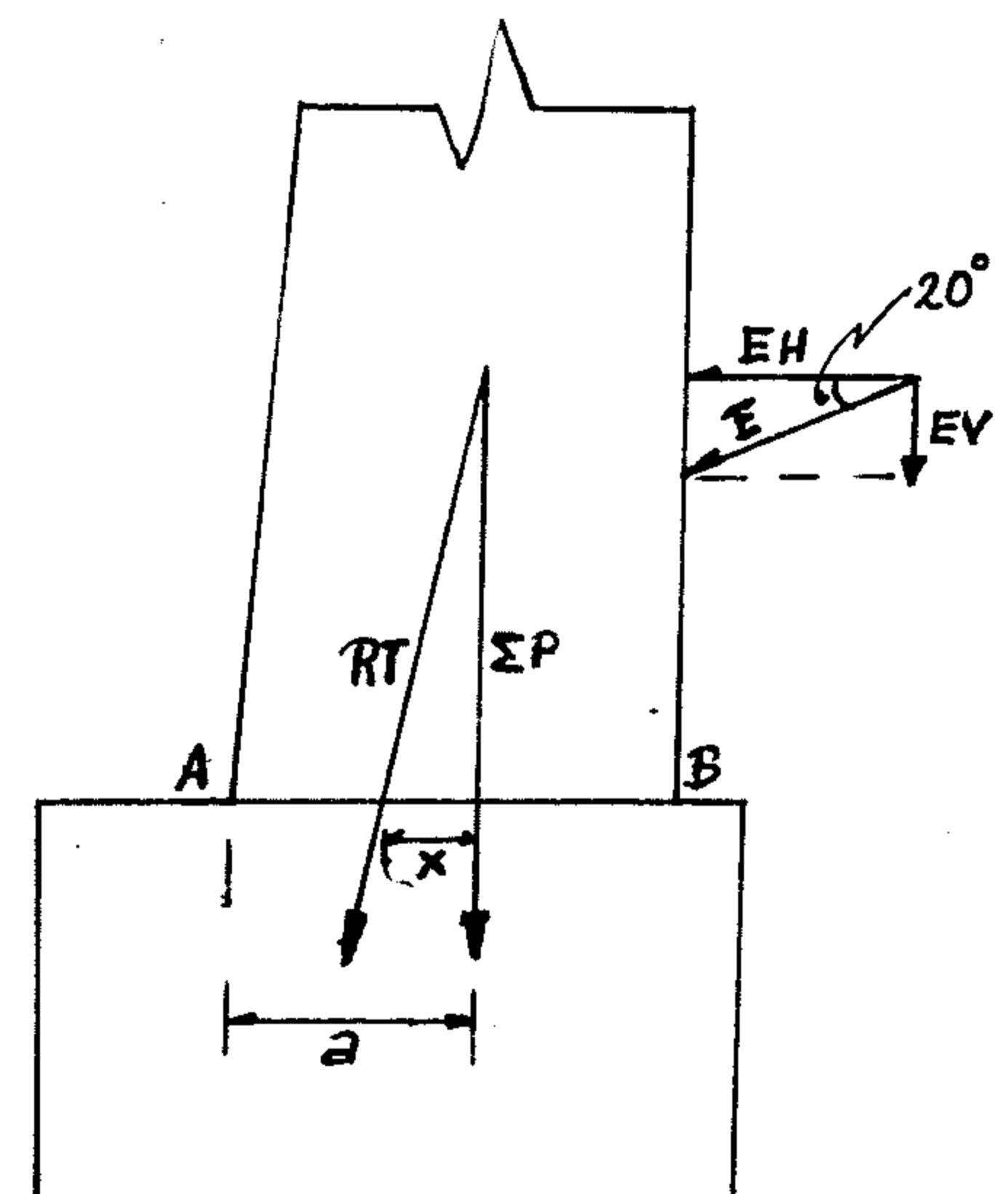
<u>Secciones</u>	<u>Distancias</u>	<u>Momentos</u>
1).- $0.5 \times 0.48 \times 5.65 \times 2300 = 3120 \text{ Kg.}$	0.32 mt.	1000 Kg-mt
2).- $0.70 \times 5.65 \times 2300 = 9100 \text{ Kg.}$	0.83 mt.	7550 "
3).- $1.20 \times 6.50 \times 2300 = 18000 \text{ Kg.}$	1.78 mt.	32100 "
Ev.- $E_v = 2520 \text{ Kg.}$	2.38 mt.	6000 "
	$\Sigma P = 32740 \text{ Kg.}$	$\Sigma M = 46650 \text{ Kg-mt}$

La distancia "a" de ΣP al punto "A" será igual:

$$a = \frac{46650}{32740} = 1.425 \text{ mt.}$$

La distancia "x" de ΣP a la resultante total R_T será igual a:

$$x = \frac{7000 \times 2.166}{32740} = 0.465 \text{ mt.}$$



El punto de la base A-B por donde pasa la Resultante Total viene dado por:

$$a-x = 1.425 - 0.465 = 0.96 \text{ mt.}$$

$$\text{Y como: } \frac{AB}{3} = \frac{2.38}{3} = 0.793 \text{ mt.}$$

$a-x > \frac{AB}{3} \rightarrow$ La Resultante Total pasa por el TERCIO CENTRAL

2º.CASO.- Estribo con puente sin s/c. y Relleno sin s/c.

En este caso hay que considerar la reacción que actúa sobre el estribo debido al peso del puente, pero sin considerar la sobrecarga.

La reacción total valdrá:

$$R_T = 13400 \times 3 + 14930 \times 2 = 70060 \text{ Kg.}$$

y por metro lineal:

$$\text{R.m.l.} = \frac{70060}{15} = 4670 \text{ Kg. actuando a } 0.83 \text{ mt. de "A"}$$

Luego tendremos:

<u>Fuerzas Verticales</u>	<u>Distancias</u>	<u>Momentos</u>
Peso estribo y EM = 32740 Kg.	1.425 mt.	46650 Kg-mt.
R Reaccion Puente = 4670 Kg.	0.83 "	3870 "
$\Sigma P = 37410 \text{ Kg.}$		$\Sigma M = 50520 \text{ Kg-mt.}$

La distancia "a" valdrá:

$$a = \frac{50520}{37410} = 1.35 \text{ mt.}$$

La distancia "x" valdrá:

$$x = \frac{7000 \times 2.166}{37410} = 0.406 \text{ mt.}$$

Luego:

$a-x = 1.35 - 0.406 = 0.944 \text{ mt.} > \frac{AB}{3} \rightarrow$ La Resultante Total pasa por el TERCIO CENTRAL.

3er. CASO.- Estribo con Puente s/c. y Relleno s/c.

En este caso consideraremos el nuevo empuje E' debido a la sobrecarga supuesta del relleno de 800 Kg/m², el cual vale:

$$E' = \frac{1}{2} \omega h (h + 2h') \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right)$$

pero:

$$h' = \frac{800}{1600} = 0.5 \text{ mt.}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$E' = 0.5 \times 1600 \times 6.5 \times 7.5 \times 0.22$$

$$E' = 8600 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego: } E'H = E' \cos 20^\circ = 8600 \times 0.94 = 8100 \text{ Kg.}$$

$$E'V = E' \operatorname{sen} 20^\circ = 8600 \times 0.34 = 2920 \text{ Kg.}$$

El punto de aplicación del empuje E'H se encuentra a una distancia de la base A-B, que viene dado por la fórmula:

$$dE'H = \frac{h + 3h'}{h + 2h'} \times \frac{h}{3} = \frac{6.50 + 1.5}{6.50 + 1.0} \times \frac{6.5}{3}$$

$$dE'H = 2.30 \text{ mt.}$$

La reacción del puente con s/c. vale:

$$R_T = 35510 \times 3 + 32335 \times 2$$

$$R_T = 171200 \text{ Kg.}$$

y por metro lineal:

$$\text{R.m.l.} = \frac{171200}{15} = 11400 \text{ Kg. actuando a } 0.83 \text{ mt. de "A"}$$

Frenado.-

Un camión Hls - S12 pesa 24480 Kg. La fuerza de frenado es horizontal y actúa a 1.20 mt. sobre la rasante del puente y su valor es el 5% de la sobrecarga.

$$F = \frac{0.05 \times 2 \times 24480}{15} = 163 \text{ Kg. actuando a } 7.70 \text{ mt. de "A"}$$

Luego como en los casos anteriores tenemos:

<u>Fuerzas Verticales</u>		<u>Distancias</u>	<u>Momentos</u>
Peso estribo	= 30220 Kg.	1.345 mt.	40650
R.m.l. Puente y s/c.	= 11400 "	0.83 "	9500
E'v	= 2920 "	2.38 "	<u>6950</u>
	$\Sigma P = 44540$ Kg.		57100 Kg-mt.

La distancia "a" valdrá:

$$a = \frac{57100}{44540} = 1.280 \text{ mt.}$$

En este caso como tenemos 2 fuerzas horizontales debemos encontrar su resultante:

<u>Fuerzas Horizontales</u>		<u>Distancias</u>	<u>Momentos</u>
E'H	= 8100 Kg.	2.30 mt.	18600 Kg-mt.
Frenado	= <u>163 "</u>	7.70 mt.	<u>1260 "</u>
	$\Sigma H = 8263$ Kg.		$\Sigma M = 19860$ kg-mt.

La resultante de las fuerzas horizontales dista de "A":

$$dA = \frac{19860}{8263} = 2.50 \text{ mt.}$$

La distancia "x" valdrá:

$$x = \frac{8263 \times 2.50}{44540} = 0.445 \text{ mt.}$$

Luego:

$$a-x = 1.280 - 0.445 = 0.835 \text{ mt.} > \frac{AB}{3} \rightarrow \text{La Resultante Total pasa por el TERCIO CENTRAL}$$

Coefficientes de Seguridad al Volteo y Deslizamiento.

El coeficiente de volteo viene dado por la relacion entre el momento de estabilidad al momento de volteo.

El coeficiente de deslizamiento viene dado por la relacion entre el producto de las fuerzas verticales por el coeficiente de fricción a la suma de las fuerzas horizontales.

Tomamos como coeficiente de fricción $f = 0.6$ por ser una de las más corrientes i tenemos:

1er Caso.- $C_v = \frac{46650}{7000 \times 2.166} = 3.08$ $C_d = \frac{32740 \times 0.6}{7000} = 2.8$

2º Caso.- $C_v = \frac{50520}{7000 \times 2.166} = 3.32$ $C_d = \frac{37410 \times 0.6}{7000} = 3.2$

3er Caso.- $C_v = \frac{57100}{19860} = 2.87$ $C_d = \frac{44540 \times 0.6}{8263} = 3.24$

Vemos que todos los coeficientes son mayores que 2, luego no hay peligro de volteo ni de deslizamiento.

CALCULO de la ZAPATA.- Sección C-D

Adoptando el perfil mostfado en la fig. tenemos:

<u>Fuerzas Verticales</u>	<u>Distancias</u>	<u>Momentos</u>
Zapata = $3.38 \times 3.00 \times 2300 = 23300$ Kg.	1.69 mt.	39500 kg-m.
Relleno = $0.2 \times 6.5 \times 1600 = 2080$ kg.	3.28 mt.	6850 "
Estribo y s/c = <u>44540</u> Kg.	2.08 mt.	<u>93000</u> "
$\Sigma P = 69920$ Kg.		$\Sigma M = 139350$ Kg-m.

Luego:

$$a = \frac{139350}{69920} = 2.00 \text{ mt.}$$

El nuevo empuje valdrá:

$$E = 0.5 \times 1600 \times 9.5 (9.5 + 1) 0.22$$

$$E = 17550 \text{ Kg.}$$

Este empuje actua de la base C-D a una distancia:

$$d_E = \frac{h + 3h'}{h + 2h'} \times \frac{h}{3} = \frac{11 \times 9.5}{10.50 \times 3}$$

$$d_E = 3.31 \text{ mt.}$$

<u>Fuerzas Horizontales</u>	<u>Distancia</u>	<u>Momentos</u>
Empuje = 17550 Kg.	3.31 mt.	58100 Kg-mt.
Frenado = <u>163</u> Kg.	10.70 "	<u>1740</u> "
$\Sigma H = 17713$ Kg.		$\Sigma M = 59840$ Kg-mt.

La distancia "x" valdrá:

$$x = \frac{59840}{69920} = 0.856 \text{ mt.}$$

$$\text{De donde: } a-x = 2.00-0.856 = 1.144 \text{ mt.} > \frac{CD}{3} = \frac{3.38}{3} = 1.126 \text{ mt}$$

Luego la Resultante Total pasa por el TERCIO CENTRAL.

Cálculo de presiones en la sección C-D.-

La presión viene dada por la formula: $p = \frac{P}{a \times b} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right)$

$$\text{Entonces: } p = \frac{69920}{100 \times 338} \left(1 \pm \frac{6 \times 54.6}{338}\right) = 2.06 (1 \pm 0.97)$$

$$\text{De donde: } p \text{ max.} = 2.06 (1 + 0.97) = 4.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$p \text{ min.} = 2.06 (1 - 0.97) = 0.0618 \text{ kg/cm}^2$$

Vemos que no se producen tracciones, y ademas estas presiones serán resistidas favorablemente por el terreno que es roca.

Calculo de coeficientes de volteo y deslizamiento en la seccion C-D.-

$$C_v = \frac{139350}{59840} = 2.34$$

$$C_d = \frac{69920 \times 0.6}{17713} = 2.37$$

Coefficientes que al ser mayores que 2 demuestran que no habrá volteo ni deslizamiento.

Alas.-

Del gráfico se deduce facilmente que para una altura de ala de 4.00 mt. se necesita una longitud de ala de 5.20 mt.

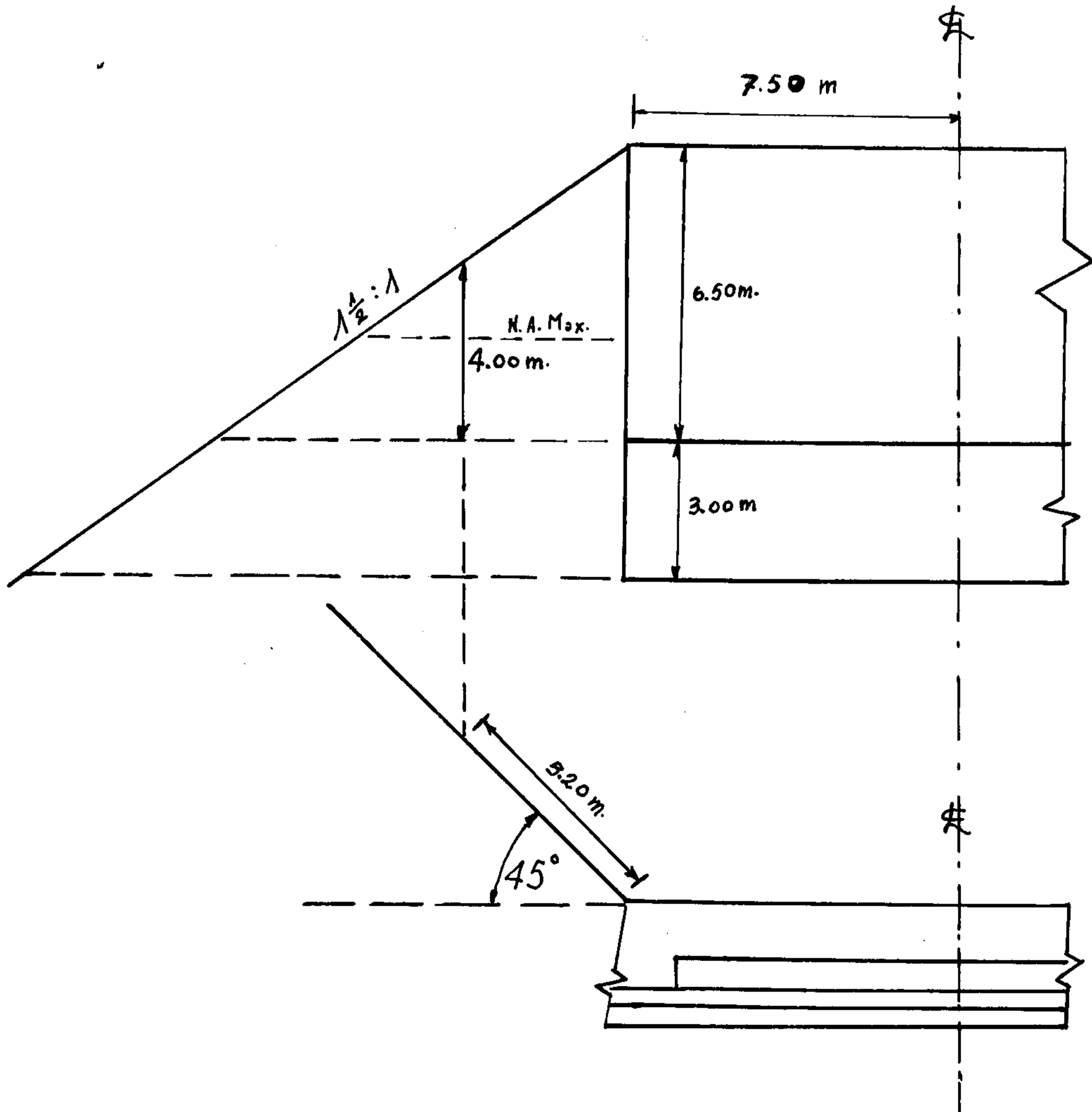
Estas alas se colocarán a ambos lados del estribo derecho solamente, para protegerlo del agua en epoca de avenidas, para evitar una mayor socavación a los lados del estribo y para proteger y contener el relleno de acceso al puente de la carretera si lo hubiere.

