

# Escuela Nacional de Ingenieros

Departamento de Ingeniería Civil

C A M I N O S

Proyecto de Grado  
Presentado por el ex-alumno

SAMUEL SUAREZ ORBEZO

Para optar el Título de  
INGENIERO CIVIL

Promoción  
1953

LIMA-PERU

1 9 5 5

I N D I C E

	<u>Págs.</u>
CUESTIONARIO DEL PROYECTO	6
<u>CAPITULO I</u> <u>RECONOCIMIENTO DE RUTA</u>	18
Trazado en rojo	21
Trazado en verde	22
Elección del Trazo	25
<u>CAPITULO II</u> <u>TRAZO DEFINITIVO</u>	27
Descripción del trazo	28
Trazo en Planta	34
Visibilidad	39
Sobreancho	41
Trazo en perfil	45
Curvas Verticales	51
Sección Transversal	55
Vehículo a utilizarse	60
Capacidad de Ascenso	61
Resistencia a la Tracción	63
Resistencia a la Rodadura	63
Resistencia del Aire	64
Resistencia debido a la pendiente del camino	65
Efecto de la altura	65
Distribución de la carga	68
Importancia de una buena distribución de la carga	71
<u>CAPITULO III</u> <u>CONSTRUCCION Y DRENAJE</u>	72
Areas de las secciones transversales	72
Cubicación de Cortes y rellenos	73
Método del area media	73
Trabajos con explosivos	91
Carga de los taladros	94
Trabajos con explosivos en cortes de carreteras	95
Construcción de Rellenos	101
Forma de ejecutar los rellenos	114
Condiciones de relleno de roca	115
Subrasante	116
Drenaje de carreteras y control de erosión	138
Drenaje superficial	139
Drenaje subterráneo o sub-drenaje	141
Drenaje de terraplenes	143
Drenes de filtraciones	143

	<u>Págs.</u>
Drenaje y subdrenaje de la base, afirmado y pavimento.	144
Control de erosión	145
Control de erosión en las cunetas	146
Control de erosión en los taludes	147
Drenaje del kilómetro en estudio	148
Alcantarillas	149
Diseño de una alcantarilla	152
Carga sobre las alcantarillas	153
Cálculo de las constantes de diseño	155
Cálculo de la losa	155
Area de Acero	160
Estribos y Muros	160
<u>CAPITULO IV</u> <u>PAVIMENTO Y OBRAS ACCESORIAS</u>	161
Clasificación de los suelos	161
Base o afirmado	163
Pavimento	172
Pavimentos asfálticos	173
Construcción	180
Extendido de la mezcla asfáltica caliente.	181
Juntas de construcción en las mezclas calientes.	182
Cálculo del espesor del pavimento.	185
Equipo mecánico necesario para la construcción del pavimento.	187
Señalización.	188
<u>CAPITULO V</u> <u>ESTUDIO ECONOMICO - ANALISIS DE PRECIOS</u>	
<u>PRESUPUESTOS</u>	189
<u>CAPITULO VI</u> <u>PUENTE</u>	202
Cálculo del puente	205
Cálculo de la viga Sardinell	219
Cálculo del arco	245
Esfuerzos debidos a la variación de temperatura.	259
Comprobación de las secciones.	261
Cálculo de los estribos	272
Cálculo del empuje	287
Cálculo del muro de contención	300
Encofrado del puente	307
Encofrado de la losa	312
Postes	315
Encofrado de las vigas	316

	<u>Págs.</u>
Estudio Económico	318
Análisis de precios unitarios	322
 BIBLIOGRAFIA	 325

---

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE CAMINOS PARA EL AÑO 1953

Este Proyecto consta de seis grandes capítulos:

- a) Reconocimiento de ruta (En el Plano al 50.000)
- b) Trazo definitivo (En el plano al 2.000)
- c) Construcción y drenaje del camino
- d) Diseño y construcción del pavimento y otras obras accesorias.
- e) Diseño y construcción de un puente y
- f) Estudio económico, análisis de precios y Presupuestos.

a) Reconocimiento de ruta.- En el Plano a la Escala 1:50.000, los alumnos buscarán la mejor ruta para unir los puntos que se indiquen en la siguiente forma:

Los alumnos del No. 1 al No. 10 harán el Estudio de la ruta AB en el Plano No. 1.

11                    20 harán el Estudio de la ruta CD en el Plano No. 2.

21                    30 harán el Estudio de la ruta EF en el Plano No. 3.

31                    40 harán el estudio de la ruta GH en el Plano No. 4.

41                    50 harán el estudio de la ruta IJ en el Plano No. 5.

51                    60 harán el estudio de la ruta KL en el Plano No. 6.

De las rutas estudiadas, marcarán en el Plano, las dos que encuentren más convenientes, y entre ellas se escogerá la que se estima la mejor, fundamentando ampliamente en la Memoria esta adopción.

b) Trazo definitivo. - Se hará el trazo definitivo en los Planos a Escala 1:2.000 en la siguiente forma:

Los alumnos del No. 1 al No. 10 trabajarán sobre el Plano No. 7, uniendo con trazo definitivo los puntos allí marcados, como sigue:

El alumno No. 1 hará el trazo de 1 a 2  
" 2 " " " " 2 a 1  
" 3 " " " " 3 a 4  
" 4 " " " " 4 a 3

y así sucesivamente.

Los alumnos del No. 11 al 20 trabajarán en el Plano No. 8 uniendo con trazo definitivo los puntos que allí se marcan en la forma siguiente:

El alumno No. 11 hará el trazo de 11 a 12  
" 12 " " " " 12 a 11  
" 13 " " " " 13 a 14  
" 14 " " " " 14 a 13

En la misma forma procederán los alumnos del 21 al 30 que trabajarán sobre el Plano No. 9, los alumnos del No. 31 al 40 trabajarán sobre el Plano No. 10, los alumnos del 41 al 50 en el Plano No. 11 y los alumnos del No. 51 al No.

60 en el Plano No. 12.

Harán el trazado definitivo completo, con perfil longitudinal, secciones transversales, metrado y Presupuesto, sólo del primer kilómetro a partir del punto de iniciación del trazo. Los otros kilómetros deberán ser también trazados en plano y se obtendrá perfil longitudinal de este trazo, pero como no se van a sacar todas las secciones, se ubicará sólo una rasante preliminar no siendo tampoco necesario poner las cotas del terreno ni de la rasante en el perfil. Sólo se requiere que se ponga el trazo en la última línea inferior del perfil.

Para hacer el estudio definitivo del kilómetro que le corresponda a cada alumnos, se deberá de tener en cuenta lo siguiente:

1.- Que se trata de una Carretera de primera clase y con una densidad de tránsito de 500 camiones y 300 automóviles diarios.

2.- Que deberán seguirse las "Normas para Estudios de Carreteras" aprobadas por la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento y que según la topografía que se encuentre se adoptarán las características para topografía Plana, ondulada o accidentada.

3.- Para el establecimiento de las obras de drenaje se supondrá que en la zona las máximas precipitaciones pluviométricas en un día llegan a los 30 mm.

4.- Las dimensiones y cargas máximas de los vehículos que circulan por la carretera, serán las siguientes:

Carga Tipo H-15	S-12
Longitud total	15 m.
Ancho total	2.40
Altura total	4.20

Los alumnos deberán de informarse en el Comercio los camiones que más se aproximan a estas condiciones, y, según los datos que obtengan, calcularán su capacidad de ascenso y la distribución de la carga.

5.- La clasificación que se adopte para el terreno será la siguiente:

Para los alumnos del No. 1 al No. 10 - Plano No. 7

Para los primeros 400 m. Rocas blandas.

Para los 300 m. siguientes materiales sueltos.

Para los últimos 300 m. 90 % rocas duras y 10 % de materiales sueltos.

Para los alumnos del No. 11 al No. 20 - Plano No.8.

Para los primeros 200 m. materiales sueltos.

Para los 600 m. siguientes rocas duras.

Para los últimos 200 m. 40 % rocas duras y 60% rocas blandas.

Para los alumnos del No. 21 al No. 30 - Plano No. 9.

Para los primeros 300 m. materiales sueltos.

Para los 300 m. siguientes rocas blandas.



Para los 400 m. finales 50 % rocas blandas y 50 % rocas duras.

Para los alumnos del No. 31 al 40 - Plano No. 10.

Para los 400 m. primeros, materiales sueltos.

Para los 400 m. siguientes 50 % materiales sueltos y 50 % rocas blandas.

Para los 200 m. restantes rocas blandas.

Para los alumnos del No. 41 al No. 50 - Plano No. 11.

Para los 500 primeros metros 70 % mat. sueltos- 36% rocas blandas.

Para los 200 m. siguientes 100 % materiales sueltos.

Para los 300 m. restantes 30 % rocas blandas, 10 % rocas duras y 60% materiales sueltos.

Para los alumnos del No. 51 al 60 -Plano No. 12.

Para los primeros 500 m. 50 % rocas blandas, 50 % rocas duras.

Para los 500 m. restantes 100 % rocas duras.

6.- Al hacer el estudio deberá tenerse en cuenta que si bien se trata de construir una carretera de primer orden, no debe descuidarse el factor económico ya que debe de haber cierto balance entre la bondad de las características y el costo de la obra. Este balance llevará en muchos casos a estudios comparativos de costo en algunas soluciones parciales y en la Memoria se deberá de fundamentar cada una de las soluciones adoptadas, tanto para la construcción del camino mismo, como del pavimento, el puente y otras obras.

c) Construcción y drenaje. - Para el planeamiento de la construcción se deberá de hacer un estudio de la compensación longitudinal mediante el Diagrama de las Masas, en el kilómetro de que se trata, calculándose las distancias medias de transporte y la distribución de los volúmenes. Se fundamentará la elección de la línea de balance adoptada.

Una vez calculada la curva de las masas se elegirá el equipo que se estime necesario comprar para la construcción de la Carretera, suponiéndose que se dispone de fondos para adquirir todas las máquinas que sean necesarias. Se recomendarán, marcas, modelos y tipos de equipo, justificando en cada caso la recomendación, y adjuntándose como parte del Proyecto, los catálogos de los Fabricantes de las máquinas recomendadas.

Elegidas las máquinas, se proyectará su coordinación el el trabajo y se darán los lineamientos generales para el planeamiento de la construcción. Se calcularán los rendimientos tomándose 0.60 como "factor de eficiencia".

Considerando los jornales medios que se pagan en los trabajos de la zona de Lima, se calcularán los costos de operación de cada una de las máquinas, así como el costo del movimiento del metro cúbico para cada una de las clases de materiales que se dan en el acápite 5o.

En las zonas donde se encuentre roca, se seleccionará la maquinaria especializada y se planeará la carga y

ejecución de los tiros, calculándose la cantidad de explosivos que se empleará en el trabajo.

Se describirá la construcción de un relleno y de la subrasante siguiéndose los sistemas modernos indicados por la Mecánica de Suelos y el Equipo especializado que se requiere.

Se hará una valorización de los trabajos de explanación suponiendo que en todo el kilómetro se tiene un avance del 50 % en el movimiento de tierras, con el fin de poder hacer un pago parcial a la empresa que tiene a su cargo los trabajos.

Para el sistema de drenaje, se considerará tanto el drenaje superficial como el subdrenaje, proyectándose, además del drenaje del camino mismo, el drenaje de las zonas adyacentes, que por la topografía del terreno puedan considerarse necesario. Siendo la zona lluviosa se deberá considerar algún sistema de control de erosión. Se darán planos y detalles de una alcantarilla metálica o de conc. de 1 m. de luz.

d) Pavimentos y obras accesorias.- Dado que la carretera es de primera clase y debiendo soportar un tránsito pesado, se diseñará un pavimento de tipo superior, ya sea asfáltico o de concreto, discutiéndose el espesor del diseño y fundamentando la adopción de tal o cual tipo de pavimento.

Se supondrá que las canteras de las cuales se va a sacar el material granular para el afirmado y el asfaltado están ubicadas a 3 km. de la estaca 50 del kilómetro trazado. La cantera es de roca compacta. Se indicará el equipo necesario para la explotación de la cantera, así como su coordinación. Se darán algunas graduaciones recomendables para el afirmado y asfaltado.

Se darán detalles de todas las etapas de la construcción del afirmado y de la superficie de rodadura y se indicará el equipo especializado que se requiere para su ejecución. Se planeará su coordinación y se darán las marcas y modelos recomendados.

Para el diseño, se considerará el tipo de suelo dado en la clasificación del kilómetro, asimilándolo a la clasificación de suelos los del Bureau of Public Roads de los E.E.U.U.

Se harán diseños de secciones transversales tipo, a Escala 1:50 para los casos de cortes, de media ladera y de relleno completo, dándose el detalle del afirmado y del pavimento.

Se proyectará la señalización, parapetos y demás obras accesorias del camino.

e) Proyecto de Puentes.- Los alumnos de los números 1, 2, 3 inclusive diseñarán un puente del tipo que deseen elegir; de uno o varios tramos con vigas articuladas,

continuas, pórticos o arcos. No se adoptarán soluciones de vigas simplemente apoyadas de pequeñas luces con pilares intermedios, pero si se puede emplear puentes de acero de un sólo tramo y en concreto pre-tensionado cualquiera solución.

La sobrecarga será H<sub>2</sub>O S<sub>16</sub> y las luces serán de 31 m. para el alumno No. 1, 32 m. para el No. 2, etc. hasta el No. 30 a que le corresponderá 60 m.

El alumno tomará el plano y perfil adjunto para diseñar las bases del puente.

Los alumnos de los números 31 a 60 diseñarán un puente en pórtico para pasar la carretera del proyecto sobre otra existente. Las luces entre centros de apoyos y las sobrecargas serán las siguientes:

Sobrecargas	H <sub>2</sub> O S <sub>12</sub>	H 15	H 10
Luces	Número de Orden del alumno		
11	31	41	51
12	32	42	52
13	33	43	53
14	34	44	54
15	35	45	55
16	36	46	56
17	37	47	57
18	38	48	58
19	39	49	59
20	40	50	60

Se adoptarán las especificaciones de la ASSHO.

f) Estudio económico, análisis de precios, presupuesto y especificaciones.- Según lo expuesto en el acápite "Construcción y drenaje" se deberá de hacer un análisis del costo unitario para las distintas máquinas que se usarán en la construcción del camino. Esto mismo deberá de hacerse con las máquinas usadas en la construcción del pavimento.

Se harán análisis de precios de las distintas etapas de la construcción del camino y del pavimento.

Conociéndose los precios unitarios y teniéndose a la mano los metrados respectivos, se formularán los Presupuestos para cada clase de obra, y se formulará también el presupuesto general del trabajo.

El alumno formulará un Pliego de especificaciones para la construcción del camino suponiendo que se va a entregar el kilómetro a una empresa contratista. En dichas especificaciones centralizará ordenadamente y en detalle todas las operaciones que deberá de ejecutar la citada empresa al efectuar la construcción del camino y del pavimento.

#### MEMORIA Y JUEGO DE PLANOS

La memoria deberá de comenzarse con una copia de las presentes especificaciones, indicándose el número de orden que corresponda al alumno. Se hará una relación detallada de las curvas horizontales trazadas en el kilómetro, de las de transición, de las verticales y los cálculos de visi

bilidad que correspondan.

Contendrá la relación detallada de cada una de las obras a ejecutarse y la discusión y fundamentación de las soluciones adoptadas según lo expuesto en el párrafo 6o. del acápite "Trazo Definitivo".

Para mejor ilustración de los alumnos se les aclara que el Plano del reconocimiento no corresponde a la misma zona del Plano del trazo y que el perfil dado para el Puente no corresponde a ningún punto de ubicación del cruce del río en los Planos al 2.000.

Además, tratándose de un estudio específico, no se aceptará Proyectos con copia de Normas, especificaciones o capítulos de textos existentes. El alumno debe de estudiar y analizar su problema particular.

Se presentará como mínimo los siguientes planos:

- 1) Plano general del reconocimiento de ruta a Escala 1:50.000
- 2) Perfiles longitudinales comparativos de los reconocimientos efectuados a Escala horizontal 1:50.000 y vertical 1:5.000.
- 3) Plano del trazo definitivo a Escala 1:2.000.
- 4) Perfil longitudinal del eje proyectado entre los dos extremos del trazo. Sólo se calculará el kilómetro que le corresponda, según el acápite b). Las escalas serán 1:2.000 horizontal y 1:200 vertical.
- 5) Pliego de secciones transversales del kilómetro respectivo a Escala 1:200.
- 6) Diseños de secciones transversales a Escala 1:50 según lo indicado en el acápite d). Pavimento.

- 7) Diseños de las obras y estructuras de drenaje (alcantarillas, drenaje (alcantarillas, drenes, etc. tanto sū perficial como subterráneo).
- 8) Los planos pedidos en el acápite c) Puente.

Lima, 20 de marzo de 1953

Ing. RAUL PARRAUD

Ing. JUAN QUIROGA A.



## CAPITULO I

### RECONOCIMIENTO DE RUTA

Los puntos a unir, son los puntos E y F del plano No. 3 a escala 1:50,000. Para tener puntos principales que guían la ruta se tiene los llamados de control y son de índole diversa:

- a) Caseríos a cuyo lado interesa pasar.
- b) Sitios de puentes y en especial cuando tales sitios son marcadamente obligados.
- c) Las abras cuando hay que vencer una cumbre para pasar a la otra falda del cerro.
- d) Las zonas de terreno firme en las regiones pantanosas.
- e) Las crestas o filos secos en las pampas anegadizas.
- f) Los sitios en que puede construirse con facilidad pasos superiores o inferiores para cruzar una vía férrea.
- g) Canteras o depósitos de grava que se desean cerca de la vía, a fin de poder emplear para la construcción.

Después de haber estudiado varias rutas en el plano No. 3, tenemos que los dos más convenientes son:

Los trazados en ROJO y VERDE, teniendo estos un

trazo común desde E a 3.

Como se ha dicho, los puntos a unir son E y F.

El punto E se halla en la ladera de una divisoria de primer orden a 4,200 sobre el nivel del mar que se encuentra en una dirección Nor oeste (para ello se ha asumido una dirección al plano), a una altura de 3,800 m. sobre el nivel del mar, El punto F, que se halla también en la divisoria de 1o. orden, dirección Norte. Están separados estos dos puntos por una divisoria principal y otras secundarias que siguen direcciones más o menos paralelas y otras transversales a la divisoria principal comprendiendo sus respectivos talwegs, siendo la dirección de las aguas hacia la parte Norte y sur de la dirección asumida en el plano.

Las pendientes que se han tomado son:

Las pendientes medias máximas compensadas para secciones de 10 en 10 km. o menos de ascenso o descenso hasta el límite de 1/2 %.

A l t u r a	Carretera de 1o. y 2o. Orden
0 - 1,000 m.	4.6 %
1,000 - 2,000 m.	4.2 %
2,000 - 3,000 m.	3.8 %
3,000 - 4,000 m.	3.4 %
4,000 o más	3.0 %

De tal manera que al realizarse el trabajo definitivo se tendrá pendientes límites por que en ellos se elimina sinuosidades y ciertas curvas, de tal manera que entre dos puntos de reconocimiento con determinada pendiente aumentará dicha pendiente en el trazo definitivo.

Las pendientes en el plano a curvas de nivel se han llevado con una abertura determinada del compás a la escala correspondiente.

La abertura a escala natural es:

$$= \frac{100 E}{1} = \frac{E}{1 \%}$$

El valor de E es la diferencia de nivel entre dos curvas sucesivas, en nuestro caso 25 m. y el valor de la pendiente  $i = 3.4\%$  hasta una altura de 4.000 m. será pues:

$$= \frac{25}{0.034} = 735 \text{ m.}$$

esa distancia a la escala del plano 1:50,000 será:

$$= \frac{735 \times 1}{50.000} = 14.7 \text{ mm.}$$

---

$$= 1.47 \text{ cm.}$$

---

y así se determinarán para las demás pendientes elegidas.

TRAZADO EN ROJO

Saliendo de E, que está a 3,800 m. sobre el nivel del mar, con una pendiente de 3.4 %, por la margen izquierda del río comprendido entre dos divisorias del 1er. orden y 2o. orden, dirección de Este a Oeste; llegamos al punto I a una altura de 4,000 m., recorriendo una longitud de 5,900 m. De aquí, siguiendo por dicha margen con una pendiente de 3% hasta el punto 2 que está a 4,300 m., recorriendo una longitud de 10,000 m. de 2 a 3 que está a 4,575 m. cerca de la divisoria de primer orden con una pendiente de 2.75 %, una longitud de 10,000 m. para llegar a 4 que está a 4,600 m. con una pendiente de 2 % con una longitud de 1,250 m., es decir pasando por el abra A ; luego continuamos con una pendiente de 3 % por la falda derecha de la divisoria de 1er. orden hasta el punto 5 que está a 4,800 m. con una longitud de 6,000 m., para continuar con una pendiente de 0.56 % y pasando por el abra B a la falda izquierda de la divisoria de primer orden llegamos a 6 que está en los 4,825 m. recorriendo una longitud de 4,500 m., seguimos por dicha falda con una pendiente de 0.88 % hasta 7 que está a 4,900 m. (es decir la parte más alta) con una longitud de 8,500 m. de aquí descendemos con 2.45 % hasta 8 que está en los 4,700 m. con una longitud de 8,250 m., siguiendo por la ladera izquierda con una pendiente de 2.9 % hasta 9 que está a 4,425 m.

una longitud de 9.500 m. de 9 continuamos con 3 % siguiendo la misma ladera hasta F que está a 4,200 m. sobre el nivel del mar con una longitud de 7,500 m.

La longitud total recorrida será :

Tramo	Pendiente	Altura (m)	Longitud (m)
E - 1	3.4 %	3.800 - 4.000	5.900
1 --2	3 %	4.000 - 4.300	10.000
2 - 3	2.75 %	4.300 - 4.575	10.000
3 - 4	2 %	4.575 - 4.600	1.250
4 - 5	3 %	4.600 - 4.800	6.000
5 - 6	0.56 %	4.800 - 4.825	4.500
6 --7	0.88 %	4.825 - 4.900	8.500
7 - 8	2.45 %	4.900 - 4.700	8.250
8 - 9	2.90 %	4.700 - 4.425	9.500
9 - F	3 %	4.425 - 4.200	7.500
T O T A L :			71,400 m.

TRAZADO EN VERDE

Hasta el punto 3 el trazo es común para los dos reconocimientos, a partir de 3 pasando el abra A y la falda derecha de la divisoria de primer orden, llegamos a 4' que está a 4.600 m. con una pendiente de 0.53 %, con una

longitud de 4.750 m.; siguiendo dicha falda llegamos a 5' que está a 4,800 m. con una pendiente de 2.75 % y una longitud de 7,250 m., de aquí pasando por el abra B' hasta llegar a 6' que está a 4,825 m. con una pendiente de 0.6% y una longitud de 4,250 m. para llegar a la cumbre 7' que está a 4,875 m. con 2.95 % y un recorrido de 1,700 m., siguiendo la ladera izquierda de la divisoria de segundo orden; luego de 7' por el abra C' descendemos hasta 8' que está a 4,850 m. con una pendiente de 0.91 % con una longitud de 2,750 m., de 8' a 9' que está a 4,675 m. una longitud de 6,750 m. ; de 9' a 10' que está a 4,525 m. que viene a ser un farallón de una divisoria de segundo orden con una pendiente de 3 % con una longitud de 5,000 m. ; luego de 10' pasando por el talweg D' y siguiendo la ladera izquierda de otra divisoria de segundo orden llegamos a 11' que está a 4,475 m. con una pendiente de 0.61 %, recorriendo una longitud de 8,250 m. para continuar hasta 12' que está a 4,450 m. con 1.45 % y una longitud de 1,750 m. de aquí se sigue por la ladera derecha de la divisoria última hasta el talweg del mismo orden, llegando a E' para continuar por la ladera izquierda de la divisoria de primer orden con una pendiente de 2.95 % y llegar a F que está a 4,200 m. sobre el nivel del mar con una longitud de 8,500 m.

La longitud total recorrida será :

Tramo	Pendiente	Altura (m)	Longitud (m)
E - 1	3.4 %	3,800 - 4,000	5,900
1 - 2	3.0 %	4,000 - 4,300	10,000
2 - 3	2.75 %	4,300 - 4,575	10,000
3' - 4'	0.53 %	4,575 - 4,600	4,750
4' - 5'	2.75 %	4,600 - 4,800	7,250
5' - 6'	0.60 %	4,800 - 4,825	4,250
6' - 7'	2.95 %	4,825 - 4,875	1,700
7' - 8'	0.91 %	4,875 - 4,850	2,750
8' - 9'	2.60 %	4,850 - 4,675	6,750
9' - 10'	3.00 %	4,675 - 4,525	5,000
10' - 11'	0.61 %	4,525 - 4,475	8,250
11' - 12'	1.45 %	4,475 - 4,450	1,750
12' - F	2.95 %	4,450 - 4,200	8,500
TOTAL :			76.850

ELECCION DE TRAZO

	TRAZO ROJO	TRAZO VERDE
Longitud	71.400 m	76,850 m.
Cambio de pendientes	10	13
Pendiente max.	3.4 %	3.4 %
Pendiente mín.	0.56 %	0.53 %
Cursos de agua (Número de Alcantarillas)	23	27

Los dos tramos se desarrollan con pendientes favorables, siendo en general mucho más suaves los del trazo en verde. Con respecto al número de curvas, el trazo rojo tiene menos que el verde; lo mismo se tiene que el número de cursos de agua es menor en el trazo rojo que en la verde, por lo tanto menor número de alcantarillas.

Además de estos se tiene que tener en cuenta otros factores, así : como conocer la naturaleza del suelo, puede ser arenosa, arcillosa, dura, suave, etc., lo mismo que la calidad de la roca, ya sea roca blanda, dura, etc.; luego se verá en la parte alta, cumbre, puna )en nuestra sierra) si el suelo es fangoso, etc. Otra de las condiciones es la pluviométrica, que sirve para determinar el verdadero número de alcantarillas. Mas como no se conoce estas característi-



cas, considero para ambos casos la misma calidad de Suelo y Roca.

Otro factor sería la altura, mientras que el trazo rojo atraviesa a una altura de 4,900 m. sobre el nivel del mar y su trazo permanece más en la cumbre que el trazo verde que está a una altura de 4,875 m. sobre el nivel del mar, para descender más rápido a terreno más bajo que el anterior, esto juega papel importante en la potencia del motor de los camiones y por lo tanto influye en el aumento de gasto en la gasolina ; pero en nuestro caso la diferencia de altura en los dos trazos es poco, lo mismo en la longitud que se mantienen, esto es en la cumbre.

De todo esto se deduce que el factor predominante para la elección de estas dos rutas será su longitud : siendo el trazo Rojo menor en 5,450 m. más corto que el verde, lógicamente este es el trazo que se debe considerar más conveniente.

C A P I T U L O      I I

TRAZO DEFINITIVO

Despues del trazo de reconocimiento viene el definitivo ; pero, en nuestro caso, los planos son diferentes, haciendo notar que en la práctica, despues de haber hecho el reconocimiento y de elegir una ruta, sobre esta base nos fundamentamos para hacer el trazo definitivo.

En el plano No. 9 a escala 1:2.000, los puntos a unir son del 25 al 26 y vemos que es un terreno de topografía accódentada con un río situado más o menos en la mitad y que las cotas de partida y llegada están comprendidas entre 900 m. y 1090 m., según las especificaciones es una zona lluviosa donde se debe construir una carretera de primera clase.

Las caracterósticas técnicas que deben tenerse presente en su construcción en Topografía Accidentada son :

Velocidad Directriz : 45 Km/hora

Carga Tipo H-15-S12 cuyas dimensiones son : Longitud total 15 m., ancho total : 2.40, altura total 4.20.

Superficie de rodadura 6.00 m.

Bermas 0.50 m.

Ancho de cuneta 0.50 m.

Profundidad de cunetas 0.30 m.

Radio mínimo	56.00 m.
Peralte máximo	8 ‰
Visibilidad de frenado	52 mts.
Visibilidad doble	86 mts.
Visibilidad de paso	170 mts.
Pendiente máxima	6 ‰

Descripción del trazo

En las especificaciones se nos dá como puntos de unión el número 25 al 26 situados respectivamente a los 900 y 1090 metros sobre el nivel del mar ; para ello las normas nos dan pendientes máximas :

Pendientes Máximas

---

0 - 1,000 m	6 ‰
1000- 2,000 m	5.6 ‰

---

Pendiente media máxima

---

0 -- 1,000	4.6 ‰
1,000- 2,000	4.2 ‰

---

Siendo la pendiente mínima 1/2 ‰.

El primer paso al salir del punto 25 fué determinar la posición del Puente para pasar el río, que pasa junto a este punto (margen derecha) dando la plataforma una

pendiente de 1/2 % que se prolonga en línea recta hasta los 206.60 m. (margen izquierad). Luego, a partir de este punto, llevamos una línea de pendiente que nos dió una idea por donde debíamos hacer la carretera, con pendientes medias de 4.6 % hasta los 1,000 m. y 4.2 % de 1.000 - 1090 m. ( que practicamente es la de reconocimiento).

Despues de varaios tanteos obtuvimos una línea de pendiente bastante aceptable y más favorable, respecto al número de curvas que, en mi caso, se tiene un número reducido comparado con otros trazos que he desechado. Despues se procedió a trazar las tangentes y curvas.

Lo ideal sería que el trazo se hiciera ajustándose en lo más posible a la línea de pendientes, sería la solución mejor y traería menos dificultades, ya sea en los cortes y rellenos, etc. ; pero en la práctica esto es imposible y más tratándose de un terreno accidentado y una carretera de primera clase.

Escogido el trazo definitivo y al trazar las tangentes y curvas, nos encontramos con las dificultades siguientes:

a) A partir de la distancia de 1436 m. comienza una curva número 2 de volteo (que debe evitarse en lo posible) con un radio de 36 m. ; para lo cual, según las normas se ha disminuído la velocidad directriz en un 20 % y con la curva No. 3 forman curvas reversas, de tal manera que su lon-

gitud mínima entre el PT de una curva y el PC de la otra curva, será según las normas lo que corresponde a la suma de las longitudes de las rampas de cada curva. Las longitudes de Rampa de peralte está comprendido entre 50 y 100 veces el peralte mismo y el peralte se obtiene por la fórmula :

$$P : \frac{V^2}{2.28 R}$$

De tal manera que para las curvas No.2 y No.3 se tiene :

$$\text{Curva No. 2 } P : \frac{V^2}{2.28 R} : \frac{36^2}{2.28 \times 35} : \frac{1300}{2.28 \times 35} : 16.2\%$$

(Tomándose como máximo 8 % según las normas)

$$\text{Curva No. 3 } P : \frac{V^2}{2.28 R} : \frac{45^2}{2.28 \times 120} : \frac{2.050}{2.28 \times 120} : 7.5 \%$$

Para la curva No. 2 la rampa de peralte será :

$$P : 0.08 \times 7 : 0.56 \text{ m.}$$

Para la curva No. 3 la rampa de peralte será :

$$P : 0.075 \times 7 : 0.53 \text{ m.}$$

Tomando 50 veces el peralte mismo, tenemos :

$$0.56 \times 50 = 28 \text{ m}$$

$$0.53 \times 50 = \underline{26.5}$$

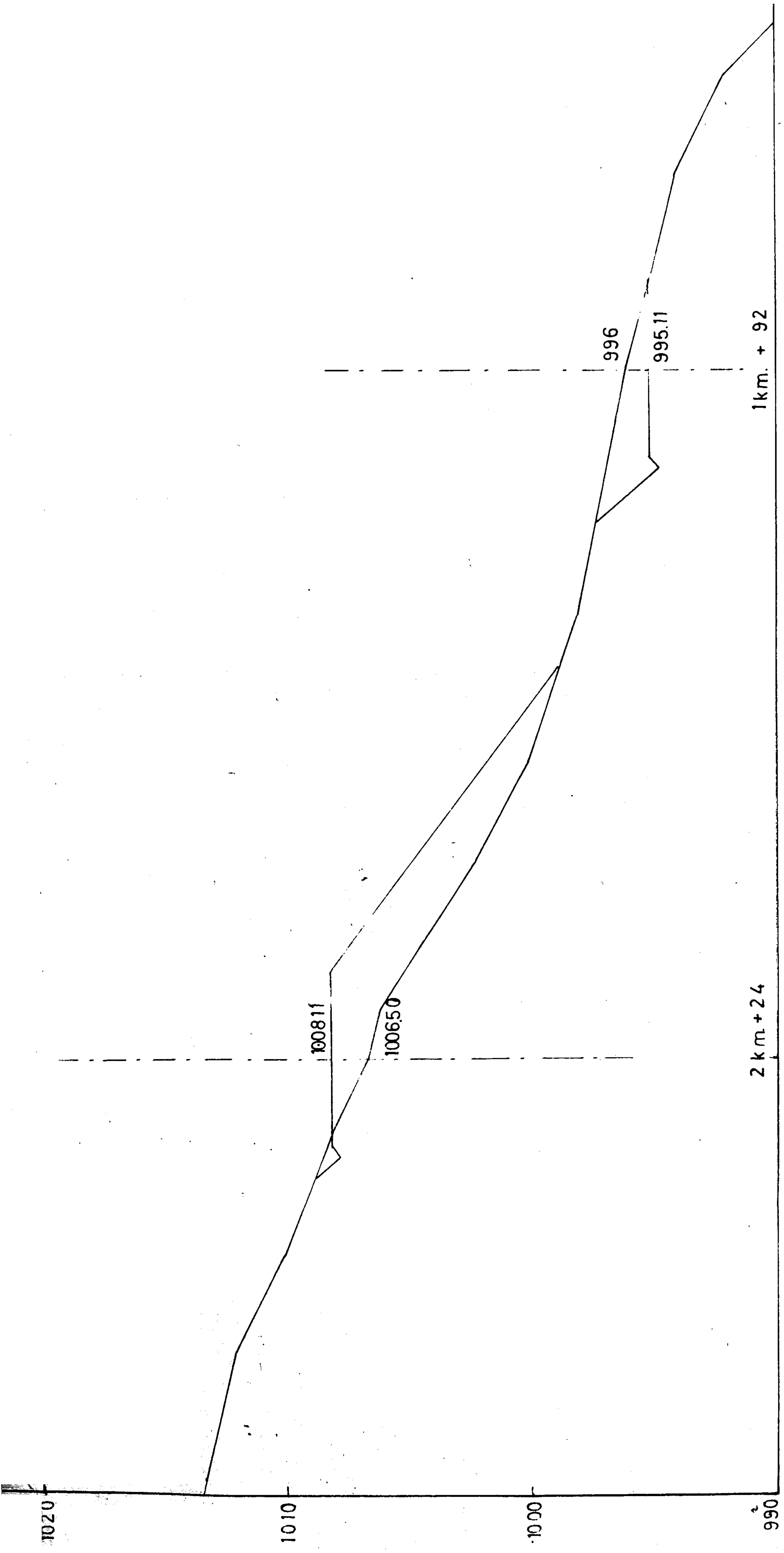
$$54.5 : 55 \text{ m.}$$

que es menor que los 63.08 m. que está en el trazo y así

sucesivamente comparamos para las curvas reversas No. 5 y No. 6 con radios de 36 m. y 300 m. y luego la curva reversa No.7 y No. 8, en estos se satisface la condición mencionada. Antes de esto he realizado un corte transversal haciendo pasar por las estacas ( 1 Km. + 92) y la estaca (2 Km + 24) de tal manera que el talud de la plataforma que pasa por esta última estaca no invada la plataforma de la anterior. Lámina 1.

Luego, continuando con el trazo tenemos la curva No. 9, que considero un caso excepcional por estar en una quebrada cerrada y le doy un Radio de 36 m., de tal manera que así evito mucho relleno, por lo tanto una economía en la construcción del camino y para evitar peligros respecto a la velocidad del vehículo se pondrá una señalización adecuada, luego paso a la curva No.10 con radio mínimo de 56 m. para continuar por la falda del cerro y tener una curva No. 11, com radio de 300 m., para luego ingresar a otra quebrada cerrada y tener la curva No. 12 con un radio  $R = 46$  m. menor que 56 m., que es el que me exige las normas, pero mi razón es la misma que la anterior, evitar grandes rellenos y se pondrá señalización adecuada para evitar peligros en el tráfico, terminando el trazo con una curva No. 13 favorable y llegamos al punto final 26.

Tenemos que el radio mínimo en las curvas de volteo, que es un caso excepcional, se obtiene mediante la



fórmula :

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

En la que V = es el 80 % de la Velocidad directriz para terreno accidentado 45 Km/h.

p = peralte máximo en centímetros.

f = coeficiente de fricción

$$f = \frac{1}{1.4 \sqrt[3]{V}} = \frac{1}{1.4 \sqrt[3]{0.8 \times 45}} = 0.217$$

$$R = \frac{36^2}{128 (0.08 + 0.217)} = \underline{\underline{35}} \text{ mts.}$$

He tomado R = 36 m. para mayor seguridad.

Despues de realizar el tanteo de colocación de curvas y tangentes, procedemos al estudio del perfil longitudinal para luego fijarnos una rasante preliminar o variar el trazo subiéndolo o bajándolo, segun quisiéramos disminuir cortes o rellenos; del estudio del perfil con sus rasantes preliminares se notó que había que variar algo el trazo, y asi lo hice hasta lograr un perfil preliminar bastante aceptable, teniendo en cuenta la influencia de la pendiente por su longitud, en la cual interviene de dos maneras :

- 1) Cuando el terreno es muy corto.



2) Cuando los tramos de gradiente límite son muy largos.

Las normas dan como longitud mínima de cambio de pendiente 200 m. y como máximo 800 m. y que antes y después de cualquier tramo de pendiente máxima, se intercalarán tramos con pendientes de 2 % menos que la máxima y con longitudes mínimas de 400 m.

Obtenida ya una visión general del trazo y debiendo estudiar el primer KILOMETRO, solamente nos dedicamos a su estudio definitivo teniendo en cuenta lo siguiente:

Los primeros 300 mts. son materiales sueltos.

Los segundos 300 mts. son rocas blandas y los últimos 400 mts. son 50 % rocas blandas y 50 % rocas duras.

Al kilómetro lo dividimos en estacas de 20 mts. y sacamos las secciones transversales correspondientes, sobre los cuales llevamos a escala las distancias de corte o relleno dados por la rasante, que nos dá la compensación longitudinal en dicho kilómetro y teniendo en cuenta la calidad del terreno, colocamos la plataforma conveniente con sus taludes de corte y relleno reglamentarios, fijados por las normas, tratando en lo posible, hallar las posiciones ideales del eje (osea aquella posición en que las áreas de corte se hacen igual a los de relleno) y tratar de evitar las posiciones extremas (o sea aquella posición del eje que está todo en corte o todo en relleno, tratando de que este

último no sea excesivo para así evitar las obras accesorias como muros de sostenimiento.

Halladas estas posiciones ideales y extremas en las secciones transversales, los trasladamos a la planta y modificamos el trazo, tratando en lo posible de ajustarnos a dichas posiciones, para luego hacer un nuevo perfil longitudinal y colocar la rasante que nos compense el perfil anterior, hacemos de nuevo la división en estacas cada 20 mts. y sacamos nuevas secciones transversales, colocando en ellas la plataforma; en esta vez se nota que las secciones en corte y los de relleno, están mucho más equilibradas y que el trazo está bastante compensado. Luego se procede a encontrar áreas y volúmenes para estudiar la compensación en el movimiento de tierras mediante el perfil de corte y relleno y el diagrama de curva de masas; pero como su estudio se hará más adelante y además debemos saber si las curvas necesitan banquetas de visibilidad, sobreancho, etc., estudiaremos cada una de las características del trazado en planta, en perfil longitudinal y en secciones transversales.

#### TRAZO EN PLANTA

Existe nexo común que liga el trazado del camino con las reglamentaciones del transporte carretero, en la cual juega papel importante la "velocidad directriz" bajo la cual se deben calcular los elementos del diseño, de tal mane-

ra que den seguridad a las carreteras.

Las Normas Peruanas nos dá como "velocidad directriz" en carretera de 1ra. clase :

CLASE DE CARRETERA	T O P O G R A F I A		
	Plana	Ondulada	Accidentada
1a.	100 K.p.h.	60 K.p.h.	45 K.p.h.

Se acepta que en casos excepcionales las velocidades se reduzcan en un 20 %.

Determinada la "velocidad directriz" veamos las alteraciones que se producen en el vehículo al pasar de un alineamiento recto a uno curvo, son tres :

- 1) Aparación de la fuerza centrífuga
- 2) Falta de visibilidad.
- 3) Aumento de espacio para el tránsito.

Que se tiene constantemente presente al proyectar una curva para evitar inconvenientes accidentales en el tránsito de los vehículos.

Al tratar de la curva, determinaremos primero su radio mínimo por la fórmula ya vista :

$$R = \frac{v^2}{128 (p \pm f)}$$

R = radio mínimo

V = velocidad directriz

p = peralte máximo

f = coeficiente de fricción  $f = \frac{1}{1.4 \sqrt[3]{45}} = 0.20$

$$R = \frac{45^2}{128 (0.08 + 0.20)} = 56 \text{ m.}$$

Como en casos excepcionales, la velocidad directriz se reduce en 20 %, el radio mínimo nos da R = 35 m. he tomado R = 36 m. para dicho caso se ponen señales indicando la disminución de velocidad.

En nuestro kilómetro no hubo necesidad de emplear curvas de 35 mts. de radio, ya que tengo una sola curva amplia de radio igual a R = 200 metros, estando indicado el resto de curvas en el plano correspondiente a la planta.

Determinaremos ahora los elementos necesarios para contrarrestar.

1o.- La fuerza centrífuga:

Peralte.- Al entrar un vehículo en una curva se presenta, además del peso del vehículo y la reacción que el rozamiento produce en el terreno por rotación de las ruedas, una fuerza nueva (la centrífuga) que origina 2 peligros para la estabilidad del vehículo: el peligro al deslizamiento transversal y el peligro al vuelco; ambos peligros se evitan

dándole a la plataforma del camino una inclinación que se llama peralte.

Según las normas, el valor máximo del peralte se ha fijado en 8% para carreteras de 1ra. y 2a. clase y variará desde este valor hasta 2% como mínimo. "En carreteras de 1a. y 2a. clase la inclinación será mantenida en 8% hasta radios de 3.40 mts. y disminuirá proporcionalmente en 1/2 % para cada 20 mts. hasta radios de 580 mts. Para nuestra curva de radio 200 mts. tomamos pues 8 %.

La sobre elevación del peralte puede hacerse de dos maneras: ya sea girando sobre el eje de la carretera o sobre un borde interior (ambos sistemas son aprobados por las normas peruanas).

El peralte está dado por la fórmula:

$$p = \frac{v^2}{2.28 \times R}$$

V = velocidad directriz

R = radio de la curva.

Así se tiene para nuestra curva:

$$p = \frac{45^2}{2.28 \times 200} = 4.5 \%$$

tomaremos  $p = 8\%$ , según la especificación anterior.

Longitud de la rampa del peralte.- Es de 50 a 100 veces el peralte mismo y los valores se van incrementando a lo largo de la rampa del peralte de modo que en el P.C. de la curva, ambos ya tienen todo su valor y decrecen en igual forma a partir del P.T.

La incrementación de peralte en cada estaca se hará proporcionalmente al peralte total 8%, que está al final de la longitud de la rampa de peralte, es decir en P.C.

Cuando se interpone curvas de transición, sobre toda la longitud de estas curvas, se toma la referida rampa.

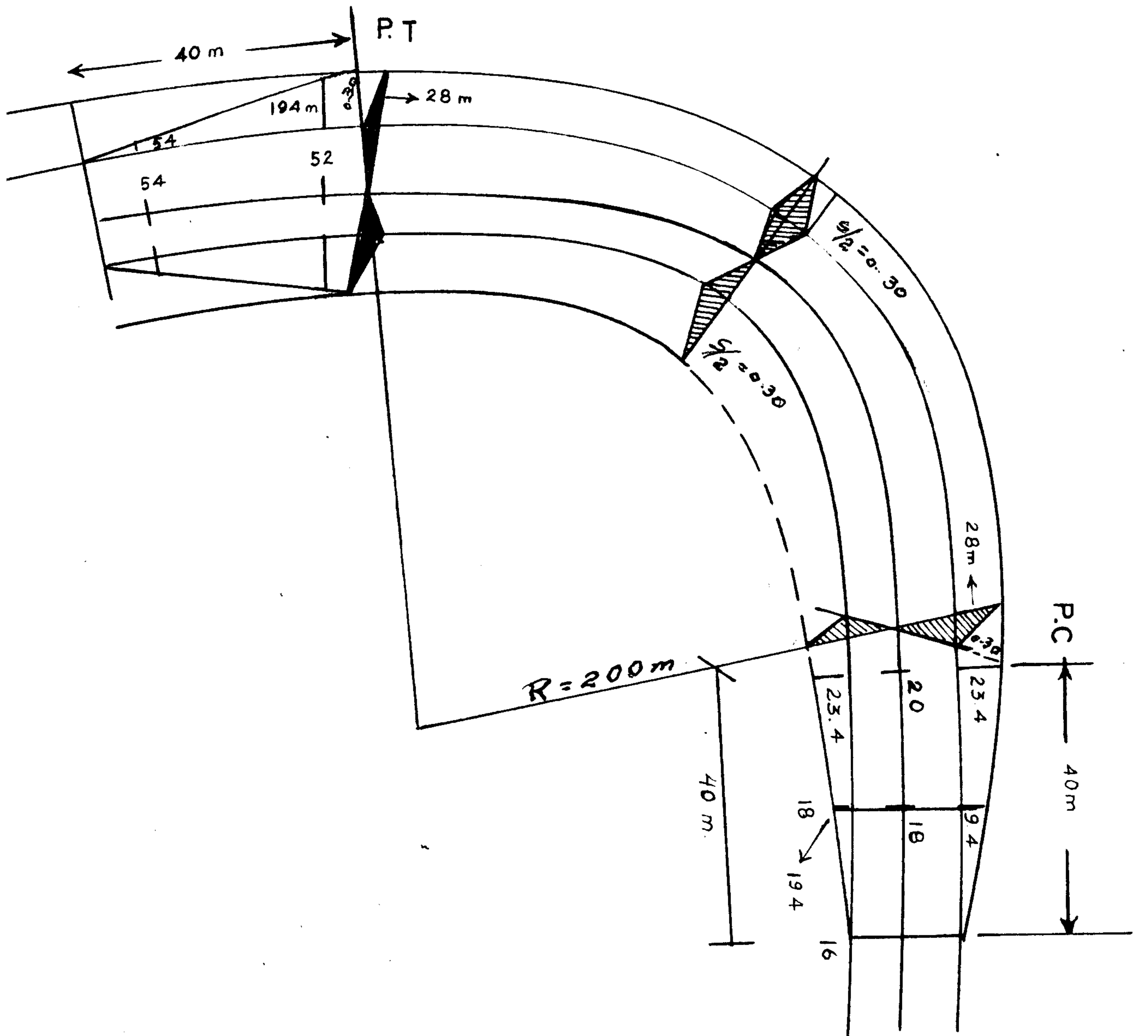
$$\text{El peralte será, pues: } \frac{8 \times 7}{100} = \frac{56}{100} = 0.56$$

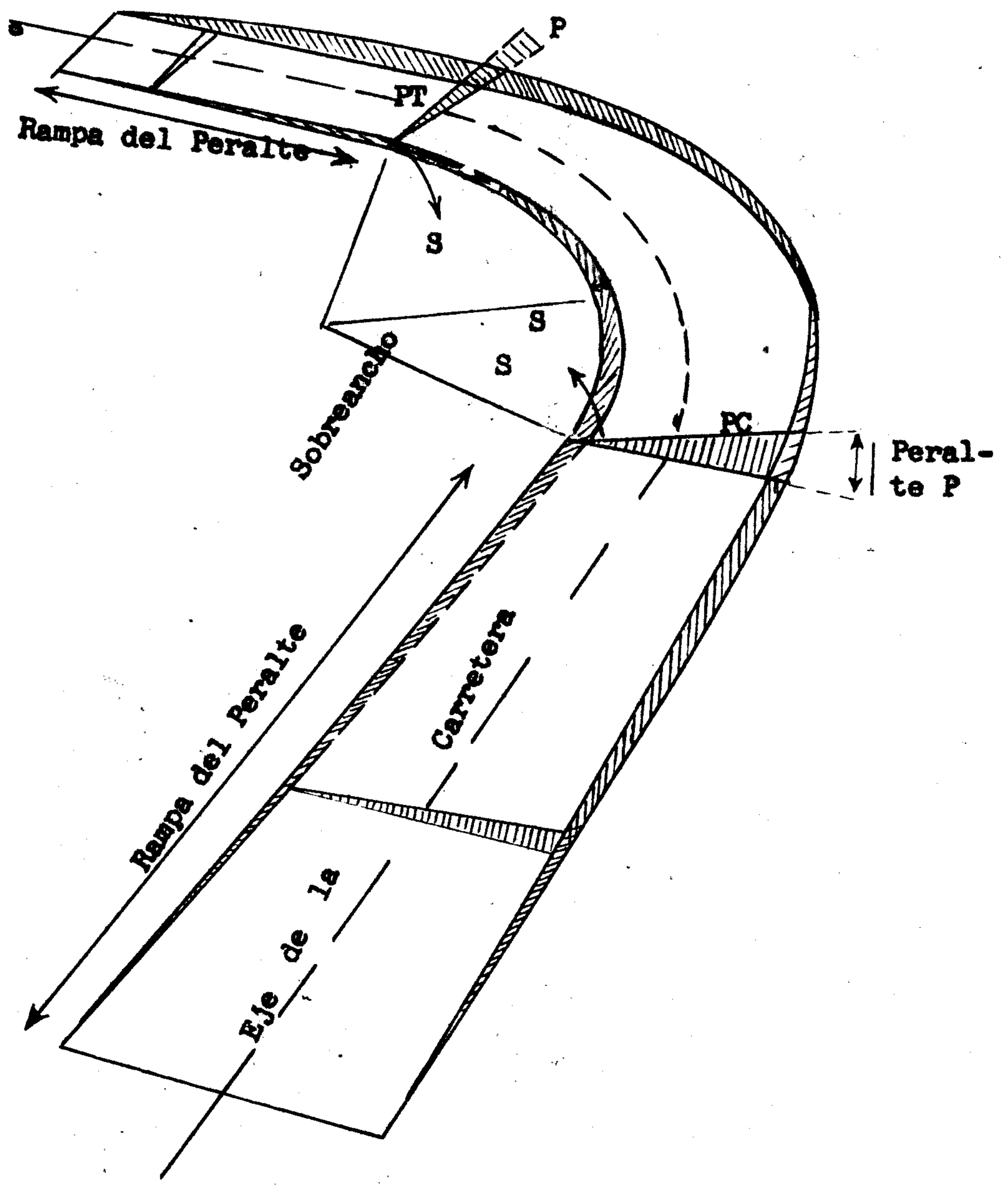
Como la sobre elevación del peralte lo realizo girando sobre el eje de la carretera, la longitud de la rampa de peralte será:

71 veces el peralte mismo, o sea

$$71 \times 0.56 = 40 \text{ m.}$$

Se tiene en la curva







VISIBILIDAD.- Si en la trayectoria que ha de seguir un vehículo se encuentra un obstáculo, es preciso que el conductor lo vea con tiempo suficiente para que pueda salvarlo.

Si suponemos el caso de 2 vehículos en marcha, si el camino tiene ancho suficiente, cada uno debe circular por su mano y entonces el problema no existe, pero si los 2 carros van por la misma trayectoria, es necesario una distancia d en la cual el conductor debe maniobrar y esta distancia está dada por una fórmula que depende de la velocidad, del ancho de la vía, del coeficiente de rozamiento y la aceleración de gravedad. Se han dado valores tabulados para diversas velocidades y coeficientes de fricción.

Si el camino es de un ancho tal que no permite el cruce de 2 vehículos, entonces es preciso calcular la distancia que es necesario para que los vehículos puedan parar antes de chocar, esta distancia nos dá la fórmula:

$$df = \frac{V}{3.6} + \frac{v^2}{3.6 \times 2 g U_r}$$

En donde V es la velocidad en Km/h. y Vr es el coeficiente de rozamiento por rotación.

Esta fórmula es interesante en el caso que por cualquier motivo se interrumpa el tránsito por una vía y se quiera colocar una señal que indique aminoramiento de la velocidad en los vehículos.

En nuestro caso hemos visto que la distancia simple de frenado es 52 mts., distancia de velocidad de paso es 170 mts. y la distancia doble de visibilidad es 86 mts., todo según las normas.

En curva, el radio mínimo en función de la visibilidad será:

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

en la que:

R = radio mínimo

dv = es la distancia de visibilidad

a = semiancho de la carretera

b = ancho de la banqueta de visibilidad.

este es sumamente importante, es el ancho que permite obtener la distancia de visibilidad fijada, por lo tanto en las curvas en donde un vehículo transitando no pueda tener la visibilidad necesaria, es imprescindible el uso de la banqueta de visibilidad; esta es una explicación que se hace en la ladera del cerro a una distancia de 1.30 de altura sobre el pavimento, que es la indicada para la visión de un conductor. Es necesario hacer notar que sin banqueta construída, toda carretera tiene debido a la cuneta, al sardinel y al talud; así también, al sobreancho un suplemento de espacio que favorece la visual, por eso muchas veces es innecesario la construcción de dicha banqueta.

Hay un método gráfico por medio del cual es muy fácil hallar la curva de despeje y por lo tanto la longitud de la banqueta. Banquetas de visibilidad mayores de 4 mts. no son económicamente recomendables.

En mi caso, la curva No. 1 no necesita banqueta de visibilidad por que el lado interior de la curva dá hacia la parte abierta del terreno.

### SOBREANCHO

Si queremos conservar la misma capacidad de circulación es imprescindible aumentar la curva exteriormente, por razón del sobreancho que el tráfico necesita para inscribirse en una curva e interiormente para la visibilidad establecida; además para dar mayor seguridad al conductor que va tomando la curva.

En las normas el cálculo del sobreancho se ha hecho mediante la fórmula americana de la A.A.SHO propuesta por Voshell:

$$S = n \left[ R - \sqrt{R^2 - l^2} \right] + \frac{V}{10 R}$$

En donde:

S = sobreancho en metros

n = número de vías de tránsito

V = Velocidad directriz en Km/h.

~~V~~ = ~~velocidad directriz~~ en ~~Km/h~~.

l = Distancia entre ejes del vehículo fijado en  
6 m.

El sobreancho de mi curva comprendido en el kilómetro será:

$$n = 2$$

$$R = 200 \text{ mts.}$$

$$V = 45 \text{ km/h.}$$

$$l = 6 \text{ m.}$$

$$S = 2 \cdot 200 - 200^2 - 6^2 + \frac{45}{10 \cdot 200} = 0.24 + 0.32 = 0.56$$

$$S = 0.56 \quad \underline{\underline{0.60}}$$

Las normas dicen que el sobreancho seguirá el peralte del resto de la plataforma y que en las curvas sin transición el sobreancho morirá sobre las tangentes en la longitud fijada para alcanzar el peraltado. Se especifican también en las normas para carreteras de 1ra. y 2da. clase, se calculará el sobreancho de las curvas.

En cuanto a la forma de realizar el sobreancho para las carreteras de 1ra. clase, se dará por medias partes en los lados interior y exterior de las curvas. Para el caso de nuestra curva se tiene,

RADIO	PERALTE 8 %	LONGITUD DE LA RAMPA	SOBREANCHO
200 m.	56 cm.	40 m.	60 cm.

Para el diseño del sobreancho en una curva sin transiciones se sigue el sistema: Sobreancho mitad en el lado interior y mitad en el lado exterior de la curva.

Una vez calculado  $\underline{S}$  se dibuja la curva con tangentes de longitud de la rampa del peralte. En seguida se marca en la bisectriz del ángulo en el centro los valores de  $1/2 S$  al lado exterior y al lado interior y con el mismo centro de la curva se trazan dos arcos de círculo concéntricos a la distancia  $\frac{S}{2} = \frac{0.60}{2} = 0.30$  marcados; dichos arcos terminan en la prolongación de los radios que pasan por el P.C. y P.T. de la curva; de estos puntos se trazan rectas hasta la terminación de la rampa del peralte, ver fig.

Luego se tiene la curva completa con peralte y sobreancho. Ver fig.

### TRAZO EN PERFIL

Efectuado el trazado en el plano, colocando las tangentes y las curvas que satisfagan las condiciones de trazado en planta, entonces hacemos un perfil longitudinal del terreno, para la cual se obtuvo previamente las cotas del terreno, para así colocar una rasante preliminar que nos va indicar los cortes y los rellenos que habrá en este trazado y poder así tener un criterio formado de si se necesita modificar el trazado o cambiar dos o más rasantes. En el perfil longitudinal se trata en lo posible de buscar compensación entre los cortes y los rellenos y esto se obtiene subiendo y bajando la rasante más adecuada (teniendo en cuenta las pendientes límites o sea la máxima y mínima) hasta obtener una compensación que solo es aproximada.

En mi trazo, después de hacer varios tanteos y en el cual en ciertas regiones me daba mucho relleno o mucho corte, por lo cual me hizo modificar el trazo en planta hasta lograr un perfil longitudinal más balanceado y luego colocar una rasante preliminar, sometidos a las condiciones siguientes: las pendientes están limitadas entre las llamadas mínimas y máximas. Pendiente mínima es la menor pendiente que se recomienda poner antes de hacer un camino a nivel, para que las aguas no queden estancadas, deteriorando así el camino. Las normas peruanas dan como mínimo 1/2 %. Pen

TRAZADO EN PERFIL

COTAS DEL TERRENO

Est.	Cota	Est.	Cota	Est.	Cota	Est.	Cota	Est.	Cota
	0 910.00	82	948.40	64	981.00		44 1017.00	18	1063.60
	2 902.80	84	947.50	66	983.00	P.C(44+8.21)	1015.00	20	1056.00
	4 897.70	86	947.00	P.T(67+1.72)	988.00	46	1015.00	22	1059.80
	6 895.90	88	946.50	68	990.00	P.T(47+9.00)	1018.00	24	1060.20
	8 895.80	90	947.00	70	994.50	48	1018.00	P.T(24+1.14)	1060.20
	10 902.00	92	949.00	72	994.00	50	1021.30	26	1060.00
	12 903.30	94	951.00	74	989.00	52	1022.30	28	1060.00
	14 905.50	96	949.90	76	985.50	P.C(53+4.98)	1022.30	30	1060.00
	16 908.60	98	949.50	78	993.00	54	1022.40	32	1060.00
	18 910.70	1 KM	950.50	80	992.00	56	1023.60	P.C(32+8.00)	1060.00
	20 912.00	2	953.00	82	988.00	58	1026.20	34	1059.00
P.C(20+6.6)	912.20	4	955.00	84	989.00	60	1024.80	36	1056.60
	22 912.70	6	956.20	86	994.00	62	1024.90	37	1054.50
	24 913.00	8	956.30	88	997.00	64	1025.60	38	1059.00
	26 913.00	10	956.50	P.C(88+1.70)	997.00	P.T(64+2.45)	1026.80	40	1065.60
	28 913.50	12	957.00	90	997.00	66	1029.60	42	1068.00
	30 914.60	14	957.40	92	996.00	68	1031.60	44	1070.00
	32 916.00	16	958.00	P.T(93+4.58)	994.00	70	1031.40	P.T(44+6.00)	1070.00
	34 917.50	18	956.30	94	994.00	72	1033.00	46	1069.80
	36 918.00	20	962.00	96	994.00	P.C(73+1.00)	1034.20	48	1069.00
	38 920.80	22	965.00	98	994.00	74	1034.00	50	1070.00
	40 922.80	24	965.40	2 KM	991.50	76	1027.50	52	1070.00
	42 923.80	26	967.00	P.C(2K+400)	990.50	78	1026.00	54	1071.00
	44 923.50	28	968.80	2	991.00	80	1034.40	56	1073.00
	46 924.00	30	970.00	4	996.00	P.T(81+700)	1038.00	P.C(57+5.00)	1075.00
	48 925.00	32	970.60	6	1004.00	82	1038.00	58	1075.50
P.T(50+7.73)	926.20	34	968.00	8	1008.50	84	1039.00	60	1080.00
	52 927.00	36	967.00	10	1008.00	86	1039.80	62	1081.00
	54 928.00	38	968.50	12	1013.00	88	1039.00	64	1074.50
	56 929.00	40	967.70	P.T (14)	1015.00	P.C(89+2.81)	1039.00	66	1073.00
	58 930.00	42	967.00	16	1014.50	90	1040.00	68	1077.00
	60 932.00	P.C(43+8.00)	968.00	18	1012.20	92	1045.80	70	1078.00
	62 932.80	44	968.00	20	1007.50	94	1048.80	72	1081.00
	64 934.40	46	972.40	22	1007.00	96	1043.00	74	1081.80
	66 937.40	48	976.50	24	1006.50	98	1038.00	76	1081.00
	68 940.80	50	980.00	26	1010.00	P.T(98+6.64)	1037.00	78	1082.00
	70 944.30	52	984.00	28	1011.00	3 KM	1037.00	P.T(79+8.00)	1084.00
	72 941.50	54	986.00	30	1010.00	2	1043.00	80	1084.00
	73 941.00	P.T (55)	986.00	32	1012.00	4	1052.20	82	1086.00
	74 943.80	56	985.00	34	1014.80	6	1051.00	84	1086.50
	76 947.00	58	985.00	36	1017.00	8	1049.00	86	1086.00
	78 950.00	60	984.00	38	1016.00	10	1047.80	88	1087.00
	80 950.00	P.C(61+3.08)	983.50	40	1015.00	P.C(11+2.86)	1049.00	90	1088.00
		62	983.00	42	1068.50	12	1050.00	92	1089.50
						14	1051.50	94	1090.00
						16	1052.80	(94+6.00)	1090.00

diente máxima es la mayor pendiente que se puede colocar en una carretera para que no exceda por la seguridad del tráfico, principalmente el de bajada, ya que con fuertes pendientes los vehículos resbalan al aplicar bruscamente los frenos y hay peligro de accidente.

Según las normas los valores dados a las pendientes máximas, según la altura, son:

Altitud	1 <sup>a.</sup> y 2da. clase	3a. y 4ta. clase
0 - 1000	6 %	7 %
1000 - 2000	5.6 %	6.5 %
2000 - 3000	5.2 %	6.0 %
3000 - 4000	4.8 %	6.5 %
4000 o más	4.4 %	5.0 %

Teniendo en cuenta la longitud de la pendiente que interviene de dos maneras en la rasante del camino: cuando el tramo es muy corto origina algunas incomodidades a los pasajeros y cuando los tramos de gradiente máxima son muy largos, obliga a los carros a marchar mucho tiempo en primera, bajando así el rendimiento del motor por recalentamiento del agua.

Las normas dan como límite de cambio de pendiente 200 metros y la longitud máxima 800 metros y se prescribe



que antes y después de esos tramos, deberán ubicarse tramos de pendiente 2 % menor que la límite y con longitudes mínimas de 400 metros.

En las curvas de volteo de los desarrollos se recomienda bajar la pendiente para compensar el mayor esfuerzo de tracción debido a la curva. Las normas fijan como pendientes límites para las curvas de vuelta, una pendiente 2 % menor que la límite.

Debe tenerse presente la altura de la rasante en los pasos sobre las corrientes de agua; si la corriente es pequeña, la altura requerida será solo la necesaria para alojar una alcantarilla, pero si es grande, es preciso considerar la altura de las vigas del puente, la altura de las aguas máximas y todavía una luz libre excedente de unos 2 metros cuando menos, Si la rasante se hiciera pasar al mismo nivel de la corriente, se habrá determinado la necesidad de construir un BADEN.

En todos los cambios de pendiente cuya diferencia algebraica sea mayor de 2% se deberán intercalar curvas verticales parabólicas.

En lo posible, se evitará la superposición de curvas verticales con horizontales. En caso que suceda se recomienda que la curva en plano tenga mayor longitud que la curva en perfil.

Hay casos en que la rasante se tiene que ubicar a

alturas determinadas; por ejemplo en topografía muy difícil o de grandes cortes en roca y grandes rellenos; de tal manera que se evitan excesivos cortes en roca y que salgan rellenos muy altos, o muros muy costosos.

Teniendo en cuenta todos estos factores determiné la rasante de mi camino; así pues, se cumple:

a) Las pendientes que utilizo está comprendido en tre 0.5 %, es decir, la mínima, y 5.9 % que se aproxima a la máxima, que es de 6% hasta la altura de los 1,000 metros sobre el nivel del mar, siendo las otras pendientes menores, a partir de 1,000 a 1090 la pendiente mayor es 5.06 % inferior a la máxima que es 5.6 %.

b) Los límites de cambio de pendiente son mayores de 200 mts., sin tener ningún tramo que corresponda a lo máximo de 800 mts. con una pendiente máxima.

c) La curva No. 2 que es una curva de volteo debería tener, según las normas, 2 % menor que la límite que, en este caso, es 6%, es decir 4%; pero le he dado una pendiente ligeramente mayor 4.25%, por que el sitio de volteo es muy aparente y así me évito mucho relleno; pero sí se cumple dicho requisito en la curva No. 5, en la cual la pendiente es de 4 %.

d) Como en la estaca 73 la rasante pasa prácticamente por el nivel de la carretera, se debería construir un BADEN; pero esto no está permitido para carreteras de

ler. orden y 2do. orden, luego se le dará la profundidad necesaria para construir una alcantarilla, lo mismo en los demás pasos de corriente de agua se construirán alcantarillas.

e) Se han colocado curvas verticales en todos los cambios de pendiente cuya diferencia algebraica es 2 %.

f) Trato de evitar en lo posible la superposición de la curva vertical No. 1 con la curva horizontal No. 1; por la sencilla razón: por el punto de unión forzoso de la rasante de cambio es la estaca 23, puesto que utilicé la pendiente mínima 0.5 % y la pendiente 5.85% que se acerca a la máxima, con el fin de evitar mucho corte en roca dura.

Pero la curva en perfil tiene menor longitud que la curva en plano, requisito indispensable, además la curva vertical se halla casi al comienzo de la curva horizontal, evitando en lo mayor posible la superposición.

Determinada la rasante más conveniente en consideración de todos los factores enunciados, procedemos al cálculo de las cotas de la rasante.

#### Cálculo de las Cotas de la rasante

Ubicada la rasante se hace necesario calcular sus cotas en cada estaca para obtener por diferencia con las cotas del terreno las alturas de corte y relleno.

Para ello lo primero que hay que calcular es la

pendiente de cada uno de los tramos de rasante ubicados. Es to consistió en tomar la cota de partida y restarla de la cota del punto donde cambia la inclinación de la rasante, esta cota se toma gráficamente, la diferencia de cotas da el desnivel total entre esos dos puntos que, dividida entre la longitud total del tramo que también sale gráficamente, nos da la pendiente; pero esta división me salió fraccionaria, redondeando esa cantidad para facilidad de cálculo. Determinada así la pendiente precisa del tramo, que luego rectifique la cota final, multiplicando esa pendiente por la longitud, obteniendo en esa forma la cota precisa del punto en que termina esa rasante, cota que se puso en números en el perfil y que se rectificó gráficamente; y así se pudo trazar en el perfil la línea definitiva que marca la rasante del tramo.

Para calcular las cotas de la rasante en cada una de las estacas, basta multiplicar la pendiente obtenida por la distancia entre estacas, en nuestro caso 20 mts., el resultado de esta multiplicación, que no es sino una diferencia de nivel, se suma o resta de la cota inicial, según sea la rasante ascendente o descendente (en mi trazo todo es ascendente). La cota así obtenida es la cota de la estaca; de esta cota se vuelve a sumar o restar el mismo número anterior y así sucesivamente se van obteniendo la cota de la rasante en cada una de las estacas, hasta llegar hasta la

última cota que deberá coincidir exactamente con la cota donde termina la rasante que se calculó anteriormente.

En mi caso, el trazo todo es ascendente, comenzando el punto de partida en el kilómetro 0 a un nivel 910 mts. sobre el nivel del mar, teniéndose así el cálculo respectivo.

### CURVAS VERTICALES

Como ya se ha dicho, esas curvas se intercalan en los vértices de la rasante y según las normas deberán colocarse cuando la diferencia algebraica de las pendientes sea mayor de 2%. Como se sabe, estas curvas pueden tener diferentes longitudes. Las que recomienda las Normas son las Curvas verticales parabólicas; una muy usada es la de 80 m. hasta donde sea posible por su facilidad de cálculo, la curva de esta longitud tiene la propiedad que la corrección en el vértice es igual a la diferencia algebraica de pendiente convertida a centímetros y la corrección de las estacas laterales es la cuarta parte de esa magnitud. La magnitud de las correcciones en cada estaca se anota en el perfil y naturalmente las cotas de la rasante de las estacas afectadas por la curva vertical son corregidas en esas magnitudes.

Cálculo de las curvas verticales de mi trazo

Curva No. 1.- En las curvas parabólicas el valor de la ordenada en el vértice es:

$$e = \frac{L \times i_0}{8}$$

en la que  $i_0 = (i_1 - i)$  expresándola en tanto por ciento:

$$e = \frac{L \times i_0}{800}$$

Para el cálculo de un apartamiento cualquiera  $e'$ , recordando según una de las propiedades de la parábola, las ordenadas son proporcionales a los cuadrados de las abscisas, es decir:

$$\frac{e'}{e} = \left(\frac{l}{L}\right)^2$$

Teniendo finalmente:

$$e' = \left(\frac{l}{L}\right)^2 \frac{L \times i_0}{8} = \frac{l^2 \times i_0}{2 L}$$

Expresado en tanto por ciento se tiene:

$$\underline{\underline{e' = \frac{l^2 \times i_0}{200 L}}}$$

utilizando para la curva vertical No. 1 una longitud de 120 mts. por razón de visibilidad; se tiene, según su diagrama

respectivo.

$$e = \frac{120 \times 5.35}{800} =$$

$$e' = \frac{11^2 \times 5.35}{200 \times 120} = 0.027 \text{ m.}$$

$$e'' = \frac{312 \times 5.35}{200 \times 120} = 0.212 \text{ m.}$$

$$e''' = \frac{512 \times 5.35}{200 \times 120} = 0.580 \text{ m.}$$

$$e'_1 = \frac{9^2 \times 5.35}{200 \times 120} = 0.018 \text{ m.}$$

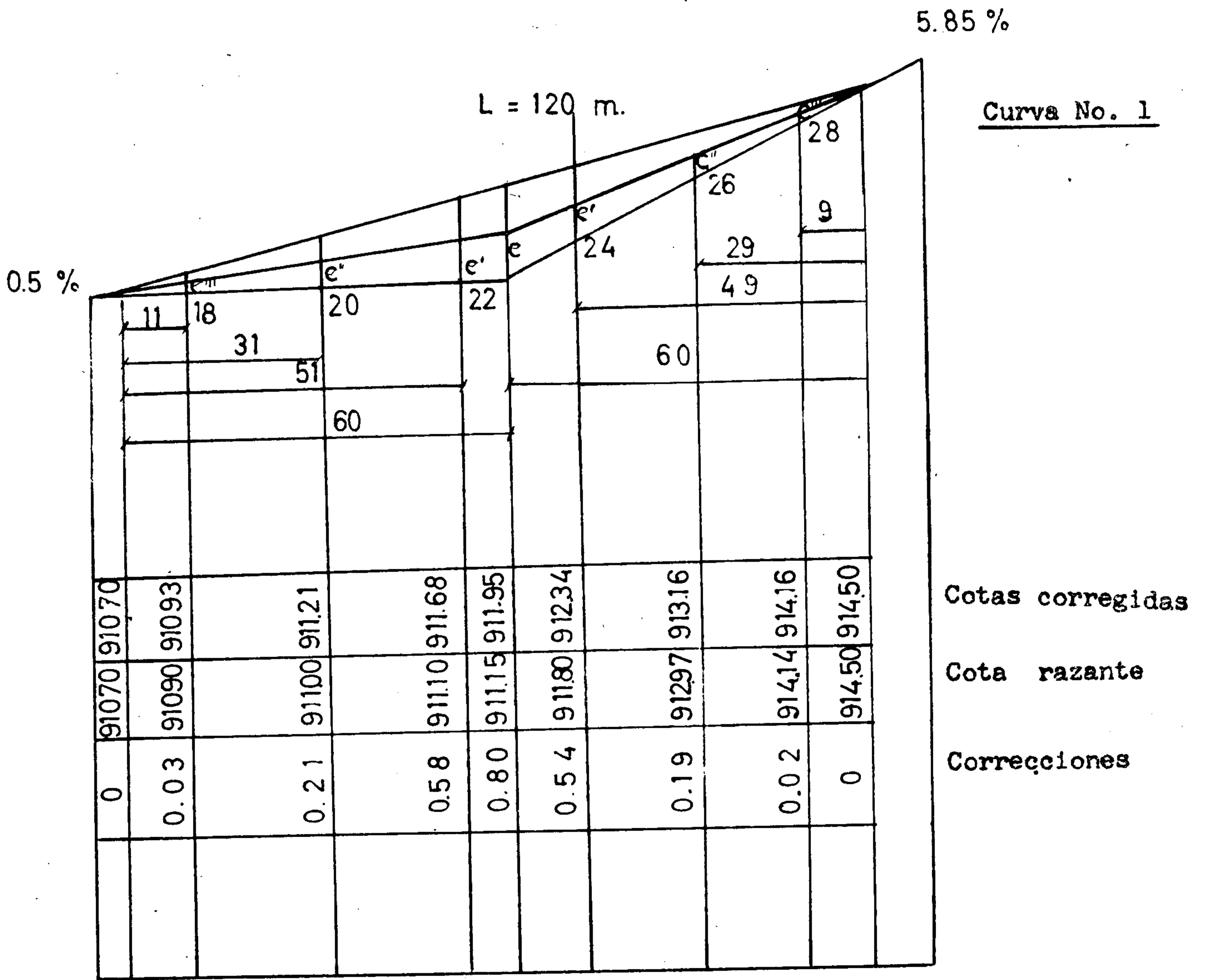
$$e''_1 = \frac{29^2 \times 5.35}{200 \times 120} = 0.188 \text{ m.}$$

$$e'''_1 = \frac{49^2 \times 5.35}{200 \times 120} = 0.535 \text{ m.}$$

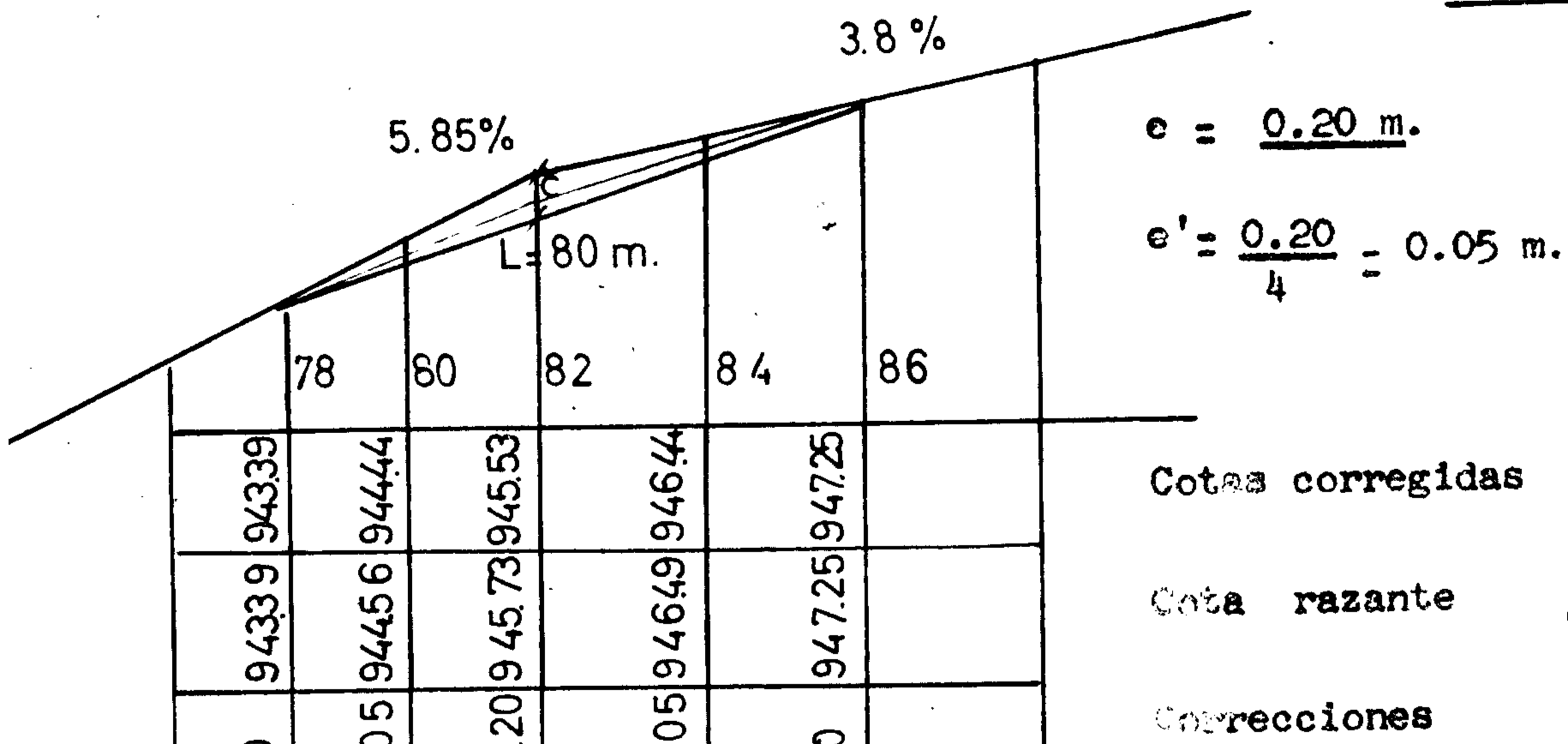
Para las curvas verticales No. II y No. III se utilizan longitudes de 80 mts. por su facilidad de cálculo; de tal manera que se tiene sus cálculos respectivos.

DIAGRAMAS DE CURVAS VERTICALES CON LA CORRECCION DE LAS

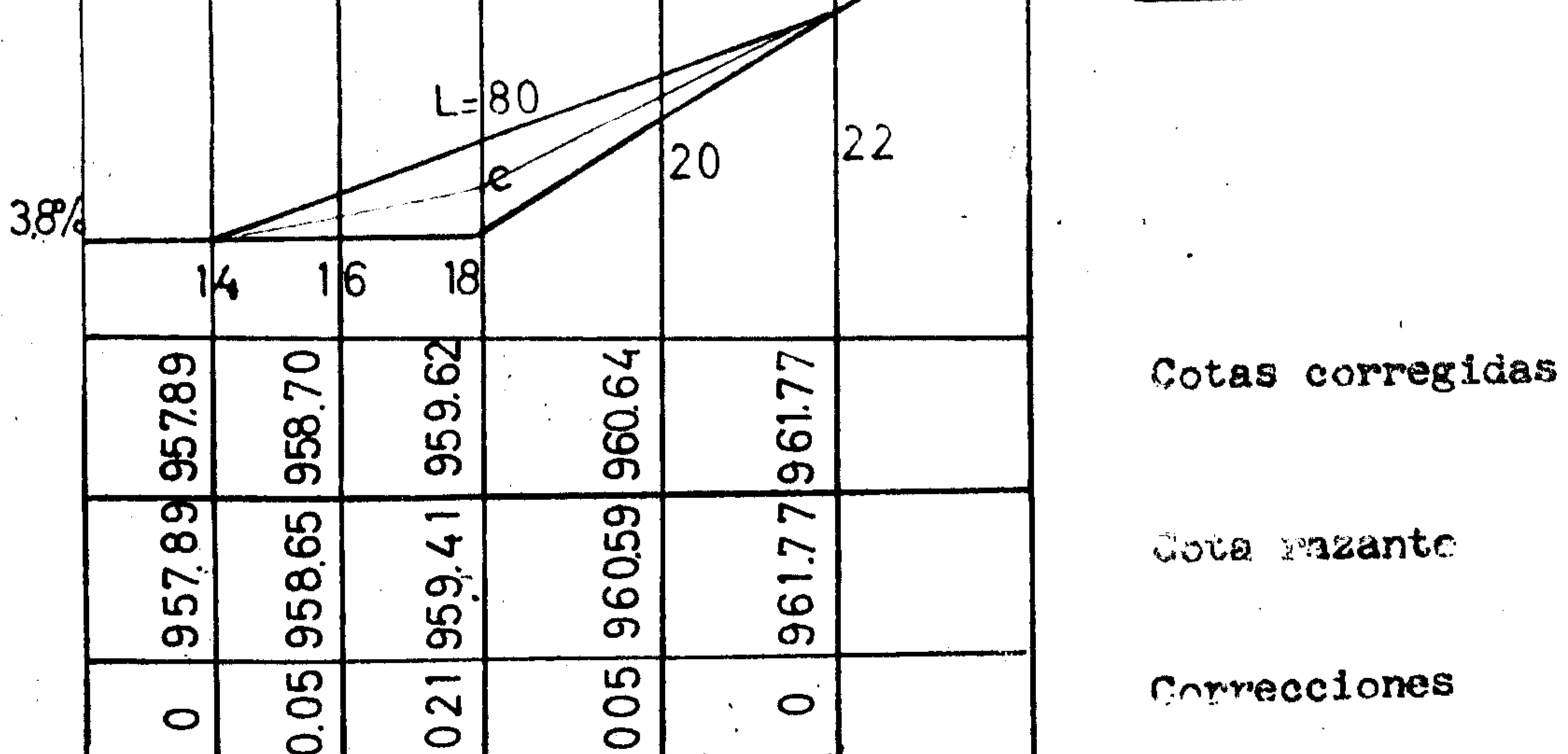
COTAS DE LA RASANTE



Curva No. 2



Curva No. 3





### SECCION TRANSVERSAL

En la sección transversal hay que tener en cuenta estos 3 factores:

- 1) El ancho de la zona del camino o derecho de vía.
- 2) El ancho de las explanaciones.
- 3) El ancho de la faja de rodadura.

El derecho de vía es el formado por las explanaciones, la faja de rodadura y todas las obras accesorias, tales como cunetas, desagües y obras de consolidación y además, una faja de terreno que se reserva en donde no se construye y que sirve para posibles ensanches.

El ancho de las explanaciones es el ancho total que tienen las obras de tierra por construir.

La faja de rodadura es el ancho de la parte por donde se hace el tráfico.

El ancho que se requiere tomar a cada lado del eje es de 20 m. como mínimo.

Para dibujar los perfiles transversales he tomado medidas a ambos lados del eje con su cota respectiva. Luego en el eje se coloca la cota de la rasante corregida con su correspondiente corte y relleno y los elementos siguientes:

Ancho de la superficie de rodadura

Según las normas para carretera de 1ra. clase,

será:

Clase	Plano	Ondulado	Accidentado
1ra.	6.60	6.60	6.00

Como en nuestro caso la topografía es accidentada el ancho es 6.00 m., siendo para 2 vías.

Como ancho de derecho de vía las Normas dan:

Clase	A n c h o
1ra. y 2da.	20 mts. o sea 10 mts. a cada lado

B o m b e o

El perfil del firme en recta, sin separación de tránsito tiene un punto alto en el eje y pendientes hacia ambos lados, la razón de esta inclinación es la eliminación de las aguas de lluvia, haciendo que estas corran hacia las cunetas. Estas pendientes no deben ser fuertes, pues es peligroso para el tránsito, sobre todo cuando se quiere parar un vehículo, ya que la fuerza centrífuga que origina la maniobra va dirigida en el mismo sentido que la acción de la

pendiente.

Las normas dan un tipo de bombeo con una pendiente del 2%.

La sección transversal del firme puede ser un diedro que tiene como arista el eje del camino, pero generalmente se usa un arco de círculo cuya flecha corresponde a la pendiente transversal elegida.

### B e r m a s

Las bermas tienen por objeto proteger los bordes del pavimento de su destrucción conteniéndolo lateralmente, sirve también para el tránsito de peatones y de base para futuros ensanches, en caso necesario el tránsito puede hacerse sobre ellos y sirven también para que un vehículo se estacione sin ocupar por completo una vía.

Las normas recomiendan:

Clase	Plana	Ondulada	Accidentada
1ra.	1.00 m.	1.00 m.	0.50 m.

En nuestro caso la berma será de 0.50 mts.

### Cunetas

Son canales que están al lado del camino y que siguen su curso, sirviendo para recoger y eliminar rápidamente

el agua de lluvia que cae sobre el firme y que cae en ella debido al bombeo. Las cunetas no deben ser un peligro para la circulación y por eso se ha buscado la forma más adecuada; deben colocarse desagües en puntos adecuados para evitar la acumulación del agua y evitar también que en el caso de no ser cunetas revestidas se transmita la humedad a la base del firme.

Según las normas, la sección de las cunetas será triangular y sus dimensiones mínimas serán:

Z o n a	Profundidad	Ancho
Seca	0.20	0.50
Sierra	0.30	0.50
Costa lluviosa y selva	0.50	1.00

El ancho es medido desde el borde de la berma a la vertical del vértice bajo; el talud exterior será el correspondiente al corte. En nuestro caso, como la carretera la suponemos ubicada en la sierra, tomamos cunetas de 0.30 m. de profundidad por 0.50 m. de ancho.