El estribo izquierdo por encontrarse cimentado en roca no necesita de la protección de alas.

La sección más desfavorable será la extrema del ala la cual someteremos al cálculo de verificación de estabilidad.

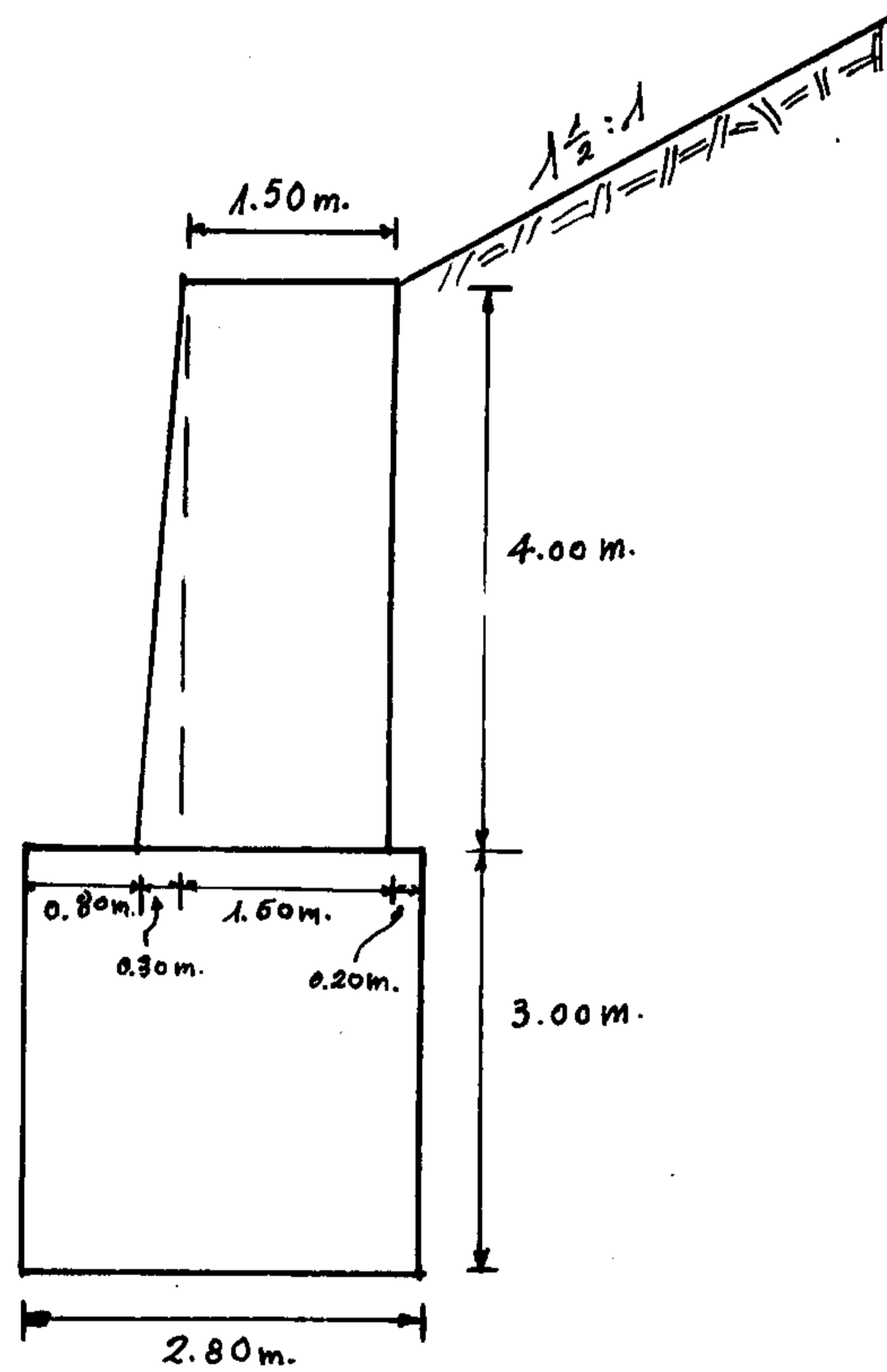
LONGITUD DEL ALA

ESCALA. 1:200



SECCION EXTREMA DEL ALA

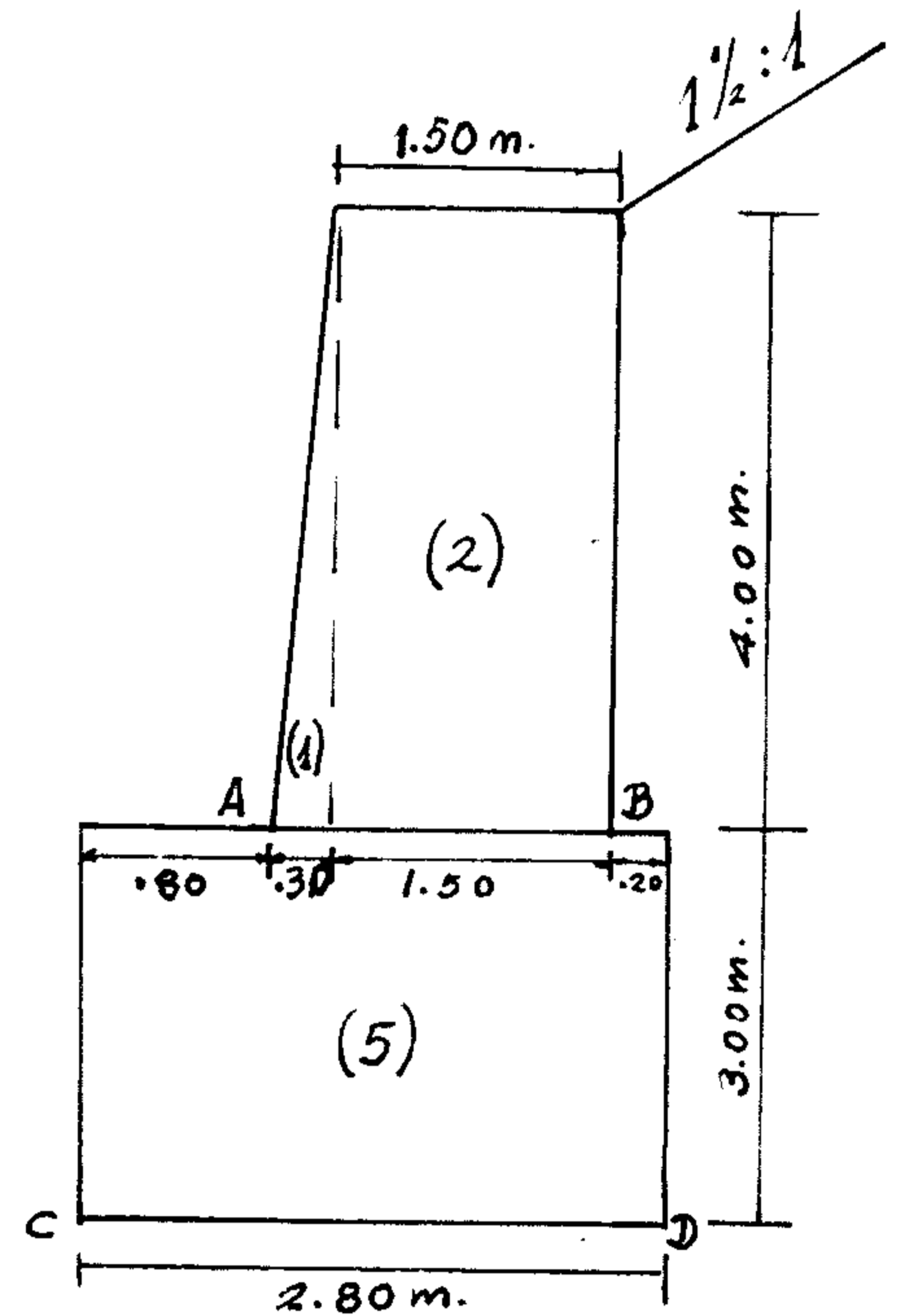
ESCALA. 1:100



Verificación de la Sección Extrema del Ala.-

Como en el caso del estribo, el ángulo de reposo del relleno será de 40° y el talud del relleno en la coronación será 1½: 1., de lo cual en tablas hallamos un valor C=0.36 para calcular el empuje.

Adoptamos un perfil como el mostrado en la figura y tenemos para la sección A-B.



Sección A-B.-

El empuje en la sección A-B del ala vale:

$$E = 0.5 \times w \cdot h^2 \cdot c = 0.5 \times 1600 \times 16 \times 0.36 = 4600 \text{ Kg.}$$

y sus componentes:

$$E_M = 4600 \times 0.94 = 4310 \text{ Kg.}$$

$$E_v = 4600 \times 0.34 = 1560 \text{ Kg.}$$

Tomando momentos con respecto al punto A tenemos:

<u>Fuerzas</u>	<u>Distancias</u>	<u>Momento</u>
1).- 0.5 x 0.3 x 4 x 2300 = 1380 Kg.	0.20 mt.	276 Kg-mt.
2).- 1.5 x 4 x 2300 = 13800 "	1.05 "	14500 "
<u>E_v.- = 1560 "</u>	<u>1.80</u>	<u>2810 "</u>
	$\Sigma R_v = 16740 \text{ Kg.}$	$\Sigma M = 17586 \text{ Kg-mt.}$

La distancia "a" de ΣR_v al punto A es:

$$a = \frac{17586}{16740} = 1.05 \text{ mt.}$$

y la distancia "x" vale:

$$x = \frac{4310 \times 1.33}{16740} = 0.343 \text{ mt.}$$

Además:

$$\frac{AB}{3} = \frac{1.80}{3} = 0.60 \text{ mt.}$$

De donde:

$$a-x = 1.05 - 0.343 = 0.707 \text{ mt.} > \frac{AB}{3} = 0.60 \text{ mt.}$$

Luego la resultante pasa por el TERCIO CENTRAL.

Seccion C-D.-

El nuevo empuje y sus componentes valen:

$$E = 0.5 \times 1600 \times 49 \times 0.36 = 14100 \text{ Kg.}$$

$$E_H = 14100 \times 0.94 = 13200 \text{ Kg.}$$

$$E_V = 14100 \times 0.34 = 4800 \text{ Kg.}$$

<u>Fuerzas</u>	<u>Distancia</u>	<u>Momento</u>
1).-.....=1380 Kg.	1.00 mt.	1380 Kg-mt.
2).-.....=13800 "	1.85 "	25600 "
3).- 0.2 x 4 x 1600= 1280 "	2.70 "	3460 "
5).- 2.8 x 3 x 2300=19350 "	1.40 "	27100 "
EV..... = 4800 "	2.60 "	<u>12450 "</u>

$$R = 40610 \text{ Kg.}$$

$$M = 69990 \text{ Kg-mt.}$$

La distancia "a" en este caso vale:

$$a = \frac{69990}{40610} = 1.715 \text{ mt.}$$

y la distancia "x" vale:

$$x = \frac{13200 \times 2.33}{40610} = 0.755 \text{ mt.}$$

Luego:

$$a-x = 1.715 - 0.755 = 0.96 \text{ mt} > \frac{CD}{3} = \frac{2.80}{3} = 0.933 \text{ mt.}$$

Luego la resultante pasa por el tercio central de la zapata y el ala es estable.

ESTRIBO Izquierdo.-

Tendría las dimensiones mostrados en la figura. Como este estribo se haya asentado en roca blanda, se hubiera podido reducir sus dimensiones para que la construcción fuera más económica. Pero se ha preferido cimentarlo a mayor profundidad para evitar un posible deslizamiento de las capas superiores de roca, puesto que como se puede observar en la sección transversal del río, los planos de clivaje siguen la dirección mas desfavorable y siendo factible un posible asentamiento del estribo si este se encontrara apoyado sobre cualquiera de las 3 primeras capas de roca.

Si bien la solución adoptada de cimentar a una profundidad de 4.00 mt., requiere un gran volumen de excavación en roca y por consiguiente una fuerte suma de dinero, creo que a la larga es la mejor solución posible por el enorme margen de seguridad que ella representa.

Este estribo no se ha calculado puesto que a primera vista se puede uno dar cuenta de que es estable, mas aun si se considera que como el relleno es roca, no habrá empuje, o sea que no habrá una fuerza horizontal apreciable, puesto que la fuerza horizontal debida al frenado es pequeña en comparación del empuje; luego solamente actuarán las fuerzas verticales, que segun podemos apreciar por el diseño del estribo, la resultante total pasará por el tercio central de la base.

Tambien las presiones transmitidas por el estribo al terreno serán resistidas favorablemente puesto que se trata de roca.

PARTE VI

ALCANTARILLA

Según las especificaciones del presente proyecto se deberá calcular una alcantarilla tipo de luz de 2.00 mt.

Suponemos entonces, que dicha alcantarilla tendrá también 2.00 m. de altura libre con un espesor en la losa superior e inferior de 0.30 mt. y un espesor de paredes de 0.20 mt.

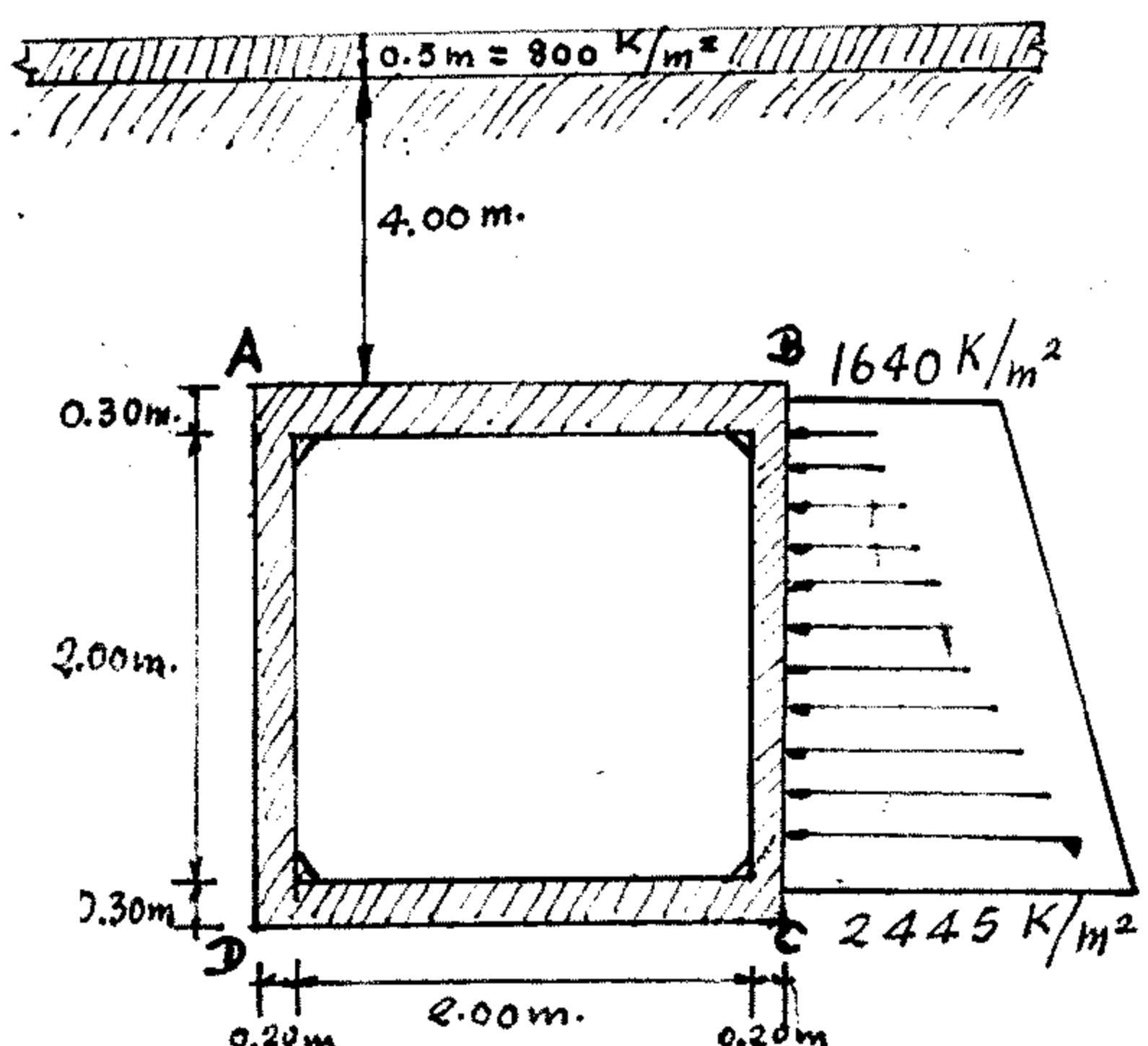
Así mismo como no nos dan datos al respecto suponemos también que la parte superior de la losa se encuentra 4.00 mt. debajo de la rasante del camino. Dicha alcantarilla será de concreto armado.