### T a l u d e s

Se dan de acuerdo a las secciones en corte, en relleno o a media ladera (corte y relleno) y de acuerdo a la

naturaleza del terreno. En caso de los taludes de corte, es te debe ser tal, cuya inclinación, sostenga con suficiente estabilidad al desprendimiento de materiales hacia el camino que constituirán un grave peligro para el tráfico. De no darse la inclinación adecuada, entonces los taludes que for man el corte comienzan a derrumbarse hasta obtener su incli nación natural.

En los rellenos, el talud de las tierras debe ser el preciso para que se sostengan, por lo tanto depende de la naturaleza del suelo.

Las normas dan los siguientes taludes para Corte

T e r r e n o	Vertical	Horizontal
Roca o conglomerado cementado	10	1
Conglomerado	3	1
Tierra compacta	2	1
Tierra suelta	1	1
Arena	1	1 1/2

Para rellenos dan:

Enrocados	1	1
Otros materiales	1	1 1/2

En nuestro caso los taludes serán:

En los primeros 300 mts. (material suelto)  
Corte 1:1 Relleno 1:1 1/2

En los segundos 300 mts. (Roca blanda)  
Corte 1;10 Relleno 1:1

En los últimos 400 mts. (50% roca blanda, 50% roca dura)  
Corte 1:10 Relleno 1:1

Además de estos elementos se tiene el sobreancho y la banqueta de visibilidad, teniéndose la plataforma con sus correspondientes dimensiones y taludes, según el tipo de terreno.

Hecho esto podemos proceder a sacar las áreas, luego hallar los volúmenes que corresponde a otro capítulo.

-----

#### Vehículo a utilizarse

Con respecto al tipo de vehículo a utilizarse, tenemos:

Tipo de vehículo.- Las dimensiones que se nos dan para los vehículos que circulan por la carretera son:

Carga tipo:	H15 S12
Longitud Total:	15 mts.
Ancho total:	2.40 mts.
Altura total:	4.20 mts.

El camión más parecido al H15 S12 que existe en el comercio es el camión Ford F-8 con semitrailer, cuyas características son:

Peso bruto del camión	=	22,000 lbs.
Capacidad del eje delantero	=	7,000 lbs.
Capacidad del eje trasero	=	17,000 lbs.
Longitud total aproximado	=	12 mts.
Altura total	=	4.20 mts.

Motor 170 C.F.

Máxima par de fuerza-lbs-pie-R.P.M. = 286 a 1,700  
- 2,300 o sea el torque máximo disponible.

Neumáticos - Medidas standard - delanteros y duales traseros - seis - 9.00 - 20 - 10 capas.

Radio de la rueda = 1.58 pies

Desmultiplicación en espiral en el eje trasero  
7.17 a 1 a opción 7.67 a 1.

Demultiplicación en la caja de cambio:

1o.	7.58 a 1
2o.	4.38 a 1
3o.	2.40 a 1
4o.	1.48 a 1
Directa	1.00 a 1
Retroceso	7.51 a 1

Desmultiplicación de engranajes en la caja de cambio y el piñón de la corona:

1a.	55.9 a 1
2a.	31.4 a 1
3a.	17.2 a 1
4a.	10.6 a 1
Directa	7.17 a 1
Retroceso	53.80 a 1

Capacidad de Ascenso.- Se llama capacidad de ascenso de un vehículo al tanto por ciento de pendiente que puede ascender en una carretera con una carga determinada. Su valor es:

$$\text{pendiente} = \frac{Cr - Rr}{10}$$

Siendo:

Cr = el valor del coeficiente de rendimiento.

Rr = la resistencia a la rodadura del pavimento  
cada 1000 libras de peso bruto.

$$Cr = \frac{ET \times 1000}{Pb}$$

Siendo:

ET = Esfuerzo tractor o sea la medida del esfuer  
zo ejercido por las ruedas motrices en su punto de contacto  
con el suelo.

Pb = Peso bruto del camión

Et = 0.00119 x Tx E x R.M.

en la que:

T = es el valor del par de fuerza en libras pies.

E = la eficiencia de la línea de propulsión.

R = la desmultiplicación de engranajes.

M = el número de revoluciones del neumático por  
milla.

El valor de E es de 0.9 en directa y 0.85 en otras  
marchas.

Para el camión en estudio se tendrá que a la ve-  
locidad directriz de 45 Kgr/hora = 28 millas/hora.



$$n = \frac{45}{2 r} = \frac{4500000}{2 \times 3.14 \times 1.58 \times 12 \times 2.54 \times 60} = 250 \text{ R.P.M.}$$

Es decir, el número de revoluciones por minuto de la rueda; por otro lado se tiene 535 revoluciones por milla de la rueda  $M = 535$ .

Reemplazando valores en el esfuerzo tractor se tiene:

$$ET = 0.00119 \times 286 \times 0.9 \times 7.17 \times 535 = 1170 \text{ lbs.}$$

$$\text{Luego } Cr = \frac{1170 \times 1000}{22,000} = 53$$

Resistencia a la Tracción.- La resistencia total que debe de vencer el vehículo para moverse por un camino, es el resultado de la suma de varias resistencias:

- a) Resistencia a la Rodadura (Rr)
- b) Resistencia al aire (Ra)
- c) Resistencia a la pendiente (Ri)
- d) Efecto de la altura o Resistencia de la altura.

a) Resistencia a la Rodadura (Rr) Está dada por la fórmula  $R = f.P.$  en donde el coeficiente  $f$  depende de varios factores (velocidad del vehículo, presión y forma de los neumáticos, etc.) esto hace que su deducción analítica sea muy compleja, por la cual su valor se ha determinado por resultados experimentales. De acuerdo a estos experi-

mentos, se ha señalado  $R_r = 12$  para pavimentos asfálticos en buen estado de conservación y por cada 1000 libras de peso bruto del camión.

$$i = \frac{C_r - R_r}{10} = \frac{53-12}{10} = 5 \%$$

Esto es la capacidad de ascenso sin tener en cuenta las otras resistencias. Teniendo en cuenta la resistencia del aire, se tiene:

b) Resistencia del Aire ( $R_a$ ) Compuesta por la resistencia propiamente dicha que pone el aire al frente del vehículo y la densidad al vacío que se forma en la parte posterior del vehículo, su valor es:

$$R_a = KSV^2$$

$K$  = coeficiente que varía entre 0.001 y 0.0025 y que depende de la forma y dimensiones del vehículo.

$S$  = mayor sección transversal del vehículo.

$V$  = velocidad del vehículo.

Para nuestro caso se tiene:

$$S = 2.40 \times 4.20 \times 10.76 = 104 \text{ p}^2$$

$$\text{Tomando: } K = 0.0025$$

$$R_a = 0.0024 \times 104 \times 28^2 = 204 \text{ lbs.}$$

$$ET = (1170-204) = 966 \text{ Lbs. y}$$

$$Cr = \frac{966 \times 1000}{22,000} = 44$$

$$i = \frac{14-12}{50} = 3.2 \%$$

Quiere decir que la capacidad de ascenso disminuye con la resistencia del aire.

c) Resistencia debido a la pendiente del camino.-

(Ri) La resistencia de la pendiente, es la fuerza necesaria para levantar la carga a la altura que fija la pendiente:

$$i = \frac{Cr-Rr}{10}$$

$$Ri = 10 \times i$$

$$Ri = 32 \text{ (Esto tomando en cuenta Ra)}$$

Luego el esfuerzo tractor disponible será:

$$ET = 1170 - (204+32) = 934 \text{ Lbs.}$$

$$Cr = \frac{934 \times 1000}{22,000} = 42.5$$

$$i = \frac{42.5 - 12}{10} = 3.05\% \text{ (al nivel del mar)}$$

d) Efecto de la altura.- Se acepta que para cada 100 mts. de altura el motor pierde 1 % de su potencia; en el trazo de mi camino la máxima altura por lo que pasa el camino es 1090 mts. A esta altura la potencia del motor será

(100-10.9) % = 89.1 de la potencia del motor al nivel del mar, por lo tanto la capacidad de ascenso a 1090 m. de altura, será:

$$i = 0.891 \times 3.05 = 2.7 \%$$

Como se ve, esta pendiente es mucho menor que la indicada por las normas con pendiente máxima a dicha altura (5.6%). Pero esto teniendo en cuenta solamente la marcha en directa.

Considerando la marcha enganchado en 4a. se tiene:

$$ET = 0.00119 \times 286 \times 0.85 \times 10.6 \times 535 = 1640 \text{ Lbs.}$$

$$Cr = \frac{1640 \times 1000}{22,000} = 74.5$$

$$i = \frac{74.5 - 12}{10} = 6.25 \%$$

Considerando Resistencia del Aire:

$$ET = (1640 - 204) = 1436$$

$$Cr = \frac{1436 \times 1000}{22,000} = 65.5$$

$$i = \frac{65.5 - 12}{10} = 5.35 \%$$

Considerando Resistencia debido a la pendiente del

Camino:

$$Ri = 10 i = 10 \times 5.35 = 53.5$$

$$ET = 1640 - (240 + 53.5) = 1382.5$$

$$Cr = \frac{1382.5 \times 1000}{22,000} = 63$$

$$i = \frac{63 - 12}{10} = 5.1 \%$$

Considerando Efecto de la altura:

$$i = 5.1 \times 0.89 = \underline{4.55} \%$$

Considerando la marcha enganchado en 3a. se tie-

ne:

$$ET = 0.00119 \times 286 \times 0.85 \times 17.2 \times 535 = 2640 \text{ Lbs.}$$

$$Cr = \frac{2640 \times 1000}{22,000} = 120$$

$$i = \frac{120 - 12}{10} = 10.8 \%$$

Considerando la Resistencia del aire:

$$ET = (2640 - 204) = 2436$$

$$Cr = \frac{2436 \times 1000}{22,000} = 111$$

$$i = \frac{111 - 12}{10} = 9.9 \%$$

Considerando la resistencia debido a la pendiente del camino:

$$Ri = 10 \quad i = 10 \times 9.9 = 99$$

$$ET = 2640 - (204 + 99) = 2337$$

$$Cr = \frac{2337 \times 1000}{22,000} = 106$$

$$i = \frac{106 - 12}{10} = 9.4 \%$$

Considerando el Efecto de la altura:

$$i = 9.4 \times 0.89 = 8.35 \%$$

---

$$i = 8.35 \%$$

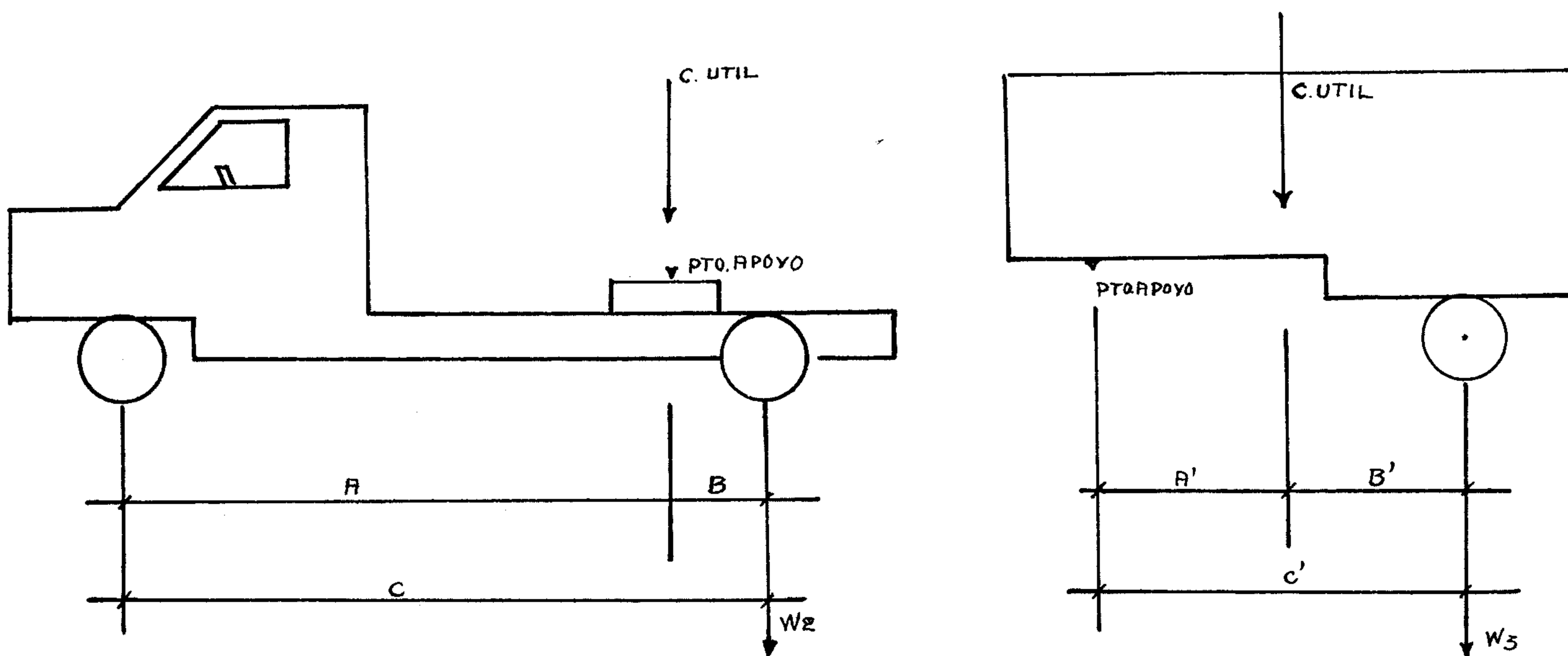
---

La pendiente  $i = 8.35 \%$  es mayor que la máxima da da por las normas; por lo tanto subirá dichos tramos.

Distribución de la carga.- La carga se distribuye entre los ejes en proporciones determinadas que pueden ser calculadas, conociendo los siguientes datos:

- 1) El peso propio del carro en cada eje
- 2) Peso de la carga útil
- 3) La distancia entre ejes y la del centro de la carga útil hasta cada eje.

Estamos en el caso de un camión-tractor con semi-  
remolque



A) Es la distancia del eje delantero al centro de la carga útil.

B) La distancia del eje trasero al centro de la carga útil.

C) La distancia entre ejes, se tendrá:

Carga útil sobre el eje trasero :  $\frac{A}{C}$  x Carga Util

Carga útil sobre el eje delantero  $\frac{B}{C}$  x Carga Util

La carga útil en el punto de apoyo del semi-remol que sobre el tractor debe de ser calculada antes de analizarse la distribución de la carga en el camión tractor, ya que la carga útil en ese punto de apoyo es igual a la carga útil total sobre el tractor.

En el cálculo, entonces, se tiene dos etapas:

1) Cálculo de las cargas en el semi-remolque:

Peso vacío en el eje del semi-remolque: 6,000 lbs.

Distancia A = B = 110"

C = 220"

Carga útil

= 20,000 lbs.

La carga útil sobre el eje del semi-remolque es:

$$= \frac{110}{220} \times 20,000 = 10,000 \text{ lbs.}$$

El peso total  $W_3 = 10,000 + 6,000 = 16,000$  lbs.

como  $A = B$ , la carga útil sobre el punto de apoyo o sea la carga útil sobre el camión tractor, será 10,000 lbs.

2) Cálculo de las cargas en el camión-tractor.

Pesos vacíos:

En el eje delantero: 5,000 lbs.

En el eje posterior: 7,000 lbs.

Carga útil calculada: 10,000 lbs.

Distancia

A = 140"

B = 20"

C = 160"



La carga útil sobre el eje posterior es  $\frac{140}{160} \times$

10,000 = 8,750 lbs. más 7,000 lbs. de peso vacío dan 15,750 lbs. de peso total sobre el eje posterior del camión-tractor, es decir  $W_2 = 15,750$  lbs.

La carga útil sobre el eje delantero =

$\frac{20}{160} \times 10,000 = 1,250$  lbs. más 5,000 de peso vacío dan 6,250

lbs. de peso total sobre el eje delantero del camión tractor  $W_1 = 6,250$  lbs.

Importancia de una buena distribución de carga.-

Es de vital importancia la forma como se dispondrá la carga sobre la plataforma, por que influye tanto en el desgaste de las llantas y conservación del firme, una mala distribución de la carga, trae como consecuencia un desgaste distinto en las llantas; así, cuando la carga está a un costado o cuando la carga no se centra bien.

No estando bien distribuída la carga, la máquina se ve obligada a esfuerzos anormales.

La carretera misma se ve sometida a esfuerzos anormales.

La carretera misma se ve sometida a esfuerzos ex-céntricos, por lo cual sufre desgaste desigual en las pendientes y curvas. Luego una buena distribución de carga evita todos esos inconvenientes.

### CAPITULO III

#### CONSTRUCCION Y DRENAJE

Secciones transversales.- Después de tener las características técnicas de la carretera en estudio, así como su trazo en planta y el perfil longitudinal, se procede al dibujo de las secciones transversales, las cuales se han obtenido del plano a curvas de nivel, y se coloca la plataforma con sus dimensiones correspondientes a la carretera de lra. clase en terreno accidentado, con sus taludes de acuerdo al material existente. La altura a la que se coloca la plataforma en corte o en relleno sale del perfil longitudinal.

Areas de las secciones transversales.- Dibujadas las secciones, se procede a obtener las áreas, lo que se obtiene por cualquiera de los siguientes métodos:

- 1) Descomposición en figuras geométricas conocidas.
- 2) Por medio del empleo del planímetro.
- 3) Mediante el procedimiento analítico, conociendo las coordenadas de cada uno de los diversos puntos de la sección.

En el presente trabajo he empleado el primer procedimiento: Descomposición en figuras geométricas conocidas.

Las áreas de corte y relleno se hallan indicadas en

el plano correspondiente con su respectivo número de estaca y cota.

Una vez hallada las áreas en metros cuadrados se procede a la cubicación:

CUBICACION DE CORTES Y RELLENOS.- La cubicación de los cortes y rellenos se hace por dos métodos:

1) Método Exacto.- Sustituye la forma irregular del terreno por un volumen de generación conocida, que puede reemplazarlo sin error sensible, ese volumen formado por un sólido de bases paralelas y aristas distorsionadas se llama prismoide y puede calcularse exactamente; pero este ocasiona cálculos laboriosos de manera que en la práctica se usa el:

2) Método del Area media.- Que da la suficiente aproximación para los trabajos de carreteras.

METODO DEL AREA MEDIA.- Como las secciones transversales se han tomado normales al eje, los volúmenes de corte y relleno están dados por las fórmulas:

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

en la que S y S' son las áreas de las secciones transversales consecutivos, separadas por la distancia D.

Veamos como se presenta esta fórmula en los casos que se tiene en el presente proyecto:

1.- Si una sección está en corte y otra en relleno.-  
fig. (1). Existirá entre estas secciones una línea de paso  
rr', que podemos considerar como una sección de área cero y  
tendremos en ese punto las fórmulas convertidas en:

$$V_c = \frac{S}{2} d \quad V_r = \frac{S'}{2} d'$$

Estas fórmulas suponen las distancias d y d'. Se determinan gráficamente del perfil longitudinal, pero esto es muy laborioso, y mucho más sencillo y práctico es utilizar la distancia D entre las secciones. Esta distancia se hace intervenir en la fórmula mediante una serie de transformaciones de tipo geométrico, los cuales nos llevan a los siguientes valores:

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

2.- Si dos secciones están en media ladera correspondiéndose las áreas de corte y las de relleno. Fig. (2).

En este caso tendremos las fórmulas generales:

$$V_c = (S + S') \times \frac{D}{2} \quad V_r = (S_1 + S'_1) \times \frac{D}{2}$$

3.- Si una sección está en corte o relleno y la otra en media ladera. Fig. (3)

En este caso el volumen se descompone en tres volúmenes parciales:

Volumen de corte  $S_1$  a  $S'$

$$V_{c1} = (S_1 + S'_1) \times \frac{D}{2}$$

Volumen de corte en  $S$

$$V_{c2} = \frac{S^2}{S + S'} \times \frac{D}{2}$$

Volumen de relleno  $S'$

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

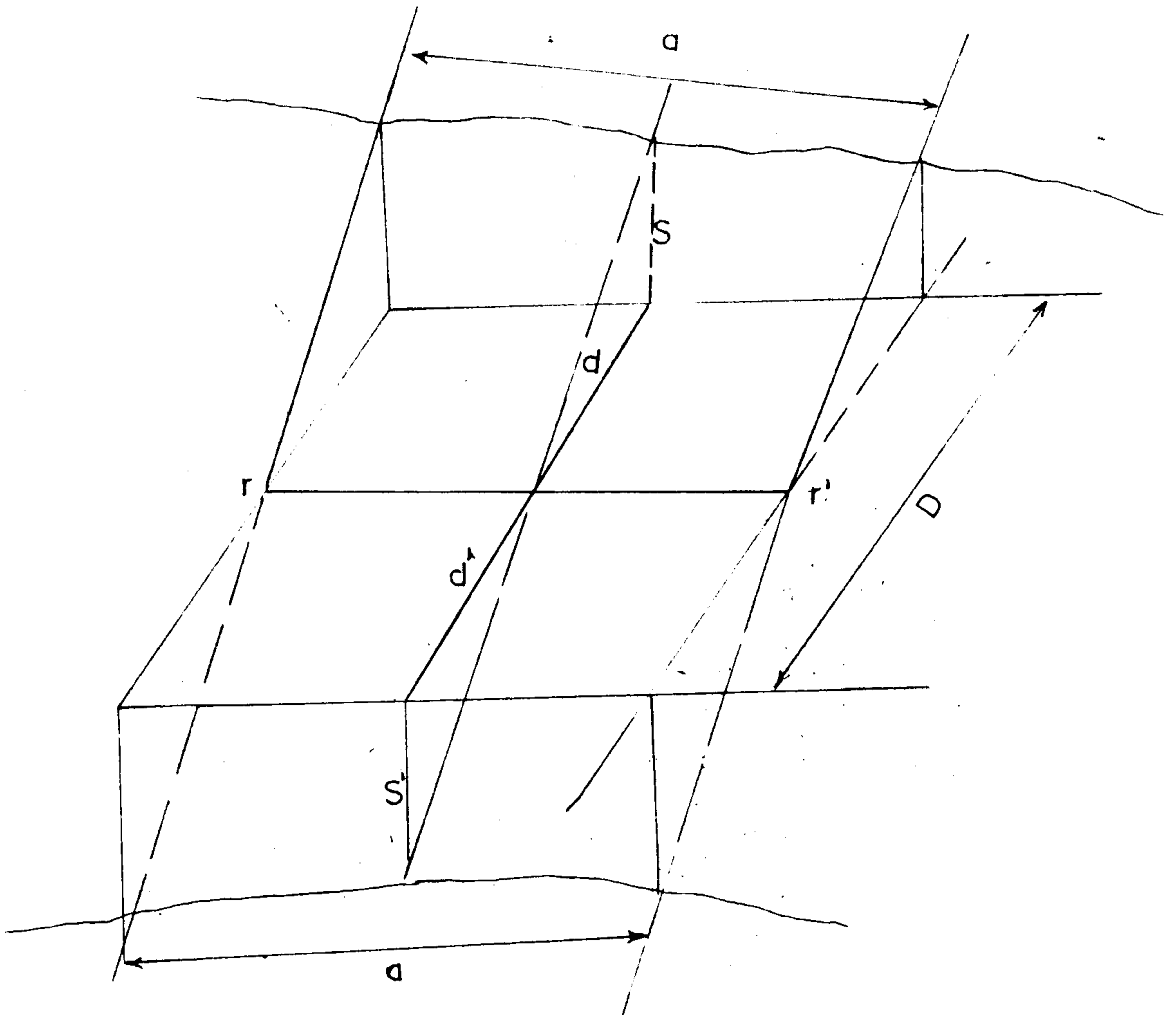
NOTA.- En la práctica, sin embargo, no se aplica tantas fórmulas para los casos de pasos de secciones de corte a relleno o en los casos de paso a media ladera. Se cubica tomando la fórmula del área media en los casos de corte a corte y de relleno a relleno y en los casos de paso de corte a relleno o viceversa, se toma la mitad de la distancia por la mitad del área respectiva.

Al hacerse el trazo por estacas de 20 m., la cubicación se vuelve muy fácil, ya que en la fórmula del área media se debe de multiplicar la suma de las áreas por la mitad de la distancia entre estacas, como ésta es de 20 m. resulta que bastará multiplicar la suma de las áreas por 10.

$$V_c = \frac{s}{2} d d \quad V_r = \frac{s'}{2} d d$$

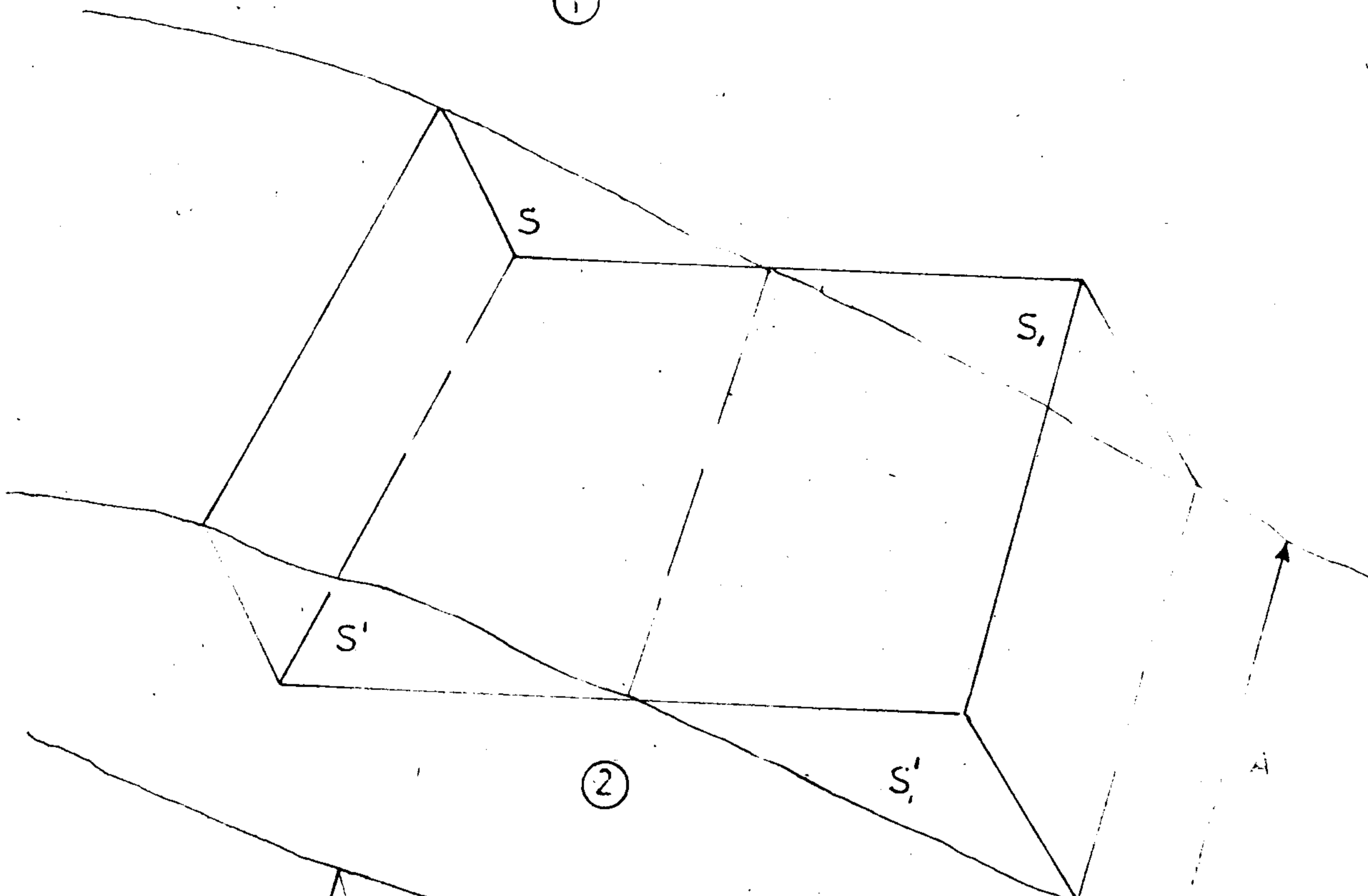
$$V_c = \frac{s^2}{s+s'} \times \frac{D}{2}$$

$$V_r = \frac{s'^2}{s+s'} = \frac{D}{2}$$



$$V_c = \frac{s+s'}{2} D$$

$$V_r = \frac{s_1+s'_1}{2} D$$

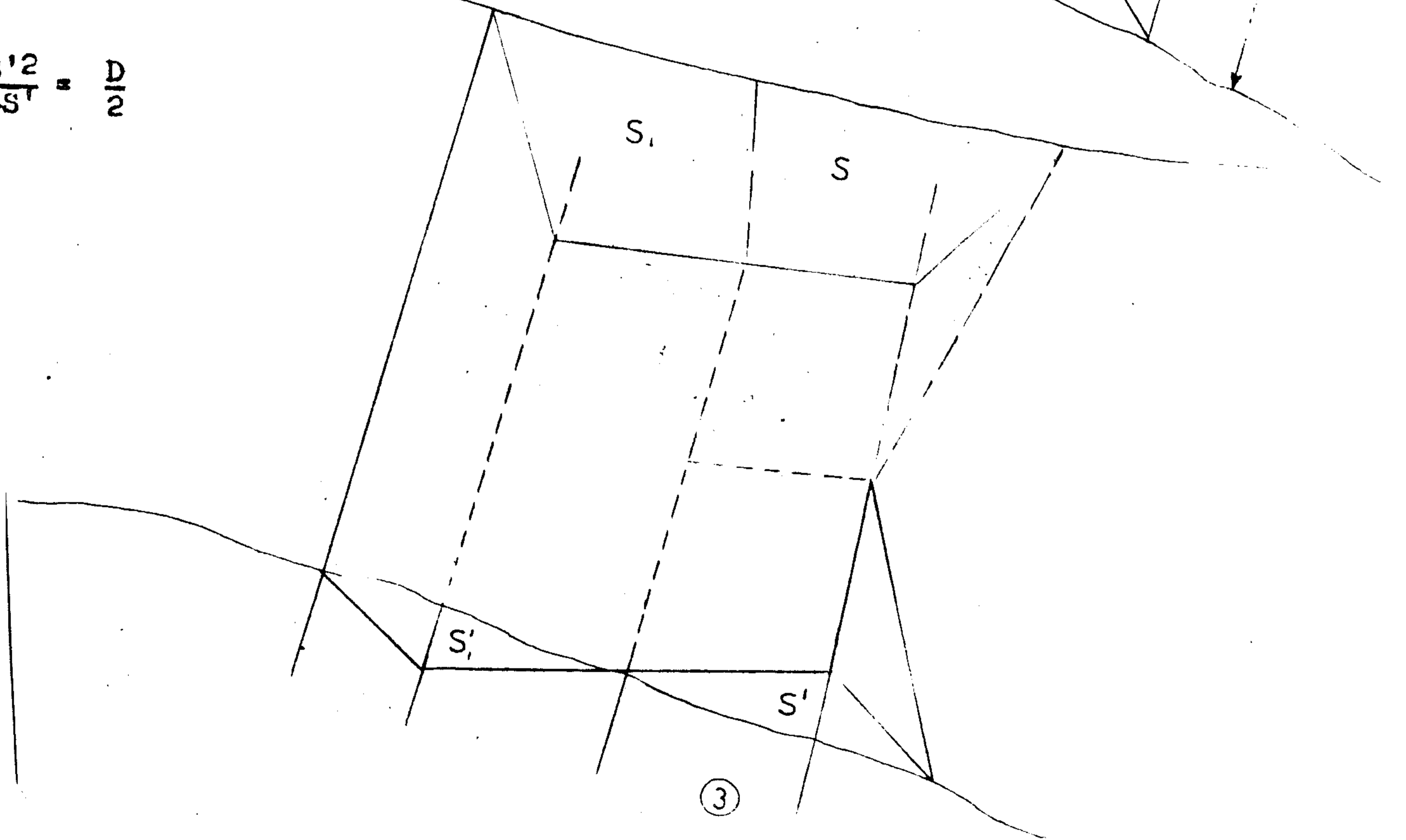


②

$$V_{c1} = \frac{s_1+s'_1}{2} D$$

$$V_{c2} = \frac{s'^2}{s+s'} \times \frac{D}{2}$$

$$V_r = \frac{s'^2}{s+s'} = \frac{D}{2}$$



③

$$V = \frac{S + S'}{2} \times D = (S + S') \frac{D}{2} = (S + S') \frac{20}{2} = (S + S') \times 10$$

Cuando hay estacas fraccionarias, debe multiplicarse la semisuma de las áreas por la distancia y cuando hay paso de corte o relleno a cero, se usa la fórmula

$$V = \frac{1}{4} (D \times S) \text{ que da la suficiente aproximación.}$$

Teniendo las áreas de corte y relleno de las estacas se pone en los pliegos de cubicación, obteniéndose luego el metrado cuyo modelo se adjunta.

M E T R A D O

Esta.	Dist.	A r e a s		V o l ú m e n e s M3						
		M2		T o t a l		MATERIALES CLASIFICADOS				
Km.		Rell.	Corte	Rell.	Corte	Rell. Prop.	Rell. Prest.	Material Suelto	Roca Blanda	Roca Dura
0	--	0.70	0.60	---	---	---	---	---	---	---
2	20	1.30	--	1,307	3	3	1,304	3	---	---
4	20	--	--	---	---	---	---	---	---	---
6	20	--	--	---	---	---	---	---	---	---
10	20	--	--	---	---	---	---	---	---	---
12	20	128.00	--	---	---	---	---	---	---	---
14	20	72.20	--	2,002	---	---	2,002	---	---	---
16	20	25.20	--	947	---	---	947	---	---	---
18	20	2.20	--	274	---	---	274	---	---	---
20	20	--	6.60	11	33	11	---	33	---	---
22	20	--	8.50	---	151	---	---	151	---	---
24	20	--	6.30	---	148	---	---	148	---	---
26	20	0.40	0.80	2	71	2	---	71	---	---
28	20	6.00	--	64	4	4	60	4	---	---
30	20	6.70	--	127	---	---	127	---	---	---
32	20	3.60	--	103	---	---	103	---	---	---
34	20	2.20	0.10	58	1	1	57	---	1	---
36	20	6.30	---	85	1	1	84	---	1	---
38	20	--	7.20	32	36	32	---	---	36	---
40	20	--	14.30	---	215	---	---	---	215	---
42	20	--	13.00	---	273	---	---	---	273	---
44	20	0.90	1.00	5	140	5	---	---	140	---
46	20	5.90	0.10	68	11	11	57	---	11	---
48	20	8.00	--	139	1	1	138	---	1	---
50	20	8.50	0.10	165	1	1	164	---	1	---
52	20	11.00	--	195	1	1	194	---	1	---
54	20	9.80	--	208	---	---	208	---	---	---
56	20	11.90	--	217	---	---	217	---	1	---
58	20	12.50	--	244	---	---	244	---	---	---
60	20	8.10	--	206	---	---	206	---	---	---
62	20	10.30	--	184	---	---	184	---	---	---
64	20	6.20	--	165	---	---	165	---	---	---
66	20	--	8.70	31	44	31	---	---	22	22
68	20	--	24.70	---	334	---	---	---	167	167
70	20	--	47.30	---	720	---	---	---	360	360
72	20	--	12.60	---	599	---	---	---	299	299
73	10	0.40	6.10	1	94	1	---	---	47	47
74	10	--	24.10	1	151	1	---	---	75	75
76	20	--	41.60	---	657	---	---	---	329	329
78	20	--	57.00	---	992	---	---	---	496	496
80	20	--	47.70	---	1053	---	---	---	527	527
82	20	--	23.80	---	715	---	---	---	357	357
84	20	--	9.00	---	328	---	---	---	164	164
86	20	2.50	1.50	13	105	13	---	---	53	53
88	20	12.80	--	153	8	8	145	---	4	4
90	20	14.90	--	277	---	---	277	---	---	---
92	20	5.70	0.50	206	3	3	203	---	15	15
94	20	1.50	7.10	72	76	72	---	---	380	38
96	20	20.40	0.10	219	72	72	137	---	360	36
98	20	23.60	--	440	1	1	439	---	5	5
100	20	23.40	--	470	---	---	470	---	---	---
				8,691	7,042	270	8,406	410	3,656	2,970



Esponjamientos de las tierras y su contracción al compactarlas.- Cuando se hace un corte en una ladera resulta que si cortamos un metro cúbico, obtenemos un volumen mucho mayor de material suelto, incremento de volumen que depende de la clase del material que se corte. Este fenómeno que se llama Esponjamiento, depende de los vacíos que quedan entre las partículas del material que después de haber estado aglomerado por largos y laboriosos procesos geológicos, es desagregado artificialmente.

Pero este esponjamiento inicial, disminuye a medida que se efectúa el proceso natural de acomodación de las partículas, unas con otras y disminuyen los vacíos que habían en su masa, mediante los procedimientos mecánicos de compactación y estabilizado, ese volumen, aun esponjado, se reduce a un volumen menor del que se cortó del terreno natural, esto es lo que se llama contracción de las tierras. Teniendo en cuenta este fenómeno en la compensación longitudinal de corte y relleno, ya que para hacer un relleno de determinado número de metros cúbicos, no se requiere un número igual de metros cúbicos de corte, sino mucho más en un porcentaje variable que depende de la clase de material que se trabaje.

Al trabajar con el equipo mecánico estas diferencias de volúmenes toman especial importancia y en el cálculo del Rendimiento de las máquinas se hace intervenir lo que se

llama el factor de conversión "f" que se aplica según los trabajos que realice la máquina; así se tiene los volúmenes del material en 3 formas distintas:

1) El volumen del material en sitio, o estado natural.

2) El volumen del material suelto, es el volumen del material después que ha sido removido de su estado natural y ha tenido lugar el esponjamiento.

3) El volumen de material compactado, es el volumen de material que forma un relleno en el cual ha tenido lugar la contracción.

Al calcular el rendimiento del equipo mecánico, los cortes y rellenos se estiman a base de las tres formas del material: en sitio, suelto y compactado bajo las condiciones siguientes:

a.- El volumen suelto se usa para expresar la capacidad de transporte del equipo.

b.- El volumen en sitio se convierte en volumen compactado para determinar la cantidad de metros cúbicos de corte de terreno natural que se necesita para ejecutar un determinado volumen de relleno compactado.

c.- El volumen en sitio se convierte en volumen suelto para determinar la capacidad del equipo necesario para mover ese volumen.

d.- El volumen en material suelto que mueve el

equipo debe de ser convertido a volumen compactado para determinar el volumen final de los Rellenos.

Los factores de conversión para los terrenos dados serán:

Materiales sueltos

De estado natural a estado suelto	= 1.25
De estado suelto a compactado	= 0.72
De estado compactado a suelto	= 1.39

Para Rocas en General

De estado natural a estado suelto	= 1.50
De estado suelto a estado compactado	= 1.00
De estado compactado a suelto	= 1.00

Curva de las masas o Diagrama de Bruckner.- Para esto ya se tiene los pliegos de cubicación con los volúmenes totales de corte y rellenos ya calculados.

Volumen corregidos.- Aplicando los factores de conversión mencionados a los volúmenes de corte y relleno que arrojan los pliegos de cubicación, tenemos los volúmenes corregidos que son los que realmente se moverán al ejecutar las explanaciones. Estamos en condición, entonces, de hacer la compensación transversal, para ello le asignamos signo (+) a los volúmenes de corte y signo (-) a los de relleno y hacemos la resta estaca por estaca. Los volúmenes resul-

tantes son los que entran en la compensación longitudinal, se procede luego a obtener la suma algebraica de los volúmenes parciales y así se tiene los datos necesarios, y se construye la curva de masas.

Utilizando la escala:  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Hor.: Distancia: 1 cm. = 20 m.} \\ \text{Vert.: Volumen: 1 cm. = 200 m}^3 \end{array} \right.$

La curva no es siempre una línea sinuosa continua puesto que puede resultar interrumpida en puntos correspondientes a túneles, puentes, etc., a través de los cuales no se puede hacer el transporte longitudinal durante la construcción del camino. Así, en mi caso, tengo un puente de 100 m. de luz que interrumpe la curva continua.

Observando los totales de cortes y relleno de las columnas de "Volúmenes corregidos" se ve que hay una diferencia de  $71 \text{ m}^3$  (Relleno) pequeña diferencia, es decir que hay compensación en el tramo; pero, por lo expuesto anteriormente, no se puede hacer el transporte a través del puente, así en el extremo opuesto se tiene un relleno de  $1816 \text{ m}^3$ .

Luego estudiamos la forma como se han de distribuir las masas de material a fin de disminuir al mínimo las distancias de transporte. Para ello tenemos que las propiedades de la curva son:

1) El diagrama es ascendente mientras hay excesos de corte y descendente cuando hay exceso de relleno.

2) Hay una ordenada máxima que corresponde a cada punto que en perfil longitudinal señale el paso de corte a relleno o de relleno a corte.

3) La diferencia entre las ordenadas de dos puntos consecutivos del diagrama, representa a la escala adoptada, el exceso de volumen que después de la compensación transversal se tiene en el tramo correspondiente, exceso que es de corte si la diferencia es positiva y de relleno si es negativa.

4) En los puntos d-e-f-g-h-i en que la curva es corta ( ) y los puntos k-l cortada por la línea ( ) hay compensación de volúmenes, pues en esos puntos la suma algebraica de los cortes (+) y de los rellenos (-) es cero.

5) Si la curva termina en la línea de ceros, hay compensación absoluta.

6) Si la curva no termina en la línea de los ceros, la ordenada extrema representa el exceso de cortes si queda por encima y el exceso de relleno si queda por debajo de esa línea.

7) Toda paralela a la línea de base que corte a la curva en dos puntos, determina segmentos compensados. Estas paralelas son también líneas de balance.

8) El área comprendida en un segmento cerrado representa los momentos de transporte de los volúmenes que se compensan.

9) El cociente del área de un segmento cerrado, dividida entre la ordenada que representa los volúmenes que se compensan, da la distancia media de transporte.

Discusión de la curva de masas.- Recta de compensación de gasto mínimo. Como el gasto para los transportes es proporcional a la suma de los momentos de transporte entre las diferentes rectas de compensación posible, corresponderá a la distribución más económica con relación a los transportes, aquella que haga mínimo el momento total de transporte. Por lo que respecta a los transportes longitudinales, este momento está representado por el conjunto de las áreas de montes y valles; por lo tanto "La recta de distribución" correspondiente al menor gasto para los transportes longitudinales o como suele decirse la recta de gasto mínimo, ha de hacer mínima la suma de las áreas de montes y valles. (Para esto debe cumplirse que "La horizontal de gasto mínimo es aquella para la cual la suma de las cuerdas subtendidas en los montes es igual a la suma de las cuerdas subtendidas en los valles". Se tiene pues, que  $d-e+e-f+f-g = g-h + h-i$ ; por otro lado, se tiene el segmento k-l de compensación paralela a la recta x-x.

De tal manera que las distancias medias de transporte serán:

Segmento	Momento de Transporte	Volumen m <sup>3</sup>	Distancia media de Transporte
I	4.540 m <sup>4</sup>	160	28.40 m.l.
II	19.420 "	340	57.00 "
III	7.500 "	200	37.50 "
IV	66.770 "	800	83.20 "
V	85.190 "	980	87.50 "
VI	94.190 "	1,040	90.00 "
	267.610 m <sup>4</sup>	3,420 m <sup>3</sup>	

La distancia media general de transporte será:

$$\frac{267,610}{3420} = 78 \text{ m.}$$

Material Sobrante y de Préstamo.- En el tramo  $\overline{i-j} = 3,634 \text{ m}^3$  y  $\overline{j-k} = 3,000 \text{ m}^3$  es de bote, que lo arro-  
jamos por la estaca 73 a una distancia de 40 m. y estaca  
84 a una distancia de 50 m., respectivamente. En el tramo  
 $\overline{a-b}$  entre el kilómetro 0 y la No. 2 es de relleno, se reali-  
za con material de préstamo y es de  $1816 \text{ m}^3$  proporcionada  
a una distancia de 20 m.l. El tramo  $\overline{c-d}$  también es de prés-  
tamo que tiene un relleno de  $4,324 \text{ m}^3$ , esto se proporcionará  
de los costados a una distancia promedio de 30 mts. El tra-  
mo  $\overline{l-ll}$  de relleno de  $570 \text{ m}^3$  se realiza con material de prés-

tamo situado a 10 metros.

Según todo estos datos se selecciona el tipo de equipo que se necesita para transportar cada tramo; teniendo en cuenta los siguientes factores:

- 1.- De la distancia de transporte
- 2.- De la clase de elementos o equipo que es posible disponer.
- 3.- De la clase de materiales que se trata de mover y de su volumen.
- 4.- De las condiciones locales.
- 5.- Del uso y condiciones más apropiadas para la operación de las diversas máquinas.

Las distancias de transporte para trabajos a máquina es:

Tractor con empujador hasta 90 m.

Combinación traillas-tractor de 90 m. a 450 m.

Moto-trailla de 270 a 1,500 m.

Vagones recomendables desde los 500 m.

Combinación Pala-Volquete de 1050 m. hacia arriba.

Según esto, el equipo elegido es: Tractor D-7 con empujador Bulldozer No. 7-A, que no es muy pesado comparado con el D-8, y su eficiencia está de acuerdo a la calidad y volumen de material a moverse. No utilizo traillas debido a la topografía accidentada, siendo estos útiles en



topografía ondulada y especialmente para materiales sueltos que no tengan raíces, troncos ni pedrones.

El rendimiento en los tractores D-7 con empujador No. 7-A es:

$$R = \frac{Q \times f \times 60 \times E}{C_m}$$

En la que:

Q = capacidad de la pala en material suelto

f = factor de conversión.

60 = número de minutos en la hora

E = factor de eficiencia del tractor

C<sub>m</sub> = tiempo que dura un ciclo de trabajo en minutos.

Para los primeros 300 mts. de material suelto se tiene:

$$Q = 2.5$$

$$f = 0.72 \text{ (De material suelto a compactado)}$$

$$E = 0.60$$

$$C_m = t_f + t_v \text{ (tiempo fijo + tiempo variable)}$$

#### T R A M O I

$$L = 28.4 \text{ mts.}$$

t<sub>f</sub> = tiempo fijo (un cambio de engranaje dura 10") en una ida y vuelta hay dos veces cambio de engranajes.

$$t_f = 10'' \times 2 = 0.33 \text{ minutos.}$$

tv = tiempo variable; esto se obtiene:

$$\text{Ida en lra.} = 2.3 \text{ km/hora}$$

$$\text{Retroseso 4ta.} = 8.7 \text{ km/hora}$$

El tiempo variable será:

$$\text{Ida} = \frac{28.4 \times 60}{2.3 \times 1000} = 0.740$$

$$\text{Regreso} = \frac{28.4 \times 60}{8.7 \times 1000} = \frac{0.196}{0.936} = 0.94 = tv.$$

$$C_m = (0.33 + 0.94) = 1.27$$

$$R = \frac{2.5 \times 0.72 \times 60 \times 0.60}{1.27} = 51 \text{ m}^3/\text{hora}$$

y así sucesivamente se calcula los rendimientos de los demás tramos; con la salvedad, que en los 700 mts. restantes de material rocoso, el factor de conversión f es uno:  $f = 1$ .

Teniéndose a continuación los cuadros siguientes:

CUADRO PARA LOS TRAMOS COMPENSADOS

Tramo	Tiempo fijo	Tiempo var.	Cm	Vol. m <sup>3</sup>	Rendimiento m <sup>3</sup> /hora	Tiempo
I	0.33	0.94	1.27	160	51.	3.15 h.
II	0.33	1.88	2.21	340	29.5	11.50 h.
III	0.33	1.24	1.57	200	57.3	3.50 h.
IV	0.33	2.75	3.08	800	29.3	27.40 h.
V	0.33	2.91	3.24	980	28.	35.00 h.
VI	0.33	2.97	3.30	1040	27.4	38.00 h.
TOTAL						118.55 h.

CUADRO PARA LOS TRAMOS NO COMPENSADOS

T r a m o	Tiempo fijo	Tiempo variable	Cm.	Vol. m <sup>3</sup>	Rend. m <sup>3</sup> /hora	Tiempo
Pres tamo a-b	0.33	0.66	0.99	1,816	65.50	28.4 h.
Pres tamo c-d	0.33	0.99	1.32	4,324	49.00	88.2 h.
Pres tamo l-ll	0.33	0.33	0.66	570	136.00	4.2 h.
Bote i-j	0.33	1.32	1.65	3,634	54.50	66.5 h.
Bote j-k	0.33	1.65	1.98	3,000	45.50	66.0 h.
TOTAL						253.30 h.

Repartición de trabajo

Utilizando tres tractores: T-1, T-2 y T-3 y comenzando el trabajo simultáneamente se tiene que el tiempo que trabaja cada tractor será:

$$\text{Tiempo} = \frac{118.55 \text{ h} + 253.30 \text{ h}}{3} = \frac{371.85}{3} = \underline{123.95 \text{ h}}$$

El tractor T-1.- Comienza trabajando en el tramo a-b para luego seguir al tramo c-d, todo esto lo realiza en:

$$28.40 \text{ h} + 88.20 \text{ h} = 116.60 \text{ horas}$$

El tractor T-2.- Comienza trabajando en el tramo I, para luego seguir con el tramo II, III, IV y V, que lo realiza en:  $3.15 \text{ h} + 11.50 \text{ h} + 3.50 \text{ h} + 27.40 \text{ h} + 35.00 \text{ h} = \underline{80.55 \text{ h.}}$

El tractor T-3.- Comienza trabajando en el tramo VI, para luego seguir a I-II y después a J-k, todo esto lo realiza en un tiempo de:  $38.00 \text{ h} + 4.2 \text{ h} + 66.00 \text{ h} = 108.20 \text{ horas.}$

Por último, los tres tractores trabajan juntos en el tramo de boje i-j, que le corresponde un tiempo de 66.5 h.

$$\text{Tractor T-1} = 123.95 - 116.60 = 7.35 \text{ h.}$$

$$\text{Tractor T-2} = 123.95 - 80.55 = 43.40 \text{ h.}$$

$$\text{Tractor T-3} = 123.95 - 108.20 = \underline{15.75 \text{ h.}}$$

$$\text{Total} = 66.50 \text{ h.}$$

Suponiendo que la hora de trabajo sea de 50' el tiempo empleado por cada tractor será:

$$T = \frac{123.95 \times 60}{50} = 148 \text{ horas}$$

Siendo la jornada de 8 horas, se tiene el número de jornadas:

$$\frac{148}{3} = 18.5 \text{ días}$$

---

## TRABAJOS CON EXPLOSIVOS

Para los trabajos de desgregación se utilizarán explosivos, de los cuales, el comunmente empleado para voladuras en rocas es la dinamita, la cual se presenta en forma de cartuchos; también disponemos de la mecha y fulminantes necesarios.

La cantidad de material desagregado se obtiene por la fórmula  $V = 1.05 h^3$  en la que  $V$  = volumen desagregado en  $m^3$ ;  $h$  = longitud de taladro en m. De esta fórmula se deduce que si la longitud del taladro es 1 m., el material desagregado será  $1.05 m^3$ . Otra fórmula importante en el cálculo de explosivos es:

$$C = Kh^3$$

Donde:

$C$  = Carga en Kgr.

$h$  = Longitud del taladro en m.

$K$  = Coeficiente experimental

que vale: Para roca blanda que se rompe fácilmente  $K = 0.1$ ; para rocas de media dureza, de rotura más difícil  $K = 0.2$ ; para rocas duras y tenaces  $K = 0.3$ .

Teniéndose en cuenta que estas son fórmulas empíricas que pueden o no dar la suficiente aproximación, se ha preferido tomar los valores experimentales dados en el Manual de Hutte; para el cálculo de la cantidad de explosi-

vos, estos valores son:

Clase de Roca	Cantidad de dinamita por metro cúbico
Blanda	0.10 a 0.15 kgr.
Dura	0.15 a 0.25 kgr.
Muy Dura	0.30 a 0.40 kgr.

Para conocer el total de dinamita necesario en el kilómetro en estudio, obtenemos del pliego de cubicación, las siguientes cantidades:

$$\text{Rocas blandas} = 3,656 \text{ m}^3$$

$$\text{Rocas duras} (2,976 \text{ m}^3 + 570 \text{ m}^3 \text{ de préstamo})$$

$$\text{Total} = 3,446 \text{ m}^3$$

La cantidad necesaria de dinamita es:

$$C = 3,656 \times 0.15 + 3,446 \times 0.25 = 550 + 855 = 1,355 \text{ kilos de dinamita.}$$

La dinamita generalmente viene en cartuchos de 0.10 kgr. y en cajones de 200 cartuchos o sea 20 kgr. cada uno. Suponiendo un término medio de 3 cartuchos por tiro el número de tiros será:

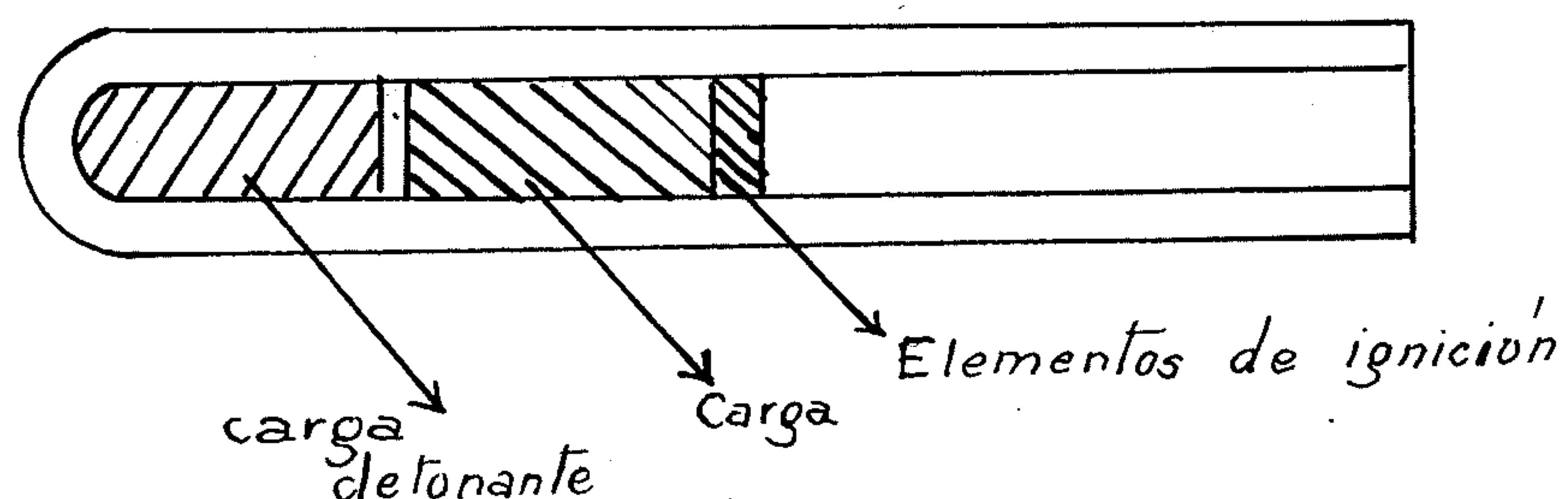
$$N = \frac{1355}{3 \times 0.10} = 4,500 \text{ tiros}$$

La longitud de mecha necesaria, depende de la forma como se distribuyen los tiros, pues habrá cargas mayores

que otras, según las circunstancias. Dependerá también del tiempo que se quiera dar entre el encendido de la mecha y la explosión.

Suponiendo que la velocidad de encendido de la mecha sea de 60 cm/minuto o 1 cm/seg. en promedio, dándonos un tiempo prudencial de 100 seg. se tendrá que la longitud de la mecha de 1 metro para cada tiro, necesitaremos pues 4,500 mts. de mecha.

En lo que respecta al fulminante, los generalmente usados en este tipo de trabajo son los catalogados con el No. 6; tienen 4 cm. de largo por 6 mm. de diámetro, que se venden en cajas de 100 unidades. Como se va emplear un ful-



minante por tiro, necesitamos 4,500, lo que equivale a 45 cajas.

Todos estos cálculos son muy relativos, ya que la carga depende del volumen que se quiere mover y si se trabaja en corte, a media ladera o intrinchera, gran parte del

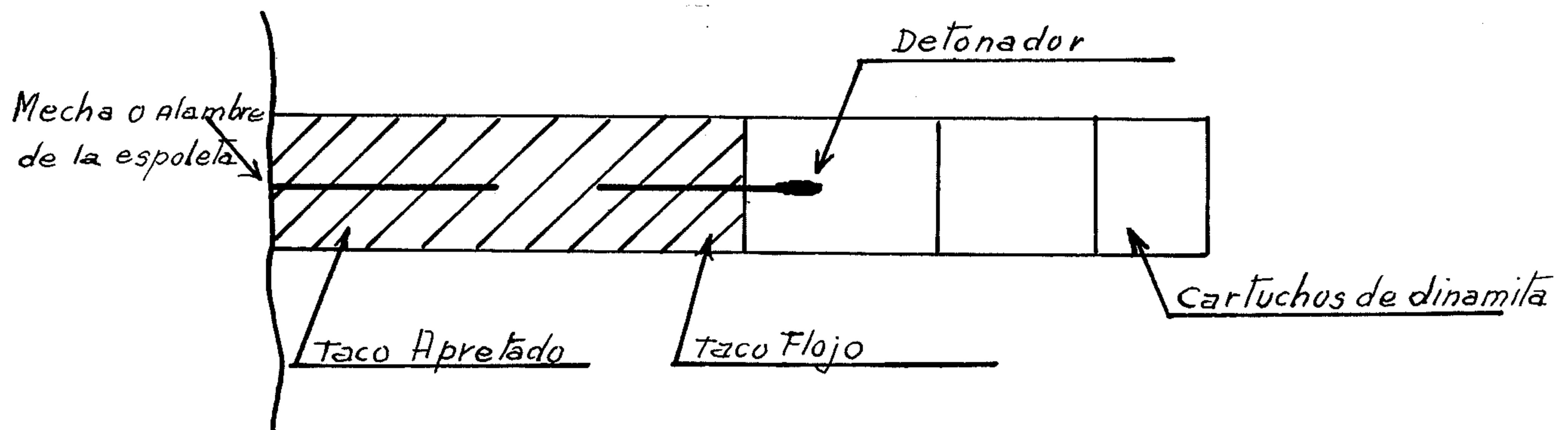


rendimiento dependerá de la experiencia del barrenero.

Carga de los taladros.- Para cargar un taladro se prueba primero con el atacador para ver si está despejado y si tiene la profundidad y el ancho debidos. Se meten en seguida, los cartuchos necesarios, empujándolos con el ataca dor; el cartucho que lleva el fulminante y la mecha es naturalmente el último que se coloca. Se comienza, entonces, a echar el material para atacar. Este debe estar exento de piedras, las arcillas son los mejores materiales con ese fin.

Para los taladros grandes en que el peso de 1 taco basta para encerrar bien el explosivo, puede aplicarse arena seca o suelta. Para los demás casos, es preferible valerse de arena húmeda, arcilla o barro que se apelmaza más fácilmente.

La buena atacadura es uno de los requisitos esenciales para un buen disparo.- Los primeros centímetros de taco no deben de comprimirse mucho para evitar golpear el detonador; el resto del taco debe quedar tan apretado como sea posible, empujándolo con el atacador de madera y cuidando de que la mecha y los alambres de la espoleta no se suelten o vayan a maltratarse, en esta última debe tenerse cuidado de que no haga codos bruscos o dobleces, ya que pueden ser motivo de que se corte el tiro o que quede en combustión latente.

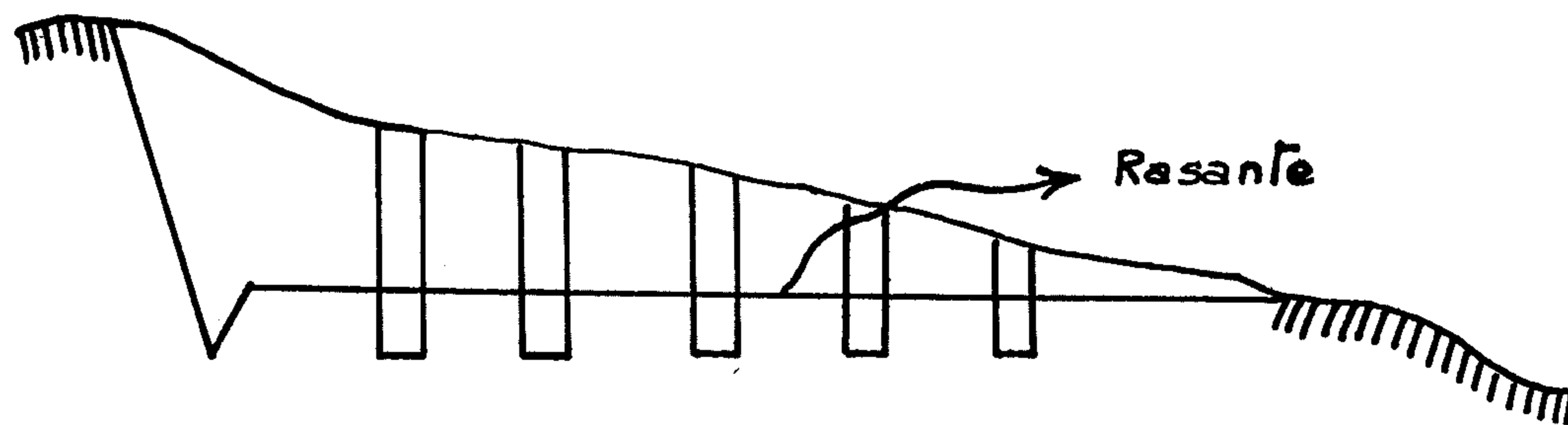


### Trabajos con explosivos en cortes de carreteras

La primera operación que hay que hacer en un trabajo con explosivos consiste en "trazar los tiros" o sea marcar la ubicación, profundidad y dirección de los taladros. Esta operación se hace teniendo en consideración "Línea de menor resistencia" y sobre el "cono normal". Hecho esto se ubican a los barreteros a lo largo del frente que se trata de volar.

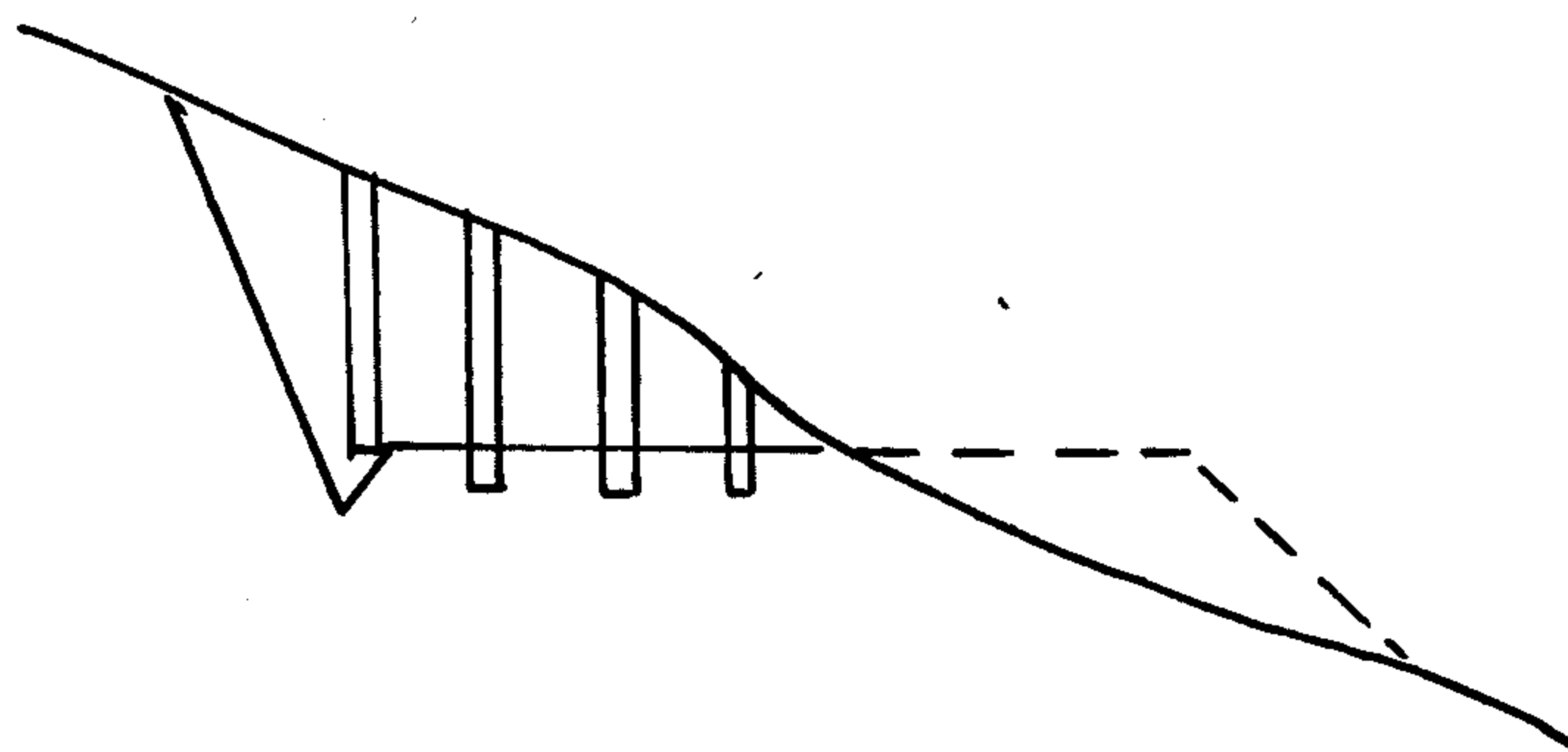
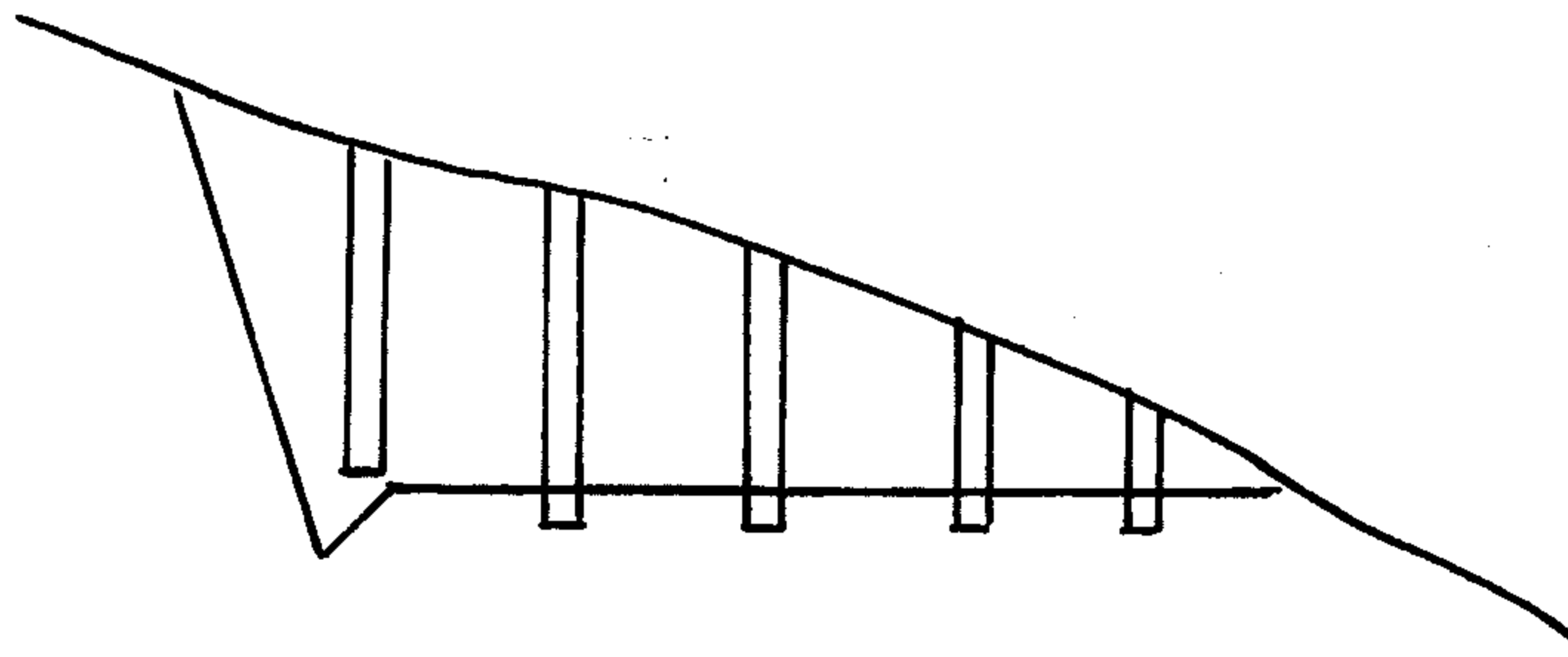
La profundidad, dirección y cantidad de carga de los tiros depende de la clase de trabajo que se trata de realizar. Si la altura de corte es muy baja hay que hacer lo que se llama un "raspado" de la roca para lo que se ubica gran cantidad de tiros cortos. Esta clase de trabajos, en general de laboriosa ejecución, produce un gran consumo de explosivos; la masa de la roca es volada en fragmentos pequeños y quedan muchas puntas que hay que volver a volar para

poder llegar a la altura de la rasante; esto se evita en parte, haciendo los taladros a mayor profundidad que la altura de corte deseada.



Quando se trata de hacer cortes en laderas con cierta inclinación, se usa dos métodos, según se quiera que el íntegro del material sea expulsado, destinado a transportarlo o que forme el relleno lateral. En el primer caso, se usan cargas más fuertes que en el segundo, los taladros se espacian de 1.50 a 2.40, uno del otro, en hileras separadas de 1.50 a 2.40, una de otra. El tiro para hacer el talud de roca será vertical; pero si es de material suelto se obtiene poniendo un taladro vertical que llegue hasta la mitad de su inclinación.

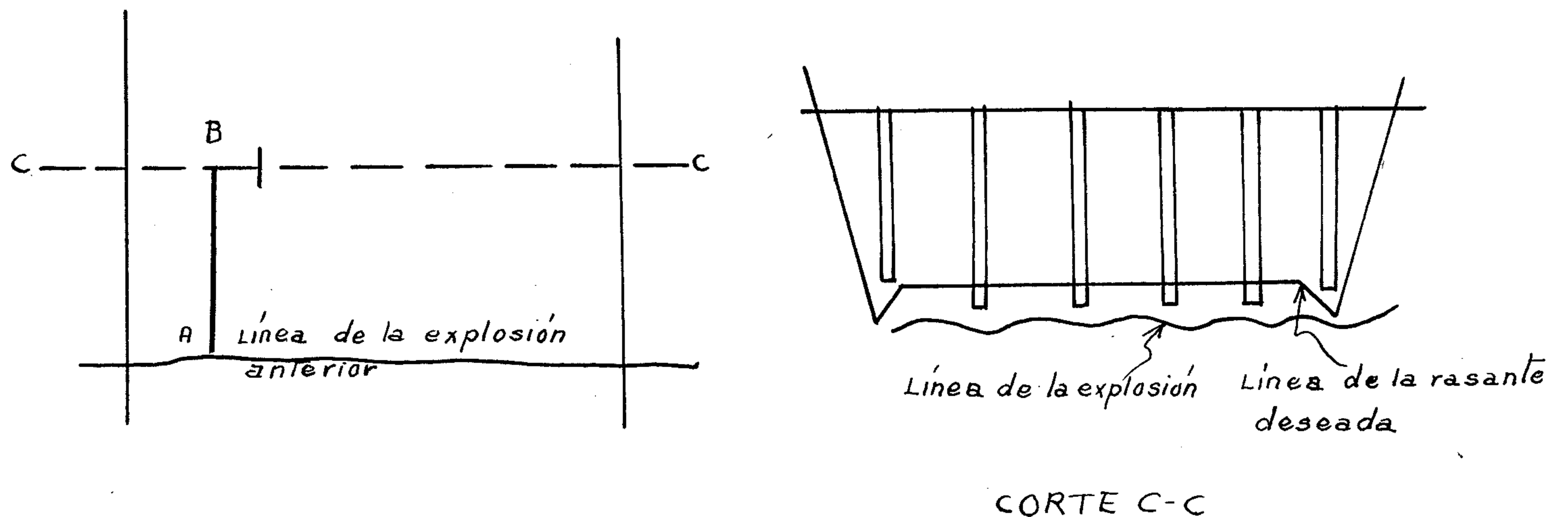
Si el material del corte va a ser aprovechado en el relleno, la carga debe ser solo lo suficiente para mover el suelo, las distancias de los taladros son las mismas del caso anterior.



Trabajos con Explosivos en cortes cerrados.- Cuando sobre la roca hay una capa de tierra mayor de 2 m. debe ser extraída antes de comenzar las perforaciones de la roca; pero si es menor puede ser volada junto con todo. Los cortes deben de hacerse por capas de 2.40 m. a 3.00 m. Esto facilita el desmonte.

Cuando el corte cerrado no es tan profundo; se extrae el material con una sola hilera de barrenos. En este caso, la separación A entre la cara de la última explosión y la distancia a la próxima hilera de taladros, es un poco mayor que la profundidad del corte y el espaciamiento B es ligeramente inferior a esa profundidad. Si el corte es algo profundo, el espaciamiento A es la mitad de la profundidad y

la distancia B son iguales a A. Los taladros deben hacerse más profundos de la línea de rasante que se desea obtener y se les debe de pasar todos juntos con espoleta.



### Compresoras de aire y herramientas Neumáticas.-

La compresora de aire tiene por objeto producir aire a compresión para accionar las herramientas neumáticas.

Consta en general de un motor y compresor montado en el mismo bastidor, este está montado sobre llantas, con barra de tiro, el motor puede ser a gasolina o Diesel.

Los más usados en trabajos de carreteras, son los de: 105, 160, 210 y 315 pies cúbicos por minuto.

La compresora que utilizo para mi carretera es de 105 pies cúbicos por minuto, marca CHICAGO PNEUMATIC, modelo

105.

Herramienta neumática.- El aire comprimido que sale de la compresora es transportado mediante mangueras especialmente reforzadas al martillo neumático, que es el que acciona sobre las herramientas y controla su operación. Para roca tenemos:

Barreno o perforadores de Roca.- Estos son barras de acero de sección exagonal, octogonal o cilíndrica y de longitudes variables, según la profundidad del taladro que se desea perforar, su diámetro también es variable, según la necesidad del trabajo. Los más usados entre nosotros son los de sección octogonal de 1" de diámetro.

Para evitar que el barreno mismo se gaste y para facilitar el aguzado de la punta, se usan unas cabezas especiales llamadas "bits", tienen generalmente cuatro filos en cruz. Así he utilizado brocas marca Timke, con inserciones de carbono, con lo cual se obtiene un mayor rendimiento, ya que se puede perforar 300 mts. de taladro sin que se pierda su filo.

La herramienta neumática requiere pues, una cantidad de aire comprimido; con la compresora escogida podemos accionar 2 martillos marca SINKER DRILLS CP-59 con 80 libras de presión.

Máximo rendimiento de la compresora.- Para obtener esto debe tenerse presente:

- 1.- Téngase la compresora lo más a nivel posible.
- 2.- Ubique la compresora lo más cerca posible de las herramientas que opera, a fin de evitar largos transportes de aire por manguera.
- 3.- Nunca debe de sobrecargarse el trabajo de la compresora, poniéndose más herramientas que su régimen de trabajo.
- 4.- Lubricar siempre las partes debidas y hacer revisaciones constantes de la máquina.

Máximo rendimiento en el Barreno perforador de roca

- 1.- Manténgase los barrenos bien aguzados, no debe de tratarse de aguzar los barrenos en el trabajo, sino mandándolo a la herrería.
- 2.- No usarse cabezas o puntas de barrenos ya usados.
- 3.- Mantener todas las llaves y conexiones bien ajustados.
- 4.- Siempre que sea posible, perforar los taladros lo más cerca de la vertical para aprovechar el peso propio del martillo.

Construcción de Rellenos.- La construcción de rellenos debe ser cuidadosamente ejecutados, pues, de lo contrario, sufrirán fallas, asentamientos, corrimientos, etc., haciendo que toda la obra ejecutada resulte defectuosa y que el pavimento se destruya más o menos rápidamente.

Para que el relleno esté bien construído, lo primero que hay que hacer es preparar sus cimientos; si estos son inestables no valdrá la pena gastar tiempo y dinero en hacer una construcción cuidadosa por que de todas maneras se producirá la falla.

Los factores que pueden ocasionar fallas en la cimentación son:

1.- El agua, ya sea en la forma de manantiales o de filtraciones.

2.- Materiales de cimentación suaves, saturados y otros inapropiados.

3.- Material del sub-suelo con planos de sedimentación lubricados con agua.

4.- Taludes muy parados de roca o de materiales blandos, húmedos o cubiertos de vegetación.

Relleno en si.- Lo que se tiene en cuenta son los materiales. Los rellenos deben construirse con los mejores materiales que se encuentren (material apropiado). No deberán colocarse en ellas raíces, árboles, desperdicios, turba u otros materiales o sustancias perjudiciales.



La sub rasante de construirá con el mejor de todos ellos, es decir selecta.

Si los materiales fuesen capilares es preciso poner una sub-base, que corte la capilaridad.

Cuando se usa roca en la construcción de los rellenos, se distribuirá cuidadosamente y los intersticios se llenarán con tierra u otros materiales de partículas finas, para obtener una masa densa y compacta.

Se evitarán siempre la colocación de piedras de dimensiones mayores de 2.5 cm. en la capa de los rellenos, que sea más próxima a la superficie del camino.

Cuando se tenga que construir un relleno a media ladera y se juzgue que no es posible lograr una perfecta unión entre el material existente y el nuevo, se procederá a modificar la pendiente natural del terreno, escarificando profundamente o escalonando la zona respectiva, antes de comenzar a construirlo.

Cuando la superficie de apoyo del relleno sea firme y alisado o cuando se trata de la construcción de un relleno poco profundo sobre una cama de roca existente, se procederá, primero a escarificar el terreno natural con el fin de lograr una perfecta unión entre el material nuevo y el existente. Si el terreno natural sobre el cual debe asentarse el terreno es muy parado, deberá, ante todo, ser limpiado de las yerbas y vegetación superficial y luego escarificado o arado para tener una mayor unión con el relleno y evitar un plano de deslizamiento. Y si el talud del

terreno fuese de roca o de material suelto, deberán, como se ha dicho, hacer gradas o escalones en el cimiento, con el fin de que el terreno quede bien estable.

Además de estos factores, hay que tener en cuenta los taludes: material suelto 1:1 1/2; Roca 1:1. Es decir se tiene taludes apropiados para cada clase de material; si no se les da las inclinaciones indicadas, el relleno fallará, debido a su falta de resistencia al esfuerzo cortante.

Cuando el talud del terreno es igual o mayor que el del relleno, se hace necesario poner muros de sostenimiento en su pie para que contenga las tierras. Igual solución se adoptará cuando haya que limitarse el relleno, para que no invada propiedades, canales de regadío, etc.

Si el pie del relleno cae en lugares en que hay corrientes de agua o mares, etc. que pueden erosionarla, se construirá ya sea un muro de pie; o se le hará una base de material de roca, ya sea revestida con concreto o paneleada para evitar la erosión.

Siguiendo el sistema moderno indicado por la mecánica de suelos en la construcción de Relleno y Subrasante, tenemos el METODO DE PROCTOR.

Construcción de Rellenos.- El primer factor que hay que tener en cuenta al construir un relleno, como ya se ha dicho, es la clase de materiales con los cuales se le va a formar. Es, pues, la Mecánica de Suelos que estudia las

propiedades físicas de los suelos y las pruebas a que es necesario someterlas, para determinar sus características. La clasificación más usual es la dada por el Bureau of Public Roads de los EE.UU. que divide los suelos en 8 categorías:

A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7 y A-8.

Los suelos A-1 al A-4 forman normalmente excelentes suelos para cimentaciones; siguiéndole en importancia las variedades menos plásticas de los grupos A-6 al A-7; A-5 generalmente requiere tratamiento especial; A-8 inapropiado.

Un relleno en el momento de su construcción está formado por una masa de materiales de cohesión muy pequeña o nula; los materiales al ser colocados en su ubicación en el eje del camino para formar el relleno, llegan sueltos y con un gran porcentaje de vacíos en su masa; para que el relleno adquiera estabilidad es preciso que los vacíos desaparezcan y que al alcanzar su máxima densidad, tenga también la cohesión necesaria para que se vuelva prácticamente inalterable en su volumen y forma. La estabilidad se obtiene mediante los procedimientos de compactación, estos consolidan los rellenos de tal manera que la vibración y el peso del tránsito no ocasionan asentamientos y dada su densidad, no son vulnerables a la acción de las lluvias, desbordes, etc., mientras estos agentes no sean muy violentos.

PROPIEDADES GENERALES DE LOS SUELOS PARA LA FORMACION DE RELLENOS  
 SEGUN LA CLASIFICACION DEL BUREAU OF PUBLIC ROADS  
 (Del "Manual of Highway Construction Practices and Methods" de la AASHO)

Grupo	Constituyentes de los suelos	Características de				Usos para rellenos
		Máximo peso seco-libras por pie cub.	Humedad op-tima % del peso	Compact.máxima requerida	Hasta da 15 m. de alto	
A-1	Graduación uniforme de gruesos y finos excelente aglutinante.	130 (Mín.)	9	90	Excelente	Buena
A-2	Graduación pobre y aglutinante pobre.	120-130	9-12	90	Buena	Buena a regular
A-3	Material grueso solo sin aglutinante	120-130	9-12	90	Buena	Buena a regular
A-4	Limos sin cohesión-arcillas desmenuzables, arenas finas.	110-120	12-17	95	Buena a pobre	Buena a regular
A-5	Mcaceas y distomaceas.	80-100	22-30	100	Pobre a muy pobre	Muy pobre
A-6	Arcillas cohesivas impermeables	80-110	17-28	100	Regular a pobre	Muy pobre
A-7	Arcillas permeables drenables	80-110	17-28	100	Regular a pobre	Muy pobre
A-8	Barro y lodo	90 (max.)			Inestables no admiten cargas.	Inapropiado

Para obtener la compactación adecuada es necesario que el relleno se construya extendiendo el material en capas delgadas, de manera que cada capa sea compactada antes de que sea colocada la siguiente encima; la compactación se efectúa mediante los rodillos en capas comprendidas entre 10 y 23 cm.

Los rodillos son elementos destinados a compactar el material de los terraplenes, afirmado y pavimento. Trabajan por pasadas sucesivas sobre el mismo lugar y los hay de diversos tipos y dimensiones, según la clase de trabajo que se quiera realizar y la presión unitaria que se desee obtener sobre el suelo. Así se tiene rodillos:

- 1.- Rodillo pata de cabra
- 2.- Rodillo de 3 ruedas
- 3.- Rodillo tandem de 2 ó 3 ejes
- 4.- Rodillos Neumáticos.

1.- Rodillo pata de cabra.- Compactan bien toda clase de suelos con excepción de las arenas, grava o roca chancada; son también efectivos para compactar las capas de base de los afirmados, siempre que contengan suficiente cantidad de material ligante.

2.- Rodillo de 3 Ruedas.- Se usa para la primera rodillada de los terraplenes, después de que han sido compactadas por capas mediante los rodillos pata de cabra. Efectuando así la compactación de la sub-rasante. Son tam-

bién muy efectivos para las capas de base de los afirmados de piedra chancada, aunque tenga poco o ningún aglutinante.

Son recomendables también para la compactación de capas delgadas de materiales y para el rodillado inicial de las superficies de mezcla asfáltica en caliente.

3.- Rodillo tandem de dos o tres ejes.- Se les usa para el rodillado inicial de los pavimentos de mezcla en frío y para el acabado de todos los tipos de superficie asfáltica.

4.- Rodillos neumáticos.- Estos rodillos se puede decir que son de aplicación general, se les recomienda para compactar capas delgadas de material suelto, para la capa de la parte superior de un terraplén después que han pasado los rodillos para de cabra. Son igualmente efectivos para compactar afirmados de roca chancada y de materiales granulares, ya que el desplazamiento que hace el amasado es muy favorable.

Todos estos rodillos compactan los materiales por capas cuyo espesor varía de (10 a 23 cm.), con la clase de rodillo y para que el trabajo sea efectivo es muy importante que las capas se rieguen con agua en la proporción que de termine el laboratorio.

El agua desempeña un papel preponderante en la compactación. Los suelos están formados por partículas de diversos tamaños y hay una resistencia al acomodo entre ellas

en estado seco, a causa de la fricción entre ellas; pero si por acción de incrementos sucesivos de un lubricante, agua en este caso, se reduce y se vence esa resistencia, se facilita el movimiento de las partículas y resulta posible comprimir la masa forzando las partículas más pequeñas hacia las vacías de los más grandes.

Cuando se ha introducido suficiente lubricante líquido (agua), la resistencia friccional disminuye a tal punto que la masa puede ser compactada hasta su forma más densa.