Este tipo de alcantarilla se denomina de "cajon" y la hemos adoptado para el presente proyecto, por ser un tipo de alcantarilla bastante económico, además de ser muy fácil de construir y requiere un encofrado de madera económico y sencillo.

Además, debido a las dimensiones interiores de la alcantarilla de 2.00 x 2.00 mts. permite amplia libertad de movimiento al obrero que tenga que introducirse para efectuar trabajos de limpieza.

Sobre el relleno actuará una sobrecarga de 800 Kg/m^2 , siendo el ángulo de reposo del relleno de 40° , el peso específico del relleno de 1600 Kg/m^3 , el peso específico del concreto armado 2400 Kg/m^3 ,

Debido a la gran altura del relleno de 4.00 mt. no se ha considerado efecto de impacto.



Cálculo de las Cargas.-

En la losa A-B, la carga unitaria será:

$$\begin{aligned} \text{relleno y s/c} &= p = w(h+h') = 1600(4 + 0.5) = 7200 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Peso propio} &= 0.30 \times 2400 = \underline{720} \text{ "} \\ W &= 7920 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

En la pared B-C, la presión que actúa normalmente a la pared se calcula por la fórmula:

$$q = w(h+h') \tan^2\left(45^\circ - \frac{\theta}{2}\right)$$

Luego:

$$\begin{aligned} q_B &= 1600 (4.15 + 0.5) 0.22 = 1640 \text{ Kg/m}^2 \\ q_C &= 1600 (6.45 + 0.5) 0.22 = 2445 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

En el fondo D-C, actúa una presión neta de abajo arriba igual a:

$$\begin{aligned} \text{Losa superior} &= \dots \dots \dots = 7920 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{paredes} &= \frac{2 \times 0.20 \times 2 \times 2400}{2.4} = \underline{800 \text{ Kg/m}^2} \\ W' &= 8720 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

Como la alcantarilla propuesta, es una estructura hiperestática se seguirá el método de HARDY-CROSS para calcular los momentos de flexión que se producen en los nudos, A, B, C, y D.

Cálculo de los Momentos de Empotramiento Perfecto.

$$\begin{aligned} M_{AB} = M_{BA} &= -\frac{wl^2}{12} = \frac{7920 \times 2.20^2}{12} = -3200 \text{ Kg-mt.} \\ M_{DC} = M_{CD} &= -\frac{wl}{12} = \frac{8720 \times 2.20^2}{12} = -3510 \text{ Kg-mt.} \end{aligned}$$

Como en las paredes actúa una carga trapezoidal, la descomponemos en una carga uniformemente repartida de 1640 KG/m² y una carga concentrada debida al triángulo remanente aplicada normalmente al muro y en el centro de gravedad del triángulo o sea a $\frac{2}{3} h$ de B y a $\frac{1}{3} h$ de C.

Luego tenemos:

$$MAD = MBK = \frac{w l^2}{12} + \frac{P a b^2}{l^2} = \frac{1640 \times 2.30^2}{12} + \frac{805 \times 2.30^2}{27} = 720 + 158 = 878 \text{ Kg-mt}$$

$$MDA = McB = 720 + \frac{805 \times 2.30 \times 2}{27} = 720 + 316 = -1036 \text{ Kg.-mt.}$$

HARDY CROSS:

Para aplicar el método de Hardy Cross debemos calcular las rigideces de los diferentes miembros y sus respectivos coeficientes de distribución.

Como el material a usarse es concreto armado solamente, las rigideces vendrán dadas por la fórmula:

$$K = \frac{I}{l}$$

Luego para la losa superior e inferior tenemos que el momento de inercia será

$$I_1 = \frac{b h^3}{12} = \frac{0.3^3}{12} = 0.00225 \text{ m}^4$$

Y para las paredes tenemos:

$$I_p = \frac{b h^3}{12} = \frac{0.23^3}{12} = 0.000668 \text{ m}^4$$

Luego los valores respectivos de "K" y "c" serán:

$$K = \frac{I}{L}$$

$$c = \frac{K}{\sum K}$$

M	N	I	K
A-B	2.20	0.00225	0.001021
A-D	2.30	0.000668	0.000289

N	M	K	c
A	A-B	1021	0.78
	A-D	289	0.22
D	D-A	289	0.22
	D-C	1021	0.78

Como la estructura es simétrica con respecto al eje central, solamente se calculará el Hardy Cross para la mitad de la estructura:

A	
0.22	0.78
+ 878	- 3200
+ 512	+ 1810
+1390	-1390
- 272	- 905
+ 257	+ 920
+1375	-1375
- 133	- 460
+ 129	+ 464
+1371	-1371
- 65	- 232
+ 66	+ 231
+1372	-1372
- 1600	+1600
- 66	- 234
+ 64	+ 236
-1598	+1598
- 131	- 472
+ 128	+ 475
-1595	+1595
- 266	- 950
+ 251	+ 965
-1580	+1580
- 544	- 1930
-1036	+3510
0.22	0.78
D	

Del Hardy Cross podemos ver que los momentos definitivos hiperestáticos en los nudos A, B, C y D serán:

$$\text{Nudo: A} = \text{B} = -1372 \text{ Kg.-mt.}$$

$$\text{Nudo: D} = \text{C} = -1600 \text{ Kg.-mt.}$$

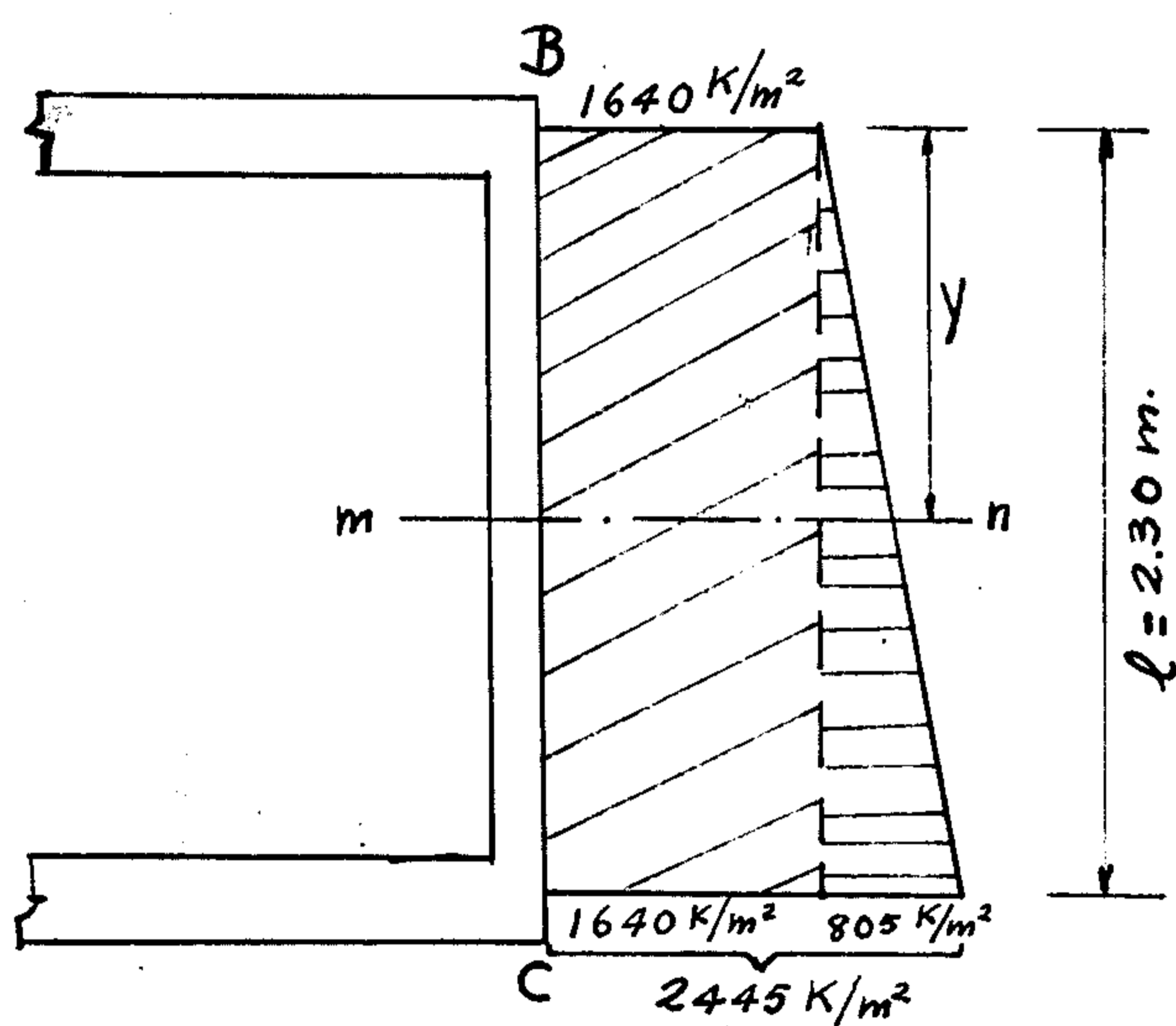
Cálculo de los Momentos Isostáticos.-

$$\text{En la losa A-B.- } M \text{ max.} = \frac{wl^2}{8} = \frac{7920 \times 2.20^2}{8} = 4780 \text{ Kg.-mt.}$$

$$\text{En la losa C-D.- } M \text{ max.} = \frac{wl^2}{8} = \frac{8720 \times 2.20^2}{8} = 5280 \text{ Kg.-mt.}$$

En las paredes A-D y B-C.- Como las paredes estan sometidas a una carga trapezoidal, descomponemos esta carga trape-

zoidal en otras dos: una uniformemente repartida igual a 1640 Kg/m^2 y otra triangular con base igual a 2.30 mt. y altura de 805 K/m^2 . Luego el momento para una sección m-n que dista la longitud "y" de B, sería igual:



$$M = \left[\frac{1640l}{2} + \frac{805l}{6} \right] y - \left[\frac{1640y^2}{2} + \frac{805y^3}{6} \right]$$

$$M = [820l + 134l] y - [820y^2 + 59y^3]$$

$$M = 2200y - 820y^2 - 59y^3$$

Ecuación que nos da el valor del momento flector a una distancia "y" de B. Luego el momento máximo se presentara para un valor de "y" cuando $\frac{dM}{dy} = 0$, de donde tenemos:

$$\frac{dM}{dy} = 2200 - 2 \times 820y - 3 \times 59y^2 = 0$$

$$0 \text{ sea: } 177y^2 + 1640y - 2200 = 0$$

Luego:

$$y = \frac{-1640 \pm \sqrt{1640^2 + 4 \times 177 \times 2200}}{2 \times 177}$$

$$y = \frac{-1640 \pm 2060}{354}$$

$$y' = \frac{-1640 + 2060}{354} = \frac{420}{354}$$

$$y = 1.185 \text{ mt.}$$

$$\text{De donde: } M = 2200 \times 1.185 - 820 \times 1.4 - 59 \times 1.67$$

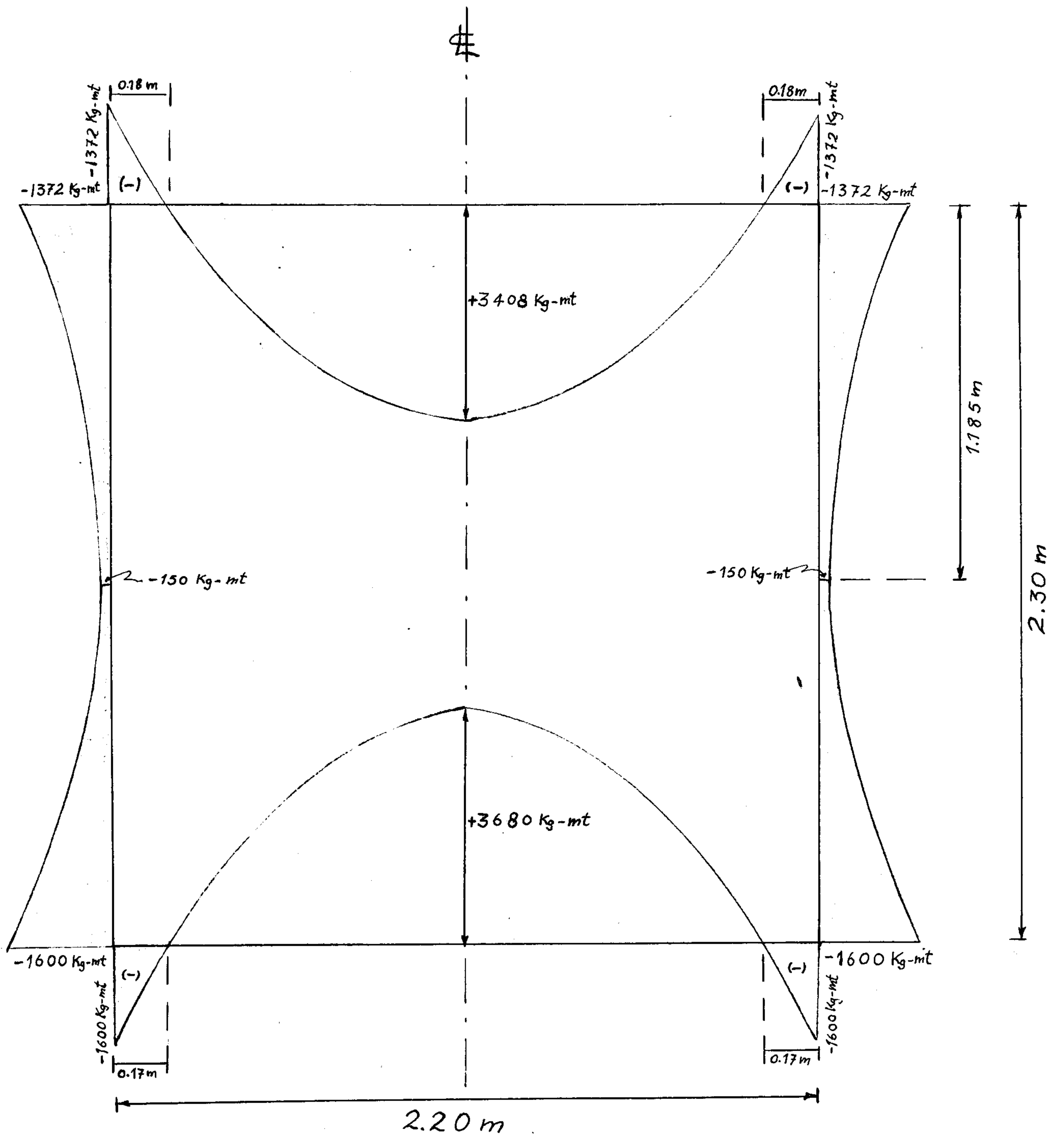
$$M_{\max} = 1366 \text{ Kg-mt.}$$

Con estos valores de los momentos isostáticos y los valores de los momentos hiperestáticos encontrados por Hardy Cross construimos el diagrama de momentos que vemos en la fig.

ALCANTARILLA

DIAGRAMA DE MOMENTOS

ESCALAS: Long. 1:20
Mom. 1cm.=1000 Kg-mt.



Esfuerzo Cortante.-

Como la alcantarilla es simétrica con respecto al eje central y los momentos en los nudos A y B son iguales, así mismo como los momentos en los nudos C y D también son iguales, el esfuerzo cortante en la losa superior A-B y en la losa inferior C-D vendrá dado por un diagrama triangular donde el máximo esfuerzo de corte se presenta en los apoyos y en el centro será cero, como si se tratara de una viga simplemente apoyada cargada con una carga uniforme repartida. En vez en las paredes A-D y B-C, debido a que los momentos en los nudos respectivos son diferentes, habrá necesidad de hacer una corrección del esfuerzo cortante. Dicha corrección viene dada por la fórmula: $\frac{M_d - M_i}{l}$.

Luego tenemos que los esfuerzos cortantes máximos valen;

$$V_{AV} = 7920 \times 1 = 7920 \text{ Kg}$$

$$V_{AH} = 2194 - \frac{1600 - 1372}{2.30} = 2095 \text{ Kg.}$$

$$V_{DH} = 2502 + \frac{1600 - 1372}{2.30} = 2601 \text{ Kg.}$$

$$V_{DV} = 8720 \times 1 = 8720 \text{ Kg.}$$

Para la armadura de acero usaremos anclaje especial y el espesor útil de las losas superior e inferior es:

$$d = \frac{V}{bvcj} = \frac{8720}{100 \times 4.2 \times 0.866} = 24 \text{ cmt.}$$

Para el momento tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{3680}{11 \times 1}} = 18.3 \text{ cmt.}$$

Como hemos utilizado un espesor de la losa para el cálculo de 30 cm. vemos que satisface.

Con una altura útil igual a 24 cm. podemos colocar un recubrimiento de 5.5 cm.

Luego:

$$d = 30 - 5.5 - \frac{1}{2} \phi = 24 \text{ cm.}$$

Para las paredes tendremos que la altura util será:

$$d = \frac{2601}{100 \times 4.2 \times 0.866} = 7.15 \text{ cm.}$$

Con los 20 cm. que se ha tomado se satisface ampliamente esta especificación y la altura util que usaremos para el cálculo del area de acero respectiva, considerando un recubrimiento de 7.5 cm., tendremos:

$$d = 20 - 7.5 - \frac{1}{2} \phi = 12 \text{ cm.}$$

Areas de Acero.-

Losa A-B.- (+) $A_s = \frac{340800}{1400 \times 0.866 \times 24} = 11.7 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ a } 11 \text{ cm.}$

(-) $A_s = \frac{137200}{1400 \times 0.866 \times 24} = 4.7 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ a } 27 \text{ cm.}$

Losa C-D.- (+) $A_s = \frac{368000}{1400 \times 0.866 \times 24} = 12.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ a } 10 \text{ cm.}$

(-) $A_s = \frac{160000}{1400 \times 0.866 \times 24} = 5.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ a } 23 \text{ cm.}$

Paredes A-D y C-B.- Solamente existen momentos negativos

(-) $A_s = \frac{160000}{1400 \times 0.866 \times 12} = 11 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ a } 11.5 \text{ cm.}$

Chaflan.-

En las esquinas se colocarán chaflanes de 10 x 10 cmt. de concreto simple.

En el dibujo respectivo se puede observar la colocación y distribución de la armadura de acero de la alcantarilla, en la cual por consideraciones practicas, se ha variado algunos espaciamentos de las varillas, pero siempre teniendo en cuenta el factor importante de la seguridad.

Acero de temperatura y repartición.-

Según el Reglamento del A.C.I. tendremos:

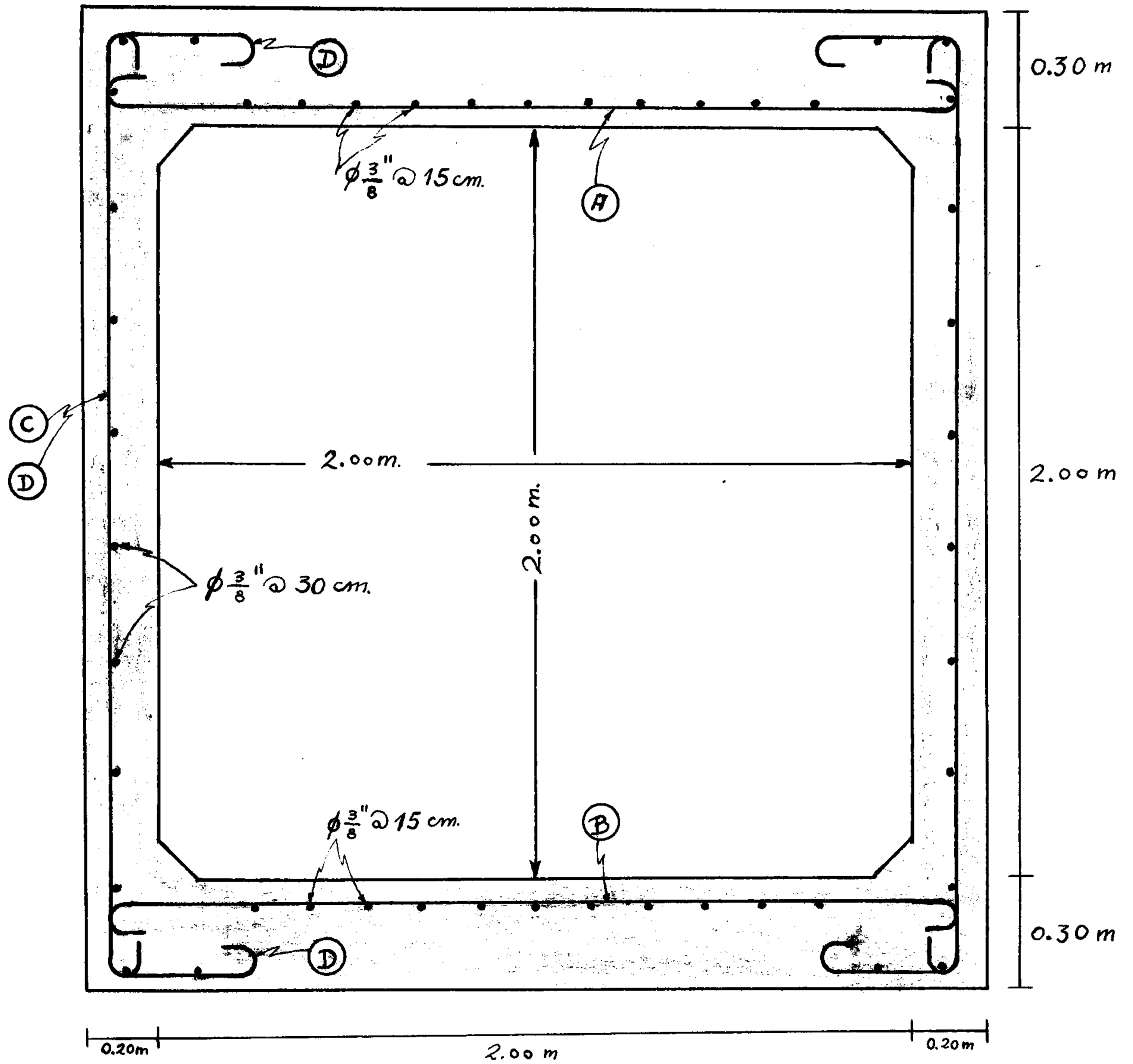
Para las losas: $A_s = 0.002 \times 100 \times 24 = 4.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 3/8'' \text{ a } 15 \text{ cm.}$

Para las paredes: $A_s = 0.002 \times 100 \times 12 = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 3/8'' \text{ a } 30 \text{ cm.}$

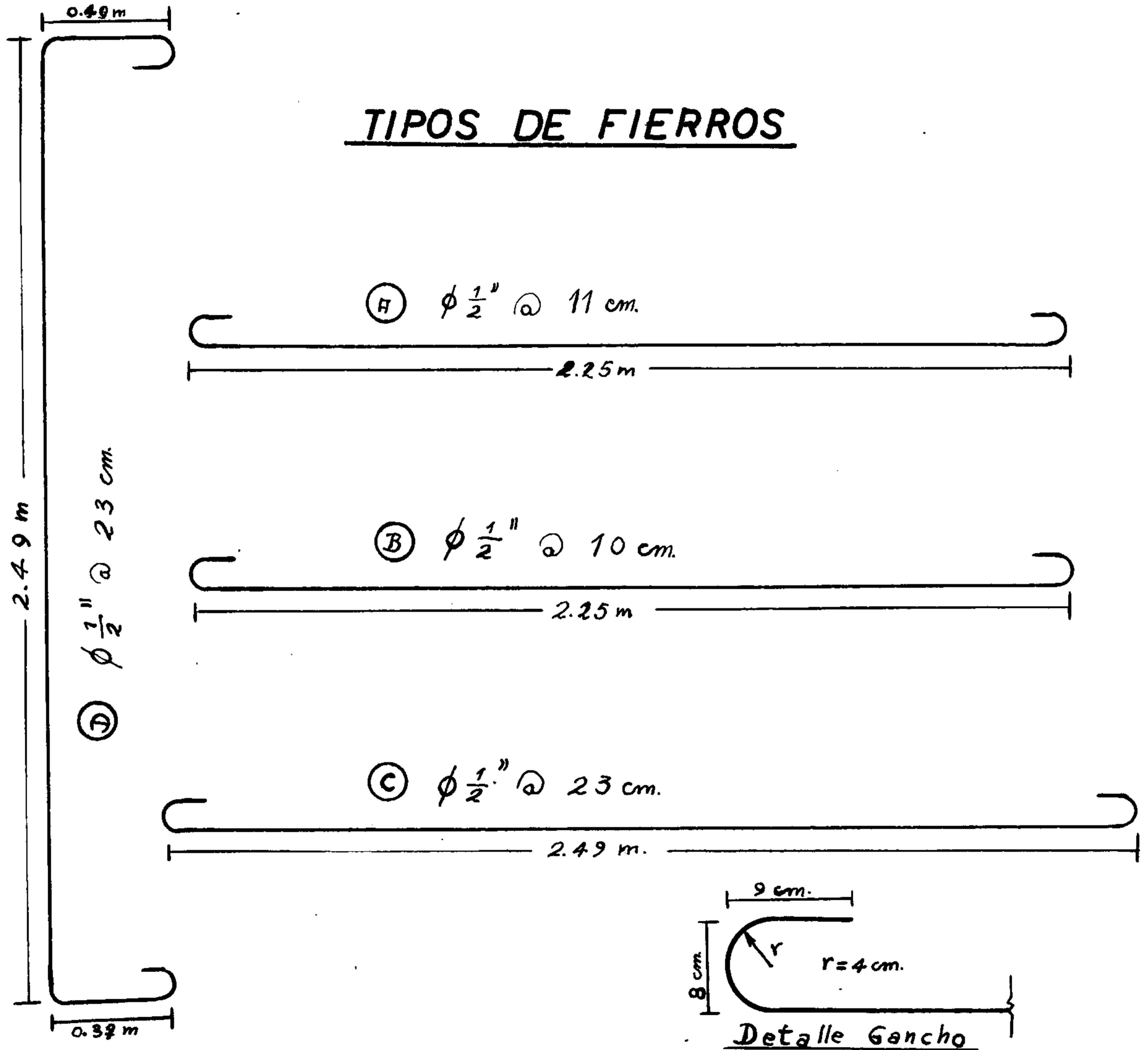
Este acero de temperatura y repartición se colocará en una capa perpendicular al acero principal.

ALCANTARILLA

DISTRIBUCION ARMADURA — ESCALA. 1:20



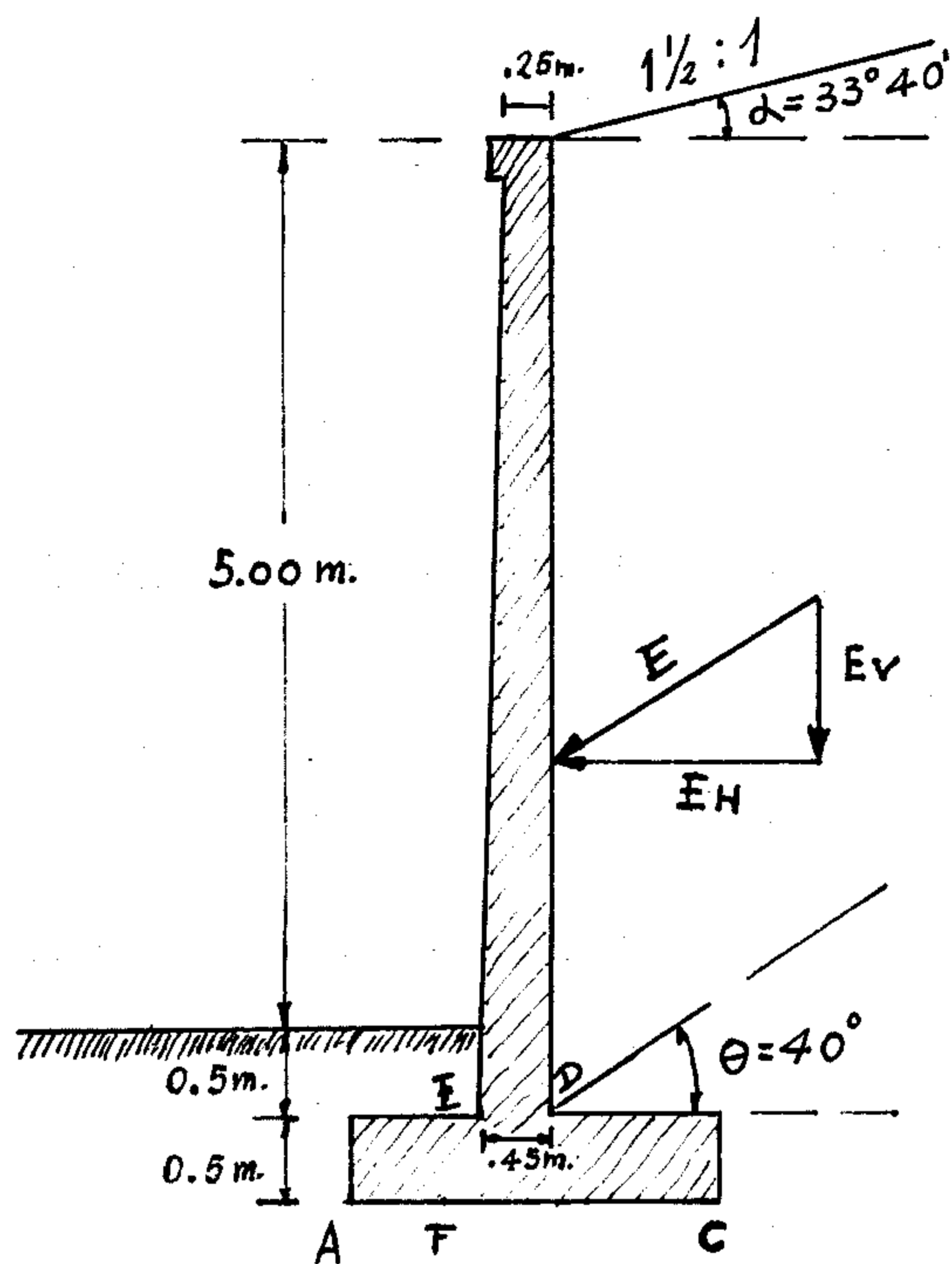
TIPOS DE FIERROS



MURO DE SOSTENIMIENTO.-

Según las especificaciones, para el presente proyecto se deberá calcular un muro de sostenimiento de concreto armado, pero como no se dan mayores datos al respecto, me veo en la necesidad de asumir algunos valores para poder realizar el cálculo de dicho muro.

El muro será de tipo cantilever y despues de algunos tanteos se ha escogido el perfil mostrado en el dihujo, cuya verificación de estabilidad y resistencia se efectuará a continuación:



Valores Asumidos

Inclinacion del Relleno 1.5:1	= 33°40'
Angulo de Reposo del Relleno	= 40°
Altura del muro	= 5.00 mt.
Cimentación	= 1.00 mt.
Peso especifico del Relleno	= 1600 Kg/m ³
Peso especifico del Concreto	= 2400 Kg/m ³
Presión admisible del terreno	= 3 Kg/cm ²
Coefficiente de fricción	= 0.6
f'c -	= 140 Kg/cm ²
fs	= 1400 Kg/cm ²
Concreto 1:2:4	

El muro servirá para contener tierra suelta y se cimentará sobre un terreno de aluvi3n. En la coronaci3n tendr3 25 cm. y en la base 45 cm., siendo desde luego el paramento exterior inclinado.

Diseño de la pared vertical.-

El empuje de tierras viene dado por la fórmula:

$$E = \frac{1}{2} w h^2 c \quad \text{Donde } C \text{ es una constante en función de los ángulos } \alpha \text{ y } \theta$$

En nuestro caso $C = 0.36$, luego:

$$E = 0.5 \times 1600 \times 5.5^2 \times 0.36$$

$$E = 8700 \text{ Kg.}$$

Este empuje hace un ángulo de 20° con la horizontal, de donde las componentes horizontal y vertical valdrán:

$$E_H = E \cos 20^\circ = 8700 \times 0.94 = 8180 \text{ Kg.}$$

$$E_v = E \sin 20^\circ = 8700 \times 0.34 = 2950 \text{ Kg.}$$

$$\text{El empuje actúa a: } \frac{h}{3} = \frac{5.5}{3} = 1.83 \text{ mt. de la base}$$

Suponiendo ahora un espesor en la base del muro de 45 cm., el momento en esa sección vale:

$$M = 8180 \times 1.83 - 2950 \times 0.225 = 14335 \text{ Kg.-mt.}$$

Y el espesor útil será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{1435500}{11 \times 100}} = 36 \text{ cm.}$$

Suponiendo que se usa $\emptyset 1''$ y un recubrimiento de 7.5 cm., el espesor total será:

$$h = 36 + 1.27 + 7.5 = 44.77 \text{ cm} \approx 45$$

Vemos que el espesor asumido de 45 cm. está bien.