En esto se basa el Método de Compactación de Proctor, quien ha demostrado que para cada clase de suelos hay un contenido de humedad denominado "Optima humedad" que produce la mayor densidad denominada "Máxima densidad" bajo una presión de compactación dada.

METODOS STANDARD PARA OBTENER LA RELACION

HUMEDAD-DENSIDAD DE UN SUELO

(A.S.T.M.)

1.- OBJETO

Este método tiene por objeto determinar la relación que hay entre el contenido de humedad de un suelo y sus densidades resultantes (peso por pie cúb. del suelo seco) cuando se compacta este suelo en el laboratorio, tal como se especifica en este método standard.

2.- APARATOS USADOS

a) Molde.- Un molde cilíndrico de metal que tiene una capacidad de  $1/30$  de pie cúbico con un diámetro interno de 4" y una altura aproximada de 4.6". Además de este molde se usa un collar metálico, separable del molde que tiene el mismo diámetro interno que éste y cuya altura es de  $2\ 1/2$ ", lo cual permite preparar muestras compactadas de mezclas de agua y suelo, las cuales tendrán 4" de diámetro, 4.6" de altura y un volumen de  $1/30$  de  $p^3$ . El molde y el cuello metálico se pueden fijar a una base metálica separable (Ver Fig.).

b) Pisón.- Un pisón metálico que tiene una superficie circular de 2" de diámetro y que pesa 5.5 lbs. con un



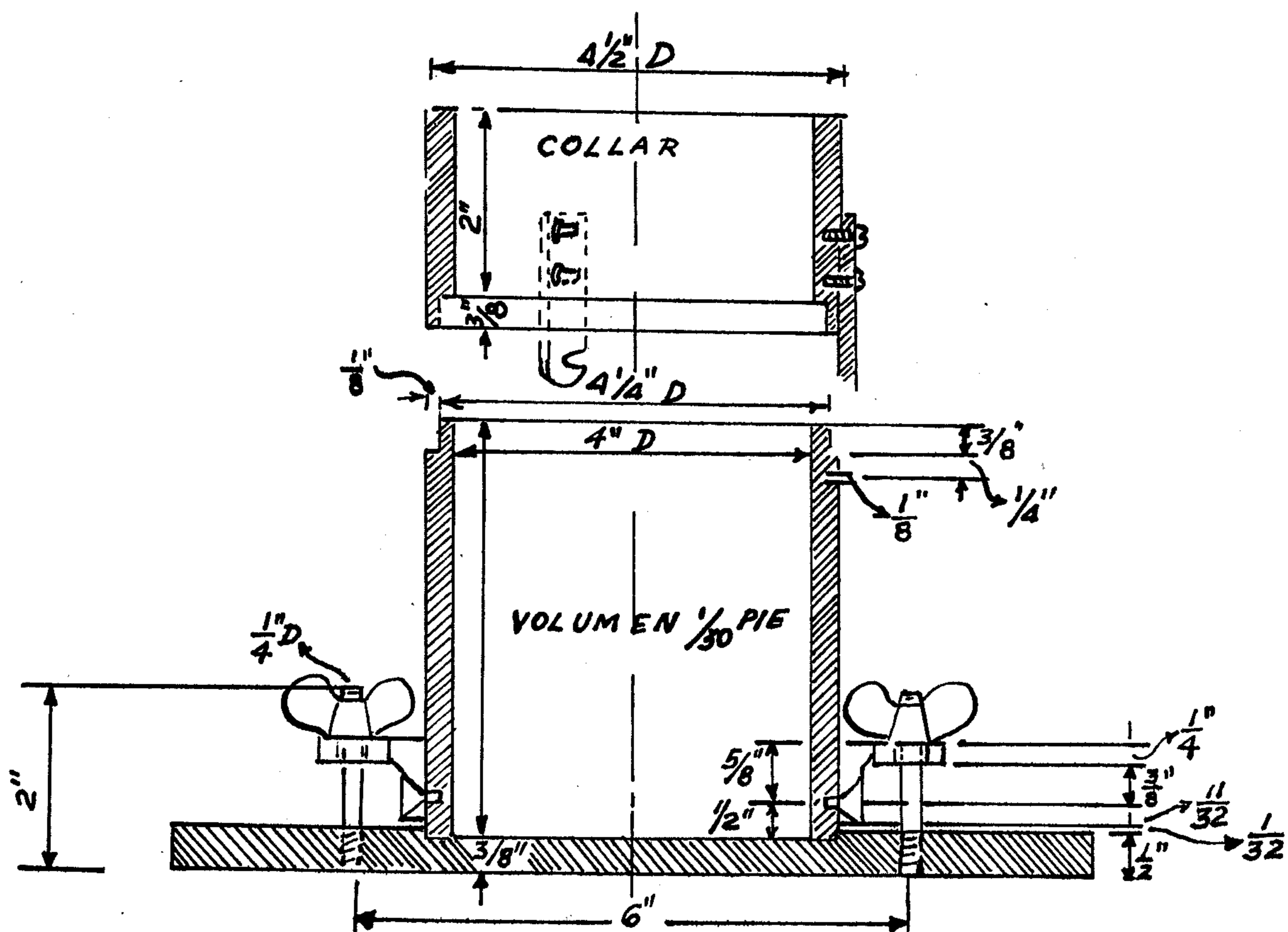
dispositivo apropiado como para controlar la altura desde la cual se le deja caer.

c) Pistón metálico.- Un pistón cilíndrico con un diámetro un poco menor de 4" o cualquier dispositivo similar que permita sacar del molde la muestra compactada, por medio de la presión ejercida con una gata, por ejemplo.

d) Balanzas.- Una balanza de una capacidad de 25 lbs. y de una sensibilidad de 0.01 lbs. y otra balanza de una capacidad de 100 gms. y de una sensibilidad de 0.01 gms.

e) Horno secador.- Un horno secador de temperatura constante, para mantener esta a 110°C.

f) Escantillón.- Un escantillón de acero de unos 12" de largo.



MOLDE STANDARD DE COMPACTACION

### 3.- MUESTRA

Se toma una muestra de suelo de unas 6 lbs. de peso, escogida de la parte del material que pase por la malla del tamiz No. 4 (4,700 micrones), la cual se secará al aire.

### 4.- PROCEDIMIENTO

a) Se mezcla cuidadosamente la muestra obtenida y se la compacta en tres capas sucesivas dentro del cilindro metálico al cual se le ha fijado también el cuello metálico, recibiendo cada capa de 25 golpes del pisón, al cual se le deja caer desde una altura de 12" sobre la superficie de cada capa compactada. Durante la compactación el molde debe descansar sobre una base uniforme y rígida que pese unas 200 lbs. Los golpes se deben distribuir uniformemente sobre la superficie que se está compactando y luego de apisonar las tres capas sucesivas se saca el collar metálico y se nivela cuidadosamente la superficie superior del suelo compactado, usando el escantillón metálico, con el objeto de que este ocupe el volumen exacto de  $1/30$  de pie cúbico que tiene el cilindro metálico. Después se pesa el conjunto.

b) Restando al peso del conjunto obtenido, el peso del cilindro metálico y multiplicando esta diferencia por 30 se obtiene el peso en lbs. por  $p^3$ . de la masa de suelo com-

pactada.

c) Se saca el material del cilindro y se le corta verticalmente por el centro, sacando de su interior unos 100 gms. de suelo los cuales se pesarán inmediatamente, para después secarlo al horno a 110°C durante 24 hs. y poder determinar así el contenido de humedad de la masa de suelo.

d) El material que queda se vuelve a desmenuzar haciéndolo pasar de nuevo por el tamiz No. 4 y se agrega agua en cantidad suficiente como para aumentar el contenido de humedad en un 1 % aproximadamente, repitiéndose el procedimiento anterior. Se deben continuar esta serie de determinaciones de densidades hasta que el suelo se humedezca tanto que se observe que la densidad comienza a disminuir a medida que se agrega más agua.

##### 5.- CALCULOS

Con los datos obtenidos se calcula el contenido de humedad para cada caso, siguiendo el método de laboratorio conocido.

Para obtener el peso por p<sup>3</sup> del suelo seco compactado, se usa la fórmula siguiente:

$$W' o = \frac{W' m}{w \% + 100} \times 100$$

en la cual:

$W' o =$  Peso en lbs. del suelo seco compactado.

$W' m =$  Peso en lbs. del suelo húmedo compactado.

$w \%$  = Contenido de humedad expresado en porcentaje.

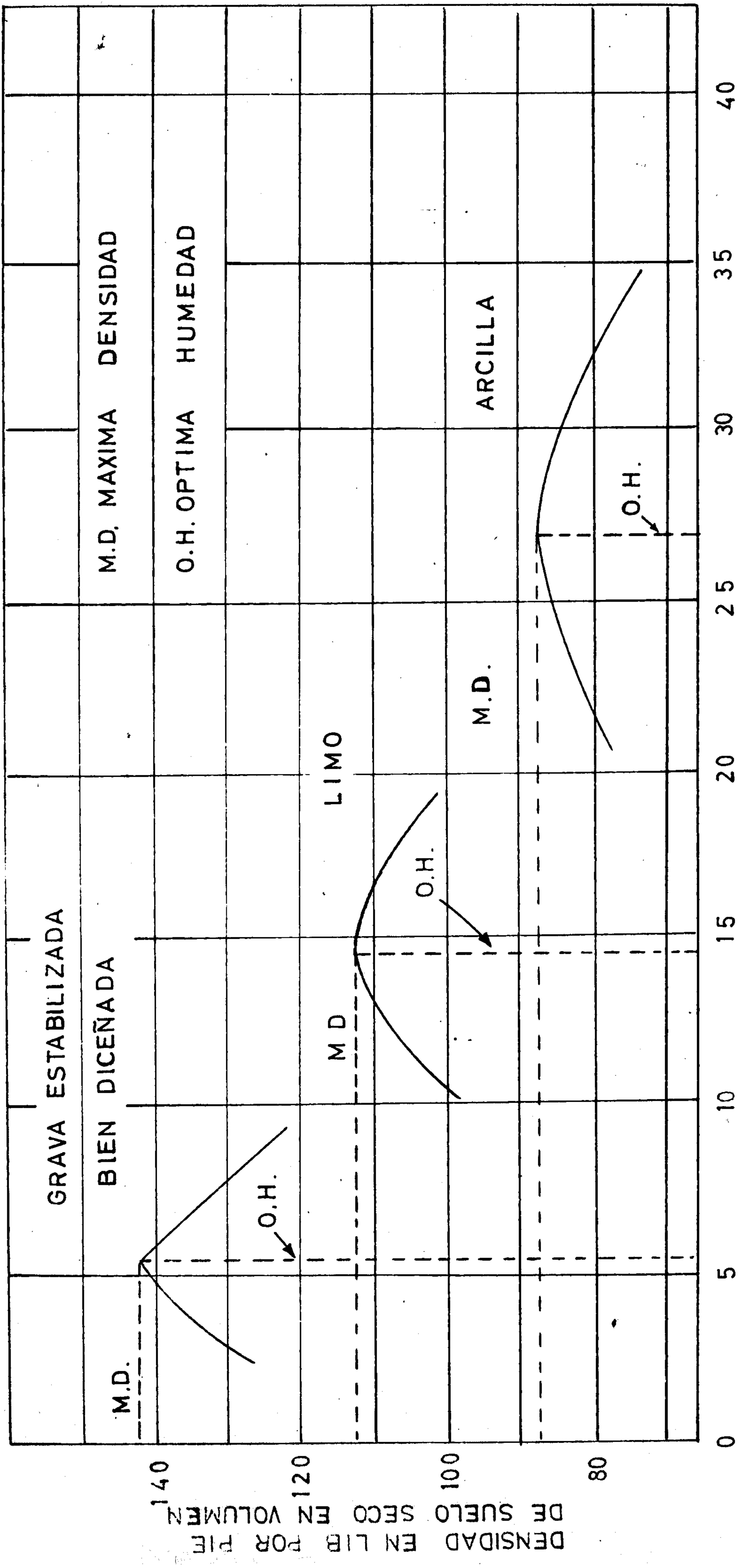
#### 6.- RELACIONES DE HUMEDAD - DENSIDAD

a) Los cálculos hechos con los resultados de las pruebas de laboratorio determinan el contenido de humedad y el correspondiente peso por  $p^3$  de suelo seco compactado para cada una de las pruebas hechas. Con estos resultados se dibuja un gráfico tomando en el eje de las xx los contenidos de humedad y el eje de las yy los pesos en lbs. por  $p^3$  de la masa de suelo.

b) Optimo contenido de humedad.- Cuando se ha ubicado los puntos correspondientes a los resultados de las pruebas hechas se observa que uniendo dichos puntos con una línea suave, se obtiene una curva de forma parabólica. El contenido de humedad que corresponde al pico más alto de esa curva se llama el " óptimo contenido de humedad " del suelo bajo las condiciones de compactación ya indicadas.

c) Densidad máxima.- Al peso en lbs. por  $p^3$  del suelo seco compactado, que tiene el " óptimo contenido de humedad " se le llama la " máxima densidad " bajo las condiciones de compactación aquí descritas.

-----



% DE HUMEDAD

CURVAS TIPICAS DE COMPACTACION DE PROCTOR PARA SUELOS DIFERENTES

Forma de ejecutar los rellenos.- Basado en la mecánica de suelos o sea en la compactación.

El material que va a formar el relleno es colocado en su ubicación definitiva en capas delgadas, mediante el equipo mecánico, ya sea que salga de los cortes contiguos o que sea transportado de canteras; utilizando motoniveladoras para extenderlas uniformemente en capas delgadas. Hecho esto, es preciso saber si se tiene la humedad necesaria para obtener la densidad requerida, si le falta agua esta será regada de preferencia con tanques montados sobre camiones; se pasará en seguida la motoniveladora u otro equipo que haya en trabajo, con el fin de producir una mezcla o batido de los materiales, con el fin de que queden uniformemente húmedos. Si el material que forma la capa está demasiado mojado, será preciso dejar evaporar la humedad, dejándolo expuesto al sol; la evaporación puede activarse, revolviendo los materiales con motoniveladoras, arado, etc; teniendo cuidado de no mover o malograr las capas inferiores que ya hayan sido compactadas.

Teniendo así preparada una capa de material con un espesor de 20 cm. (máx. 23 cm. ) se puede proceder a su compactación por medio del Rodillado; así el rodillo más utilizado es el de Pata de cabra, por que hace que la capa sea compactada de abajo hacia arriba, mientras que los otros compactan por presión de la superficie hacia abajo.

Compactada la primera capa de material se extiende una segunda capa, se le humedece, se le rodilla y compacta y así sucesivamente se procede a levantar el relleno por capas, hasta llegar a la altura de la sub-rasante.

#### CONDICIONES DE RELLENO DE ROCA

Cuando el material con el que se va a formar el relleno tiene apreciable volumen de trozos de roca, habrá que adoptar disposiciones especiales. Se procura usar trozos lo más pequeño posibles, se evitará siempre la colocación de piedras de dimensiones mayores que 2.5. cm. en las capas de los rellenos que sean más próximos a la superficie del camino. El tractor con empujador se encarga de extenderlos lo más uniformemente posible; haciendo el trabajo con cuidado y echándoles encima materiales granulares y finos, debidamente extendidos se rellenarán los intersticios de las rocas y se obtendrá una masa compacta y densa.

Si el porcentaje de trozos de roca fuese muy fuerte no tendrá objeto pretender controlar el contenido de humedad de los suelos que se usen para rellenar los intersticios. Si los trozos fueran pequeños y su forma lo permitiera sería conveniente colocarlos en capas y rodillarlos con Rodillos Cilíndricos. Los rodillos pata de cabra o neumáticos no tienen ningún efecto en materiales rocosos, su utilización en ellos es entonces, inoperante.

Los rellenos se construirán de modo que cuando ya no haya contracción ni asentamiento, tenga en todos sus puntos la cota y la sección transversal especificados.

SUBRASANTE.- Terminado los rellenos compactados hasta la altura de los cortes, las explanaciones están en general con su superficie superior un poco suelta y debe ser preparada para la formación de la subrasante. Esta constituye la superficie terminada de las explanaciones y debe de ser muy bien construida, ya que desempeña un papel importante en la vida del pavimento.

PREPARACION DE LA SUBRASANTE.- Se procederá a preparar la subrasante antes de colocar sobre ella la grava del firme o la arcilla ligante. No se colocará pues, ningún material antes que la preparación de la subrasante sea aprobada.

La subrasante será escarificada a una profundidad no menor de 15 cm. y si es necesario se le agregará algún material adicional. Luego se mezclará todo el material aflojado, pasando la cuchilla adelante y atrás (con motoniveladora) y agregando agua en la proporción señalada.

Cuando se haya obtenido la mezcla deseada se procederá a compactar la subrasante con rodillo "pata de cabra" hasta obtener la máxima densidad y la sección transversal especificada; para su terminación, se usarán los rodillos de cilindro que dejarán alisada y acabada la subrasante,



para esto se éstaca y nivela las explanaciones de manera que se puede corregir cualquier defecto que hubiera y que la subrasante quede én la sección transversal definitiva, sobre ella irá asentada la base o afirmado y la superficie de rodadura, constituye practicamente el cimiento del pavimento y por lo tanto su resistencia marcará tambien la resistencia del pavimento.

#### CONTROL EN LA COMPACTACION

Para los trabajos de relleno, la densidad mínima en el terreno no será menor del 90 % de aquella máxima densidad, obtenida por medio del método de compactación obtenido en el Laboratorio.

Debido a las variaciones en el contenido de humedad que ocurren en el campo, así como a las variaciones en el compactamiento del equipo y tambien a las variaciones del propio suelo, se debe permitir cierta tolerancia con respecto a la máxima densidad teórica; el objeto de las operaciones del control en el terreno es la de mantener las densidades relativas dentro de ciertos límites. El trabajo consiste esencialmente en mantener la densidad deseada con solo controlar el contenido de humedad del suelo. Así, por ejemplo, refiriéndome a las curvas adjuntas, se puede obtener una mínima densidad de 100 libras pié<sup>3</sup>, si se mantiene el contenido de humedad comprendido entre 15.4% y 22.4 %.

CURVA TÍPICA DE COMPACTACION

Libras/pie<sup>3</sup>

d  
a  
d  
i  
s  
n  
e  
d

125

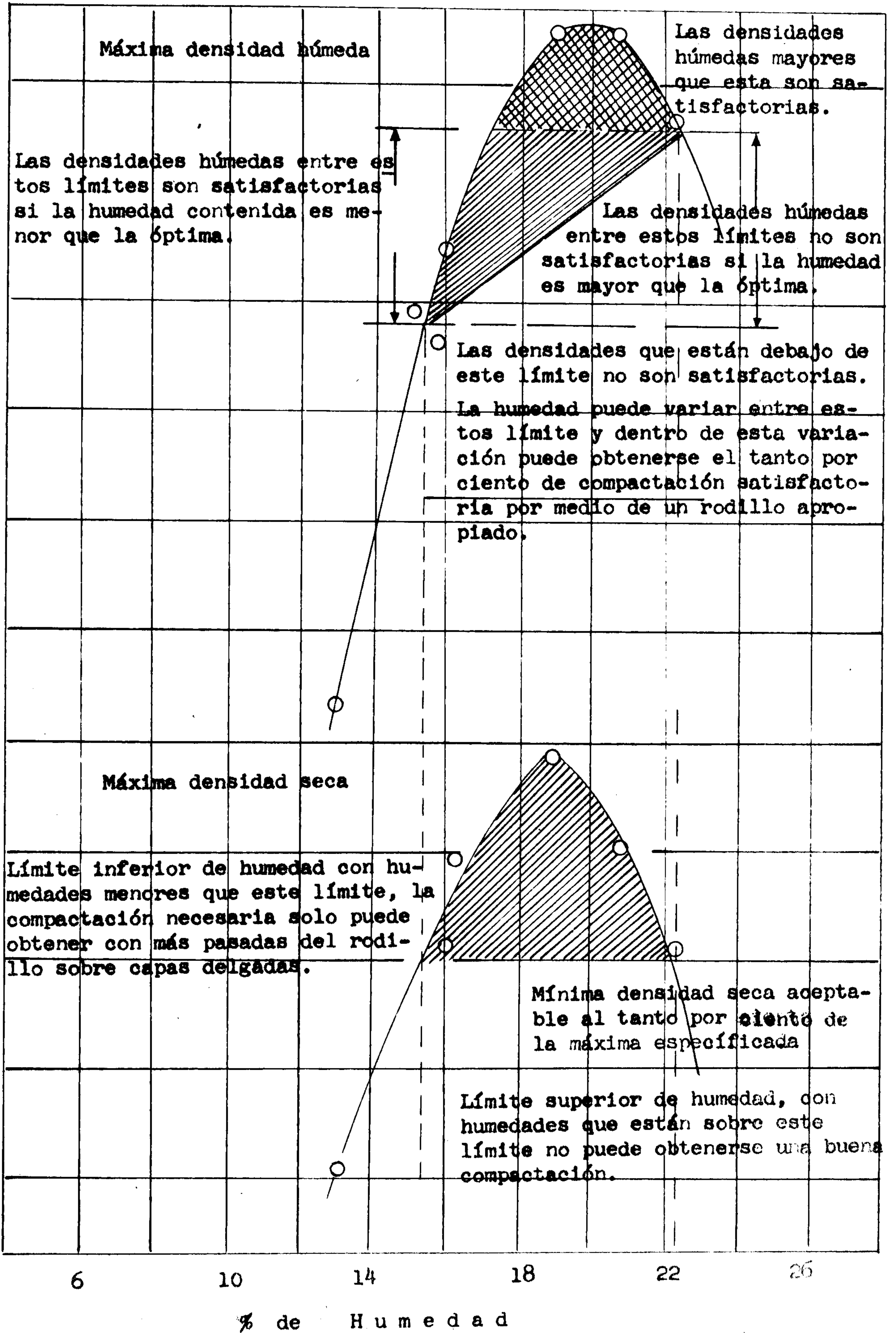
119

112

106

100

62.4



LAS PRUEBAS DE CONTROL QUE SE DEBEN HACER EN EL TERRENO SON:

1.- Determinación de la densidad real que tiene el relleno y

2.--Determinación del contenido de humedad del suelo que se está compactando.

Equipo que se necesita para una prueba de densidad.

El equipo que se necesita para hacer la prueba de densidad en el campo, es el siguiente :

Una bandeja de fierro galvanizado de 45 x 45 x 7.5 cm. con un hueco al centro de 15 cm. de diámetro. Pala de mango corto, Barreno de punta cuadrada.

Una lata grande. Una balanza que pese hasta 25 kilos y sensible al gramo.

Vasijas de fierro galvanizado, calibradas en volumen de un galón.

Vasijas de fierro galvanizado, más pequeñas para arena.

Un botellón de vidrio de un galón con tapa de rosca, llave y trípode.

Una regla de acero de 30 cms.

Un badilejo de jardinero.

Pomos con tapa para muestras húmedas.

Una lona de 1.20 x 1.20 m.

Formas para determinar la densidad.

Para las pruebas de humedad y tamizado de arena :

Balanza que pese hasta 2,000 gramos y sensible al 0.1 gr.

Bandejas de 10 a 12 cms. de diámetro y 2 cms. de alto.

Cocina a kerosene o eléctrica.

Estufa, portátil, con 2 hornillas.

Malla de 1/4 "

Termómetro.

Formas para contenido de humedad.

Un juego de mallas para la arena (No.10 y No.20)

Procedimiento.- 1.- La sección del relleno compactado que

se elige para hacer la prueba, se limpia de todo material suelto en una extensión de más o menos 60 x 60 cms. y se nivela con la pala o la regla metálica.

2.- Se cava en el relleno un hueco, colocando la bandeja especial, que tenga un diámetro de 15 a 20 cms. y una profundidad también de 20 cms. ; para esto se utiliza el barreno o el badilejo y, todo el material que se saca del hueco se recoge en la bandeja y se pesa. La lona se coloca cerca del hueco y debajo de la bandeja para recoger las partículas de material que pueden desparramarse.

Al cavar el hueco debe tenerse cuidado para que las paredes no se desmoronen. Muchas veces cuando el operador

se para muy junto al hueco hará que las paredes se junten y con esto disminuirá su volúmen y al hacer la determinación se encontrará una densidad mucho más alta que la real. Otras veces palanquear o remover el material de las paredes del hueco pueden ocasionar un aumento de volúmen u obtener resultados de densidad mas bajos que los que realmente existen. A fin de evitar pérdidas de humedad por evaporación el suelo que se extrae del hueco debe pesarse tan pronto como sea posible.

3.- En seguida el hueco se llena hasta el tope con arena limpia (que pasa la malla No.10 y es retenida en la malla No.20) cuya densidad se conoce. Al llenar el hueco debe procurarse que la arena caiga en forma regular y de una altura aproximada a los 15 cms. para lo que va provisto el botellón de un trípode. Debe tenerse mucho cuidado en esta operación para no incurrir en mucho error. Debe emplearse solamente la cantidad de arena necesaria para llenar el hueco; luego se alisa al ras de la superficie con la regla metálica, sin producir vibración ni compactación hasta tener el hueco completamente lleno.

4.- El volúmen del hueco se halla dividiendo el peso de la arena que lo ha llenado por la densidad de la misma. El peso de la arena que ha llenado el hueco se determina pesando el botellón que contenía la arena antes y despues de llenar el hueco.

5.- La densidad del suelo húmedo del relleno com-

El contenido de humedad se determina en el campo dividiendo el peso del suelo húmedo que se ha extraído del hueco por el volumen del hueco en la forma que se ha determinado en el párrafo anterior.

6.- La arena que se saca del hueco con una pequeña tapa, o algo similar, con todo cuidado para evitar que se mezcle con el suelo. La arena debe volverse a calibrar tantas veces como sea necesario y debe volverse a zarandear cuando se le ve sucia o con partículas extrañas.

7.- Debe tomarse una muestra del suelo para determinar la humedad contenida, esta muestra puede tomarse de las paredes del hueco, después de sacar la arena, o del material que se sacó, al principio. Dicha muestra debe colocarse en un pomo bien tapado y se llevará al Laboratorio de campo a donde se hará la determinación del contenido de humedad secando un peso conocido de suelo por un periodo de 2 horas (o hasta que esté completamente seco) y a una temperatura no mayor de 110° C. La humedad contenida se expresa como un tanto por ciento del peso seco del suelo por la fórmula siguiente :

$$Hm = \frac{Ph - Ps}{Ps} \times 100$$

Donde :

Hm = Tanto por ciento de humedad contenida.

Ph = peso de la muestra húmeda

Ps = peso de la muestra seca

8.- La densidad seca del suelo es igual a la densidad húmeda dividida por 1 más el contenido de humedad expresada como una relación. Por ejemplo : Si la humedad contenida es 12.1 % la densidad húmeda debe dividirse por 1.121 para obtener la densidad seca o también

$$W_o. = \frac{W' m}{W \% + 100} \times 100$$

9.- La densidad seca del suelo dividida por la máxima densidad seca (de las curvas de compactación del laboratorio) es igual al tanto por ciento de compactación.

10.- Todos los datos de este procedimiento, con suelos que no contienen partículas mayores de 1/4"%, se pueden ver en el ejemplo.

#### MANERA DE OBTENER EL MAXIMO RENDIMIENTO EN LA COMPACTACION.

Debe tenerse en cuenta lo siguiente :

a) El espesor de la capa de materiales sueltos de cada tipo debe ser fijada por pruebas, pero se dan las indicaciones siguientes : para un rodillo pata de cabra, capas no mayores de 23 cm. Para rodillos de 3 ruedas, tandem o neumáticos no mayores de 15 cm. y el espesor de la capa asfáltica no mayor de 10 cm.

b) El número de pasadas necesarias para que un rodillo compacte un tipo determinado de suelo debe ser fijado

do por pruebas tambien; pero se dan los siguientes valores:

1.- Con el máximo contenido de humedad de los suelos, los rodillos pata de cabra compactan una capa de 23 cm. al 95 % de compactación en 10 a 12 pasadas.

2.- Con el máximo contenido de humedad un rodillo de 3 ruedas de 10 Tn. compacta capa de 10 cm. a un 75 % de compactación en 3 a 6 pasadas.

3.- Con el máximo contenido de humedad un rodillo tandem compacta una capa de 10 cm. de espesor al 75 % de compactación en 2 a 4 pasadas.

4.- Con el máximo contenido de humedad un rodillo neumático compacta una capa de 10 cm. al 95 % de compactación en 2 a 4 pasadas.

c) Cada pasada de un rodillo debe montar la pasada anterior en más o menos 30 cms.

d) Los cilindros de los rodillos pueden llenarse de agua o de arena para aumentar su poder de compactación.

e) Se recomienda rodillar de la cuneta hacia adentro, para controlar que toda la sección transversal ha quedado compactada.

f) No deben darse vueltas en la superficie que se compacta sino cuando sea absolutamente necesario.

Los rodillos a emplearse de los obtenidos en el comercio son los siguientes:

Pata de cabra marca "K..."



Rodillo de 3 ruedas y tandem marca " Austin *Western* "

Rodillos neumáticos 13 ruedas marca " Bros "

Rendimiento de los rodillos.- La cantidad de material de relleno compactado por hora por un rodillo, depende de la clase de suelos, de su contenido de humedad, del espesor de la capa que se trata de compactar y de la velocidad del rodillo.

La cantidad de metros cúbicos de material suelto, que un rodillo puede compactar por hora, se calcula por la fórmula :

$$m^3 \text{ de material suelto} = \frac{E \times 60 \times S \times W \times D}{N}$$

E = es el factor de eficiencia.

S = la velocidad de recorrido en metros por minuto.

W = el ancho efectivo del rodillo en metros.

D = el espesor de la capa de material suelto en mts.

N = el número de pasadas del rodillo.

Rodillo pata de cabra : M2 - 5½

E = 0.60

S = 3.8 km/h. = 63 mts/min.

W = 3.00 mts.

D = 0.20 mts.

N = 12

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 63 \times 3.00 \times 0.20}{12} = 113 \text{ m}^3/\text{hora.}$$

Rodillo de 3 Ruedas

$$E = 0.60$$

$$S = 4.8 \text{ km/h} = 80 \text{ mts/minute}$$

$$W = 6'4'' = 1.93 \text{ m.}$$

$$D = 0.10 \text{ mts.}$$

$$N = 4$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 80 \times 1.93 \times 0.10}{4} = 140 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Rodillo Tandem

$$E = 0.60$$

$$S = 3.80 \text{ Km/hora } 63 \text{ m/minute}$$

$$W = 50'' = 1.27 \text{ mts}$$

$$D = 0.10 \text{ mts.}$$

$$N = 3$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 63 \times 1.27 \times 0.10}{3} = 96 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Rodillos Neumáticos

$$E = 0.60$$

$$S = 7.4 \text{ Km/h} = 123 \text{ mts/minute}$$

$$W = 84'' = 2.14 \text{ mts.}$$

$$D = 0.10$$

$$N = 3$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 123 \times 2.14 \times 0.10}{3} = 315 \text{ m}^3/\text{hora}$$

VALORIZACION DE LOS TRABAJOS DE EXPLANACION

Para esto se ha supuesto que en todo el Kilómetro se tiene un avance del 50 % en el movimiento de tierras, con el fin de hacer un pago parcial a la empresa que tiene a su cargo los trabajos, puesto que uno actúa como Gerente.

En cualquier caso, la base de la partida son los volúmenes estaca por estaca, que salen de los pliegos de cubicación.

Teniendo que las distancias medias de transporte son menores que la distancia máxima de acarreo libre no habrá que pagar sobre acarreo.

No habrá relleno de préstamo en I, II, III, IV y V; habrá relleno de préstamo en los tramos  $\overline{a-b}$ ,  $\overline{b-c}$ , y VI y de bote en los tramos  $\overline{i-j}$ ;  $\overline{j-k}$ .

Como el avance ha sido de 50 %, tenemos entonces que sacando los cortes y rellenos, efectuado en el pliego de metrado, obtenemos que para los primeros 300 de material suelto :  $410 \text{ m}^3$  . de corte;  $4,734 \text{ m}^3$  . de relleno. En los 300 metros siguientes de roca blanda,  $680 \text{ m}^3$  . de corte;  $1725 \text{ m}^3$  . de relleno. En los últimos 400 mts. com - puesto por 50 % roca blanda y 50 % roca dura, hay  $5,952 \text{ m}^3$  . de corte y  $2,232 \text{ m}^3$  . relleno. Ahora bien, como el avance ha sido del 50 % del Kilómetro 0 al Kilómetro 1 tenemos :

Corte en material blando :  $410 \text{ m}^3$  .

Corte en roca blanda 3,656 m<sup>3</sup>.  
Corte en roca dura 2,976

Estos obtenidos del pliego de metrado )

Relleno propio en material suelto 410 m<sup>3</sup>.  
Relleno prestado en material suelto 4,324 m<sup>3</sup>.  
Relleno prestado (50 % Roca blanda, 50% Roca dura)  
= 570 m<sup>3</sup>.

Desagregación total de Roca Blanda =

$$(3,656 + \frac{570}{2} = 3,941 \text{ m}^3.$$

Desagregación total de Roca Dura =

$$(2976 + \frac{570}{2} = 3,261 \text{ m}^3$$

ANALISIS DE COSTO UNITARIO DE EXPLANACIONES

Maquinaria para la desagregación

Valor recuperable o Valor de salvataje : 20 %.

Costos fijos al año :

Supongamos que la compresora debe pagarse en 4 años, a razón de 2000 horas anuales de trabajo.

Amortización : 25 %

Interés del Capital invertido 8 %

Mantenimiento, reparaciones y pintura 15%

Almacenaje, seguro, tiempo perdido 3 %

Según esto se tiene :

<u>Valor de la compresora</u>	S/. 86,000
<u>Valor recuperable ( 20 % )</u>	17,200
<u>Valor despreciable( 80 % )</u>	68,800

<u>Amortización</u> ( 20 % )	17,200
<u>Interés del Capital invertido</u> ( 8 % )	5,500
<u>Mantenimiento, reparaciones y pintura</u> ( 15 % )	10,300
<u>Almacenaje, seguro, tiempo perdido</u> ( 3 % )	<u>2,060</u>
Total S/	35,060

La inversión por hora será :  $\frac{35,060}{2,000} = S/ 17.53$ .

Esto será el importe del alquiler por hora de la maquinaria sola, sin considerar sus costos de operación.

Costos variables de operación por hora

<u>Combustible</u> ( 2 galones de petróleo a S/ 0.70 g.)	1.40
<u>aceites y grasas</u>	2.50
<u>kerosene y waipe</u>	0.60
<u>Pequeños repuestos</u>	<u>1.00</u>
S/	5.50

El costo horario total de la compresora será:

$$17.53 + 5.50 = \underline{23.03}$$

Costo por hora de un martillo perforador con sus accesorios:

Precio martillo	S/	7,370.00
Manguera (15 m.)		778.00
Juego de barrenos (3' y 6')		<u>520.00</u>
Total :	S/	8,668.00

Costos fijos :

Valor del martillo y accesorios	S/. 8,668.00
Valor recuperable (20 %)	<u>1,730.00</u>
Depreciación	6,938.00
Costos fijos al año (51 %)	3,540.00

$$\text{Costo fijo por hora} = \frac{3,540}{2,000} = \text{S/. 1.77}$$

Costo variable por hora

Pequeño repuesto, aceite,grasa	1.00
--------------------------------	------

El Costo horario total del martillo será:

$$1.77 + 1.00 = \text{S/. 2.77}$$

Jornales

Operador de la compresora (S/. 28 día)	3.50
Taladradores (2 operarios) (S/. 25 c/u)	6.25
Leyes sociales, vacaciones (47 %)	4.60
Capataces, planilleros (10 %)	<u>0.98</u>
Total	S/. 15.33

El Costo total del trabajo horario de una compresora será de:

Compresora	S/. 23.03
Martillo (2) 2 x S/. 2.77	5.54
Jornales	<u>15.33</u>
Total	S/. 43.90

Costo de la desagregación de un m<sup>3</sup> de roca dura

En este tipo de roca se obtiene un rendimiento de 30 m<sup>3</sup> de roca en 8 horas por martillo, luego en una hora se obtiene:

30

$$\frac{30 \times 2}{8} = 7.50 \text{ m}^3/\text{hora}$$

El costo total de desagregación por hora de roca dura, será :  $\frac{43.90}{7.50} = \$ 5.85$

Como los ~~martillos~~<sup>barrenos</sup> llevarán brocas con inserciones de carbono y perforan hasta 300 mts. ; siendo el costo de las brocas de \$ 400, el costo por m<sup>3</sup> será :

$$\frac{400}{300} = \$ 1.33$$

Respecto a la dinamita se necesita 1,355 kilos, como cada cajón de dinamita tiene 200 cartuchos, cada cartucho pesa 0.10 Kgr., el peso total de la caja es de 20 Kgr. El número total de cajas será :  $\frac{1.355}{20} = 67.8 \approx 68$  cajas. Cada caja cuesta \$ 230, luego un Kilogramo de dinamita cuesta :

$\frac{230}{20} = \$ 11.50$  y como para romper un m<sup>3</sup> de roca se necesita 0.25 Kgr. de dinamita, el costo de 1 m<sup>3</sup> de roca dinamitada será : \$ 2.88.

Suponiendo que la mecha y los fulminantes cuestan \$ 150, tenemos que el costo total para la desagregación de 1 m<sup>3</sup> de roca dura será :

Costo de 1 m<sup>3</sup> de roca dura desagregada

Costo de desagregación	\$	5.85
Broca		1.33
Dinamita		2.88
Mecha y fulminante		<u>1.50</u>
Total	\$	11.56

Costo de 1 m3. de roca blanda desagregada

En este tipo de roca tenemos un rendimiento de 60 m3, en jornales de 8 horas por martillo, luego en una hora de desagregación:

$$\frac{60 \times 2}{8} = 15 \text{ m3/h.}$$

El costo por m3. será:  $\frac{43.90}{15} - \text{\$/ } 3.00$

La broca puede perforar hasta 400 mts., luego el costo por m3. será :

$$\frac{400}{400} = \text{\$/ } 1.00$$

Como se necesita 0.15 Kgr. de dinamita para desagregar 1 m3. de roca blanda, el costo de dinamita será :

$$0.15 \times 11.50 = \text{\$/ } 1.73$$

Mecha y fulminante 1.50

Costo de 1 m3. de roca blanda desagregada

Costo de desagregación	\\$/	3.00
Broca		1.00
Dinamita		1.73
Mecha y fulminante		<u>1.50</u>
Total	\\$/	7.23

-----



EXCAVACION Y TRANSPORTE

Tractor 'D - 7 con empujador A - 7 (con control hidráulico).

Costos fijos :

Valor del tractor con Empujador	S/. 346.000
Valor recuperable (20 %)	<u>69.200</u>
Depreciación	S/. 276.800

Costos fijos al año:

Amortización (25%)	S/. 69.200
Interés del capital 8%	22.000
Mantenimiento (15%)	41.300
Almacenaje, tiempo perdido (3%)	<u>8.700</u>
Total (51%)	S/. 141.200

Costo fijo por hora:  $\frac{141.200}{2.000} = S/. 70.60$

Costo variable por hora

Jornales :

Maquinista (S/. 30 d'ia)	S/. 3.75
Ayudante (S/. 20 día)	2.50
Leyes sociales variables (47%)	<u>2.95</u>
Total	S/. 9.20

Combustible:

Petróleo 3 galones a S/. 0.70 c/g.	S/. 2.10
Aceites y grasas	8.00
Gasolina, kerosene, etc	1.00

Vienen	S/	11.10
Pequeños repuestos		<u>1.00</u>
Total	S/	12.10

El costo horario del tractor será:

$$70.60 + 9.20 + 12.10 = \underline{\underline{S/ 91.90}}$$

Costo de compactación.

En nuestro caso tenemos rellenos de materiales sueltos y rellenos de materiales rocosos. Luego vemos los costos unitarios para cada clase de relleno.

a) RELLENO DE MATERIALES SUELTOS:

Rodillo ppata de cabra $M_2 = 5 \frac{1}{2}$	S/	34,000
Valor recuperable (20%)		<u>6.800</u>
Depreciación		27,200

Costos fijos al año

Amortización	25 %
Intereses	8 %
Mantenimiento	15 %
Almacenamiento	<u>3 %</u>
	51 %

Costos fijos al año :  $0.51 \times 27,200 =$  S/ . 13,800

Costos fijos por hora :  $\frac{13,800}{2000} =$  6.90

Costo variable por hora

Jornales:

Maquinista (S/. 30 día)	S/. 3.75
Ayudante (S/. 20 día)	2.50
Leyes sociales (47 %)	<u>2.95</u>
	9.20

Combustible

Petróleo (3 gal. a S/. 0.70 g.)	2.10
Aceite, grasas	2.50
Pequeños repuestos	<u>1.00</u>

Total = S/. 5.60

Costo total por hora: 6.90 + 9.20 + 5.60 = S/. 21.70

El rendimiento del rodillo, como ya se vió, es de 113 m<sup>3</sup>/h. Luego el costo de 1 m<sup>3</sup> de compactación, será de:

$$\frac{21.70}{113} = S/. 0.20 \text{ m}^3$$

A este valor hay que agregar el riego que se estima en S/. 0.20/m<sup>3</sup> siendo el costo total de 1 m<sup>3</sup> de compactación de S/. 0.20 + S/. 0.20 = S/. 0.40

Rodillo Neumático (marca Bross 13 ruedas)

Costos fijos

Valor del rodillo	S/. 46,000
Valor recuperable (20 %)	<u>9,200</u>
Depreciación	S/. 36,800
Costo fijo al año (51 %)	18,800
<u>Costo fijo por hora = <math>\frac{18,800}{2000}</math></u>	S/. 9.40
<u>Costo variable por hora: (Igual al de Pata de Cabra)</u>	S/. <u>14.80</u>
<u>Costo total por hora</u>	S/. 24.20

El rendimiento de este rodillo ya calculado fué de 315 m<sup>3</sup>/hora.

El costo por m<sup>3</sup> será:  $\frac{24.20}{35} = \text{S/ } 0.077$  más

el costo de riego S/. 0.20, se tiene:  $\text{S/ } 0.077 + 0.20 = \text{S/ } 0.277$   
= S/. 0.28

El costo total de compactación de 1 m<sup>3</sup> de material suelto será:

$$0.40 + 0.28 = \text{S/ } \underline{0.68}$$

b) RELLENO DE MATERIALES ROCOSOS

La compactación se hará con rodillos de 3 ruedas de 10 Tn. marca "Austin Western".