Esfuerzo Cortante.-

El máximo esfuerzo cortante unitario será igual a:

$$v = \frac{V}{b_j d} = \frac{8180}{100 \times 0.866 \times 36} = 2.69 \text{ Kg/cm}^2$$

valor menor que el admisible porque:

$$v = 0.06 f'c = 0.06 \times 140 = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

y además menor que el valor que toma el concreto que es:

$$v_c = 0.02 f'c = 0.02 \times 140 = 2.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego todas las secciones son seguras inclusive para la tensión diagonal.

Area de Acero.-

Se calculará tomando secciones cada metro a partir de la coronación.

A una distancia h cualquiera de la coronacion el empuje, sus proyecciones y el momento valdrán:

$$E = \frac{1}{2} w h^2 \cos 20^\circ = 0.5 \times 1600 \times 0.36 \times h^2 = 288 h^2$$

$$E_H = 288 h^2 \cos 20^\circ = 288 \times 0.94 \times h^2 = 270 h^2 \quad (1)$$

$$E_v = 288 h^2 \sin 20^\circ = 288 \times 0.34 \times h^2 = 98 h^2 \quad (2)$$

Luego el momento producido por estas fuerzas con respecto al punto central de la base valdrá:

$$M = E_H \times \frac{h}{3} - E_v \times \frac{t}{2} = \frac{270 h^3}{3} - \frac{98 h^2 t}{2}$$

$$M = 90 h^3 - 49 h^2 t \quad (I)$$

Por otra parte:

$$M = f_s \cdot j \cdot A_s \cdot d \quad (II)$$

Igualando (I) y (II) tenemos:

$$90 h^3 - 49 h^2 t = 1400 \times 0.866 \times A_s \times d$$

de donde:

$$A_s = \frac{90 h^3 - 49 h^2 t}{1400 \times 0.866 \times d} = \frac{90 h^3 - 49 h^2 t}{1210 d}$$

Ecuación que nos liga el area de acero con la altura, espesor y altura util. Esto quiere decir que para una altura h cualquier, se encuentran los valores correspondientes de t y d, puesto que el recubrimiento total es de 9 cmt., y con estos valores se puede calcular facilmente el area de acero para cualquier sección.

Luego tenemos:

Sección 1.- $h = 1 \text{ mt.}; t = 0.286 \text{ mt.}; d = 0.20 \text{ mt.}$

$$A_s = 0.316 \text{ cm}^2$$

Sección 2.- $h = 2 \text{ mt.}; t = 0.323 \text{ mt.}; d = 0.235 \text{ mt.}$

$$A_s = 2.31 \text{ cm}^2$$

Sección 3.- $h = 3 \text{ mt.}; t = 0.36 \text{ mt.}; d = 0.29 \text{ mt.}$

$$A_s = 6.9 \text{ cm}^2$$

Sección 4.- h = 4 mt.; t = 0.396 mt.; d = 0.30 cmt.

$$A_s = 14.6 \text{ cm}^2$$

Sección 5.- h = 5 mt.; t = 0.432 mt.; d = 0.342 mt.

$$A_s = 25.8 \text{ cm}^2$$

Sección 6.- h = 5.5 mt; t = 0.45 mt; d = 0.36 mt.

$$A_s = 32.8 \text{ cm}^2$$

Para esta ultima sección, si usamos fierro de 1" el espaciamento será:

$$s = \frac{5.06 \times 100}{32.8} = 15.4 \text{ cm} \rightarrow \text{Luego: } \emptyset 1" @ 15 \text{ cm.}$$

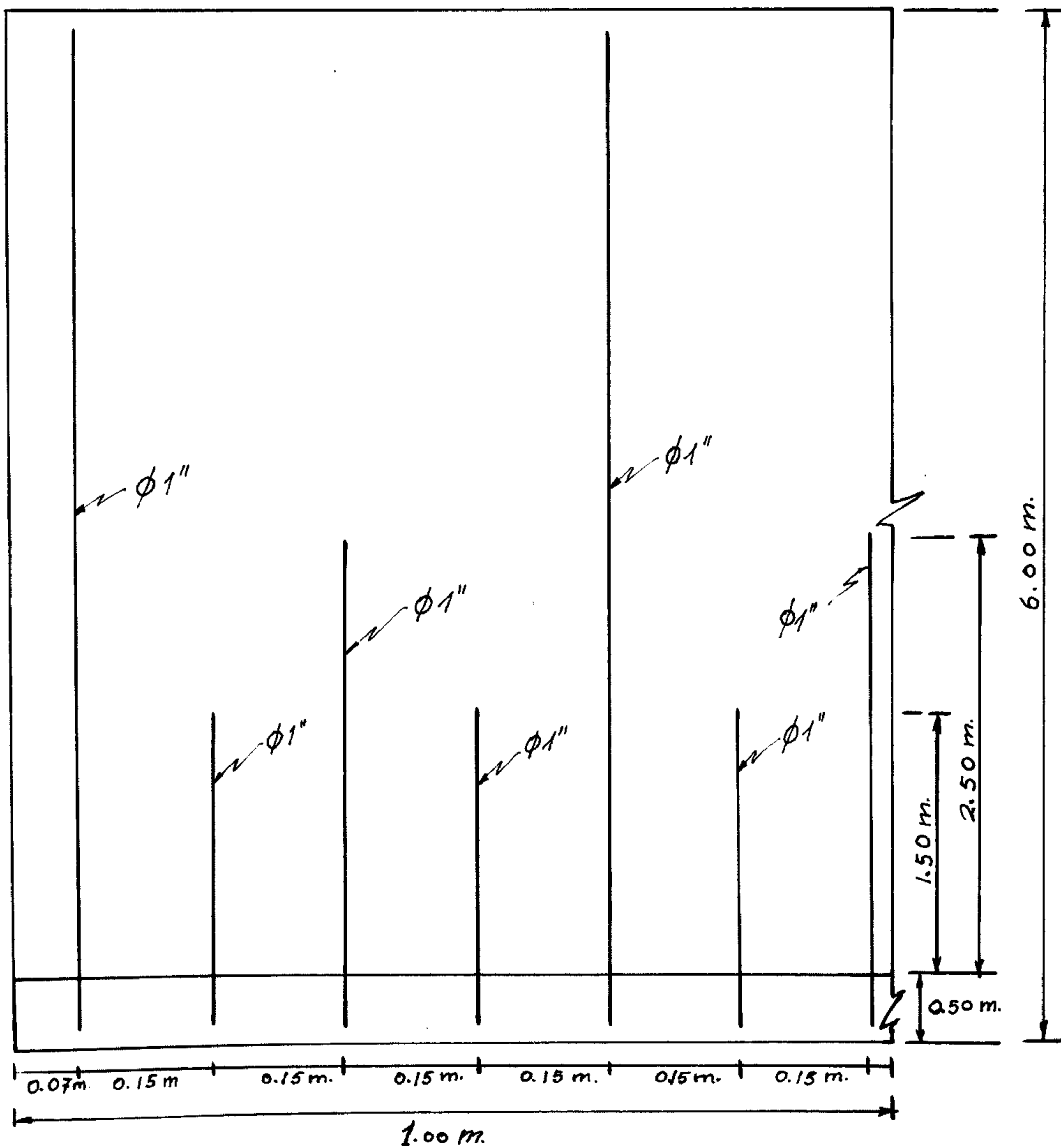
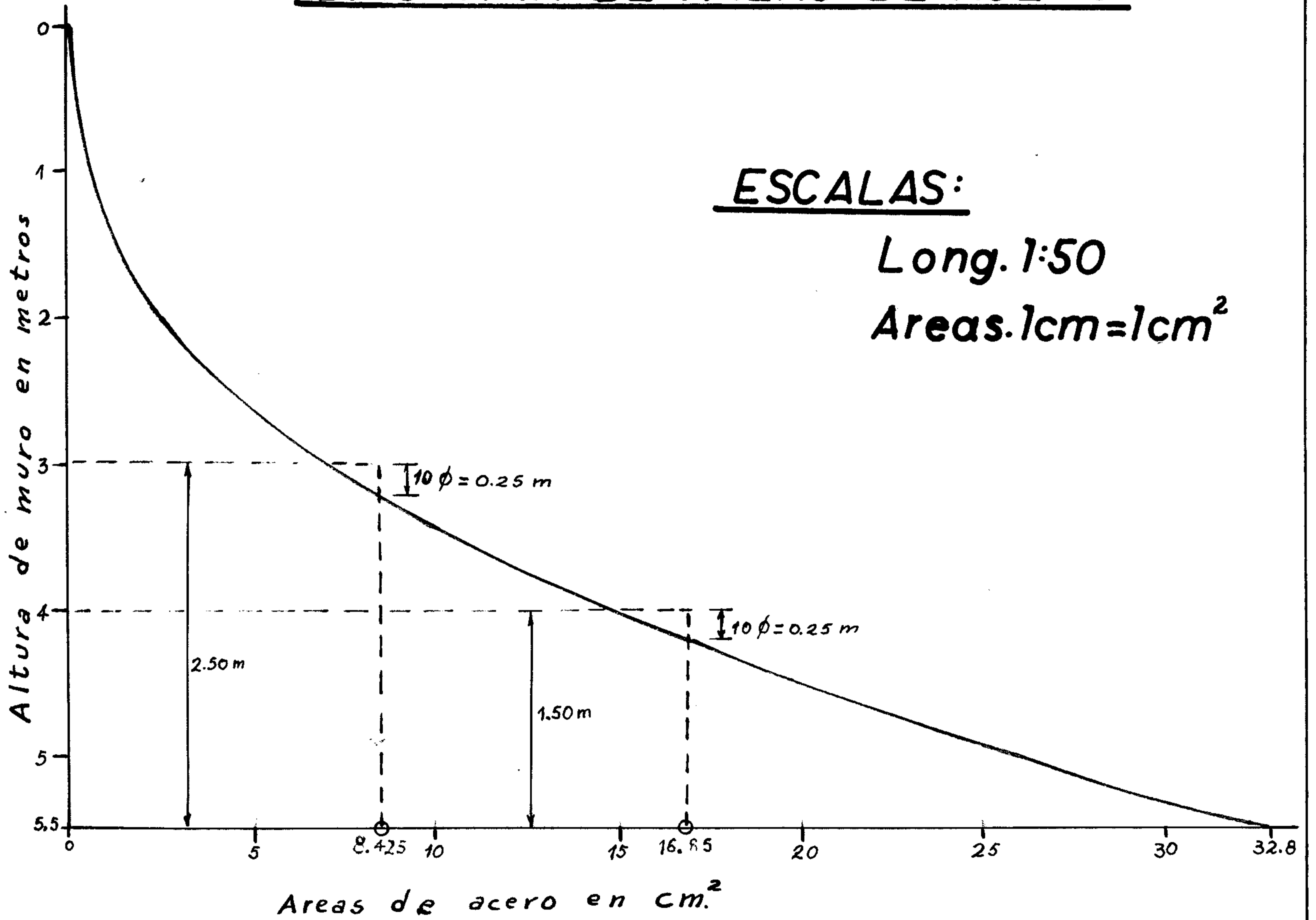
Llevamos los valores de "h" y de "A_s" a un sistema de ejes coordenados y dibujamos la curva que se muestra en el grafico, que nos servirá para determinar los puntos donde no son necesarias las barras y se pueden cortar.

Se hubiera podido colocar en toda la altura del muro el area de acero encontrada para la sección más desfavorable o sea la sección correspondiente a los 5.50 mt., pero esto hubiera sido antieconómico por la gran cantidad de acero a usarse, pues del gráfico se puede ver que a medida que disminuye la altura del muro al acercarse a la coronación, disminuye más rapidamente aun el area de acero.

Para el cortado de las barras se opera en la siguiente forma: hemos encontrado que en la sección más desfavorable debemos usar barras de 1" a 15 cm.; esto representa por metro lineal de muro un area de acero de 33.7 cm²; vamos a ver a que altura de muro podemos utilizar solamente la mitad de ésta area de acero o sea 16.85 cm². Con este valor de 16.85 cm² entramos al gráfico y levantamos una perpendicular hasta interceptar a la curva; por ese punto trazamos una horizontal hasta cortar el eje de ordenadas en un punto igual a 1.25 mt. de la base del muro; esto quiere decir que a partir de 1.25 mt. de la base del muro podemos cortar la mitad de las barras y

MURO DE CONCRETO ARMADO

DIAGRAMA DE AREAS DE ACERO



ESCALAS:

Vert. 1:50

Horiz. 1:10

FORMA DE CORTAR LAS BARRAS DE LA ARMAD. PRINCIP.

pasar la otra mitad, pero por anclaje y como medida de seguridad cortaremos las barras 10 diámetros más arriba o sea a 1.50 mt. de la base del muro.

Vamos a ver ahora a que altura podemos cortar la mitad de las barras remanentes; para esto seguimos el mismo proceso anterior, entrando en el eje de abcisas con un valor igual a la mitad del area remanente o sea 8.425 cm^2 levantamos una perpendicular hasta interceptar la curva; por ese punto una horizontal que nos determina en el eje de ordenadas un punto que se encuentra a 2.25 mt. de la base; dandole 10 diámetros más, tenemos que a 2.50 mt. de la base del muro cortamos la mitad de las barras remanentes y el resto lo pasamos hasta la coronación.

Adeherencia.- Como se ha escogido fierro de 1" \varnothing 15 cmt. el valor de la adherencia será:

$$u = \frac{V}{\sum_j j'd} = \frac{8180}{48 \times 0.866 \times 36} = 5.45 \text{ Kg/cm}^2$$

valor que es menor que: $u = 0.075 f' c = 10.5 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Reparticion y Temperatura.-

Considerando una sección media tenemos:

$$A_s = pbd = 0.0025 \times 100 \times 26 = 6.50 \text{ cm}^2$$

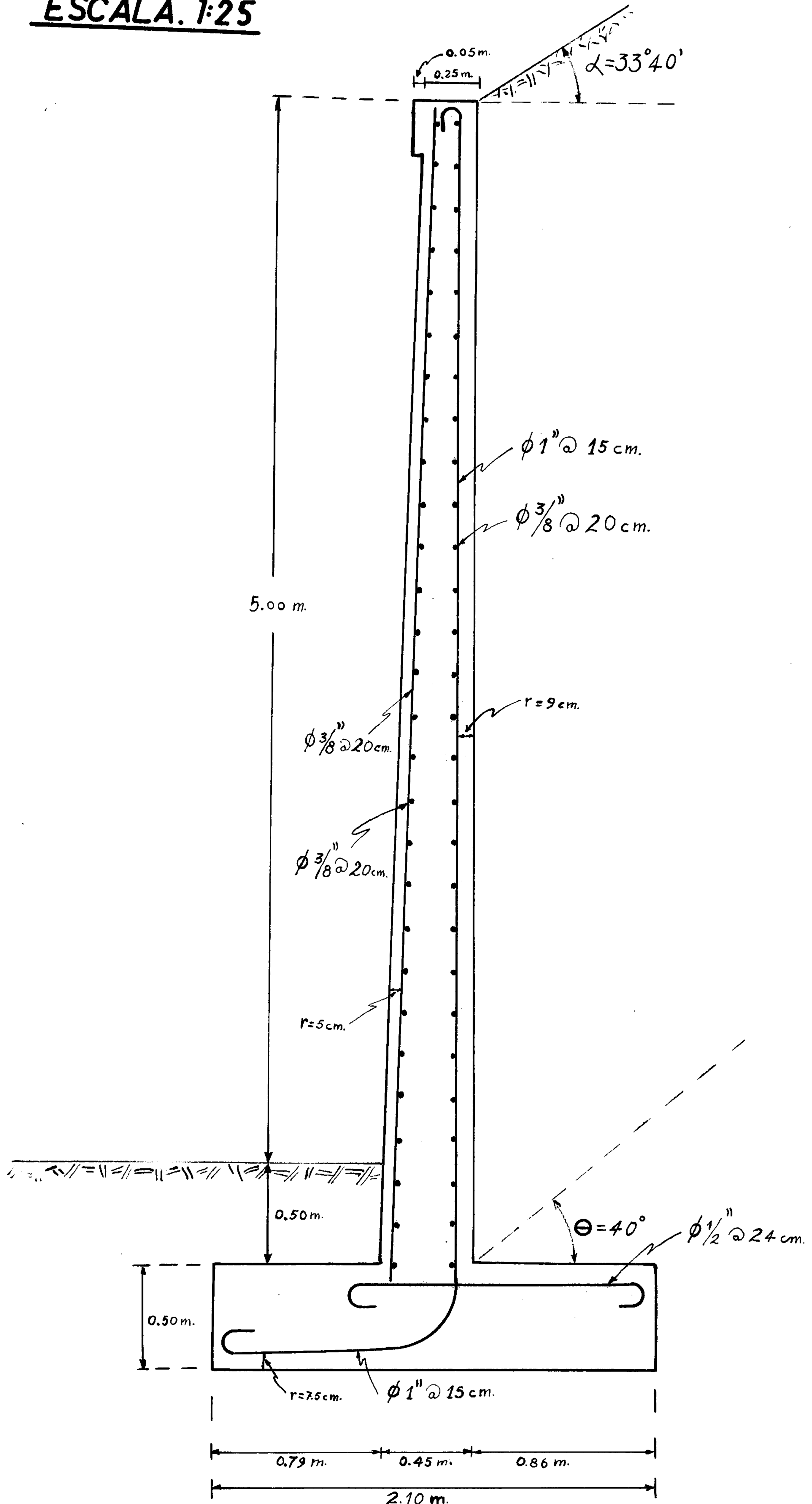
Esta area de acero la colocamos en dos capas iguales, una horizontal y otra vertical en la cara exterior del muro, e iguales cada una de ellas a la mitad del area de acero encontrada.

Resumiendo, en la cara exterior del muro, acero de $3/8''$ a 20 cm. en dos capas, puesto que ésta cara del muro está expuesta a fuertes variaciones de temperatura.

En la cara interior, solamente colocaremos una capa de acero de temperatura de $3/8''$ a 20 cmt. y perpendicularmente al acero principal.

MURO DE CONCRETO ARMADO DISTRIBUCION DE LA ARMADURA

ESCALA. 1:25



Cálculo de la estabilidad del muro.-

Ubicación del muro en la zapata.-

La mayor economía se obtiene cuando el peso de la pared más el peso del terraplen que actúa sobre la zapata interior, es igual al peso del terraplen considerandolo como si actuara desde el extremo "c" de la zapata hasta el punto "F" de la misma. Siendo "F" el punto de aplicación de la resultante de las presiones actuantes en la base de la zapata. El menor espesor de ésta última se obtiene cuando en el borde "C" de la zapata ocurre una presión igual a cero. En tal caso el punto "F" de aplicación de la resultante de las presiones en la base (Reacción del terreno) está situado al extremo del tercio central de la zapata. O sea dos tercios del punto "c" (Peabody pag. 339.- "A Helpful Rule for Use in Designing Retaining Walls" by D.B. Hall.)

Según esta regla tenemos lo siguiente:

Peso del Muro.- Como el muro es de sección trapezoidal tenemos:

$$P_m = \frac{0.25 + 0.45}{2} \times 5.5 \times 2400 = 4610 \text{ Kg.}$$

Asumiendo 2.10 mt. de longitud de zapata tenemos:

$$l = 2.10 \text{ mt.}$$

Considerando un coeficiente K que multiplicado por la longitud me da la longitud de la zapata interior, tenemos:

$$lK = 2.10 K$$

Peso de la tierra que actúa sobre la zapata interior.

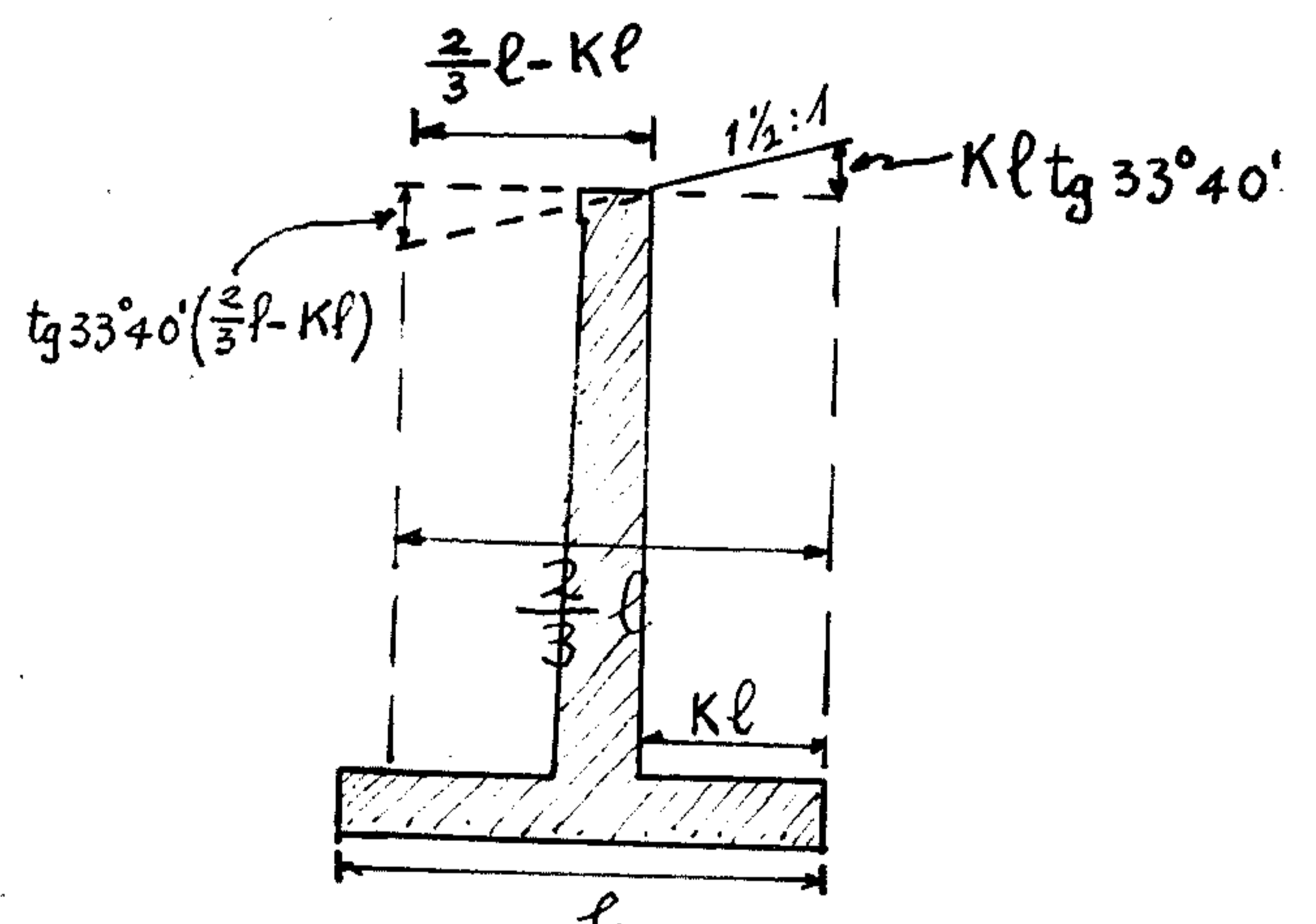
Será igual al peso del rectángulo mas el peso del triángulo

$$P_T = 1600 \left[5.50 \times 2.10 K + 105 \times 2.10 K^2 \times 0.666 \right]$$

$$P_T = 18500 K + 2360 K^2$$

Sumando ambos pesos tenemos:

$$P_m + P_T = 2360 K^2 + 18500 K + 4610 = 0 \text{ (I)}$$



Peso del relleno que se extiende hasta los $\frac{2}{3} l$.-

La altura del rectángulo disminuye en un valor igual a la diferencia entre $\frac{2}{3} l$ y Kl multiplicado por la tangente del ángulo de $33^{\circ}40'$ o sea: $(\frac{2}{3}l - Kl) \operatorname{tg} 33^{\circ}40'$

$$\text{Luego: } P = 1600 \left\{ \left[5.50 - \left(\frac{2}{3}l - Kl \right) 0.666 \right] \frac{2}{3}l + \left(\frac{2}{3}l \right)^2 \frac{0.666}{2} \right\}$$

Desarrollando:

$$P = 11305 + 3140 K \text{ (II)}$$

Igualando (I) y (II) tenemos:

$$2360 K^2 + 18500K + 4610 = 11305 + 3140K$$

De donde:

$$1.475 K^2 + 9.6K - 4.184 = 0$$

Ecuación de segundo grado que nos dá como raíces:

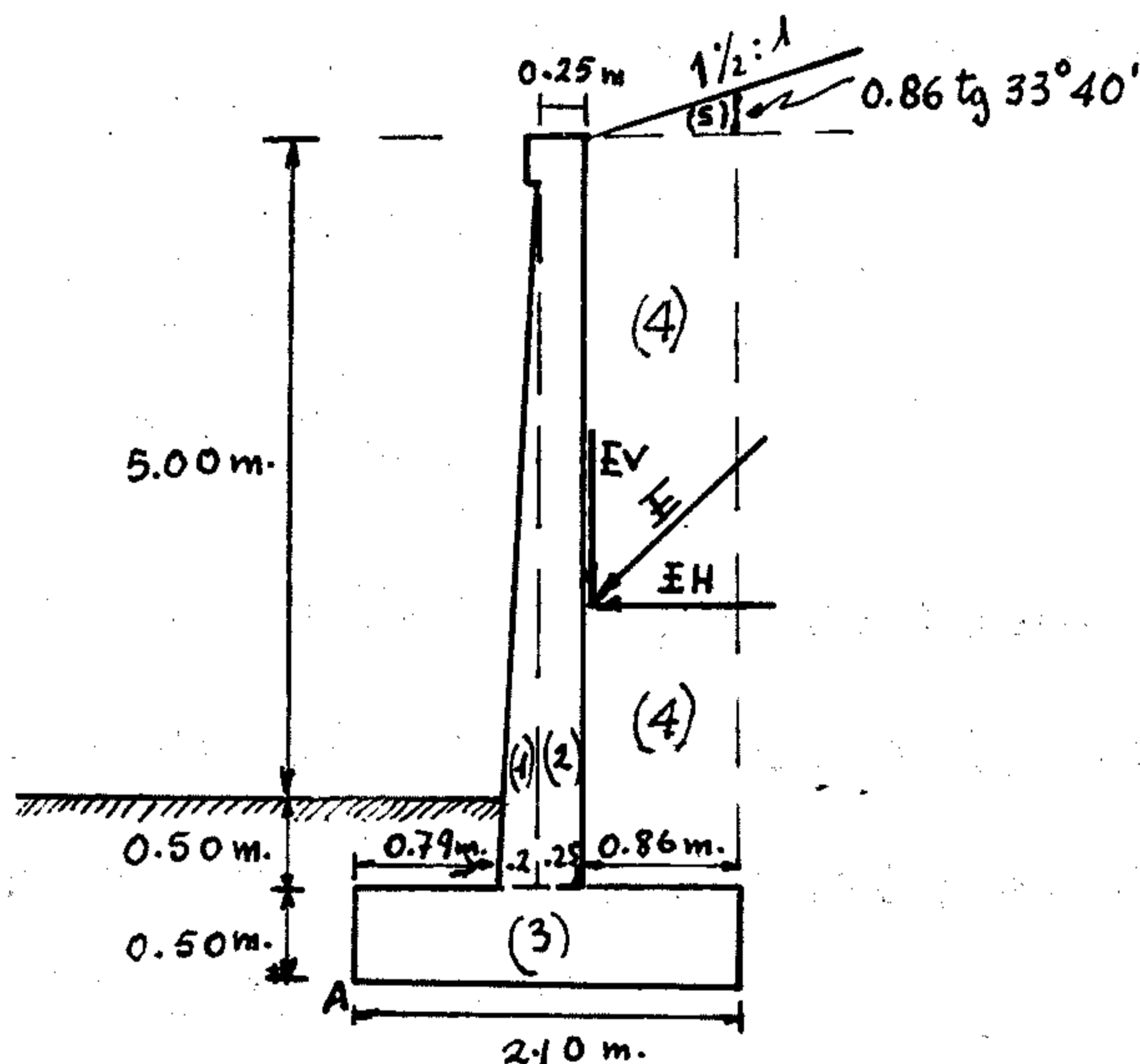
$$K = \frac{-9.6 \pm 10.8}{2.95}$$

$$K' = 0.408$$

Luego:

$$Kl = 0.408 \times 2.10 = 0.86 \text{ mt. que será la longitud de la zapata interior, y en definitiva el muro tendrá las dimensiones mostradas en la figura.}$$

Las dimensiones mostradas en la figura.



Verificación de la estabilidad del muro.-

El empuje valdrá:

$$E = 0.5 \times 1600 \times 6.572^2 \times 0.36 = 12400 \text{ Kg.}$$

Y sus componentes horizontal y vertical serán:

$$E_H = 12400 \times 0.766 = 9500 \text{ Kg.}$$

$$E_v = 12400 \times 0.643 = 8000 \text{ Kg.}$$

Tomando momentos con respecto al punto A tenemos:

<u>Secciones</u>		<u>Distancia</u>	<u>Momento</u>
1).- 0.5 x 0.20 x 5.5 x 2400 =	1320 Kg.	0.923 mt.	1210 Kg-mt.
2).- 0.25 x 5.5 x 2400 =	3300 "	1.115 "	3680 "
3).- 0.5 x 2.1 x 2400 =	2550 "	1.05 "	2650 "
4).- 0.86 x 5.5 x 1600 =	7600 "	1.67 "	12700 "
5).- 0.5 x 0.86 x 0.57x1600 =	394 "	1.812 "	714 "
6).- Ev.	<u>8000 "</u>	2.10 "	<u>16800 "</u>
	Pv = 23134 Kg.		M = 37754 Kg-mt.
	EH = 9500 Kg.	2.19 mt.	<u>-20800</u>
			MA= 16954 Kg.mt.

De donde: $X_r = \frac{16954}{23134} = 0.73 \text{ mt.}$

Es decir que la resultante cae practicamente dentro del limite del tercio central y por lo tanto las presiones en el extremo interno de la zapata serán cero, e tan pequeñas que se podrán despreciar.

Presiones en la zapata.-

$$p = \frac{P_v}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right) \text{ En nuestro caso } e = 0.32 \text{ mt.}$$

$$p = \frac{23134}{21000} \left(1 \pm \frac{6 \times 32}{210} \right)$$

$$p' = 2.015 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p'' = 0.185 \text{ Kg/cm}^2 \text{ que se puede despreciar.}$$

La presión p' es inferior a la que el terreno puede resistir porrrser terreno de aluvión es de 3Kg/cm²

Coefficiente de deslizamiento

Viene dado por la fórmula: $C_d = \frac{P_v \times f}{E_H}$

En nuestro caso f= 0.6

$$C_d = \frac{23134 \times 0.6}{9500} = 1.465$$

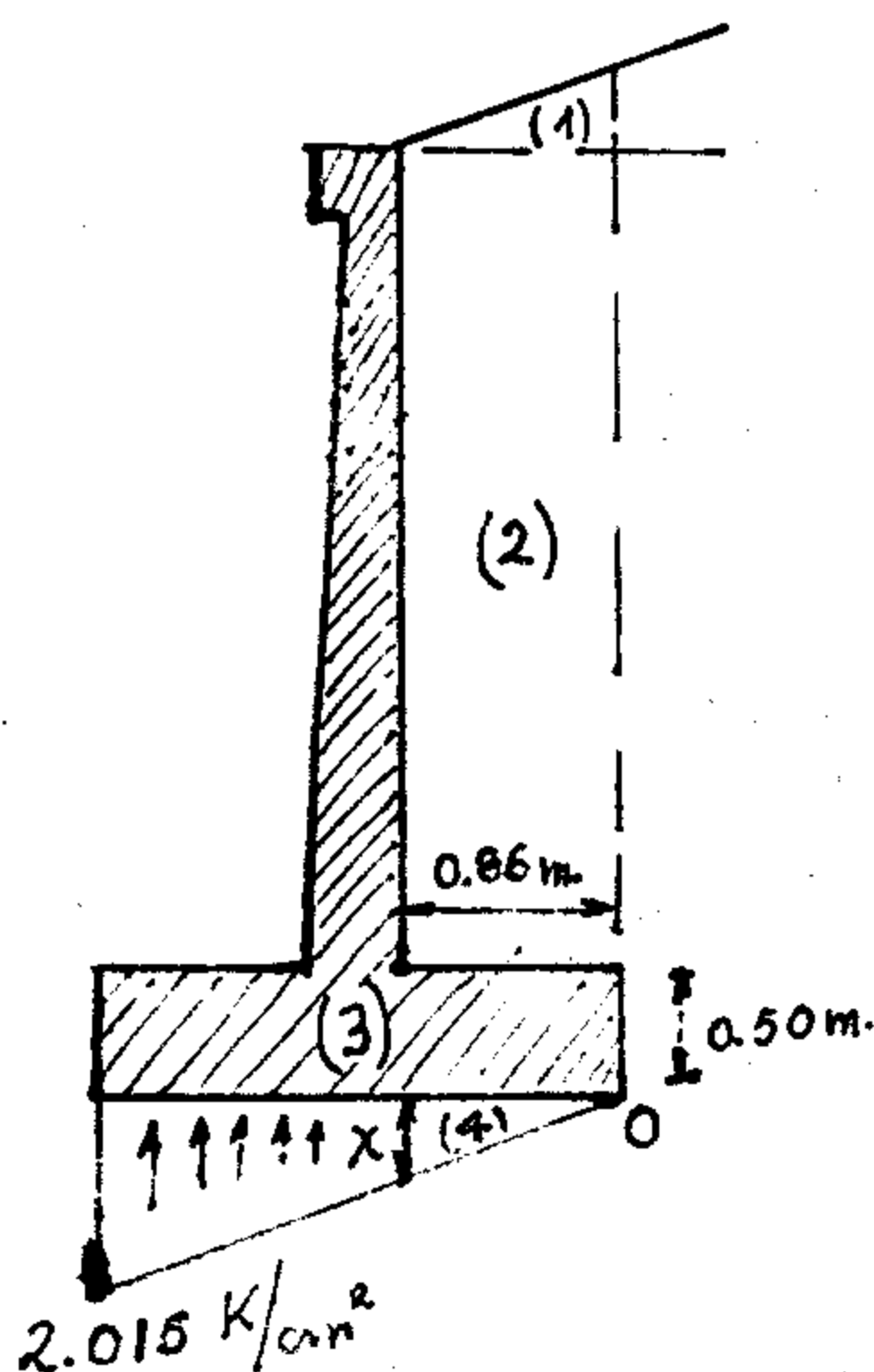
Coefficiente que como vemos es inferior a 2, pero que se puede aceptar porque en el cálculo no se ha considerado el empuje pasivo de las tierras que actúa en nuestro favor.