Rodillo de 3 Ruedas:

Costos fijos

Valor del rodillo	S/. 200,000
Valor recuperable (20%)	<u>40,000</u>
Depreciación	160,000
Costos fijos al año (51%)	81,500
<u>Costo fijo por hora</u> $\frac{81,500}{2000} =$	S/. 40.75
<u>Costo variable por hora</u> (Igual al de pata de cabra)	S/. <u>14.80</u>
<u>Costo total por hora:</u>	S/. 55.55

El rendimiento de este rodillo es 140 m<sup>3</sup>/h. Luego el metro cúbico compactado será:

$$\frac{55.55}{140} = \text{S/. } 0.40$$

más el riego de agua que es S/. 0.20. Luego el costo total de 1 m<sup>3</sup> compactado de material rocoso, será:

$$0.40 \times 0.20 = \underline{0.60}$$

La valorización de la Explanación total será:

Se ha determinado que cada tractor trabaja 148 horas; como son 3 tractores, el número total de horas en el movimiento de tierras será:  $3 \times 148 = 444$  horas de trabajo; siendo el costo horario del tractor de S/. 91.90. Luego se tiene la valorización:

Desagregación roca blanda	3,941 m <sup>3</sup> x \$.	7.23 = S/	28,500
Desagregación roca dura	3,261 m <sup>3</sup> x \$.	11.56 =	37,700
Movimiento de tierras	444 h. x \$.	91.90 =	40,600
Compactación material suelto	4,734 m <sup>3</sup> x	0.68 =	3,220
Compactación material Rocoso	3,957 m <sup>3</sup> x \$.	0.60 =	<u>2,380</u>
		Total: S/	112,400

Como el avance es de 50 %, se entregará al contratista  $\frac{112,400}{2} =$  S/. 56,200 menos el 10 % de garantía, que

es igual a S/. 5,620 que se devolverá cuando entregue el tramo a satisfacción de los ingenieros encargados de la obra.

Luego se entregará:

$$(56,200 - 5,620) = \$ \underline{\underline{50,580}}$$

---

## DRENAJE DE CARRETERAS Y CONTROL DE EROSION

Un camino para que esté bien construido requiere del drenaje. El agua estancada o en movimiento es el peor enemigo de las carreteras; en el primer caso, su acción de ablandamiento y en el segundo, su poder erosivo, hace que ella sea la causa principal de la mayor parte de las fallas y desastres en los caminos. Para evitar esto se tiene el Drenaje que se encarga del control del movimiento de las aguas superficiales y subterráneas, con el fin de que no afectan la estructura del camino. Entonces, se tiene dos clases de drenaje: El drenaje superficial y el Drenaje Subterráneo o Sub drenaje que se ocupa de las aguas subterráneas. Habiendo casos especiales en que es necesario usar ambos, combinados.

El drenaje debe estudiarse en los siguientes casos:

- 1.- En los caminos en terreno llano, donde las aguas de las zonas adyacentes se reúnen a lo largo de él; en trazados a través de terrenos pantanosos.
- 2.- En trincheras a través de bancos de terrenos permeables.
- 3.- En caminos en desmonte, practicados en terrenos que retienen el agua.
- 4.- En caminos sobre terrenos de gran capilaridad

y capa freática poco profunda.

5.- En terraplenes sobre capas permeables poco profundas sobre otras impermeables.

En todo caso, es fundamental conocer con suficiente exactitud la constitución geológica del terreno a atravesar, antes de efectuar la excavación, y hay que formar un criterio claro de la naturaleza del suelo y sus propiedades en relación con el Drenaje, determinando la profundidad de los estratos y su aptitud para retener agua o absorberla por capilaridad, es muy importante conocer la proporción de arcilla de las distintas capas, pues en cuanto pasa ciertos límites, produce en general, un aumento de las condiciones adversas.

#### DRENAJE SUPERFICIAL

El drenaje superficial consiste en controlar y disponer de las aguas que se precipitan directamente sobre el camino y las zonas adyacentes, incluyendo entre ellas las provenientes de los deshielos y obras de regadío. Su misión principal consiste en alejar las aguas lo más rápidamente para que no se filtren dentro de las explanaciones, evitando así la erosión.

Este drenaje se efectúa en primer lugar mediante el bombeo de la superficie de rodadura, este hace que el agua corra transversalmente hacia las cunetas o taludes.



Las dimensiones apropiadas de las cunetas están de acuerdo al clima; según la sección transversal, llevará una cuneta o dos, según se trate de cortes abiertos o cerrados, o estarán ubicados cerca del pie de los taludes de los rellenos, para defenderlos. Las cunetas desembocan en las alcantarillas cada cierta distancia, de tal manera que en ningún momento lleguen a colmar su capacidad, que, en ningún caso, quede una cuneta sin conexión a una salida. Los taludes constituyen también elementos auxiliares del drenaje, ya que orientan el agua cuando cae sobre ellos.

Las dimensiones estudiadas de las cunetas son tales que pueden drenar volúmenes normales de agua; pero si hay la posibilidad de que pueda caer un gran volumen en poco tiempo, no pueden ampliarse sus dimensiones; se hace, entonces, necesario prever esta circunstancia, se hace entonces necesario hacer cunetas fuera de la carretera que ayudarán a las otras a extraer rápidamente toda el agua precipitada; van en la parte alta del talud y se les conoce con el nombre de cunetas colectoras o de coronación. Las cunetas son del mismo material de los cortes y llevan la misma pendiente del camino, cuando ésta es muy fuerte hay peligro de que el agua en movimiento erosione y se hace necesario revestirlas o hacerles gradientes, para cortar la fuerza de la corriente. Tanto el revestimiento como los gradines pueden hacerse de piedra con mortero de cemento.

Cuando se presenta el caso que el camino se halla en terreno prácticamente plano, se ve hacia donde está inclinado el terreno, para llevar en esa dirección los desagües.

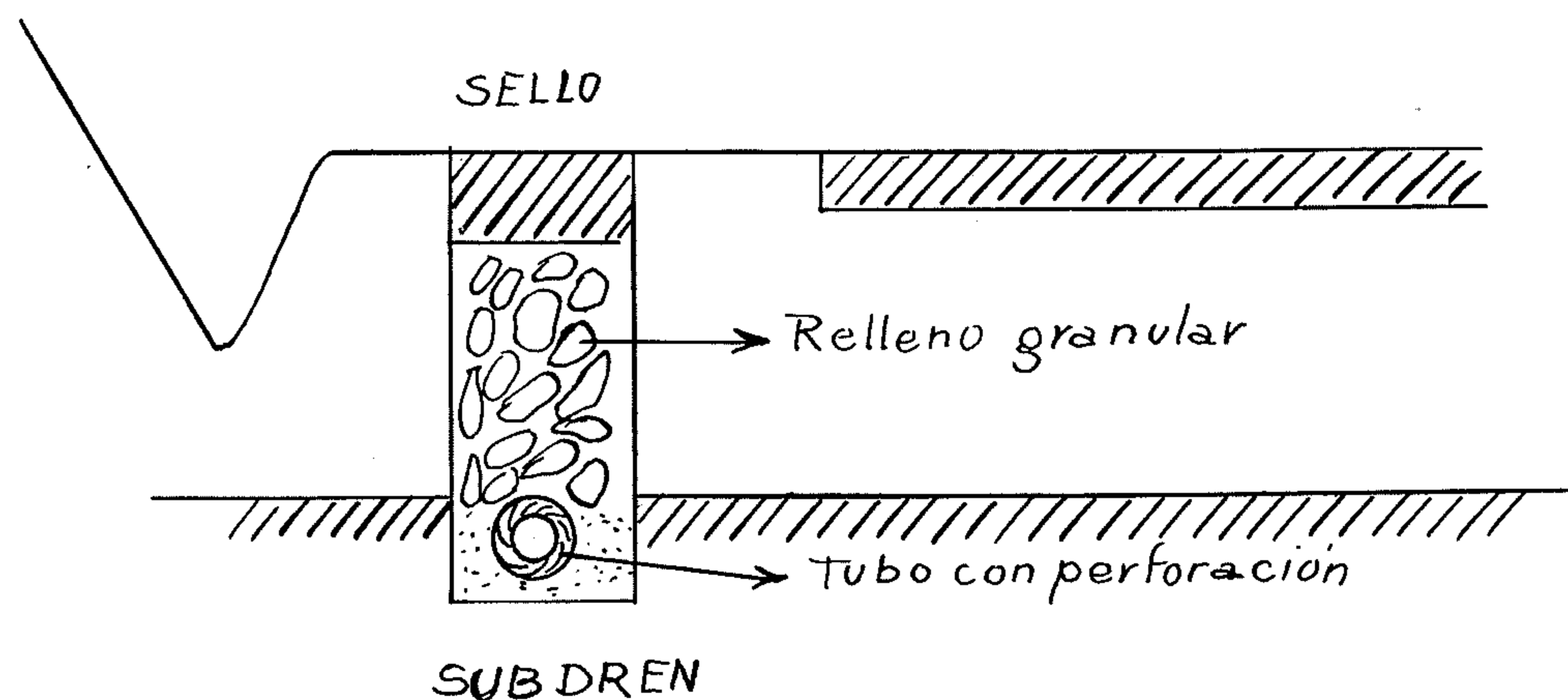
Las cunetas son, pues, elementos básicos del drenaje del camino y son de indispensable ejecución en zonas lluviosas. La forma en V adoptada permite que se les pueda limpiar rápidamente, con la cuchilla de la motoniveladora.

DRENAJE SUBTERRANEO O SUBDRENAJE.- Se tiene que en el subsuelo existe dos clases de agua: el "agua de gravedad", la que corre obedeciendo a la ley de gravedad y es el agua que forma la napa de agua, única agua que puede drenarse y el "Agua capilar", que es la humedad que sube obedeciendo a las leyes de la capilaridad, y no puede drenarse. Al hacerse un pozo de prueba puede conocerse fácilmente, si la humedad existente es capilar o de gravedad: en la capilar el agua no mana de las paredes del pozo, sólo cambia el color del suelo a un tono más oscuro, formándose la "orla capilar"; en la de gravedad el agua mana por su propio peso y, en un plazo más o menos corto, llega a llenar el pozo hasta determinado nivel, del cual no sube, que es precisamente el nivel de la mesa de agua. La humedad capilar puede llevarse a bastante altura sobre la mesa de agua, dependiendo esto de la naturaleza de los suelos.

El subdrenaje se proyecta para cortar el flujo de

las corrientes subterráneas o bajar el nivel de la mesa de agua a alturas que no constituyen peligro para la estabilidad de los terraplenes; para ello es muy importante estudiar la dirección y profundidad de las corrientes subterráneas (Ver fig.).

El verdadero subdren son tubos perforados, colocados en el fondo de zanjas rellenadas con material granular, este material debe ser arena o grava fina. La boca del subdren debe ser sellada para que no pase el agua de la superficie, que puede obstruir al tubo perforado, con los materiales que arrastra.



Cuando se tiene un sistema de subdrenes se le provee de desagües a distancias adecuadas. Los tubos que se usan para el subdrenaje pueden ser metálicos o de arcilla. Los diámetros usuales de los tubos de drenaje son entre 4"

y 12".

Entre los subdrenajes se tiene:

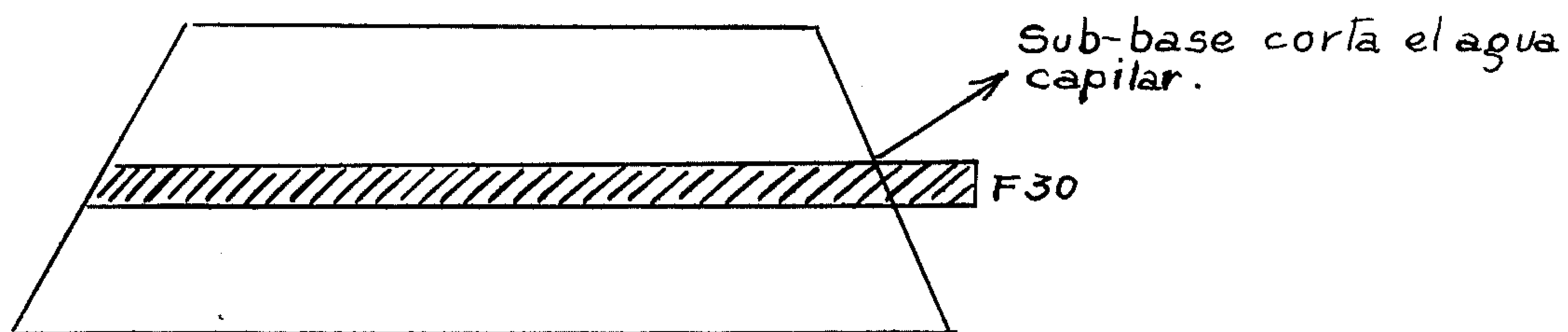
DRENAJE DE TERRAPLENES.- Esto se realiza con el fin de que su base no sea susceptible de mojarse y el terraplén pueda correrse o mojarse, todo esto con el fin de precaución.

Se recomienda hacer en el terreno, sobre el cual va asentado, zanjas longitudinales, que se rellenan con materiales granulares y que interceptan la corriente de agua que pasa por la capa permeable, sacándola fuera de la zona de la base mediante drenes transversales; se usan también tubos; si la capa de material permeable es muy profunda se usan drenes verticales, de arena, que no son sino tubos perforadores, que se introducen verticalmente en el terreno y que se rellenan de arena; cerca de la superficie están conectados a drenes transversales, que extraen el agua constantemente (ver fig.).

DRENES DE FILTRACIONES.- Las zonas de filtraciones generalmente se encuentran al hacer cortes en los cerros, se deben a corrientes de aguas subterráneas que corren por las capas permeables de los suelos, son los que originan los deslizamientos en los caminos. Estas corrientes pueden ser paralelas o transversales al camino; en el primer caso será necesario hacer drenes paralelos y en el segundo, ubicar un dren transversal en la parte alta, tratando de cortar la corriente.

DRENAJE Y SUBDRENAJE DE LA BASE, AFIRMADO Y PA-

VIMENTO.- Cuando el suelo que forman el terraplén y la subrasante son susceptibles de retener el agua de capilaridad, mientras no se le ponga un pavimento impermeable; se tendrá oportunidad de evaporarla; pero en cuanto se coloque una su perficie asfáltica o de concreto, se corta la evaporación y la humedad capilar acumulada subirá hasta ella, haciendo que el cemento del pavimento se vuelva inestable; para cortar pues la humedad capilar se hace construyendo una subbase.



También puede controlarse el efecto de la humedad bajando el nivel de la mesa de agua; levantando la rasante por relleno, o compactando más los terraplenes. Cuando la rasante esté 1.20 (mínimo) sobre la mesa de agua no existe peligro.

Una de las formas muy eficientes de drenar el afir

mado consiste en intercalar en las bermas, en los lugares en que se tema que pueda haber humedad, drenes y material granular incrustados en las bermas (ver fig.).

El drenaje de un camino es un problema que debe estudiarse cuidadosamente y que no sólo comprende la plataforma misma, sino también toda la zona adyacente y subyacente.

CONTROL DE EROSION.- La erosión que producen las aguas en movimiento, una vez construídas las carreteras, debe controlarse, especialmente en las zonas donde las precipitaciones pluviométricas son intensas. Y el mejor sistema de control consiste en desalojar las aguas de la zona de la carretera, lo más rápidamente posible. De tal manera, pues, que el control de erosión tiene una relación íntima con el drenaje.

La erosión en las cunetas y zanjas de drenaje se producen por la acción de las corrientes de agua que pasan por ellas, ésta arrastra las partículas superficiales del terreno y las transporta, las más finas son llevadas en suspensión en la corriente y a las más gruesas las arrastra por el fondo de la zanja o cuneta. Por el efecto del intemperismo, los materiales se van aflojando, y esto crea el ambiente propicio a la erosión, ya que una vez que la corriente, en la zona de la cuneta con materiales ligeramente desagregados, comienza a actuar con su velocidad hasta que

los afluja y transporta, dejando una zanja un poco más profunda, que si no se rellena; en sucesivas pasadas de la corriente de agua, llegará a socavar el terraplén y aun ocasionará su desmoronamiento.

La capacidad de acarreo de las corrientes crece rápidamente con la velocidad del agua, creciendo, por lo tanto, su poder de erosión.

El poder erosivo de las aguas, en carreteras, ataca también los taludes de corte y relleno, las bermas y el derecho de vía.

SISTEMA DE CONTROL DE EROSION.- Hay dos sistemas básicos usados para el control de la erosión debida a las aguas en movimiento.

El primero, consiste en hacer las cunetas, canales etc., de pendientes tan bajas, que la corriente no tenga efecto erosivo, necesitándose como complemento de este sistema obras que permitan la rápida evacuación de las aguas de la zona de la carretera.

El segundo sistema consiste en revestir las estructuras mediante cubiertas resistentes a la erosión.

CONTROL DE EROSION EN LAS CUNETAS.- Cuando las cunetas están hechas en el terreno natural y el agua que pasa por ella puede correr a velocidad mayor de 60 cm/seg. se puede producir erosión. Si la gradiente de la cuneta no es mayor de 4 a 6 % (estamos en nuestro caso) se recomienda co-

locar pequeños vertederos, que formen escalones a lo largo de la cuneta y a intervalos tales que las aguas que corran entre vertedero y vertedero no lleguen a tener velocidades que provoquen erosión. Inmediatamente bajo el vertedero puede producirse una pequeña erosión, pero si éstos están suficiente cerca uno del otro, esa erosión no traerá molestia. La diferencia de nivel entre los vertederos debe ser tal que la pendiente de la cuneta entre ellos no sea mayor de 2%.

Cuando la pendiente de la cuneta es mayor de 6% será mejor revestir la cuneta a todo lo largo de la zona en que hay esa fuerte pendiente. La cuneta revestida debe estar empalmada con el pavimento mismo de la carretera, a fin de que no se produzca erosión por el agua que va de la plataforma a la cuneta.

CONTROL DE EROSION EN LOS TALUDES.- El control de erosión en los taludes, cuando los materiales que lo forman son de poca cohesión, es un problema bastante serio. El procedimiento más elemental consiste en interceptar el agua que llegará al talud, mediante una cuneta de coronación en los cortes y de base en los rellenos, esa cuneta se hace desembocar en algún canal de drenaje o alcantarilla para desaguar rápidamente.

Un sistema muy conveniente, para evitar la erosión en los taludes consiste en sembrar plantas apropiadas, las más indicadas son las leguminosas, que tienen una rede de



raíces, resisten la acción de las aguas a velocidad y viven aun en condiciones desfavorables de suelos y de humedad. En las leguminosas que ha dado muy buenos resultados en el control de erosión de los taludes tenemos el grass "Kudzu". La plantación de la leguminosa requiere conocimiento y técnica especial.

Un sistema muy conveniente, cuando los taludes son muy amplios, es cortarlos en escalones y sembrar leguminosas en los escalones.

Para los casos corrientes de taludes de corte y rellenos que no son muy altos, el sistema de control puede ser un revestimiento de piedras, acomodadas y unidas con mortero de cemento, o si el talud es suave, bastará piedras sueltas.

Se usa también en estos mismos casos el revestimiento con trozos de terreno ya sembrado en otro lugar, que se cortará con la lampa (caso de las champas) y se pone sobre el talud.

DRENAJE DEL KILOMETRO EN ESTUDIO.- Entre las estructuras pequeñas, destinadas a hacer pasar el agua de un lado a otro del camino, se tiene:

- 1) Los badenes
- 2) Los sifones
- 3) Las alcantarillas.

Badenes.- Son obras destinadas a dejar pasar el

agua sobre la carretera y al mismo nivel de la rasante, a la que se le hace una pequeña inflexión. Lo badenes sólo se usan en carreteras de 2o. y 3er. orden. Luego, para nuestra carretera no interesa, puesto que es de 1er. orden.

Sifones. - Se utilizan cuando una carretera corta una acequia de regadío y no hay altura suficiente para hacer una alcantarilla.

Alcantarillas. - Las alcantarillas son obras de arte, destinadas a salvar pequeños cursos de agua permanentes o periódicos. Conviene que no trabajen completamente llenos o que resulte escasa su sección. Cuando el curso de agua es permanente, puede conocerse con bastante aproximación el volumen de agua, su velocidad etc., siendo fácil determinar la desembocadura necesaria; pero cuando se coloca una alcantarilla para permitir la evacuación de las aguas de lluvia en una zona, el problema es más complicado y sujeto a la experiencia y criterio del ingeniero, pues no hay medios exactos de conocer la desembocadura apropiada.

En la carretera se ubican alcantarillas en todas las quebradas, en los desagües de las cunetas y en todos los puntos bajos que se pasen con rellenos, ya que de otra manera el agua tenderá a empozarse. En este último caso, como la alcantarilla ubicada en el fondo del relleno resulta a veces muy larga, y por lo tanto muy costosa, se adapta la solución de encauzar la quebrada y poner al alcantarilla

en la parte alta, casi al nivel de la rasante.

En la alcantarilla, lo importante es su desembocadura y hay que determinar su sección. Puede usarse fórmulas aproximadas para determinar el volumen de agua que llega a la alcantarilla, están basadas sobre gran número de observaciones hechas en Estados Unidos, con determinada caída de lluvia, pendiente, clase y vegetación del terreno etc. De tal manera que para aplicarla en nuestro país, se hará con previa comprobación y rectificación. (Esto tratándose de drenajes de aguas de lluvia).

Si las alcantarillas fuesen para pasar quebraditas, será interesante observar las huellas de aguas máximas y completar la información, con los datos que pudieran proporcionar los pobladores de la zona.

Entre las fórmulas empíricas tenemos la de Talbot (Esto es de orientación).

$$A = 0.183 C \sqrt[4]{M^3}$$

A = Desembocadura, en metros cuadrados.

M = El área de drenaje en acres.

C = Una constante, que depende de las condiciones climáticas y topográficas, sus valores son:

C = 1 para terrenos rocosos de fuerte pendiente.

C = 2/3 para terreno quebrado con pendiente mode-

rada.

en la parte alta, casi al nivel de la rasante.

En la alcantarilla, lo importante es su desembocadura y hay que determinar su sección. Puede usarse fórmulas aproximadas para determinar el volumen de agua que llega a la alcantarilla, están basadas sobre gran número de observaciones hechas en Estados Unidos, con determinada caída de lluvia, pendiente, clase y vegetación del terreno etc. De tal manera que para aplicarla en nuestro país, se hará con previa comprobación y rectificación. (Esto tratándose de drenajes de aguas de lluvia).

Si las alcantarillas fuesen para pasar quebraditas, será interesante observar las huellas de aguas máximas y completar la información, con los datos que pudieran proporcionar los pobladores de la zona.

Entre las fórmulas empíricas tenemos la de Talbot (Esto es de orientación).

$$A = 0.183 C \sqrt[4]{M^3}$$

A = Desembocadura, en metros cuadrados.

M = El área de drenaje en acres.

C = Una constante, que depende de las condiciones climáticas y topográficas, sus valores son:

C = 1 para terrenos rocosos de fuerte pendiente.

C = 2/3 para terreno quebrado con pendiente moderada.

C = 1/2 para valles anchos

C = 1/3 para terrenos agrícolas de suaves pendientes.

C = 1/5 para terrenos a nivel (terrenos planos)

Por ejemplo: el área de una alcantarilla, para drenar una zona llana de 100 hectáreas, es:

$$A = 0.183 \times 1/5 \sqrt[4]{100^3} = 1.16 \text{ m}^2$$

Una fórmula más precisa es la de Burki-Ziegler (Considera factores de observación más directa).

$$Q = MRc \sqrt[4]{S/M}$$

Q = Es la cantidad de agua que llega a la alcantarilla, en pies cúbicos, por segundo.

M = El área de drenaje en acres.

R = Promedio de precipitaciones pluviométricas más altas, en pulgadas por hora.

S = Promedio de la inclinación del terreno, en pies, por mil pies.

C = Coeficiente que depende de la clase de superficie drenada vale:

C = 0.75 para calles pavimentadas.

C = 0.30 para los macadnes.

C = 0.25 para zonas agrícolas.

En los manuales se encuentran tablas que dan la sección transversal necesaria, en función de estos datos.

Aparte del caso de las quebraditas, en que se puede apreciar por observaciones el probable volumen de las aguas máximas y estimar así su desembocadura, las alcantarillas para el drenaje de las cunetas se hacen generalmente de 0.60 m. a 1.00 m. de Luz, con la misma altura que la luz, en zonas lluviosas se les ubica cada 200 a 300 m.

DISEÑO DE UNA ALCANTARILLA.- En cuanto a su diseño forma y ubicación debe tomarse en cuenta:

- a) La capacidad para desaguar rápidamente las aguas que ella lleguen.
- b) La resistencia para soportar el peso del relleno que carga sobre ella y las cargas que el tránsito produce.
- c) La pendiente suficiente para que el agua corra.
- d) La salida, situada en la misma dirección que el eje longitudinal de la alcantarilla, para facilitar el movimiento de la corriente.
- e) La dirección del eje longitudinal, oblicuo al eje del camino cuando reciba agua de las cunetas.
- f) La entrada y salida cuando recibe agua de quebradas, estará dotada de muros de ala.
- g) Si el agua viene de la cuneta, se le construirá

una caja en forma de "U" que recibe el agua y la encauza.

h) Si está colocado en un punto bajo del camino y le llega agua de ambos lados, se le construirá muros de cabezera paralelos.

i) Cuando el terreno, sobre el cual va la alcantarilla, puede ser sujeto a deslaves, la salida será revestida para evitar la erosión.

j) Los sitios donde deben ser ubicados las alcantarillas: <sup>son</sup> quebradas, desagües de cunetas, puntos bajos que se pasen con rellenos.

Para el diseño de las alcantarillas usaremos la fórmula:

$$Q = M.R.c \sqrt[4]{S/M}$$

por dar resultados más precisos; obteniéndose así la cantidad de agua que llega a la alcantarilla, con el cual se encuentra la sección en los manuales.

CARGA SOBRE LAS ALCANTARILLA.- Sobre la alcantarilla actúa la carga estática del relleno, sobre ella la dinámica, debido al tránsito.

El peso del relleno depende de la forma como fué hecho, de cómo se colocó la alcantarilla, de la clase del suelo que la soporta y de la densidad del relleno.

La carga dinámica, debido al tránsito, se reducen a en 50 % cuando el pavimento es rígido y cuando es de grava,

estabilizado u otro tipo de pavimento flexible, no hay ninguna alteración en la carga.

Para amortiguar el impacto, debido al tránsito, se da como regla práctica el tener siempre un relleno de 30 cm., como mínimo, sobre la cabeza de la alcantarilla.

CALCULO DE UNA ALCANTARILLA DE CONCRETO ARMADO DE 100 METROS  
DE LUZ (TIPO LOSA)

LOSA SIMPLE

Luz libre	=	1.00 Mt.
Sobre carga	=	$H_{15} - S_{12}$
Altura del afirmado	=	0.25 Mt.
Altura de la capa asfáltica	=	0.05 Mt.
Peso del $m^3$ de concreto armado	=	2,400 Kgr/ $m^3$
Peso de $m^3$ de afirmado	=	1,600 "
Peso del $m^3$ de asfalto	=	2,000 "

La alcantarilla será normal al eje del tránsito. Luego, el ancho entre sardineles será = 7.00 m.

El Departamento de Puentes y O. de A. del Ministerio de Fomento recomienda que en alcantarillas se use:

$$f'_c = 210 \text{ kgr/cm}^2$$

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



CALCULO DE LAS CONSTANTES DE DISEÑO

$$f_c = 1/3 f'_c = 1/3 \times 210 = 70 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$n = 10$$

Valor de K:

$$K = \frac{1}{1 + \frac{fs}{nfc}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{10 \times 70}} = \frac{1}{3} = 0.33$$

VALOR DE J:

$$j = 1 - \frac{R}{3} = 1 - \frac{1}{3} = \frac{8}{9} = 0.89$$

VALOR DE K:

$$K = 1/2 f_c \cdot j \cdot K = 1/2 \times 70 \times 8/9 \times 1/3 = 10.4$$

CALCULO DE LA LOSA

Suponiendo un espesor de losa de:  $t = 0.18 \text{ m.}$

El peso propio por metro lineal será:

$$p.p. = 1.00 \times 1.00 \times 0.18 \times 2,400 = 432 \text{ kgr/m.l.}$$

El peso del afirmado

$$p.a = 1.00 \times 1.00 \times 0.25 \times 1,600 = 400 \text{ Kgr/m.l.}$$

El peso del asfalto:

$$p.asf. = 1.00 \times 1.00 \times 0.05 \times 2,000 = \frac{100 \text{ Kgr/m.l.}}{932 \text{ Kgr/m.l.}}$$

Máximo momento de peso muerto

$$M = \frac{Wl^2}{8} = \frac{932 \times 1.00^2}{8} = 117 \text{ Kgr.m.}$$

Ancho Efectivo.- Siendo el esfuerzo principal paralelo al tránsito y  $S = 3.60$

$$E = \frac{3.05 N + W}{4 N} = \frac{3.05 \times 2 + 7.00}{4 \times 2} = 1.64$$

Si consideramos el espesor del afirmado y asfaltado tendremos:

$$E = 1.64 + 2 \times 0.30 = 2.24$$

El máximo ancho efectivo es:

$$E = \frac{W}{2N} = \frac{7.00}{2 \times 2} = 1.75$$

Impacto:

$$I = \frac{50}{3.28 L + 125} = \frac{50}{3.28 \times 1 \times 125} = \frac{50}{128.28} = 0.39$$

Por normas, el máximo valor del impacto es:

$$I_{\text{máx.}} = 30 \%$$

La rueda más pesada es de 5443.2 Kgr., el peso efectivo es:

$$p = \frac{5443.2 (1.00 + 0.30)}{1.75} = 4040 \text{ Kgr.}$$

El máximo momento de sobrecarga e impacto es:

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{4040 \times 1.00}{4} = 1010 \text{ Kgr.}$$

El momento total será:

$$M_T = 117 + 1010 = 1127 \text{ Kgr.m.}$$

Chequeo de altura

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{1127}{10.4}} = 10.4 \text{ cm.} = 11 \text{ cm.}$$

$$t = 11 + 6 = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Tomando: } \underline{d} = 12 \text{ cm.}$$

El Area del Acero principal será:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{112700}{1400 \times 0.89 \times 12} = 7.54 \text{ cm.}^2 \phi 1/2'' \quad 17 \text{ cm.}$$

Acero de Repartición

$$A_{resp} = \frac{100}{3.28 L} = \frac{100}{3.28} = 55.3 \%$$

Por normas, el máximo acero de repartición es 50% del acero principal:  $A_{resp} = \phi 1/2'' @ 34 \text{ cm.}$

Acero de temperatura:

$$A_{st} = 0.001 \times b \times d = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

ϕ 3/8 @ 40 cm. en cada sentido.

Viga Sardinela: (Ver dibujo)

Con el caso más desfavorable.

Momento de sobrecarga e impacto

$$M_s = M \left[ \frac{E}{2} - (0.50 \div 0.15) \right] = 1010 \left[ \frac{1.75}{2} - (0.50 \div 0.15) \right] = 232 \text{ Kgr-m}$$

El peso propio de la viga es:

$$p.p. = 0.48 \times 0.20 \times 1.00 \times 2,400 = 230 \text{ Kgr/m.l.}$$

El Momento de peso propio

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{230 \times 1.00^2}{8} = 29 \text{ Kgr-m.}$$

El Momento total es:

$$M_T = 232 \div 39 = 261 \text{ Kgr-m.}$$

Chequeo de Altura:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{26100}{10.4 \times 20}} = 11.2 \text{ cm.} \quad 12 \text{ cm.}$$

$$h = 12 \div 6 = 18 \text{ cm.}$$

Como tenemos una altura de 48 cm. siendo el recu  
brimiento 6 cm. se tiene  $d = 42$  cm.

Area de Acero:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{261 \times 100}{1,400 \times 0.89 \times 42} = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ } 2\phi \text{ } 1/2''$$

Estribos

El peso efectivo de la rueda más pesada es:

$$p = 4040 \times 0.23 = 928 \text{ Kgr.}$$

El máximo esfuerzo cortante es:

$$V = p \times \frac{P.P.}{2} = 929 \div 115 = 1043 \text{ Kgr. Luego:}$$

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{1043}{20 \times 0.89 \times 42} = 140 \text{ Kgr/cm}^2$$

No necesitamos estribos; pero por normas los co-  
locamos:  $\phi \text{ } 3/8'' @ 35$  cm.

Diseño del Apoyo fijo:

El  $V$  máx. es igual a la mitad del peso propio de  
la losa, más el peso de una rueda:

$$V \text{ máx.} = p.p./2 \div P \text{ rueda} = \frac{932}{2} \div 4040 = 4506 \text{ Kgr.}$$

Area de Acero

$$A_s = \frac{V \text{ máx}}{f_s} = \frac{4506}{1400} = 3.22 \text{ cm}^2 \phi 3/8" @ 22 \text{ cm.}$$

El esfuerzo V que corresponde a cada barra es:

$$V = \frac{4506 \times 22}{100} = 992 \text{ Kgr.}$$

El esfuerzo de adherencia será:

$$M = 0.05 f'_c = 0.05 \times 210 = 10.5 \text{ Kgr/cm}^2 \quad \text{Luego:}$$

$$l = \frac{V}{M} = \frac{992}{10.5 \times 2.98} = 30 \text{ cm.}$$

Estribos y Muros

Serán de concreto ciclópeo y por faltarnos datos de altura de elevación y profundidad de cimentación, nos hemos guiado por un folleto: "ALCANTARILLA TIPO LOSA" del Departamento de Puentes y O. de A. del Ministerio de Fomento y O.P. en el cual figuran los estribos, con las dimensiones en función de la altura "A" de elevación, hasta una altura de 4 mts. Hemos considerado también que el curso de agua es perpendicular al camino y que éste está en relleno. También anotamos que este tipo de alcantarilla no debe usarse en terrenos que resistan menos de 2 Kgr/cm<sup>2</sup>.

## CAPITULO IV

### PAVIMENTO Y OBRAS ACCESORIAS

La superestructura que se proyecta ha de ser precisa para que económicamente, resista la acción del tráfico. El pavimento más económico será aquel en el cual la carga anual, (intereses y amortización del capital de establecimiento más gastos de conservación) sea mínima.

Las condiciones de resistencia del pavimento a la compresión y desgaste han de ser permanentes; ello obliga a buscar firmes y cimientos de la mayor impermeabilidad; pues el agua altera la resistencia y llega a destruir el pavimento.

En nuestro caso, la carretera es de primera clase y soportará tráfico pesado; de acuerdo con estas condiciones se hará el firme y pavimento.

CLASIFICACION DE LOS SUELOS.- Los suelos se clasifican según el Bureau of Public Roads de los E.E.U.U., como ya se vió, en dos grandes grupos denominados A y B. En el grupo A se encuentran los suelos de composición homogénea y en los de B los no homogéneos. Los suelos del grupo B reaccionan irregularmente ante los agentes que actúan sobre ellos, por lo cual no deben ser empleados en carreteras. Los suelos del grupo A, según el tamaño de sus partí-

culas, se sub dividen en:

"Arenosos" que comprenden los grupos A<sub>1</sub> A<sub>2</sub> y A<sub>3</sub>

"Limosos" que comprenden los grupos A<sub>4</sub> y A<sub>5</sub> y los

"Arcillosos" que comprenden los grupos A<sub>6</sub>, A<sub>7</sub> y A<sub>8</sub>

Como el kilómetro en estudio está compuesto por materiales sueltos, rocas blandas y duras, están comprendidos en el grupo de composición homogéneo arenosa; estos suelos arenosos pueden tener una cantidad de arcilla menor del 30 % y se clasifican A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> y A<sub>3</sub>; "Limosos" que comprenden los grupos A<sub>6</sub>, A<sub>7</sub> y A<sub>8</sub> por su textura como suelo areno-arcilloso, completamente sueltos como las arenas; los grupos A<sub>1</sub> y A<sub>2</sub> son areno-arcillosos y el A<sub>3</sub> es el arenoso neto.

#### CARACTERISTICAS DE A<sub>1</sub> - A<sub>2</sub> - A<sub>3</sub>

Grupo A<sub>1</sub>.- El material tiene una buena graduación con partículas gruesas y finas, el ligante arcilla es de buena calidad, es muy estable bajo la acción de las cargas.

Grupo A<sub>2</sub>.- Está compuesto de partículas gruesas y finas pero de mala graduación. La arcilla no es buena, generalmente está acompañada por sustancias orgánicas, coloides etc. Cuando está húmeda es inestable y se vuelve polvorienta después de una sequía prolongada, absorbe mucha agua por capilaridad.

Grupo A<sub>3</sub>.- Corresponde a los suelos de arena suel



ta y no tiene ligante, son poco estables; con elevada proporción de humedad se vuelven estables, con permeables y no son capilares.

Los suelos del grupo A<sub>1</sub>, que son los de nuestro kilómetro en estudio, tienen las siguientes características respecto a su graduación.

a) El material retenido en el tamiz No. 10 no constituye más del 50 %.

b) La fracción que pasa el tamiz No. 10 consta de arcilla, en 5 a 10 %; arena de 70 a 85 % y limo 10 a 20%.

c) El tamaño efectivo promedio es de 0.01 m.m. y un coeficiente de uniformidad mayor de 15. Las constantes físicas están comprendidas: Límite líquido entre 14 y 25, Límite plástico menor de 8, Límite de Contracción entre 14 y 20. Equivalente centrífugo de humedad menor que 15.

#### BASE O AFIRMADO

La construcción del afirmado en sí no ofrece ninguna dificultad, pues sólo se trata de extender una capa de material especial; directamente sobre las explanaciones ya compactadas. Este material del afirmado deberá quedar compactado hasta obtener su máxima densidad.

Según la mecánica de suelos, la granulometría del material del afirmado debe cumplir los siguientes requisitos:

<u>Malla</u>	<u>% que pasa</u>
2"	100 %
1 1/2"	70 - 100 %
1"	55 - 85 %
3/4"	50 - 80 %
3/8"	40 - 70 %
No. 4	36 - 60 %
No. 10	20 - 50 %
No. 40	10 - 30 %
No.200	5 - 15 %

al igual que las Explanaciones, después de efectuar el riego se compactan con rodillos neumáticos, que dan buenos resultados para capas delgadas y materiales pequeños; luego se les pasará el rodillo de 3 ruedas, para finalizar la compactación.

En la obra, a medida que avanza el trabajo se efectuarán pruebas de compactación, para comprobar la densidad del afirmado ya compactado. Estas pruebas se harán cada 200 mts., sacando muestras tanto del eje del camino como de los costados, el espesor se controla mediante perforaciones.

La construcción del afirmado consta:

1o. PREPARACION DE LA SUBRASANTE

La subrasante se prepara escarificándola una profundidad de 15 cms., mezclándose el material así aflojado por medio de un par de pasadas con la cuchilla del tractor y agregándole agua en la proporción necesaria; obtenida la mezcla deseada se le compactará mediante el rodillo pata de cabra hasta obtener la máxima densidad y la sección transversal especificada.

2o. FIRME ESTABILIZADO

El material del firme será extendido en 2 capas de pequeño espesor, 5 cm. cada uno, después de consolidado. Estas capas se compactarán por medio de un rodillo neumático de 13 ruedas. El suelo ligante se agregará a la segunda capa disponiéndolo en montículos a lo largo del camino y mezclándolo después pasando la motoniveladora. Si es necesario, se agregará 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 en una capa de sección transversal uniforme con el bombeo y el espesor de acuerdo a las especificaciones. A continuación se procede a compactar la superficie, por medio de rodillos neumáti

cos y lisos, 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 las labores de compactación se permite estar en uno o dos por ciento sobre lo óptimo. Sin embargo, la compactación final debe hacerse con el óptimo contenido de humedad, para conseguir así la mayor densidad.

El suelo ligante que se agrega a la segunda capa del firme estabilizado es con el objeto de que éste llene los siguientes requisitos.

a) La fracción que pasa la malla No. 40 tendrá como características: Límite líquido: no mayor de 25. Índice de plastidad entre 2 y 6. Será no menor que el 40 % de la fracción que pasa la malla No. 10.

b) La fracción que pasa la malla No. 200 no será mayor de  $2/3$  y preferiblemente no mayor de  $1/2$  de la fracción que pasa la malla No. 40.

#### EXPLOTACION DE LA CANTERA

La cantera de roca compacta está situada a 3 km. de la estaca 50 del trazo. La piedra se extrae de la cantera por medio de explosivos, procurando obtener la mayor frag

mentación, ya que si se obtuviera bloques de piedra de regular tamaño deberán ser fragmentadas aparte, para que puedan ser trabajados luego en las picadoras de piedra, lo cual aumenta el costo de la obra y por lo tanto la retarda.

El material desagregado de la cantera pasa a la chancadora, mediante la utilización del tractor.

### Preparación de la piedra

Para la preparación de la piedra se emplea maquinaria picadora y clasificadora.

1) Maquinaria picadora.- Existen diferentes tipos, de acuerdo al tamaño de la piedra que se quiera obtener, estos son:

a.- Para la producción de grava.- Se emplean las chancadoras que pueden ser:

De mandíbula.

Giratorias.

b.- Para la producción de gravilla y arena.- Se emplean los molinos, que pueden ser:

De martillo

De rodillos

De bolas

De barras.

2) Maquinaria clasificadora.- El material obtenido, por medio de las picadoras, es clasificado de acuerdo a su tamaño, por medio de las "Cribas", que pueden ser:

- a) Vibro clasificadoras
- b) Cribas giratorias.

Una vez chancado y clasificado el material, es necesario limpiarlo, pues de la limpieza de los áridos depende la calidad y resistencia de los firmes.

Maquinaria empleada para la explotación de la cantera.- Se ha escogido, para la explotación de la cantera, el equipo transportable "Austin Western" Modelo 101, que da muy buen rendimiento y que consta de todas las maquinarias necesarias, tales como: chancadoras, clasificadoras, transportadoras etc.

Transporte del material para el afirmado.- Siendo la producción de la chancadora variable, según sea el tamaño de la piedra que se quiera obtener, tendremos que el rendimiento de la chancadora, para obtener una granulometría semejante a la dada por las especificaciones para el afirmado es de 48 yardas cúbicas por hora = 66 Tn/hora. Escogiendo camiones de 3 yardas cúbicas de capacidad, se tendrá que el tiempo que tardará la chancadora en cargar un camión será:

$$C_m = \frac{3}{48} \times 3600 = 225 \text{ seg.}$$

lo cual lo realiza en su solo ciclo No = 1 por ser la producción continua. Como para el presente caso, todo el equipo de chancado y mezcladora está en la cantera, a 3 km. de la estaca 50, del kilómetro en estudio, luego, la distancia media de transporte es 3,000 m. y la velocidad de los volquetes consideramos.

$$V_1 = 30 \text{ Km/hora} = 500 \text{ metros/mto.}$$

$$V_2 = 60 \text{ Km/hora} = 1000 \quad "$$

El número de camiones que se necesita será:

$$N = 1 + \frac{60 \left[ (d/v_1) + T_1 + (d/v_2) + T_2 \right]}{n. \text{ cm.}}$$

N = número de camiones.