Cálculo de la zapata interior.-

Tomando momentos con respecto al punto medio de la zapata en la sección D-D' tenemos:

Las fuerzas que debemos considerar son:

- 1).- Peso del triangulo de tierra.
- 2).- " " rectángulo de tierras.
- 3).- Peso de la zapata interior.
- 4).- Reacción de la presión triangular en la zapata interior
- 5).- Reacción del empuje horizontal.



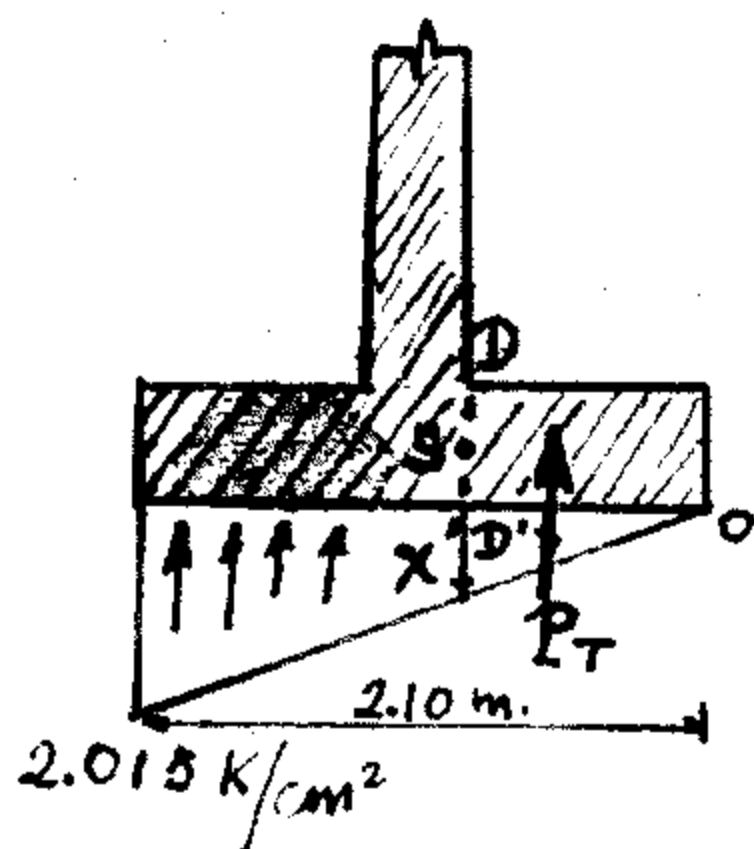
Las dos primeras fuerzas que ya se han calculado.

El peso de la zapata interior será:

$$P = 0.86 \times 0.50 \times 2400 = 1030 \text{ Kg.}$$

La reacción de la presión triangular en la zapata interior será:

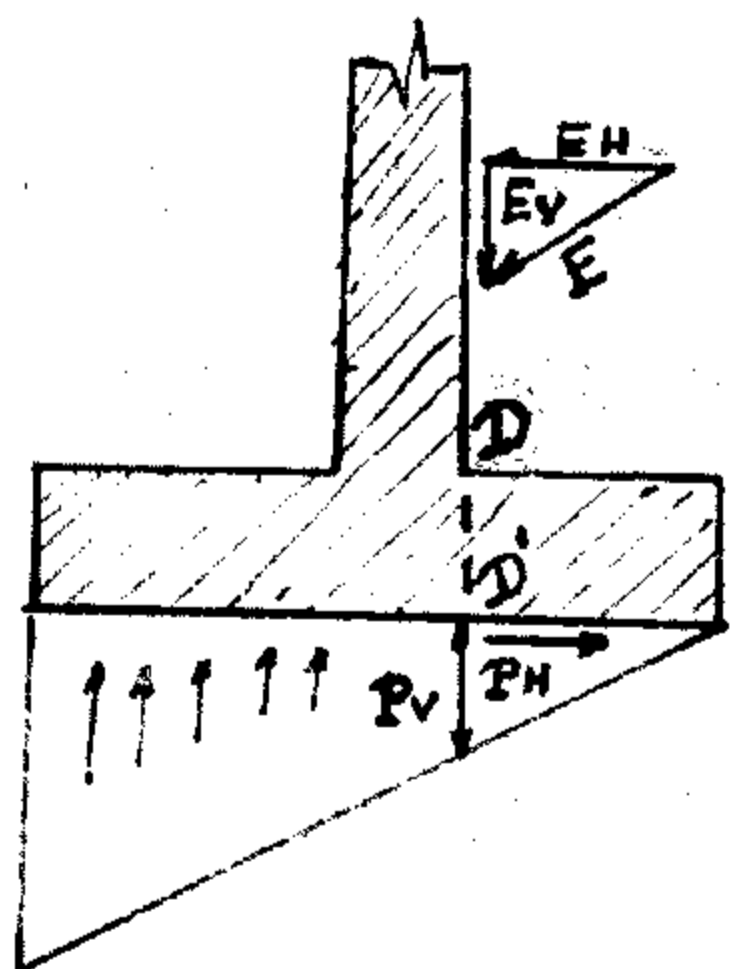
$$x = \frac{86 \times 2.015}{210} = 8220 \text{ Kg/m}^2$$



$$\text{Luego: } P_T = 0.5 \times 0.86 \times 8220 = 3550 \text{ Kg.}$$

La reacción del empuje horizontal, es aquella fuerza que considerando el caso estático tenemos que el rozamiento que actúa bajo la zapata será la fracción de empuje en ese punto.

$$\text{tg} \delta = \frac{E_H}{E_V} = \frac{9550}{23134} = 0.41$$



$$P_H = P_T \times \text{tg} \delta = 3550 \times 0.41 = 1455 \text{ Kg.}$$

Tomando momentos tenemos:

<u>Fuerzas</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
1).-Triángulo Tierras = 394 Kg.	0.573 mt.	225 Kg-mt.
2).-Rectángulo Tierras = 7600 "	0.430 mt.	3271 "
3).-Zapata Interior = 1030 "	0.430 mt.	444 "
+Pv = 9024 Kg.		+M = 3940 Kg-mt.
4).- -P _T = 3550 "	0.286 mt.	-M' = 1015 "
Σ P = 5474 KG.		M = 2925 Kg-mt.
5).- PH = 1455 Kg.	0.250 mt.	-M'' = 364 "
		Σ M = 2561 Kg-mt.

Luego la altura util será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{256100}{11 \times 100}} = 15.25 \text{ cm.} \rightarrow \text{Satisface}$$

Chequeo para el esfuerzo cortante, considerando un recubrimiento de 9 cm:

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{5474}{100 \times 0.866 \times 41} = 1.54 \text{ Kg/cm}^2$$

Vemos que tambien satisface por ser menor que

$$0.03 f'c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Area de Acero.-

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{256100}{1400 \times 0.866 \times 41} = 5.18 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi_{\frac{1}{2}}'' @ 24 \text{ cm.}$$

Adherencia.-

$$u = \frac{V}{\Sigma_o j d} = \frac{5474}{16 \times 0.866 \times 41} = 9.65 \text{ Kg/cm}^2$$

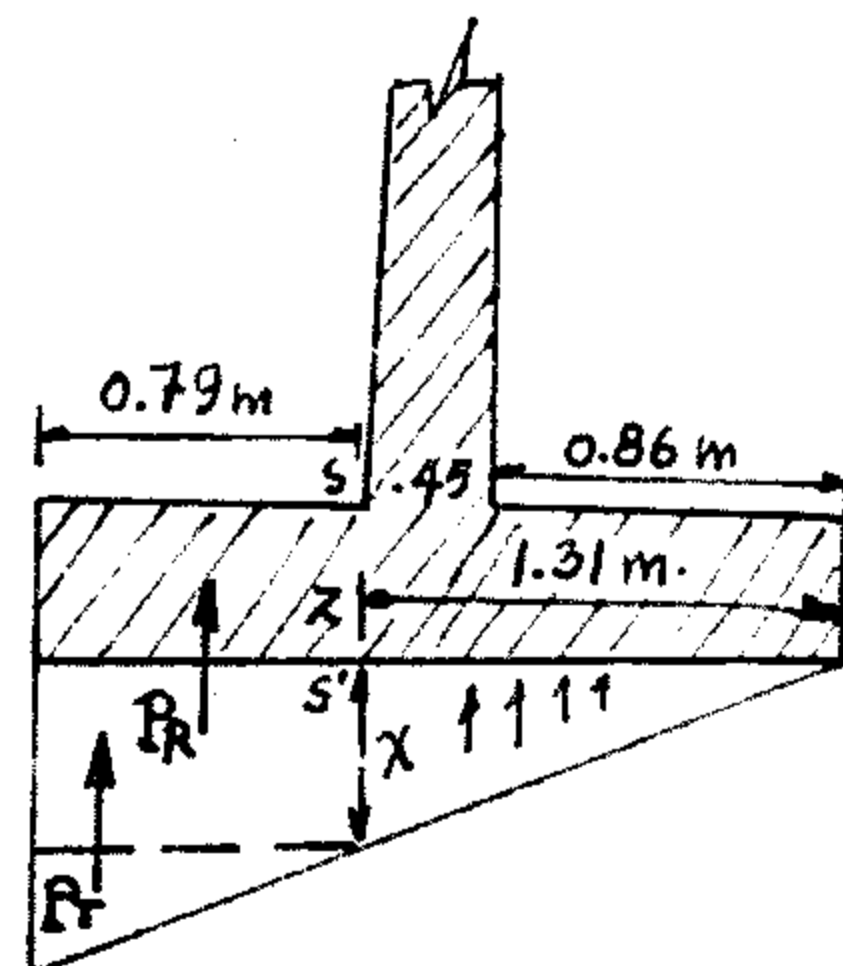
Satisface puesto que es menor que

$$u = 0.075 f'c = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de la zapata exterior.

Antes de colocar el relleno las fuerzas que actuan son:

- 1).- Presión del terreno, que se descompone en un triangulo y un rectangulo, donde según la figura tenemos:



$$x = \frac{2.015 \times 131}{210} = 12600 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_T = 0.5 \times 0.79 (20150 - 12600) = 2980 \text{ Kg.}$$

$$P_R = 0.79 \times 12600 = 9850 \text{ Kg.}$$

2).- Peso de la zapata exterior que vale:

$$P_z = 0.5 \times 0.79 \times 2400 = 950 \text{ Kg.}$$

3).- Reacción del empuje horizontal, que como en el caso anterior será la fracción de empuje que actúa bajo la zapata.

$$P_H = (2980 + 9850) 0.41 = 5280 \text{ Kg.}$$

Tomando momentos de todas estas fuerzas con respecto al punto medio de la zapata en la sección S-S' tenemos:

<u>Fuerzas</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
1). $P_T = 2980 \text{ Kg.}$	0.526 mt.	1565 Kg-mt.
2). $P_R = 9850 \text{ ''}$	0.395 ''	3900 ''
$\Sigma P = 12830 \text{ Kg.}$		$\Sigma M = 5465 \text{ Kg-mt.}$
3). $P_Z = -950 \text{ ''}$	0.395 mt.	$M_H = -375 \text{ ''}$
$\Sigma P = 11880 \text{ Kg.}$		$\Sigma M = 5090 \text{ Kg.-mt.}$
4). $P_H = 5280 \text{ ''}$	0.25 mt.	$M_H = -1315 \text{ ''}$
		$\Sigma M = 3775 \text{ Kg.-mt.}$

O sea que en este caso se produce una presión neta de abajo hacia arriba.

La altura util necesaria será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{377500}{11 \times 100}} = 18.6 \text{ cm} \rightarrow \text{Satisface}$$

Chequeo para el esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{11880}{100 \times 0.866 \times 41} = 3.35 \text{ Kg/cm}^2$$

Tambien satisface por ser menor que $0.03 f'c = 42 \text{ Kg/cm}^2$

Area de Acero.-

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{377500}{1400 \times 0.866 \times 41} = 7.6 \text{ cm}^2$$

A esta area de acero corresponden fierros de 1" a 70 cm., pero como por anclaje de la armadura principal del muro se deberá introducir todas las barras, tendremos en la zapata exterior fierros de 1" a 15 cm.

Adherencia.-

$$u = \frac{V}{\Sigma_j d} = \frac{11880}{48 \times 0.866 \times 41} = 7 \text{ kg/cm}^2$$

Satisface, puesto que es menor que

$$u = 0.075 f'c = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Nota.- Para toda la armadura de tracción hemos utilizado barras corrugadas y anclaje especial, terminando las barras en ganchos. En el plano adjunto se puede ver el diseño completo del muro.

DISEÑO DE LOS APOYOS

APOYO MOVIL.- Se encuentra en el estribo derecho y será de 2 placas por viga. Una adherida a la parte baja de la viga y otra con cierta curvatura fija al estribo.

Placa Superior.- Tendrá por longitud el ancho de la viga ó sea 60 cm.

El ancho "a" vendrá dado por

$$a = \frac{R}{f_c \times l}$$

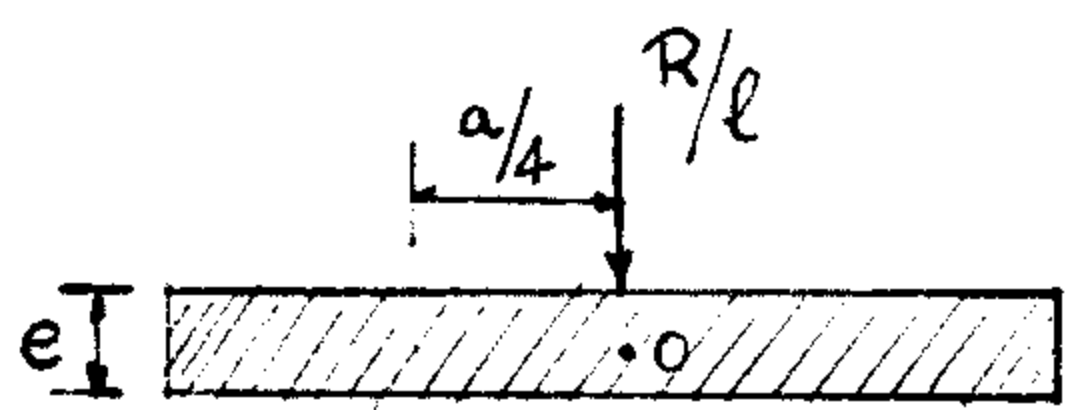
Donde: R = Reacción transmitida por la viga

f_c = Carga de trabajo a la compresión del concreto ciclópeo = 31.5 Kg/cm²

Sustituyendo tenemos:

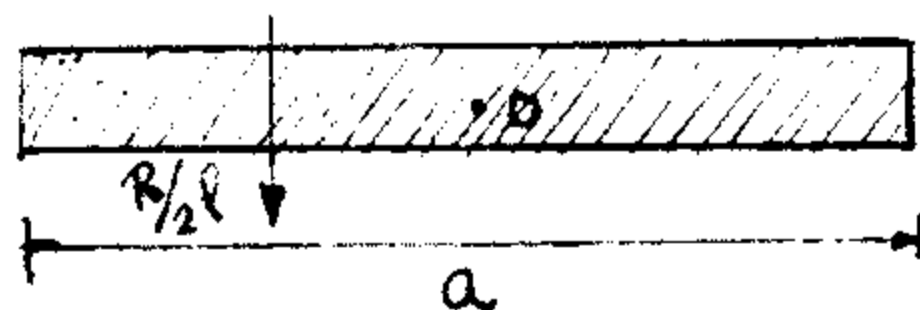
$$a = \frac{35510}{31.5 \times 60} = 18.8 \text{ cm.} \quad 20 \text{ cm.}$$

El espesor de la placa será, considerando a la viga con carga repartida $w = \frac{R}{l \times a}$



$$M_o = \frac{R a}{8 l} = \frac{35510 \times 20}{480} = 1480 \text{ Kg-cm}$$

$$e = \frac{6M}{f_s} = \frac{6 \times 1480}{1260} = 2.66 \text{ cm.}$$



$$e = 1-1/4''$$

Placa Inferior.- Se calcula igual a la superior y tendrá las mismas dimensiones; solamente en su parte superior se le dará una pequeña convexidad para facilitar el desplazamiento de la viga por efecto de temperatura.