V<sub>1</sub> = velocidad de un camión cargado: 500 m/minuto

T<sub>1</sub> = tiempo necesario para vaciar el camión/minuto

V<sub>2</sub> = velocidad del camión descargado 1,000 m/mto.

T<sub>2</sub> = tiempo requerido para que el camión se cuadre bajo del silo: 2 minutos.

$$N = 1 + 60 \frac{\left[ \frac{3000}{500} + 1 + \frac{3000}{1000} + 2 \right]}{1 \times 225} = \underline{5} \text{ CAMIONES}$$

Maquinaria Empleada para el Afirmado.- Se utiliza la niveladora y rodillos.

Niveladora.- La niveladora que se ha escogido es

"Caterpillar modelo 112" con escarificador, con 6 velocidades hacia adelante y 2 hacia atrás, siendo de muy fácil manejo y da muy buenos rendimientos.

Su rendimiento es:

$$T = \frac{P_1 \times D \times E}{S_1} + \frac{P_2 \times D \times E}{S_2} + \dots$$

T = Tiempo total para efectuar un trabajo

P = número de pasadas.

D = distancia recorrida en cada pasada en Km.

E = factor de eficiencia 60 %.

S = velocidad según la clase de trabajo.

Para el afirmado, la motoniveladora requiere nivelar montones del material dejado por los volquetes y efectuarla con gran precisión, ya que necesita darle a la superficie el bombeo de 2%. Asumamos que se harán 9 viajes: 4 viajes en 1o. - 2 enganchado en 2a. - 2 en 3a. y 1 en 4o., luego, las velocidades serán:

En 1a.	3.37 Km/h.
" 2a.	4.80 "
" 3a.	6.40 "
" 4a.	9.00 "
D -	1 km.

El tiempo que se demora en realizar el trabajo será:



$$T = \frac{4 \times 1 \times 0.6}{3.37} + \frac{2 \times 1 \times 0.6}{4.8} + \frac{2 \times 1 \times 0.6}{6.4} + \frac{1 \times 1 \times 0.6}{9} = 1.22 \text{ h/Km.}$$

ahora bien, como la motoniveladora, en cada pasada, nivela sólo la mitad de la carretera, para que la nivele toda se necesitara :

$$T = 2 \times 1.22 = 2.44 \text{ h/Km.}$$

El rendimiento de la motoniveladora será:

$$R = \frac{1000 \times 7.5^2}{2.44} = 2870 \text{ m}^2/\text{hora}$$

Rodillos.- En la construcción del afirmado se emplean el rodillo neumático de 13 ruedas y el rodillo liso de 3 ruedas, tal como se vió anteriormente, se ha escogido el rodillo neumático "Bross", modelo 67, de 13 ruedas y el rodillo liso de 3 ruedas "Austin Western" de 10 Tn.

Los rendimientos de ambos rodillos ya se calculó.

---

## P A V I M E N T O

La elección del tipo de pavimento es un problema económico, siendo la mejor solución aquella que dé un costo más bajo y un menor gasto de conservación y transporte. El factor predominante en la elección de un tipo de pavimento, es la intensidad del tráfico que circulará por la carretera. En nuestro caso se trata de una carretera de primera clase con una intensidad de tráfico de 500 camiones y 300 automóviles diarios y soportará tráfico pesado, por lo cual será necesario colocar un pavimento de tipo superior.

Estos pavimentos de tipo superior pueden estar formados por materiales bituminosos o por concreto de cémento. Teniendo en cuenta los factores de costo del pavimento, duración de la obra, gastos de conservación, etc. se ha elegido un pavimento bituminoso porque aunque los pavimentos de concreto son los de mayor calidad, duración y menor costo de conservación, el costo en sí es sumamente elevado; no justificándose su inversión, teniendo un pavimento que satisface las condiciones deseadas para la superficie de rodadura, dando, además, un reducido costo de pavimentación.

## PAVIMENTOS ASFALTICOS

Existen muchos tipos de revestimiento asfáltico siendo entre ellos:

a) Asfalto comprimido.- Su materia prima es la caliza asfáltica, que se muele y extiende en caliente (130°C), sobre lechos de hormigón, alisándolas y comprimiéndolas con planchas y rodillos calientes.

b) Asfalto fundido.- Se compone de 90 % de caliza asfáltica y de 10 % de asfalto, a una temperatura tal que permite la fusión del asfalto. La mezcla se cuele y moldea en panes, que en la obra se funden y se mezcla con gravilla, de acuerdo con la composición granulométrica de la mezcla y del espesor del pavimento.

c) Riegos superficiales.- Se aplican en carreteras existentes de macadam hidráulico, se hacen en estado de emulsión, en frío y, otros tipos, en caliente.

d) Riegos profundos.- Se hacen a presión, con máquinas de 4 a 5 atmósferas, para que penetren sobre un lecho de piedras duras de 3 a 5 cms.

Estos sistemas prácticamente ya están en desuso, empleándose actualmente los morteros, macadams y concreto asfáltico; en éstos, la mezcla se lleva a efecto en plantas adecuadas, fuera de la obra.

Estos procedimientos modernos permiten dar mayor

uniformidad a las mezclas y conseguir mejor dosificación obteniéndose mayor compactibilidad en los revestimientos.

De los más utilizados en la actualidad es el Concreto Asfáltico, que, por sus mejores resultados, ha sido considerado como el más perfecto de los sistemas de pavimentación asfáltica.

### CONCRETO ASFALTICO

El concreto asfáltico está formado por elementos pétreos, de granulación definida y porcentaje, aglutinado por material asfáltico, fundado en los mismos principios que rigen a los demás concretos, o sea, llenar en todo lo posible los huecos de la grava, empleando arena y polvo mineral.

La bondad del concreto asfáltico que se obtenga dependerá de sus componentes en la mezcla y de la maquinaria que se disponga para su elaboración. En lo que respecta al pavimento, sus resultados dependerán de la forma en que ha sido transportado, cómo ha sido extendida la mezcla y cómo ha sido apisonado durante su construcción.

El concreto asfáltico, siendo una mezcla de agregado grueso, agregado fino y material de recibo, envueltos en una sustancia bituminosa (asfalto líquido) requiere de disolventes especiales, según sea la clase.

Los asfaltos más usados son:

Slow-Curing (S.C) que se disuelve en petróleo.

Medium-Curing (M.C) que se disuelve en Kerosene.

Rapid-Curing (R.C.) que se disuelve en gasolina.

Los asfaltos que se usan no deben contener agua y ser homogéneos y deben satisfacer los requisitos siguientes:

Aplicación Tipo	Imprimación MC-0	Ligante RC-2
Punto de inflamación (O.T.) <sup>o</sup> F	100 †	80 †
Viscosidad Furol a 77 <sup>o</sup> F	75-150	--
Viscosidad Furol a 180 <sup>o</sup> F	--	100-200
<u>Destilación:</u>		
Destilado.- % del total destilado a:		
680 <sup>o</sup> F		
A 437 <sup>o</sup> F	25	40 †
A 500 <sup>o</sup> F	40-70	65 †
A 600 <sup>o</sup> F	75-93	87 †
Residuo de la destilación a: 680 <sup>o</sup> F		
Volumen por diferencia	50 †	67 †
Pruebas sobre el residuo de la destilación:		
Penetración a 77 <sup>o</sup> F 100 gr. 5 seg.	120-300	80-120
Ductilidad a 77 <sup>o</sup> F	100 †	100 †
% Soluble en tetracloruro de carbono:	99.5 †	99.5 †
Temperatura de aplicación	10 <sup>o</sup> C-49 <sup>o</sup> C	38 <sup>o</sup> C-80 <sup>o</sup> C

Como se trata de firmes que están sometidos a un tráfico intenso, la piedra debe ser de alta resistencia a la compresión y no friable; son excelentes, las rocas igneas y las cuarcitas duras. Es preferible la piedra partida a la grava, tanto por la uniformidad de su calidad como por la rigidez que adquiere al ser apisonada.

Al conjunto de los gruesos y finos que forman el elemento resistente del concreto asfáltico se le añade una cierta proporción de polvo fino, o filler, cuyo objeto es rellenar. El filler debe tener la siguiente composición granulométrica.

Tamiz No.	30	debe pasar el	100 %		
"	No. 100	"	"	"	85 %
"	No. 200	"	"	"	65 %

A los efectos de la dosificación se considera como filler únicamente la cantidad que pase el tamiz No. 200, el resto como agregado fino. El filler cumple, en primer término, la función de rellenar los huecos y por otro lado actúa sobre el conjunto del firme, haciéndolo más trabajable al aumentar la viscosidad del asfalto, influyendo así en su proporción óptima.

El producto bituminoso tiene por finalidad la de ligar los distintos elementos, además, al firme le da la impermeabilidad precisa; además al unir los áridos aumenta considerablemente la resistencia del conjunto. Debe tener

la flúidez precisa a la temperatura de empleo para pintar con una capa delgada los elementos áridos y debe tener la consistencia necesaria a las temperaturas normales del lugar para mantener los firmes unidos; por esto, al elegir un asfalto es preciso tener muy en cuenta su penetración: en clima caluroso se usarán los de baja penetración y en clima frío los de alta penetración.

Si la penetración es muy alta, el firme será plástico y se deformará; si es baja, el concreto será demasiado rígido y se agrieta.

Los americanos, de acuerdo al A S T M, dan la siguiente penetración:

Climas fríos o medios y tráfico medio	&	70-80
Climas " " " " " " pesado		60-70
Climas cálidos y cualquier tráfico		60-70

Se ha llegado a penetraciones de 100 a 120 con buen resultado.

Los asfaltos que utilizaremos para el concreto Asfáltico, serán los elaborados en la Refinería de Talara y según el análisis de laboratorio, las características deben ser:

El cemento asfáltico para la preparación de la mezcla no formará espuma cuando se le caliente a 350°C y deberá satisfacer los requisitos siguientes:

Penetración a 77°F 100 gr. 5 seg.	100 a 120
Punto de inflamación, capa abierta elevan °F	452 †
Pérdidas al calor a 325°F, 5 horas, %	2 -
Penetración en % de la original, des- pués de la pérdida al calor	70 †
Ductilidad a 77°F	60 †
% Soluble en tetracloruro de carbono	99.5

Los agregados para la mezcla asfáltica se obtienen de la cantera y se escogen los de graduación cerrada o densa, cuyo tamaño máximo es de 2" con gran cantidad de polvo.

Deben cumplir con la siguiente graduación:

<u>Malla</u>	<u>% que pasa</u>
1"	100 %
No. 4	45-60 %
No.10	35-47 %
No.40	23-35 %
No.100	14-22 %
No.200	6-12 %

"Esta graduación es para un porcentaje de asfalto comprendido entre el 5.5% y 7.5% en peso".

Preparación de la mezcla.- Los diferentes componentes que constituyen el firme deben mezclarse en caliente, en maquinarias que aseguren la uniformidad precisa. La ne-



cesaria para este fin ha de cumplir las siguientes condiciones:

- 1) Secado y calentamiento de los áridos.
- 2) Dosificación exacta de los mismos.
- 3) Calentamiento y dosificación del asfalto.
- 4) Mezcla de los diferentes elementos.

Los áridos que entran en la composición se hacen llegar a la máquina previa una dosificación aproximada que generalmente se realiza en volúmenes; un elevador de cangilones lleva el conjunto a un aparato calentador con una temperatura tal, que cuando lleguen al aparato mezclador no exceda a la de empleo del aglomerante que es generalmente de 160°C.

Para el secado y calentamiento de la piedra se emplean generalmente mecheros de aceite pesado.

Los áridos ya secos y calientes pasan a un aparato clasificador, en el cual se separan en 3 tamaños, almacenándolos en depósitos regulares que descargan por una compuerta al dosificador final y de allí al mezclador.

Al aparato mezclador se añade el aglomerante y el filler, ambos medidos por peso. El aglomerante se calienta en calderos y se lleva al depósito de medida por tuberías cerradas por bombas. El aparato de medida de betún debe tener una aproximación no menor del 2% en la pesada. El tiempo de mezcla debe ser de 30 a 90 segundos y debe medirse siempre la temperatura de fusión del aglomerante y la distan

cia de transporte debe ser tal, que el descenso de temperatura no sea mayor de 20°C; por eso, sí se usan máquinas transportables que se van a utilizar en un tramo de la carretera, se deben colocar aproximadamente en la mitad del tramo a servir. Se debe tomar muestras para ser enviadas al laboratorio y constatar sus resultados.

---

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

#### ESTADO EN QUE DEBE ESTAR LA SUPERFICIE PARA EXTENDER LA MEZCLA

Antes de extenderse las mezclas calientes debe dar se un riego de imprimación a la superficie del afirmado. La imprimación consiste en la aplicación de un asfalto de baja viscosidad, en este caso MC-0 directamente a la superficie del afirmado que va a recibir la capa asfáltica. Tie ne por objeto dar mayor cohesión a los materiales que forman la capa superficial del afirmado e impermeabilizar y lograr una mayor adherencia entre dicha capa y la superficie asfál tica que se va a colocar.

La imprimación comprende las operaciones siguientes:

1) Barrer suavemente la superficie del afirmado para eliminar todas las partículas sueltas.

2) Regar uniformemente por medio de tanques dis-

tribuidores o cocinas, asfalto MC-0 en una proporción de más o menos 1.5 lts. por m<sup>2</sup> y a una temperatura de 10 a 50°C. El riego de imprimación debe aplicarse solamente cuando la superficie está bien seca.

3) Cuando haya secado bien el asfalto que se ha regado o sea después de 24 horas, estará lista la superficie para recibir la capa de mezcla asfáltica.

#### EXTENDIDO DE LA MEZCLA ASFALTICA CALIENTE

Las mezclas deben llegar al trabajo a una temperatura que permita extenderlas con facilidad y que no haya separaciones del asfalto de los agregados. Las temperaturas más recomendables, son: de 107 a 165°C. En cada caso se fijará la temperatura más apropiada, pudiendo permitirse una variación de 50C en más o menos, pero siempre de los límites señalados.

El extendido de la mezcla se hace de una manera mecánica; la mezcla es vertida por el volquete en una tolva que es transportada hacia adelante por medios mecánicos y es extendido por medio de una esparcidora (Pavimentadora). Podrá extenderse la mezcla en espesores desde 3/4" hasta 2" (En nuestro caso 2").

La velocidad de la pavimentadora al extender la mezcla será de 3 a 6 metros por minuto. Se debe tener mucho cuidado en que la proporción que se vacea no sobrepase a la

capacidad de la esparcidora y esta, a su vez, debe distribuirla en forma tal que los rastrillos no se encuentren sobrecargados.

Inmediatamente que se ha extendido la mezcla y antes de que comience la compactación con el rodillo, se controlarán la superficie eliminando las irregularidades.

#### JUNTAS DE CONSTRUCCION EN LAS MEZCLAS CALIENTES

Las juntas del pavimento entre días sucesivos de trabajo debe hacerse con mucho cuidado de tal modo que asegure una perfecta unión entre las dos superficies. Las juntas entre las capas ya colocadas deben quedar unidas en forma continua y completa; lo mismo para las juntas laterales que se harán cortando la mezcla a un ancho tal, que se tenga una mezcla fresca, lo cual evita la formación de pestañas.

Apisonado.- Una vez esparcido y corregidos los defectos de la mezcla y transcurrido el tiempo para que comience el endurecimiento, se comenzará el proceso del rodillado, operación que se efectúa por medio de los rodillos lisos tandem o de 3 ruedas. Conviene que las primeras pasadas se de con un rodillo ligero de unas 6 toneladas, y la consolidación final con uno de 10-12 Toneladas; la velocidad máxima deberá ser de 4-7 Km/hora y en forma tal que el rodillado se haga en forma completa y uniforme, de modo que todas las partes reciban igual compresión. El apisonado debe comenzar

por los lados e ir progresando hacia el centro, y cada pasada debe superponerse a la anterior en un ancho igual a la mitad del cilindro. El apisonado ha de continuar hasta que el peso del rodillo no produzca huellas en el firme y se haya alcanzado una compacidad que sea por lo menos el 95 % de la obtenida en el laboratorio. Los apisonadores deben llevar un dispositivo para mojar ligeramente los cilindros de modo que no se peguen a ellos la mezcla. Si en algun lugar la mezcla resulta suelta o defectuosa, deberá sustituirse con material fresco. La rasante obtenida no debe tener desigualdades superiores a 3 m.m. cuando se aplique paralelamente al eje del camino una regla de 3 m. de longitud. En las zonas donde no convenga apisonar con máquina, se consolidará con pisones calientes a mano.

Capa de sellado.- La sección de carretera recién terminada se protegerá del tráfico durante el tiempo necesario para que se endurezca la mezcla. Después de un tiempo prudencial se efectuará el sellado para proteger la superficie y darle un mejor acabado; este consiste en la aplicación o riego de la superficie con asfalto RC-2, a razón de 1 lt/m<sup>2</sup> aproximadamente, dependiendo la cantidad de la porosidad de la superficie asfáltica. Se aplica en igual forma que el riego de imprimación. Luego se le cubre con arena seca y limpia y se efectuará un nuevo rodillado con rodillos tandem.

Conservación.- La conservación del firme de concreto asfáltico puede consistir en reparar la capa de sellado o del firme propiamente dicho. La conservación no solamente se hace con el fin de que el pavimento tenga siempre buen aspecto, sino también para aumentar su duración. Para ello tenemos las siguientes recomendaciones:

a) En general, los defectos deben corregirse lo antes posible para evitar que el daño sea mayor y que el costo de reparación también aumente.

b) Antes de hacer cualquier reparación, debe investigarse cuáles han sido las causas que han originado los desperfectos con el fin de corregirlos.

c) Los desperfectos deben repararse con asfalto y agregados similares a los utilizados en la construcción, para que no haya diferencia con el resto de la superficie.

d) Debe evitarse, por todos los medios posibles, que, sobre las superficies asfálticas, caigan gasolina, kerosene, petróleo o cualquier otro hidrocarburo líquido, pues estas sustancias disuelven el asfalto y por consiguiente destruyen el pavimento.

Bermas.- Los revestimientos, una vez endurecidos, no se corren al encontrarse limitados y defendidos por las bermas, las cuales podrán ser de grava 5 cm. de espesor, recubiertas con gravilla menuda y regada con asfalto.

En resumen, podemos decir que el procedimiento del asfaltado se realiza en las siguientes etapas:

- 1) Barrido de la superficie afirmado.
- 2) Riego de imprimación (asfalto MC-0)
- 3) Preparado de la mezcla asfáltica en la planta (asfalto RC-2).
- 4) Transporte de la mezcla desde la planta hasta la obra.
- 5) Extendido de la mezcla por la esparcidora.
- 6) Compactación por medio de rodillos.
- 7) Sellado de la superficie (asfalto RC-2).
- 8) Construcción de las bermas.

#### CALCULO DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO

Para calcular el espesor del pavimento se utiliza el gráfico del ingeniero Reagel, quien calcula el espesor del pavimento en función de la calidad del material de la subrasante y de la intensidad del tráfico. Para utilizar este gráfico es necesario conocer 3 datos:

- 1.- El tipo de suelo.
- 2.- El índice de grupo.
- 3.- La intensidad del tráfico.

En nuestro caso, el tipo de suelo es A, y por medio de un gráfico de mecánica de suelos, en los cuales se halla el índice de grupo en función del límite líquido, del índice de plasticidad y del porcentaje que pasa la malla No. 200; hemos encontrado que el índice de grupo es 0 ya que el gru-

po A<sub>1</sub> tiene el límite líquido entre 1425, el índice de plasticidad menor que 8 y el porcentaje que pasa la malla No. 200 es menor o igual al 15 %; luego tenemos:

Tipo suelo A<sub>1</sub>

Índice de grupo: 0

Tráfico pesado (800 vehículos al día)

Entrando al gráfico obtenemos que:

$$t = 5''$$

Por otro lado, por emplearse tratamiento de mezcla asfáltica, las especificaciones indican un espesor de superficie de 2" y por otra parte no se recomienda usar espesores menores de 4" para la base, luego el pavimento lo diseñaremos así:

Superficie de rodadura: 2" = 5 cms.

Afirmado 4" = 10 cms.

6" = 15 cms.

El pavimento tendrá, entonces, con afirmado y superficie de rodadura 15 cms.

En los sitios de corte en roca bastará con una pequeña capa de afirmado con refine de las superficies de corte.



EQUIPO MECANICO NECESARIO PARA LA CONSTRUCCION DEL PAVIMENTO

a) Mezcladora.- Empleamos la planta mezcladora de mantenimiento "Baber Greene" que consta de la mezcladora modelo 840 y el secador modelo 830. Posee, además, elevadores de cangilones y demás accesorios para una producción continua de 25 Tn. de material por hora.

b) Transporte de la Mezcla Asfáltica.- La planta mezcladora está situada en la cantera, distante 3 km. de la estaca 50 del trazo, utilizándose para el transporte Volquetes, cuyo número calcularemos:

La capacidad de la mezcladora es de 25 Tn/hora, lo que equivale 12.5 m<sup>3</sup>/h.; luego, para llenar un volquete de 3 y 3 = 2.29 m<sup>3</sup> tardará:  $cm. = \frac{2.29}{12.5} = 0.183 \text{ h.} = 0.1835 \times 3600$

= 660 seg.; como la producción es continua se tiene n = 1

$$n = 1$$

$$d = 3,000 \text{ metros}$$

$$V_1 = 500 \text{ mts/minuto}$$

$$V_2 = 1.000 \text{ "}$$

$$T_1 = 5 \text{ minutos}$$

$$T_2 = 3 \text{ "}$$

$$N = 1 + \frac{60 \left[ \frac{3000}{500} + 5 + \frac{3000}{1000} + 2 \right]}{660}$$

$$N = 1 + \frac{60 [6 + 5 + 3 + 3]}{660} = 1 + \frac{60 \times 17}{660} = 1 + 1.5 = 2.5$$

N = 1 ÷ 1.5 = 2.5      3 CAMIONES

c) Esparcidora.- Las operaciones de extender la mezcla asfáltica varían según sea el tipo de ésta.

En la esparcidora se gradúa el espesor del pavimento, en nuestro caso 5 cms. Utilizaremos con esparcidora "Barber Greene" Modelo 879-A, que tiene la siguiente ventaja: cuando la esparcidora encuentra un desnivel en el terreno, lo llena automáticamente nivelándolo.

d) Tanque regador.- Para suministrar a las explanaciones y al afirmado, el porcentaje de humedad necesario se usará un camión tanque para el riego de la superficie se ha escogido el tanque regador "Etnyre Black Topper" de 1000 galones de capacidad.

#### SEÑALIZACION

Se ha hecho de acuerdo con las normas dadas por el Ministerio de Fomento, tal como se indica en el plano correspondiente.

---

CAPITULO V

ESTUDIO ECONOMICO - ANALISIS DE PRECIOS - PRESUPUESTO

I) COSTO DE RECONOCIMIENTO

Un Ingeniero Jefe	S/. 80.00 día
Un Ingeniero ayudante	60.00 "
Dos cadeneros	28.00 "
Leyes sociales(50 %)	84.00 "
Depreciación de Instrumento(10%)	<u>16.80 "</u>
Costo Total =	S/o. 268.80

Suponiendo que el reconocimiento del KILOMETRO

se haga en medio día tenemos: S/o. 134.20

II) COSTO DEL TRAZO

Un Ingeniero Jefe	S/o. 80.00
Un Ayudante	60.00
Un Topógrafo	40.00
2 Cadeneros	28.00
1 Estaquero	12.00
1 Porta Instrumento	12.00
Leyes sociales (50 %)	116.00
Estacas	10.00
Depreciaciones de Instrumento (10%)	<u>23.20</u>

Costo Total = S/o. 381.20

Suponiendo un día para el trazo tenemos: S/o. 381.20

### III) EXPLANACIONES

El costo de las explanaciones, ya calculado al hacer la valorización parcial del Kilómetro es: S/o. 112,400.

### IV) AFIRMADO

#### a) Extracción del material de la Cantera

El costo de extracción del material de la cantera es igual al costo de desagregación de roca dura ya calculado: S/o. 12.13 m<sup>3</sup>.

Además el tractor D-7 con empujador angular A-7 hará el trabajo de cargar a la chancadora, a una distancia media de transporte de 20 mts., cuyo rendimiento es de 91 m<sup>3</sup>/hora, como el costo horario del tractor es de S/o.91.90. El m<sup>3</sup> de material acarreado vale  $\frac{91.90}{91} =$  S/o. 1.01.

#### b) Preparación de la piedra

Se hará con el equipo transportable "Austin Western" Modelo 101.

Valor de la planta	S/o. 960,000
Valor recuperable (20%)	<u>192,000</u>
Depreciación	S/o. 768,000
<u>Costos fijos al año:</u>	
Amortización (6 años)	S/o. 16.6 %
Intereses	8.0 %

Mantenimiento	15.00 %
Almacenaje pérdidas	<u>3.00 %</u>
Total =	42.6 %

Costo fijo al año = 768,000 x 42.6 = S/. 32,7000

Costo fijo por hora =  $\frac{32,7000}{2000}$  = S/.163,58

Costo variable por hora:

Jornales

Un maquinista (\$ 40 día)	\$ 5.00 hr.
Un ayudante (\$ 24 día)	3.00 "
Cinco obreros (\$ 20 día)	12.50 "
Leyes sociales (\$ 47%)	<u>9.65 "</u>
Total =	\$ 30.15 hr.

Combustible:

Petroleo: 10 gal.a 0.70 c/g.	\$ 7.00
Aceite y grasas	15.00
Repuestos	<u>5.00</u>
Total =	\$ 27.00

Costo total por hora: 163.50+30.15+27.00 = \$ 220.65

Costo del m<sup>3</sup> de Material chancado:

Siendo el rendimiento de la chancadora de 66 Tn/hr.  
o sea 48 y 3/h o también 36.5 m<sup>3</sup>/h. tenemos que el metro  
cúbico vale:

$$\frac{220.65}{36.5} = \text{S/o. } 6.05 \text{ m}^3,$$

El costo total por m<sup>3</sup> de material para el Afirmado y pavimento será:

$$12.13 + 1.01 + 6.05 = \text{S/} \underline{19.19}$$

Transporte del material

Valor Volquete "Ford" F-8 de 3 yardas cúbicas	\$ 90,000
Valor recuperable (20 %)	<u>18,000</u>
Depreciación	\$ 72,000
Costos fijos al año (51 %)	36,600
<u>Costo fijo por hora</u> = $\frac{36,600}{2000}$	= S/. 18.30

Costo variable por hora:

Combustible

Gasolina (2.5 galones \$ 1.50 galón)	\$ 3.75
Aceite	0.25
Pequeños Repuestos	<u>0.50</u>
Total =	\$ 4.50

Jornales

Choffer (\$ 30 día)	\$ 3.75
Ayudante (\$ 28 día)	2.25
<i>2 ojos Sociales (47%)</i>	<u>2.82</u>
Total =	\$ 8.82

Costo total por hora:  $18.30 + 4.50 + 8.82 = \underline{31.62}$

Como tenemos 5 camiones y el rendimiento de la planta es de 36.5 m<sup>3</sup>/h, el costo por m<sup>3</sup> transportado será de:  $\frac{31.62 \times 5}{36.5} = 4.35 \text{ m}^3$

El costo total del material para el afirmado, puesto en el lugar en donde se está haciendo el camino será:

$19.19 + 4.35 = S/. 23.54$  o sea en capas de 10 cm. de espesor sale:  $23.54 \times 0.10 = S/. 2.35 \text{ M}^2$ .

Nivelación

a) Moto niveladora Caterpillar No.112

Costos fijos

Valor de la Motoniveladora con Escarificar	S/ 330,000
Valor recuperable (20 %)	<u>66,000</u>
Depreciación	264,000
Costo fijo al año (51 %)	134,640

Costo fijo por hora:  $\frac{134,640}{2000} = S/. 67.32$

Costo variable por hora:

Jornales

Maquinista (S/ 30 día)	S/ 3.75
Ayudante (S/ 18 día)	<u>2.82</u>
Total =	S/ 8.82

Combustible

Petróleo (3 galones 0.70 c/g)	2.10
Aceite grasa	2.50
Pequeños Respuestos	<u>1.00</u>
	S/ 5.60

Costo total horario:  $67.32 + 8.82 + 5.60 = \underline{81.74}$

El rendimiento de la Motoniveladora es de 2870 m<sup>2</sup>/h. Luego el costo por metro cuadrado de nivelación es:

$$\text{Costo por M}^2 \text{ de Nivelación} = \frac{81.74}{2870} = \text{S/. } 0.03 \text{ por M}^2$$

b) Compactación del Afirmado

1- Empleamos el Rodillo Neumático de 13 ruedas, cuyo costo de operación es de S/ 0.38 por m<sup>3</sup>; por metro cuadrado será: 0.28 x 0.10 = S/. 0.028 M<sup>2</sup>.

2- Luego empleamos el Rodillo de 3 Ruedas, cuyo costo de operación es de S/. 0.60 M<sup>3</sup>; Por metro cuadrado será: 0.60 x 0.10 = S/. 0.060 M<sup>2</sup>.

El costo total por M<sup>2</sup> de Compactación del Afirmado será:

$$\text{S/. } 0.028 + 0.060 = \text{S/. } \underline{0.088}$$

V) PAVIMENTO

Riego de Imprimación

Costos fijos	S/ 200,000
Valor recuperable (20 %)	<u>40,000</u>
Depreciación	160,000
Costos fijos al año (51 %)	81,600
Costos fijos por hora:	$\frac{81,600}{2000} = \text{S/. } 40.80$



Costo variable por hora:

Combustible (2.5 galones S/.1.5 galón) \$	3.75
Aceite	0.25
Pequeños Repuestos	<u>0.50</u>
Total =	4.50

Jornales

Choffer (\$ 30 día)	\$ 3.75
Ayudante controlado (\$ 24 día)	3.00
Leyes sociales (47 %)	<u>3.45</u>
	\$ 10.20

Costo total por hora:  $40.80 + 4.50 + 10.20 = \$ 55.50$

Costo por M<sup>2</sup> de riego de imprimación:

Para un rendimiento de 800 m<sup>2</sup>/hora del tanque distribuidor su costo de operación será:

$$\frac{55.50}{800} = S/. 0.07 \text{ m}^2$$

Costo por M<sup>2</sup> de imprimación:

Asfalto MC-0 (1.5 lts/m <sup>2</sup> a S/.0.35 lit.) \$	0.53
Arena (0.01 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> a S/. 24 m <sup>3</sup> )	<u>0.24</u>
	\$ 0.77

Costo total por M<sup>2</sup> de imprimación

$$0.07 \times 0.77 = S/. 0.84$$

PREPARACION DE LA MEZCLA ASFALTICA

Costos fijos

Mezcladora "Barber Green"	\$ 700,000
Valor recuperable (20 %)	<u>140,000</u>
Depreciación	\$ 560,000

Costo fijo al año

Igual a la Chancadora 42.6 %

$$0.426 \times 560,000 = S/. 238,000$$

Costo fijo por hora:  $\frac{238,000}{2000} = S/. 119.00$

Costo variable por hora:

2 Maquinistas (\$ 40 día)	\$ 10.00
10 ayudantes (\$ 20 día)	25.00
Leyes sociales(47 %)	<u>16.50</u>
Total =	51.50

Combustible:

Petróleo (10 galones a \$ 0.70 galón)	7.00
Aceite y grasas	15.00
Repuestos	<u>5.00</u>
Total = \$	27.00

CostoXTotal por hora:  $119. + 51.50 + 27.00 = S/.197.50$

Costo del M<sup>3</sup> de preparado de la Mezcla.- El rendimiento de la planta es de 25 Tn/h o sea 12.5 m<sup>3</sup>/h el cual compactado se reduce a  $12.5 \times 0.8 = 10 \text{ m}^3/\text{h}$ , luego el costo por m<sup>3</sup> será:  $\frac{197.50}{10} = \text{S/} 19.75$

Costo del asfalto RC-2.- La graduación que se emplea en la mezcla asfáltica, es para un porcentaje de asfalto comprendido entre 5.5 %, y 7.5 % en peso, considerando, 7 % que equivale a 109 lts. por m<sup>3</sup> de mezcla, siendo el precio de 0.35 litro se tiene:

$$109 \times 0.35 = \text{S/} 38.15 \text{ por m}^3$$

Costo del M<sup>3</sup> de Material (Arena y grava) para el pavimento.- Es el mismo que para el afirmado: S/. 19.19

Luego el M<sup>3</sup> de Mezcla vale:

$$19.75 + 38.15 + 19.19 = 77.09$$

Como el espesor de la capa asfáltica es de 0.05 se tendrá que el M<sup>2</sup> de mezcla vale:  $77.09 \times 0.05 = 3.85 \text{ por M}^2$ .

Transporte de la mezcla asfáltica.- El costo horario de los camiones volquetes ya se sabe que es S/.31.62 hora, como tenemos 3 camiones necesitamos para el buen funcionamiento de la mezcladora con un rendimiento de 10 m<sup>3</sup>/h compactado luego el costo del transporte será:

$$\frac{31.62 \times 3}{10} = \text{S/} 9.50 \text{ M}^3$$

por M<sup>2</sup> será:  $9.5 \times 0.05 = \text{S/} 0.48 \text{ por M}^2$

Extendido de la Mezcla Asfáltica

Costo fijo

Valor de la Esparciadora "Barber Green" Modelo 879-A-	\$ 300,000
Valor recuperable (20 %)	<u>60,000</u>
Depreciación	\$ 240,000
<u>Costos fijos al año</u> 51 % =	122,000

$$\text{Costo fijo por hora} = \frac{122,000}{2000} = \text{s/. } 61.00$$

Costo variable por hora

El mismo que el tanque Distribuidor =	14.70
<u>Costo total por hora:</u> 61.00 + 14.70 =	\$ 75.70

El Costo por M<sup>2</sup> de extendido será:

$$\frac{75.70}{10} = \text{s/. } 7.57 \text{ m}^3$$

o sea  $7.57 \times 0.05 = \text{s/. } 0.38 \text{ por m}^2$

Rodillado.- Utilizaremos las rodillas tandem.

Costos X fijos

Valor Rodillo tandem "Austin Western" 5 Tn.	\$ 150,000
Valor recuperable (20 %)	<u>30,000</u>
Depreciación	120,000
<u>Costos fijos al año</u> (51 %)	
<u>Costos fijos por hora</u> = $\frac{61,200}{2000}$ = s/. 30.60	

Costo variable: (Igual al obtenido por el rodillo de 3  
ruedas) \$ 14.80

Costo total por hora:  $30.60 + 14.80 =$  \$ 45.80

El rendimiento del Rodillo Tandem por  $m^2$  es:

$$E = 0.60$$

$$S = 63 \text{ m/minuto}$$

$$W = 1.27 \text{ mts.}$$

$$N = 3$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 63 \times 1.27}{3} = 960 \text{ M}^2/\text{hora}$$

El costo por  $M^2$  de Rodillado será:  $\frac{45.80}{960} =$  S/. 0.05

Sellado de la Superficie Asfáltica por  $M^2$

Asfalto RC-2 (1 litro/ $m^2$ )	\$ 0.35 $m^2$
Riego	0.07 $m^2$
Arena (20 Kgr/ $m^2$ )	0.24 $m^2$
Extendido y Rodillado	<u>0.10 <math>m^2</math></u>
	0.76

Jornales

Los jornales se calcularán para un rendimiento de  
3000  $m^2$ /día de sellado

Un sobreestante (\$ 30 día)	\$ 0.01 $m^2$
Ocho obreros (\$ 12 día)	0.03 "
Leyes Sociales (\$ 47 %)	<u>0.02 "</u>
	\$ 0.06 $m^2$

Costo total del sellado:  $0.76 + 0.06 = S/. 0.82 \text{ por } m^2$

Barrido.- Se harán 2 barridos uno antes del riego de imprimación y otro después del sellado, estimándose su precio en S/. 0.20 m<sup>2</sup>.

Costo Total del M<sup>2</sup> del Pavimento:

	Imprimación	S/. 0.84 m <sup>2</sup>
	Mezcla Asfáltica	3.85
	Transporte	0.48
E	Extendido	0.38
	Rodillado	0.05
	Sellado	0.82
	Barrido	<u>0.20</u>
		S/. 6.62 m <sup>2</sup>

Bermas.- Considerando precios unitarios iguales que para el afirmado:

	Extracción, carga, chancado y transporte	\$ 2.35 m <sup>2</sup>
	Nivelación	0.03 "
C	Compactación	0.088
	Riego con asfalto (1 litro/m <sup>2</sup> )	<u>0.350</u>
		<u>\$ 2.818</u>

Drenaje.- El drenaje lo estimaremos en \$ 30,000

Señalización.- También lo estimaremos en \$ 1,500

COSTO TOTAL DEL KILOMETRO

<u>P a r t i d a s</u>	<u>Metra do</u>	<u>Pre cio Unita rio</u>	<u>Parcia les</u>	<u>Totales</u>
Reconocimiento			134.20	
Trazo			381.20	515.40
Explanaciones			102,095.00	102,610.40
<u>Afirmado:</u>				
Extracción, prepara- ción y transporte	7,000 m <sup>2</sup>	2.35	16,450.00	119,060.40
<u>Nivelación:</u>	7,000 m <sup>2</sup>	0.03	210.00	119,270.40
<u>Compactación (Rodill.)</u>	7,000 m <sup>2</sup>	0.088	616.00	119,886.40
<u>Asfaltado</u>	6,000 m <sup>2</sup>	6.62	39,720.00	159,606.40
<u>Bermas</u>	1,000 m <sup>2</sup>	2.818	2,818.00	162,424.40
<u>Drenaje (Estimado)</u>			30,000.00	192,424.40
<u>Señalización (Estimado)</u>			1,500.00	193,924.40
Utilidad del Contra- tista	12 %		23,270.93	217,195.33
Imprevistos	5 %		9,696.22	226,891.55
Inversión Total =				226,891.55

CAPITULO VI

P U E N T E

Soluciones.- Según lo indicado por las especificaciones del Proyecto, se efectuará el diseño y cálculo de un puente de 55 metros de luz. Dicha estructura se levantará a través del río, cuyo lecho en planta y perfil en el eje del cruce vienen representados en el plano a escala : 1:200.

El perfil geológico muestra cierta heterogeneidad en sus componentes. La rivera izquierda presenta una mezcla de arena, cascajo y pedrones, en cambio la derecha es de roca pizarrosa dura, aparentemente presenta un peligro de erosión dicho estrato, debiéndose tomarm medidas de seguridad al cimentar los apoyos del puente, de cualquier tipo que este fuera.

La pendiente del río es bastante suave ene esa zona. Las aguas presentan tres niveles que se destacan en el perfil del lecho:

Nivel de aguas en estíaje cota : 2,971 mts.

Nivel de aguas en avenidas cota: ~~2973~~ 59 mts. y Nivel máximo en avenidas extraordinarias cota : +- 2,975.20

La construcción de un puente metálico de un solo tramo, podría tomarse en cuenta, de no ser prohibitivo el costo de importación de sus elementos. Las posibilidades del



concreto armado son aplicables a las siguientes soluciones:

Puentes de vigas contínuas, pórtico o arcos. La de vigas contínuas implica la construcción de pilares intermedios, cuando menos. Dicha cimentación, además de costosa, involucra la posible utilización de caissons que siempre presenta un problema constructivo que encarece y demora la obra, además de las posibles socavaciones. En cuanto a los pórticos, la luz económica que se puede cubrir con estos, es hasta de 25 metros, aproximadamente. Lo cual implica la construcción de dos contínuos, cayendo en el mismo problema anterior.

Un arco permite salvar los 55 mts. fácilmente con una forma bastante bella y agradable a la vista.

La forma del arco será parabólico, siendo fácil de calcular.

El puente será de tablero superior.

La cota de la rasante es de 2984 mts. hace suponer de terreno accidentado, para el cual las normas peruanas de caminos del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, indican 6.00 mts. más 1.20 mts. correspondiente al ancho de los sardineles; por lo tanto el ancho del puente será 7.20 mts. Además, teniendo en cuenta que la velocidad máxima especificada por las Normas Peruanas de Caminos es de 45 Km/hora, se estima que con un ancho de 7.20 es suficiente.

concreto armado son aplicables a las siguientes soluciones:

Puentes de vigas contínuas, pórtico o arcos. La de vigas contínuas implica la construcción de pilares intermedios, cuando menos. Dicha cimentación, además de costosa, involucra la posible utilización de caissons que siempre presenta un problema constructivo que encarece y demora la obra, además de las posibles socavaciones. En cuanto a los pórticos, la luz económica que se puede cubrir con estos, es hasta de 25 metros, aproximadamente. Lo cual implica la construcción de dos contínuos, cayendo en el mismo problema anterior.

Un arco permite salvar los 55 mts. fácilmente con una forma bastante bella y agradable a la vista.

La forma del arco será parabólico, siendo fácil de calcular.

El puente será de tablero superior.

La cota de la rasante es de 2984 mts. hace suponer de terreno accidentado, para el cual las normas peruanas de caminos del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, indican 6.00 mts. más 1.20 mts. correspondiente al ancho de los sardineles; por lo tanto el ancho del puente será 7.20 mts. Además, teniendo en cuenta que la velocidad máxima especificada por las Normas Peruanas de Caminos es de 45 Km/hora, se estima que con un ancho de 7.20 es suficiente.

El arco tiene una luz entre arranques al eje de 55 metros y un ancho de 1.20 mts. a todo lo largo, con un peralte máximo de 1.50 mts. en los arranques y 1.00 mt. en la clave.

Los estribos tendrán una longitud e 8.80 mts. en ámbos lados y serán desiguales, debido a la constitución geológica del terreno en ambas riberas ; con la base inferior inclinadas para absorber las presiones con mayor facilidad.

En su parte superior llevan un muro que, a la vez de retener el relleno, sirven de apoyo a un tramo del puente. Tambien se colocarán muros de contención lateral al estribo y que se prolongarán paralelos a las vías de acceso al puente, hasta donde sea necesario. El estribo izquierdo estará sometido, en los casos eventuales de las avenidas máximas extraordinarias, a niveles de aguas menores de un metro; para lo cual se pueden colocar pedrones en su vecindad para romper le energía de las aguas que pueden ocasionar una posible socavación. Es probable que esto no ocurra, debido a la baja velocidad del agua en las orillas.

En el perfil se ve que la zona vecina al estribo derecho, presenta peligro de socavación, se podrá evitar esto, colocando pernos o rieles, asegurando los estratos pizarrosos.

CALCULO DEL PUENTE

Baranda.- Consta del pasamano y las columnas.

I) Cálculo del pasamano.

Características

Pasamano	0.20 x 0.20 m.
Separación de columnas	2.75
Columnas	0.20 x 0.15 m.