Barras de Anclaje.- Las placas se anclarán, utilizando barras de fierro, las cuales se calculan para resistir el Esf. Cortante producido por fricción y frenado.

En el cálculo del estribo tenemos:

$$\text{Frenado} = 163 \text{ Kg./m. l.}$$

$$\text{Por viga será: } 489 \text{ Kg.}$$

$$\text{Fricción} = 35510 \times 0.05 = 1775.50 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo cortante total = 2264 Kg.

Suponiendo una carga de trabajo al corte de:

$$\tau = 8000 \text{ lb/\#} = 560 \text{ Kg/cm}^2$$

El area de acero será:

$$A_s = \frac{2264}{560} = 4.04 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 4 \emptyset 5/8" por seguridad, anclados 30 cm.

APOYO FIJO.- Se calcula, considerando como si se tratara de una columna zunchada con carga axial, igual a la reacción por viga.

Asumiendo:

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } f_s \text{ y.p.} = 2820 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (A.I.)}$$

tenemos:

$$f_s = 0.4 \times 2820 = 1128 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.225 \times 140 = 31.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego asumiendo $p_g = 0.01$

$$A_g = \frac{P}{f_c + p_g \times f_s} = \frac{35510}{31.5 + 0.01 \times 1128} = 830 \text{ cm}^2$$

Equivale a un area circular de 32.5 cm. de diámetro.

El area de acero necesaria vale:

$$A_s = p_g \times A_g = 0.01 \times 830 = 8.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \emptyset 5/8"$$

Especificaciones:

$$S_{c.a.c.} \geq 2.5 \emptyset = 2.5 \times 1.59 = 4 \text{ cm.}$$

$$S_{libre} > 1.5 \text{ diámetro de la piedra usada.}$$

En nuestro caso tenemos:

$$S_{c.a.c.} = \frac{3.14 \times 32.5}{5} = 2.04 \text{ cm.}$$

Zuncho.- Se calcula de acuerdo a las siguientes especificaciones:

$$p' = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \frac{f'_c}{f_{sy.p.}} \right)$$

$$\text{Donde: } A_c = A_g - A_s = 821.7 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo valores y resolviendo encontramos:

$$p' = 0.000224$$

Valor muy pequeño que daría un área de acero también pequeña para el zuncho. En nuestro caso adoptaremos zuncho de 1/4" y con un paso de 5 cm. cumpliendo en esta forma con:

$$3.5 \text{ cm} < S \text{ libre} < 7.5 \text{ cm.}$$

ENCOFRADO DEL PUENTE

Losa.-

La carga por m² será:

$$\begin{aligned} \text{por peso propio: } 0.2 \times 2400 &= 480 \text{ Kg.} \\ \text{por equipo y obreros} &= 100 \text{ " } \\ \text{por peso propio encofrado} &= \underline{50 \text{ "}} \\ w &= 630 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{o sea: } 0.063 \text{ Kg/cm}^2$$

a).- Tablas.-

Colocando transversales a 70 cm. (N° 8), el espesor mínimo de las tablas será:

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{630 \times 0.49 \times 100}{8}$$

$$M = 3850 \text{ Kg-cm.}$$

Considerando que $\sigma = 70 \text{ kg/cm}^2$, el espesor de las tablas por mt. vale:

$$h = \sqrt{\frac{6M}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 3850}{100 \times 70}}$$

$$h = 1.82 \text{ cm.}$$

Tomaremos tablas de 3/4" (N° 1)

Comprobación de la flecha:

$$y = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 0.063 \times 24000000}{384 \times 5.82 \times 100000}$$

$$y = 0.0338 \text{ cm} < \frac{1}{360} = 0.194 \text{ cm.}$$

b).- Transversales.-

Colocando 3 largueros (N° 9) entre el espacio comprendido por 2 vigas principales, la luz centro a centro de ellos será:

$$l = \frac{2.00}{2} = 1.00 \text{ mt.}$$

Luego:

$$M = \frac{630 \times 0.70 \times 1^2 \times 100}{8} = 5500 \text{ Kg-cm.}$$

Si suponemos un ancho de 3" = 7.6 cm., el espesor será:

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 5500}{70 \times 7.6}} = 7.9 \text{ cm.}$$

Tomaremos transversales de 3" x 3½" (N°6)

Comprobación de la flecha:

$$y = \frac{5 \times 0.063 \times 70 \times 100000000}{384 \times 100000 \times 445} = 0.129 \text{ cm} < \frac{1}{360}$$

Comprobación del esfuerzo cortante unitario

$$v = \frac{3V}{2bh}$$

$$v = \frac{3 \times 630 \times 0.7 \times 1 \times 0.5}{2 \times 7.6 \times 8.9} = 4.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Satisface por ser $v \text{ max} = 12 \text{ Kg/cm}^2$ en la madera.

c).- Largueros.-

Si colocamos puntales cada 1.40 mt., los largueros (Nº9) soportarán un transversal en el centro de la luz.

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{630 \times 0.70 \times 1 \times 1.60 \times 100}{4}$$

$$M = 17600 \text{ Kg-cm.}$$

El espesor será, tomando un ancho $b = 10 \text{ cmt. (4")}$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 17600}{10 \times 70}}$$

$$h = 12.2 \text{ cm.}$$

Usaremos largueros de 4" x 5"

Estos largueros satisfacen al esfuerzo cortante.

Viga.-

La carga por m.l. vale:

$$\text{por peso propio } 0.85 \times 0.6 \times 2400 = 1220 \text{ Kg.}$$

$$\text{por peso propio encofrado} \quad \quad \quad 100$$

$$\text{por operarios y equipo} \quad \quad \quad \underline{50}$$

$$w = 1370 \text{ Kg/m.l.}$$

a).- Tablas de Fondo.-

Si utilizamos tablas de 1" de espesor, los transversales se deberán colocar a:

Momento resistente:

$$M = \frac{\sigma b h^2}{6} = \frac{70 \times 60 \times 2.5^2}{6} = 4375 \text{ Kg-cm.}$$

Luego el espaciamento será:

$$e = \sqrt{\frac{8M}{100 w}} = \sqrt{\frac{8 \times 4375}{100 \times 1370}}$$

$$e = 0.505 \text{ mt.}$$

Asumiremos un espaciamento de 50 cm. En el cuadro (Nº 6.)

b).-Transversales

Colocaremos transversales de 3" x 3" y comprobaremos su resistencia al esfuerzo cortante solamente dada la pequeña luz que tienen:

Así tenemos:

$$V = 0.5 \times 1370 \times 0.5 = 311 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 311}{2 \times 7.6 \times 7.6}$$

$$v = 8.1 \text{ Kg/cm}^2 < 12 \text{ Kg/cm}^2$$

Estos transversales llevan el N° 4 y se apoyan en largueros con N° 15.

c).- Largueros.-

Se colocan 2 largueros por viga y apoyados sobre puntales N° 16 a 1.40 mt. de espaciamiento.

El momento vale:

$$M = \frac{1370 \times 1.4^2 \times 100}{2 \times 8} = 16800 \text{ Kg-cm.}$$

Si tomamos $b = 3''$ tenemos:

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 16800}{70 \times 7.6}} = 13.6 \text{ cm.}$$

Luego usaremos largueros de 3" x 5½"

d).- Tablas para los tableros de la viga.

Si colocamos travesaños N° 3 a 35 cm., el espesor de la tabla será, suponiendo que la presión del concreto es la de un fluido de 2.4 T/m³ de densidad.

Considerando la presión máxima el momento vale:

$$M = \frac{1 \times 0.65 \times 2400 \times 0.35^2 \times 100}{8} = 2480 \text{ Kg-cm.}$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 2480}{70 \times 65}} = 1.45 \text{ cmt.}$$

Usaremos tablas de 3/4" de espesor.

Puntales.-

Los mas cargados son los que se encuentran al lado de las vigas.

El peso que soporta cada puntal es:

$$\text{Peso de la losa, larguero N° 9} = \frac{1.40}{2} \times \frac{1.00}{2} \times 630 = 220 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso de la viga, larguero N° 15} = \frac{1370 \times 1.40}{2} = \underline{960 \text{ Kg.}}$$

$$P = 1180 \text{ Kg.}$$

Supondremos: $P = 1200 \text{ Kg.}$

En el perfil transversal del cauce del rio, vemos que si se pudiera apoyar los puntales sobre el mismo fondo, obtenemos una altura aproximada de 6 mt.

Aplicando formulas prácticas de manuales, tenemos para calcular la sección de los puntales:

Considerando que en una sección rectangular $b =$ lado mayor y $a =$ lado menor tenemos:

$$P = 180 \times \frac{ab^3}{l^2} \text{ donde } l \text{ en decimetros}$$

Asumiendo un valor de $a = 4''$, despejando b en la fórmula anterior se tiene:

$$b = \sqrt[3]{\frac{1200 \times 3600}{1800}} = 13.4 \text{ cm.}$$

Tomaremos puntales de $4'' \times 6''$

PARTE V

METRADOS Y PRESUPUESTO DEL PUENTE

Se supone que la obra se construirá en Lima.

Estribo Derecho.- (De concreto ciclópeo)

Volumen del cuerpo y alas	319.90 m ³
Volumen de la cimentación	277.40 m ³
	<u>597.30 m³</u>

Superficie de encofrado (Cuerpo Superior) 314.00 m²

Estribo Izquierdo.- (De concreto ciclópeo)

Volumen del estribo	90.00 m ³
Superficie encofrado	60.00 m ²

(No se encofra los lados, ni la parte posterior del estribo por estar ubicado en roca).

Puente.- (De Concreto armado)

Volumen total de concreto	62.40 m ³
Armadura	7415.46 Kg.
Encofrado	10878.50 pies ²

Costo del m³ de Concreto Ciclópeo

Volumen total de concreto ciclopeo	687.30 m ²
Superficie total encofrado	374.00 m ²
Esto equivale a 35 ϕ /m ³	

Considerando una mezcla de 1:3:6 con 30% de piedra grande

tenemos:

1).-Materiales

Cemento 8 sacos a S/.9 c/u	S/. 72.00
Hormigón 0.7 m ³ a S/.13 m ³	9.10
Arena 0.35 m ³ a S/. 13. m ³	4.55
Piedra grande 0.3 m ³ a S/.12 m ³	3.60
Clavos 1 Kg/100 ϕ a S/.4 Kg	1.40
Madera 35 ϕ /m ³ (3 usos) a S/.2.70 ϕ	31.50
Depreciación herramientas	<u>2.00</u>
	S/. 124.15

2).- Mano de Obra

Encofrado 35 ¢ a S/.0.50 ¢	S/. 17.50
Desencofrado 35 ¢ a S/.0.05 ¢	1.75
Vaceado y preparación 1 m ³ a S/14.00	14.00
Curado 1 m ³ a S/.0.30	0.30
Leyes Sociales 50% sobre M.O.	<u>16.78</u>
	S/. 50.33

Luego el m³ de concreto ciclopeo vale: 124.15 + 50.33 = S/. 174.48.

Costo del m³ de concreto armado

Volumen total de concreto armado	S/. 62.40 m ³
Peso total de la armadura	7415.46 Kg.
Encofrado de madera	10878.50 ¢
Luego son: 118.5 Kg/m ³ y 174.5 ¢/m ³	
Utilizando una mezcla 1:2:4 tenemos:	

1).- Materiales.

Cemento 8 sacos a S/9.00 c/u	S/. 72.00
Piedra chancada 0.8 m ³ a S/13 m ³	10.40
Arena 0.5 m ³ a S/. 13.00 m ³	6.50
Fierro 118.5 Kg. a S/. 2.50 Kg.	297.00
Clavos 1 Kg/100 ¢ a S/. 4.00 Kg.	7.00
Alambre 1 Kg/m ³ a S/. 4.50 Kg.	4.50
Madera 174.5 ¢ (5 usos) a S/.2.70 ¢	<u>94.50</u>
	S/. 491.90

2).- Mano de Obra.-

Encofrado 174.5 ¢ a S/.0.50 ¢	S/. 87.50
Desencofrado 174.5 ¢ a S/.0.05 ¢	8.75
Colocación y preparado Fierro a S/. 0.50 Kg.	59.25
Preparación y vaceado a S/.14 m ³	14.00
Curado a S/. 0.40 m ³	0.40
Leyes sociales 50% sobre M.O.	<u>84.95</u>
	S/. 254.85

Luego el m³ de concreto armado vale:

491.90 + 254.85 = S/. 746.75

PRESUPUESTO

<u>PARTIDA</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PRECIO UNIT.</u>	<u>COSTO</u>
Excavación.			
Roca blanda	90 m ³	S/. 4.47	S/. 403.00
Conglomerado	630 m ³	6.97	4400.00
Concreto			
Ciclopeo	687.30 m ³	S/. 174.48	120000.00
Armado	62.40 m ³	746.75	46500.00
Placas de Apoyo			
Movil	5	S/. 70.00	350.00
Fijo	5	30.00	<u>150.00</u>
			161803.00
		Utilidad contratista 10%	<u>16180.30</u>
			<u>S/. 177983.30</u>

PARTE VII

PASO A DESNIVEL

Un paso a desnivel es una obra de arte, que es necesario colocar en el cruce de 2 carreteras de 1er Orden de gran intensidad de tráfico.

El proyecto de un paso a desnivel, se halla sujeto a la naturaleza y características del terreno de la zona en la cual se quiere poner el paso a desnivel.

Como en nuestro caso no nos dan mayores datos del terreno, ni especificaciones de índole técnica, proyectaremos un paso a desnivel considerando que se haya situado en terreno plano, y se seguirán las especificaciones Norteamericanas dadas en el libro: "A Police on Grade Separations For Intersecting Highways", tratando de proyectar una obra económica, y con los factores de seguridad necesarios para las personas y sus vehículos.

Como el ángulo de cruce de las 2 carreteras principales es de 100° , y se desean todos los desvíos y enlaces posibles entre ellas, se proyecta el paso a desnivel de tipo de "trebol de 4 hojas" que es el que cumple con ésta especificación.

La diferencia de alturas entre las rasantes que se cruzan será de 5.40 mt., que corresponden 4.20 al gálibo para un H-15-S12 y el resto se distribuye entre el peralte de la estructura y margen de seguridad, debido a que en los puntos céntricos deberán intercalarse curvas verticales que tienden a disminuir esta altura entre rasantes.

Por razones de economía, una de las carreteras sube 2.70 mt. y la otra baja 2.70 mt.

Según las especificaciones antes enunciadas, la pendiente max. de las rampas de ascenso y descenso debe ser de 3.5%, nosotros usaremos pendientes de 2% a ambos lados y con una longitud de rampa de 1.35 mt.

Las curvas interiores de enlace, se han calculado para una velocidad max. de 40 Km/h y un peralte de 2%, dandonos una radio de 50 mt.

Los ramales exteriores de empalme entre las 2 vias principales tienen una curva de entrada y otra de salida.

En las especificaciones anteriores, para el cálculo de las curvas de entrada se debe asumir una velocidad de 60 Km/h y 2% de peralte, dándonos así un radio de 1.20 m.

Para las curvas de salida, se les calcula para una velocidad de 40 Km/h y peralte de 2%, puesto que los autos que se encuentren en este ramal y quieren ingresar a la carretera principal, deben esperar el despeje de vehículos de ésta última, siendo antieconómico calcular esta curva para una velocidad mayor cuando los vehículos que circulen en esta vía secundaria están sujetos al tráfico de la principal. Para los valores asumidos se encuentra un radio de 50 mt.

Como en la parte superior e inferior del puente, tenemos una diferencia algebraica de 4%, colocamos 2 curvas verticales de 40 mt. de longitud.

Las carreteras principales tienen un ancho de 6.60 mt. y 1 mt. de berma a cada lado. Las secundarias tienen la mitad de la principales o sea 4.30 mt.

Las pendientes en las curvas de enlace son menores de 1.5% , satisfaciendo a las especificaciones.

FIN.

BIBLIOGRAFIA.

- Caminos por J.L.Escario
- Caminos por J.A.Rigau
- Curso de Caminos por el Ing. R.Parraud.
- Apuntes de Caminos por el Prof. Ing.E.Echegaray.
- Curso de Puentes por el Prof. Ing. J.Quiroga.
- Apuntes de Concreto Armado por el Prof. J.Sarmiento.
- Manual de Drenaje "Armco"
- Reinforced Concrete Bridges por Taylor - Thompson
- Especificaciones Standar para Puentes 1949, adoptadas por la A.A.S.H.O.
- Empuje de Tierras y Muros de Sostenimiento por el Ing. J.Castiñeiras.
- Reinforced Concrete por D.Peabody
- Especificaciones para Concreto Armado del A.C.I.
- Estática Grafica por O.Henkel.
- Boletin sobre Firmes Estabilizados y Pavimentos del Laboratorio de Mecánica de Suelos e Investigacion por el Ing. M.Llanos.
- Revistas y Boletines afines con los cursos tratados.