Cargas a considerar :

a) Peso propio.

b) Según el reglamento de la A.S.S.HO. se diseñará para resistir una fuerza horizontal de 150 lbs/pie (223 Kgs/m.) y otra fuerza vertical simultánea de 100 lbs/pie (148 Kgs/m).

El pasamano lo calcularemos como si fuera una viga de varios tramos parcialmente empotrada en las columnas que le sirven de apoyo y distantes una de otra 2.75 m., centro a centro, luz libre  $(2.75 - 0.15) = 2.60$  . Empléase para el cálculo un método aproximado que consiste en tomar los máximos momentos dados por el ACI para vigas de varios tramos y hacerlos generales, es decir, tomo como momento negativo en todos los apoyos  $a \frac{w l^2}{12}$  y como máximo momento positivo en el centro de todos los tramos  $a \frac{w l^2}{14}$  esto debido a que  $l' < 3$  m.

Calcularé separadamente los esfuerzos en los planos

de aplicación de las cargas y su suma no deberá ser mayor que los esfuerzos admisibles para el concreto y el acero, dados por las especificaciones del A.A.S.H.O y que para el concreto 1: 1: 2 y acero intermedio son :

$$f'_c = 210 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 f'_c = 84 \text{ kgr/cm}^2$$

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

$$n = 10$$

Cálculo de los momentos de flexión

	Momento en el Centro	Momento en el apoyo
Sobrecarga vertical $w = 148 \text{ kgr/m.}$	$\frac{148 \times 2.6^2}{14} = 72 \text{ kgr.}$	$\frac{148 \times 2.6^2}{12} = 84 \text{ Kgm.}$
Peso propio $w = 0.2 \times 0.2 \times 2.400 = 96 \text{ Kg}$	$\frac{96 \times 2.6^2}{14} = 47 \text{ Kgm.}$	$\frac{96 \times 2.6^2}{12} = 54 \text{ Kgm}$
Momento debido a las cargas verticales.	$M_v = 119 \text{ Kgm.}$	$MV = 138 \text{ Kgm.}$
Momento debido a la sobrecarga horizontal	$M_H = \frac{223 \times 2.6^2}{14} = 158 \text{ Kgm}$	$M_H = \frac{223 \times 2.6^2}{12} = 128 \text{ Kgm.}$

El proceso a seguir es de verificación considerando como refuerzo 4  $\phi$  3/8 y una sección de concreto de 20 x 20cm.

Posición del Eje neutro.- Se determinará tomando momentos de las áreas de concreto y acero en comprensión y tracción, con respecto a dicho eje.

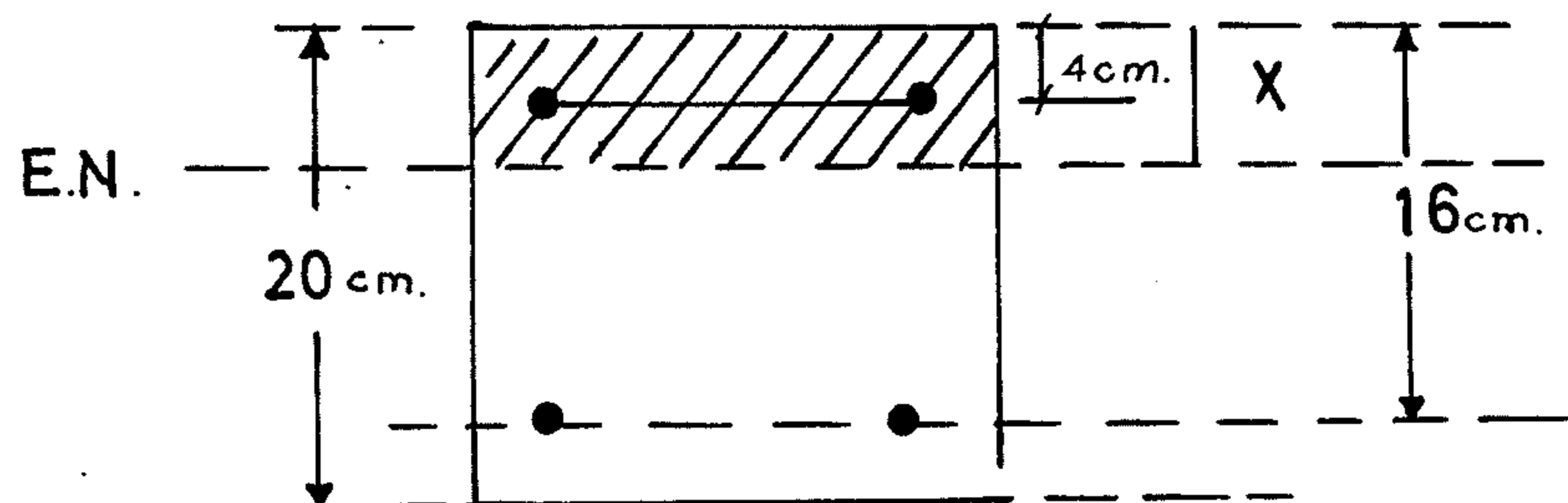
Sea  $x$  la distancia entre la fibra más comprimida y el eje neutro; considerando 4 cms. como recubrimiento, acero intermedio y concreto 1: 1: 2 y sea :

$$A_c = \text{Area de concreto en compresión} = 20 \times$$

$$A_s = \text{Area de acero en compresión y tracción} =$$

$$2 \phi \ 3/8" = 1.42 \text{ cm}^2.$$

$$A'_c = \text{Area de concreto equivalente al área de acero en compresión} = (n-1) A_s = 9 \times 1.42 \text{ cm}^2$$



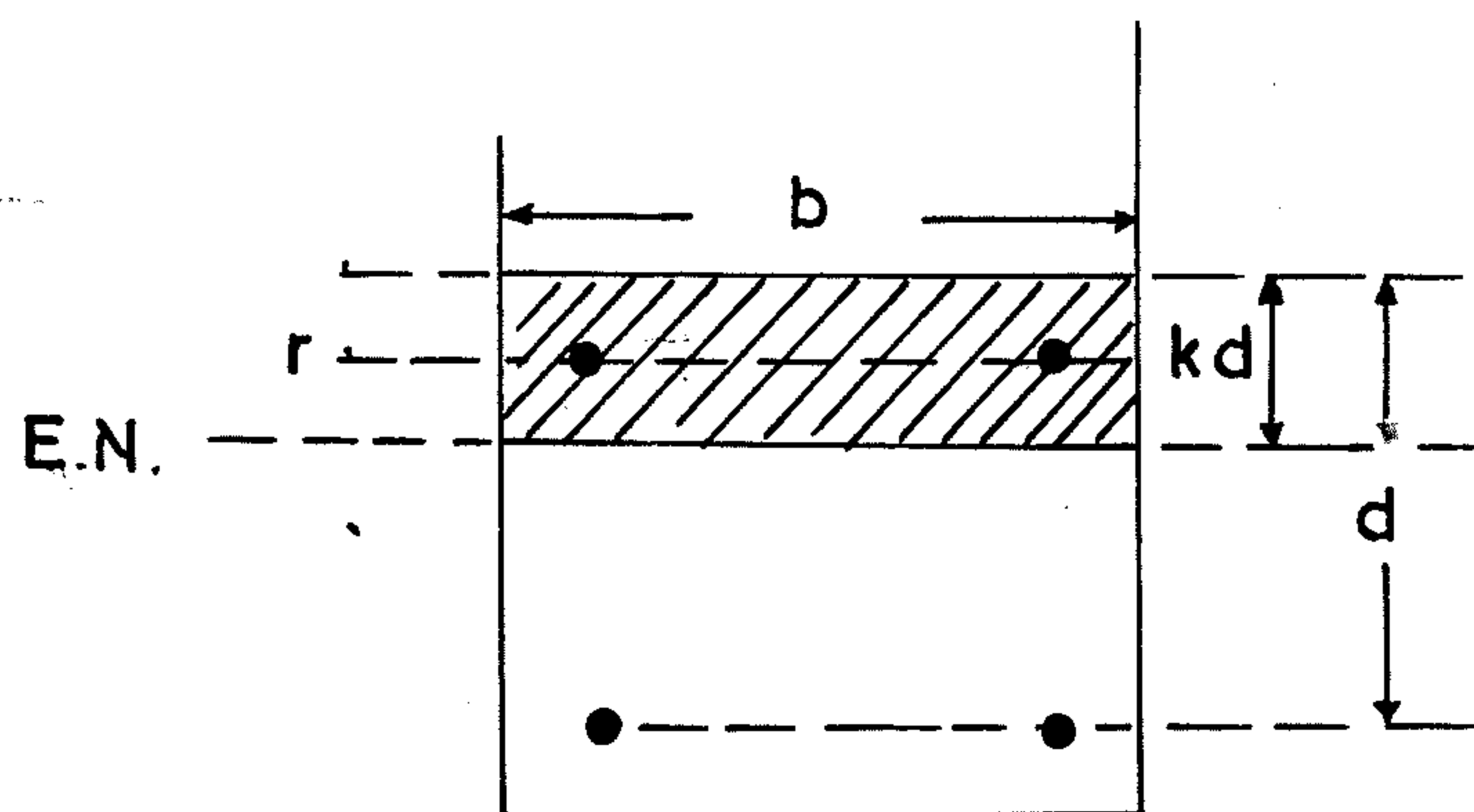
Tomando momentos con respecto al eje neutro, se tendrá:

$$20 \times \frac{x}{2} = 9 \times 1.42 (x-4) = 10 \times 1.42 (16-x)$$

De donde resulta  $x = 41 \text{ cms.}$

Cálculo del momento de inercia con respecto al

eje neutro:



$$I = \frac{1}{3} b (kd)^3 + (n-1) A_s (kd-r)^2 + n A_s (d-kd)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 20 \times 41^3 + 9 \times 1.42 \times 0.1^2 + 10 \times 1.42 \times 11.9^2$$

$$I = 460 + 0.12 + 2,050 = 2,510.12$$

$$I = 2.510.12$$

Cálculo de slos máximos esfuerzos.- Como en toda la longitud de la baranda se ha supuesto que hay 4  $\phi$  3/8", para calcular slos máximos esfuerzos, tendré que calcular los esfuerzos que se producen en la sección del apoyo que es la que soporta mayor momento.

El esfuerzo máximo de compresión será :

$$f_c = \frac{M_v (Kd)}{I} + \frac{M_H (Kd)}{I} = \frac{(M_v + M_H) Kd}{I}$$

$$f_c = \frac{(138+128) \times 4.1}{2510.12} = \frac{26600 \times 4.1}{25 \times 10.12} = 43.5 \text{ Kg/cm}^2 <$$

$$( 0.4 f_c^i = 84 \text{ Kg/cm}^2 )$$

Esfuerzo máximo de tensión

$$f_s = \frac{(M_V + M_H) (d - Kd) N}{I} = \frac{26600 \times 11.90 \times 10}{2510.12} = 1260 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400$$

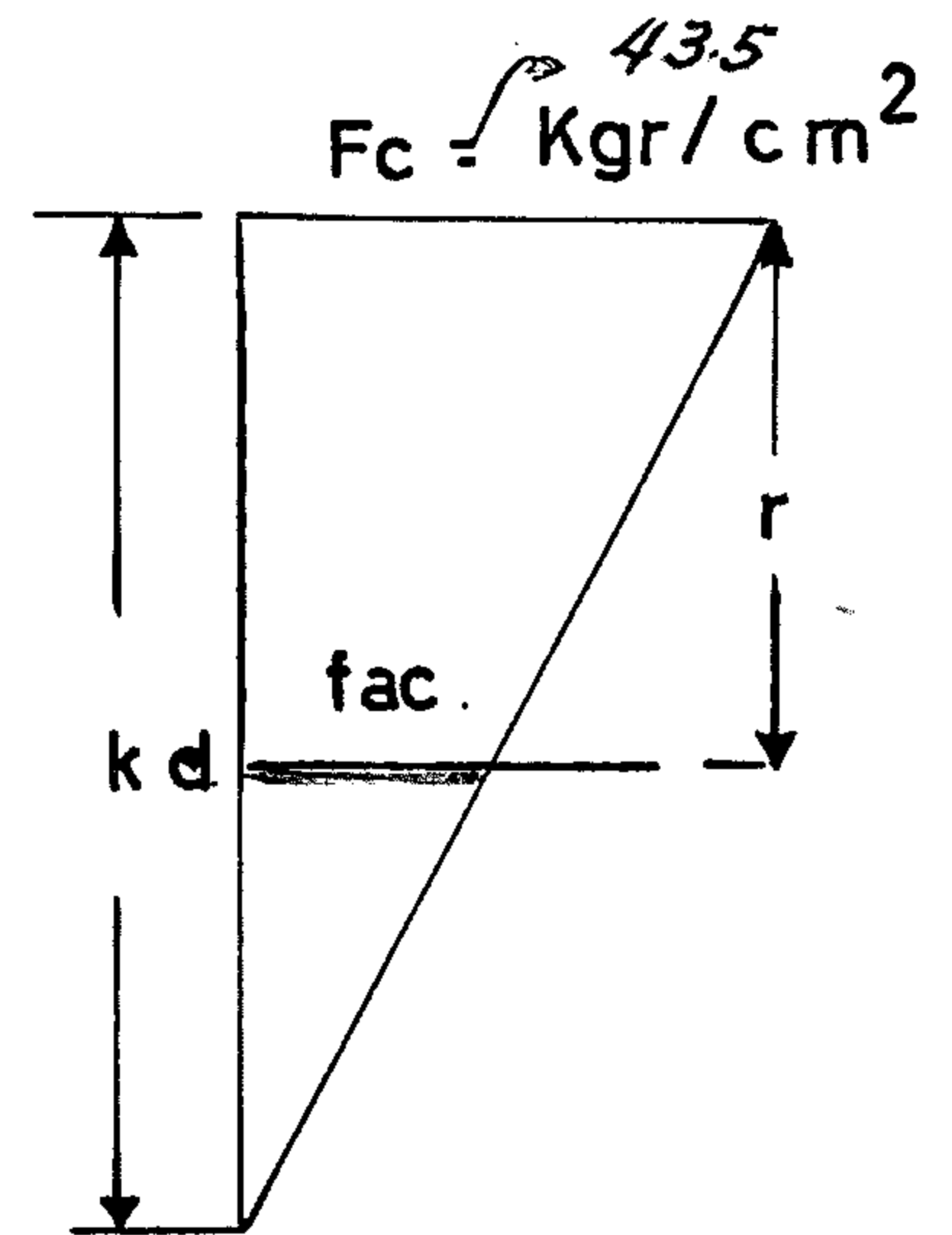
Esfuerzo máximo de compresión en el acero

$$f_{ac} = n f_c \frac{Kd - r}{Kd} = 10 \times 43.5 \times \frac{4.1 - 4}{4.1}$$

$$f_{ac} = 435 \times \frac{0.1}{4.1} = 11 \text{ Kgr/cm}^2$$

Esfuerzo cortante.-Cálculo

primeramente la fuerza cortante vertical.



Sobrecarga vertical =	$\frac{148 \times 2.75}{2} =$	208 kg.
Peso propio =	$\frac{0.2 \times 0.2 \times 2.75 \times 2,400}{2} =$	132
Fuerza cortante Vertical =		340
Fuerza cortante horizontal =	$\frac{223 \times 2.75}{2} =$	305
Fuerza cortante total =		645 Kgr
Esfuerzo cortante unitario =	$\frac{V}{b j d} = \frac{645}{20 \times 14.64} =$	2.20 Kgr/cm <sup>2</sup>

< 4.2 Kgr./cm<sup>2</sup>

Por lo tanto, no necesitará estribos, pero se colocará abrazaderas de  $\phi \frac{1}{4}$  a 25 cms.



## II) Cálculo de las columnas de la baranda

La columna estará sometida a la acción de 2 cargas:  
Horizontal y Vertical.

$$\text{Carga Horizontal} = H = 223 \times 2.75 = 615 \text{ Kgr.}$$

### Carga Vertical

$$\text{Peso propio de la viga} = 0.2 \times 0.2 \times 2.75 \times 2.400 = 265 \text{ Kgrs.}$$

$$\text{Sobrecarga Vertical} = 148 \times 2.75 = 406 \text{ "}$$

$$\text{Peso propio de la columna} = 0.2 \times 0.15 \times 0.40 \times 2,400 = 29 \text{ "}$$

$$N = 700 \text{ Kgr.}$$

Se tiene entonces una columna  
compuesta:

$$\frac{h}{d} = \frac{50}{20} = 2.5 < 10 \text{ (columna corta)}$$

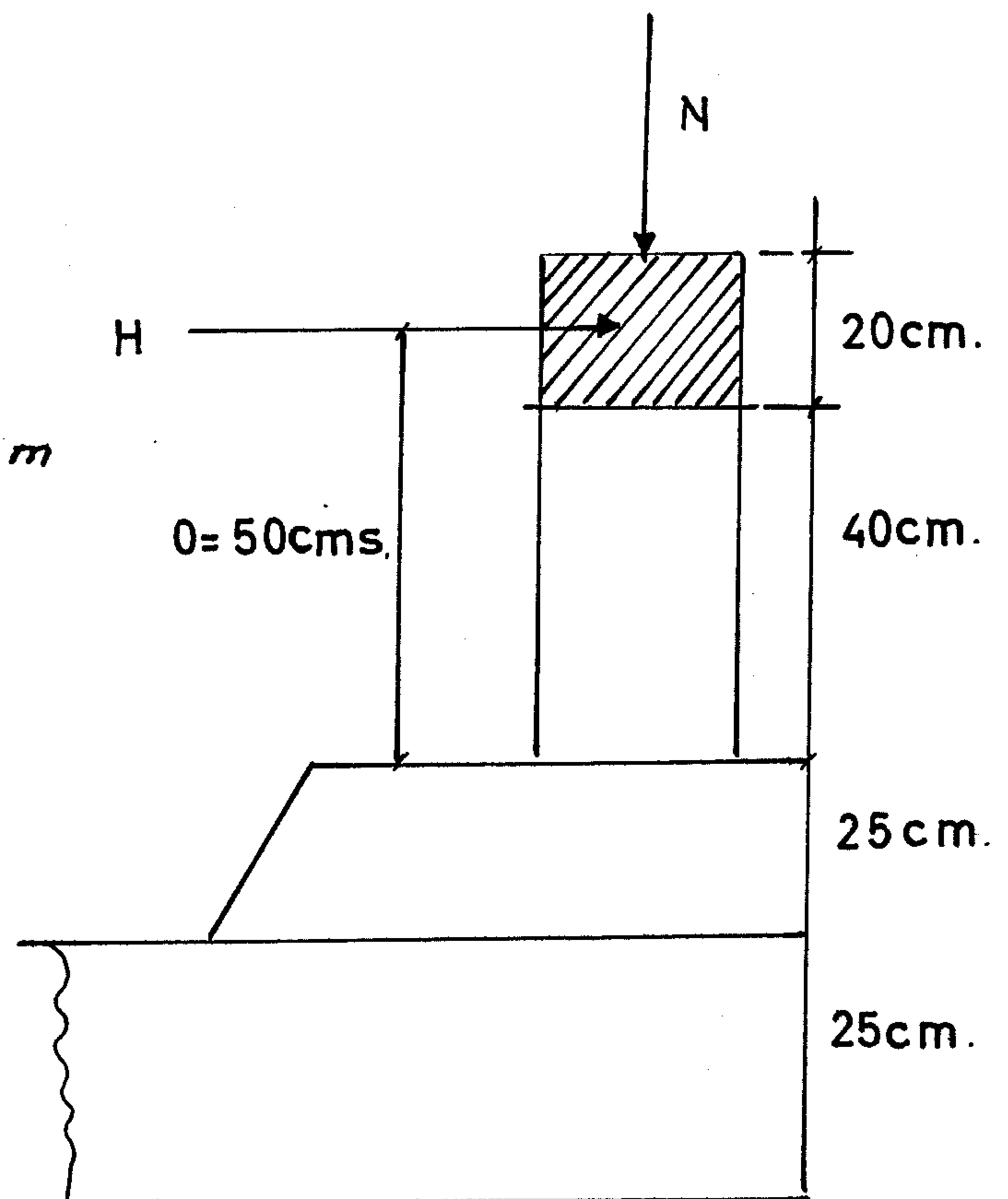
Momento flector:

$$M = H \times a = 615 \times 50 = 30,750 \text{ Kgr cm}$$

Excentricidad

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30,750}{700} = 44 \text{ cms.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{44}{20} = 2.2 > 0.27 \text{ (2o. caso)}$$



Datos para entrar a las tablas:

Suponiendo que la sección de la columna sea 15 x 20 y que tenga

$$4 \phi \frac{3}{8} \text{ o sea } A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cuantía: } \rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{2.84}{15 \times 20} = 0.01$$

$$n = 0.01 \times 10 = 0.10$$

$$\frac{t}{e} = \frac{20}{44} = 0.455$$

$$\frac{d'}{t} = \frac{4}{20} = 0.20$$

De las tablas del libro de Pea body página # 522 con los datos obtenidos anteriormente se obtiene:

$$C_2 = 11.30$$

$$f_c = \frac{M}{bt^2} \quad E_2 = \frac{30,750}{15 \times 20^2} \times 11.30 = 58 \text{ Kgr/cm}^2$$

Comprobación.- Cálculo del esfuerzo permisible (fp)

$$f_a = \frac{0.8 \times (0.225 f'_c + pfs)}{1 + (n-1)p} = \frac{0.8 \times (0.225 \times 210 + 0.01 \times 1,400)}{1 + (10-1) 0.01}$$

$$f_a = \frac{37.8 + 14}{1 + 0.09} = \frac{51.8}{1.09} = 47.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$c = \frac{f_a}{f_c} = \frac{47.5}{0.4 \times 210} = \frac{47.5}{84} = 0.565$$

$$\text{Determinación de } D.- (n-1)p = (10-1)0.01 = 9 \times 0.01 = 0.09$$

$$\frac{d'}{t} = \frac{4}{20} = 0.20$$

Con estos datos entro al gráfico del libro de Peabody, página No. 524 y obtengo:

$$D = 5.88$$

Por lo tanto, el esfuerzo permisible será:

$$f_p = f_a \frac{t + D_e}{t + cDe} = 47.5 \frac{20 + 588 \times 44}{20 + 0.565 \times 5.88 \times 44} =$$

$$f_p = 47.5 \frac{20 + 258}{20 + 146} = 47.5 \frac{278}{166} = 80 \text{ Kgrs/cm}^2$$

$$f_p = 80 \text{ Kgr/cm}^2 > f_c = 58 \text{ Kgr/cm}^2 \text{ Bien}$$

Esfuerzo Cortante.- Es producido por la acción del viento sobre la baranda o sea la fuerza horizontal de 223 Kgr/m.

$$V = 223 \times 2.75 = 615 \text{ Kgr.}$$

$$j_d = d - \frac{Kd}{3} = 16 - \frac{4.1}{3} = 16 - 1.36 = 14.64$$

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{615}{20 \times 14.64} = 2.1 \text{ Kgr/cm}^2 < f_c = 0.02 f'_c = 4.2 \text{ Kgr/cm}^2$$

Adherencia.- El esfuerzo unitario de adherencia será:

$$\mu = \frac{V}{\sum o x j d} = \frac{615}{4 \pi d x j d} = \frac{615}{4 \times 3.146 \times 0.95 \times 14.64} = \frac{615}{12 \times 14.46} = 3.55 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\mu = 3.55 \text{ Kgr/cm}^2 < 0.05 f'_c = 10.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

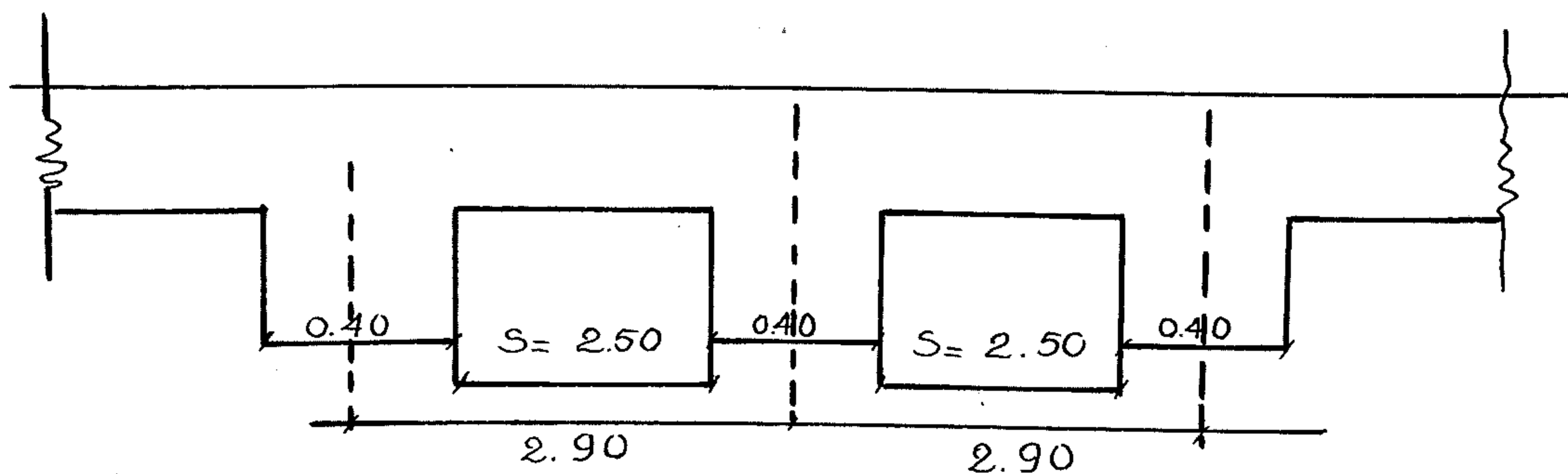
Como hemos visto anteriormente, no se necesitarán estribos para absorber el esfuerzo cortante, pero colocaré abrasaderas de 1/4" a 25 cms.

#### CALCULO DE LA LOSA

Características.- a) La losa está apoyada sobre los pórticos que constituyen el aligerado del timpano, estos pórticos distarán 2.90, centro a centro.

b) Refuerzo principal paralelo al tráfico.

c) Espesor de la losa = 25 cm.



Según reglamento de la A.S.S.H.O.

Para tramos de 2' a 12' (0.61 m.a 3.65 m.) J

S/c = H20 S16

Ancho efectivo E:

$$E = 0.175 S + 0.96$$

$$E = 0.175 \times 2.50 + 0.96 = 1.398$$

$$\boxed{E = 1.398}$$

Momento debido a sobrecarga (para tramos continuos)

$$\underline{\dagger} M = 0.2 \frac{P}{E} S = 0.2 \times \frac{7,300}{1,398} \times 2.50 = 2,600 \text{ Kgr-m}$$

$$\boxed{\underline{\dagger} M_{s.s} = 2,600 \text{ Kgr-m}}$$

Impacto I:

$$I = \frac{50}{3.28 L + 125} = \frac{50}{3.28 \times 2.90 + 125} = \frac{50}{134.5} = 0.371 = 37.1\%$$

Pero según reglamento  $I_{\text{máx}} = 30\% = 0.30$

$$\boxed{I = 0.30}$$

Momento debido a impacto

$$M_i = 0.3 M_{s.s} = 0.3 \times 2,600 = 780 \text{ Kgr-m}$$

$$M_I = 780 \text{ Kgr-m}$$

Momento debido al peso propio

El espesor de la losa se ha supuesto de 25 cm. y espesor de la capa asfáltica consideremos 5 cm. Se tiene, entonces:

$$\text{Losa } 0.25 \times 1 \times 2,400 = 600 \text{ Kgr/m.l.}$$

$$\text{Asfalto } 0.05 \times 1 \times 2,000 = \underline{100}$$

$$\text{Peso por m.lineal } w_p = 700 \text{ Kgr/m.l.}$$

$$M_{pp} = \frac{1}{10} w_p l^2 = 0.10 \times 700 (2.5)^2 = 440 \text{ Kgr.m.}$$

$$M_{p.p} = 440 \text{ Kgr.m.}$$

El momento total será:

$$M_T = M_{s.s} + M_I + M_{p.p} = 2,600 + 780 + 440 = 3,820$$

$$M_T = 3,820 \text{ Kgr.m.}$$

Cálculo de la altura útil de la losa

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{10 \times 84}} = 0.375$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.375}{3} = 1 - 0.125 = 0.875$$

$$K_j = \frac{1}{2} f_c K J = \frac{1}{2} \times 84 \times 0.375 \times 0.875 = 13.8$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{k b}} = \sqrt{\frac{3820}{13.8 \times 100}} = 280 = 17 \text{ cm.}$$

Tomando  $d = 20 \text{ cm.}$

Considerando un recubrimiento de 5 cm. tenemos que el espesor de la losa será:

$$h = d + r = 20 + 5 = 25 \text{ cm. Bien}$$

Cálculo del área de acero por metro de ancho

$$\bar{A}_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{3,820}{1,400 \times 0.875 \times 20} = 15.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} S_{\text{máx}} = 3 h = 3 \times 25 = 75 \text{ cm.} \\ S_{\text{min}} = 1.5 \times 5/8'' = 9.4 \text{ cm.} \\ A_{s_{\text{min}}} = 0.0025 b d = 5 \text{ cm.}^2/\text{m.1.} \end{cases}$$

8  $\phi$  5/8" equivalente a 15.94 cm<sup>2</sup> que es mejor que la an-

terior, luego resiste ampliamente los esfuerzos. Por lo tanto, se colocará en la parte central bajo y en la zona de apoyos arriba  $\phi 5/8" @ 12.5$  cms.

#### Acero en la parte superior de la losa

Se colocará en la parte superior de la losa, Zona central, la mitad del área de acero calculada anteriormente, con el objeto de absorber los momentos negativos que podrían producirse en el centro del paño cuando éste se halle situado entre 2 paños cargados, luego en la parte superior de la losa, zona central, se tendrá  $\phi 5/8" @ 25$  cms.

#### Acero de Repartición

Según las especificaciones de la A.A.S.H.O. se tiene:  $\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.50}} = \frac{100}{\sqrt{8.2}} = \frac{100}{2.86} = 35 \%$

El acero obtenido para el máximo positivo es  $A_s = 15.6 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$ , luego el área de acero de distribución será:

En el medio central =  $15.6 \times 0.35 = 5.5 \text{ cm}^2 \phi 1/2" @ 23$  cm.

En las cuartas partes extremos  $\phi 1/2" @ 46$  cms.

#### Acero de Temperatura

$A_{sT} = 0.001 \text{ bxd} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{m.l.} \phi 3/8" @ 35.5$  cm.

$$S_{\text{máx}} \begin{cases} \leq 45 \text{ cm.} \\ \leq 5 h = 5 \times 25 = 75 \text{ cms.} \end{cases}$$



Luego el Acero en la losa será

Capa inferior

En el Centro:

Paralelo al tráfico  $\phi$  5/8" @ 12.5 cms.

Transversal  $\phi$  1/2" @ 23 cms.

En los apoyos

Paralelo al tráfico  $\phi$  5/8" @ 25 cms.

Transversal  $\phi$  1/2" @ 46 cms.

Capa superior

En el centro:

Paralelo al tráfico: 5/8" @ 25 cms. (absorbe al acero de temp.)

Transversal  $\phi$  3/8" @ 35.5 cms.

En los apoyos

Paralelo al tráfico  $\phi$  5/8" @ 12.5 cms.

Transversal  $\phi$  3/8" @ 35.5 cms.

Esfuerzo de Corte y Adherencia

En la forma como se ha calculado la losa no hace falta comprobar el esfuerzo de corte y adherencia, según el reglamento de la A.A.S.H.O.

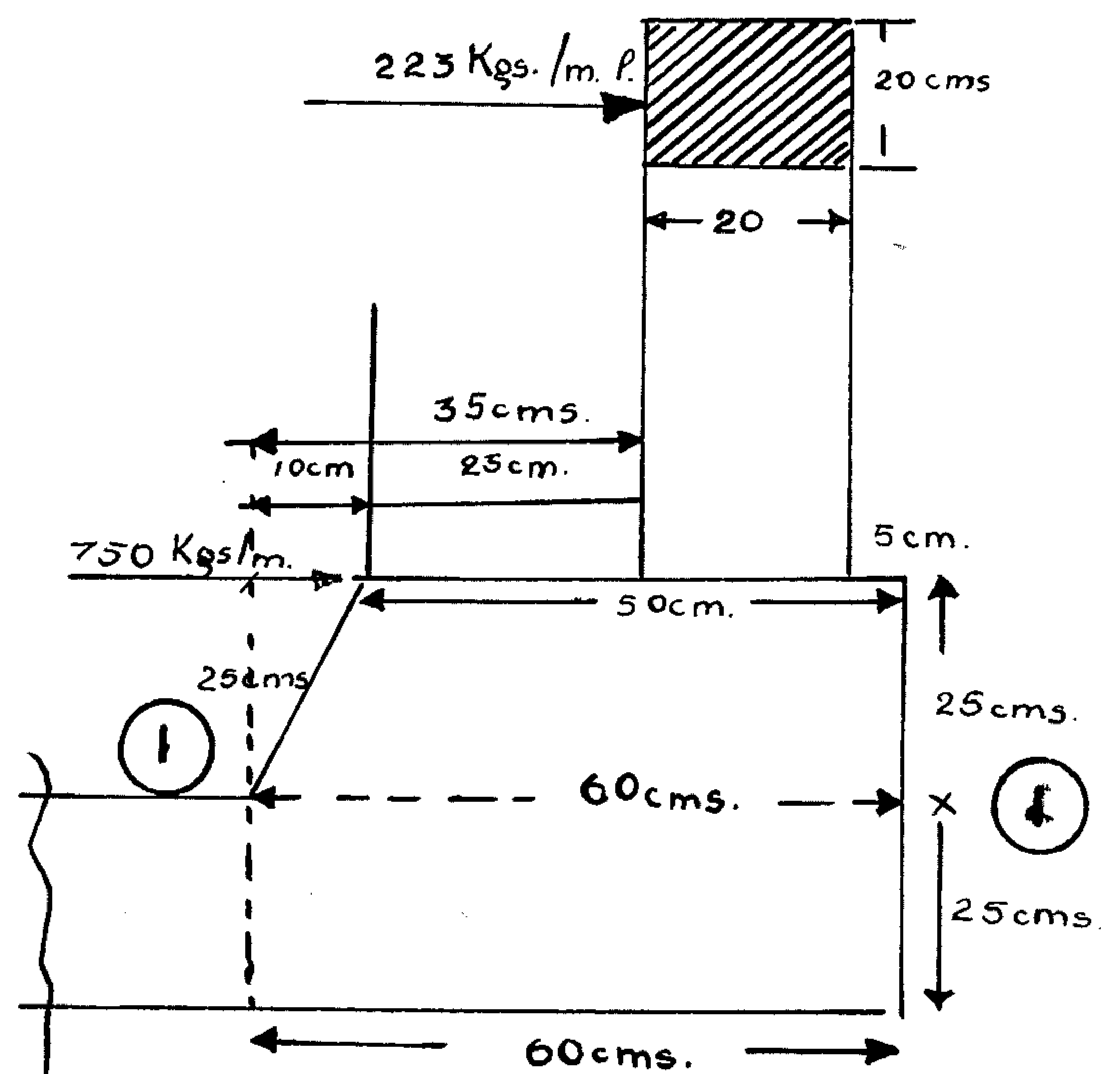
CALCULO DE LA VIGA SARDINEL

El peralte de la viga será el espesor de la losa, más la altura del sardinel o sea  $h = 25 + 25 = 50$  cms.

El ancho de la viga será igual al ancho del sardinel que considero 50 cms. pero para el peso propio considero 60 cms. El cálculo de la viga comprende:

1.- Cálculo de la viga como si fuera continua de varios tramos para una sobrecarga de  $M_{s.s} = 0.IPL$  y para el peso propio.

2.- Cálculo como si fuera un voladizo de longitud igual a la altura del sardinel sometido a la carga horizontal de 750 Kgr/m.l. actuando a 25 cms. del pavimento y al momento de flexión que le trasmite la carga de 223 Kgr/m.l. que actúa en la baranda.



1o. Caso

Características

Luz centro a centro = 2.90 m.

Luz libre = 2.50 m.

Momento debido al peso propio

$$\text{Peso propio de la viga} = 0.60 \times 0.50 \times 2,400 = 720 \text{ Kgr./m.}$$

$$\text{Peso propio de la baranda y columna} = \underline{320 \text{ "}}$$

$$\text{Peso Unitario total} = w_p = 1040 \text{ Kgr./m.}$$

El momento debido a la carga repartida considero

$$M_{p.p} = \frac{1}{10} w l^2 \text{ por considerar sus paños con 75\% de empotra-}$$

miento por ser la viga continua:

$$M_{p.p} = \frac{1}{10} w l^2 = \frac{1}{10} \times 1,040 \times (2.5)^2 = 650 \text{ Kgr.m.}$$

Momento debido a la sobrecarga

$$M_{s.s.} = 0.IPL = 0.1 \times 7,300 \times 2.90 = 2.120 \text{ Kgr-m.}$$

Luego el momento total será:

$$M_T = M_{p.p} + M_{s.s} = 650 + 2.120 = 2,770 \text{ Kgr-m.}$$

Cálculo de d

$$d = \sqrt{\frac{277000}{13.8 \times 50}} = \sqrt{405} = 20.2 = 21 \text{ cm.}$$

$$d = 21 \text{ cm. (satisface);}$$

Cálculo del Acero, considerando d = 45 cm.

$$A_s = \frac{277000}{1,400 \times 0.875 \times 45} = 5.00 \text{ cm}^2$$

Según el reglamento del ACI el área mínimo de acero

Será:

$$A_s = 0.005 \quad b d = 0.005 \times 50 \times 45 = 11.2 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, adopto esta última y tengo:

$$A_s = 11.2 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4''$$

### 2o. Caso

En este caso el momento total en la base del sardinel será:

$$\text{Momento transmitido por la baranda: } 223 \times 0.75 = 167 \text{ Kgr-m.}$$

$$\text{Momento debido al impacto del tráfico } 750 \times 0.25 = \underline{188} \text{ ''}$$

$$\text{Momento total } M_T = 355 \text{ Kgr.m.}$$

### Cálculo de la Armadura

$$A_s = \frac{35500}{1400 \times 0.875 \times 45} = 0.64 \text{ cm}^2/\text{m.l. que es pequeño para}$$

satisfacer esta área, coloco  $\varnothing 1/4'' @ 25 \text{ cms.}$

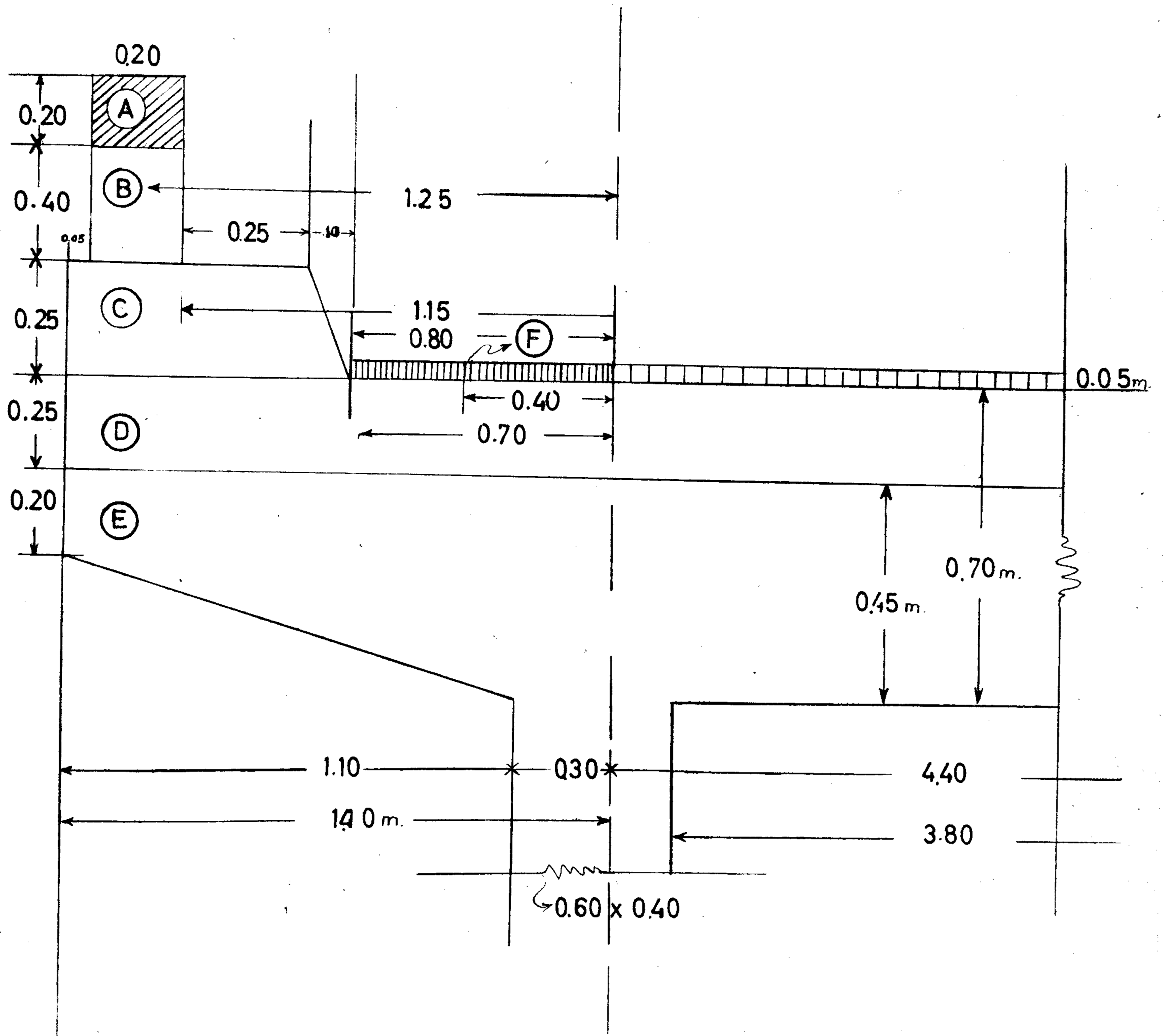
### Chequeo del corte en la sección (1)-(1)

$$V = 223 + 750 = 973 \text{ Kgr/m.}$$

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{973}{100 \times 0.875 \times 45} = 0.25 \text{ Kgr/cm}^2 < 4.2 \text{ Kgr/cm}^2$$

# V) CALCULO DE LAS VIGAS TRANSVERSALES

CARACTERISTICAS:



El procedimiento de cálculo que emplearé será aproximado y consiste en lo siguiente:

1.- Se calculará la viga como si fuera simplemente apoyada y sometida a la acción de su peso propio, sobrecarga e impacto, obteniéndose los momentos máximos.

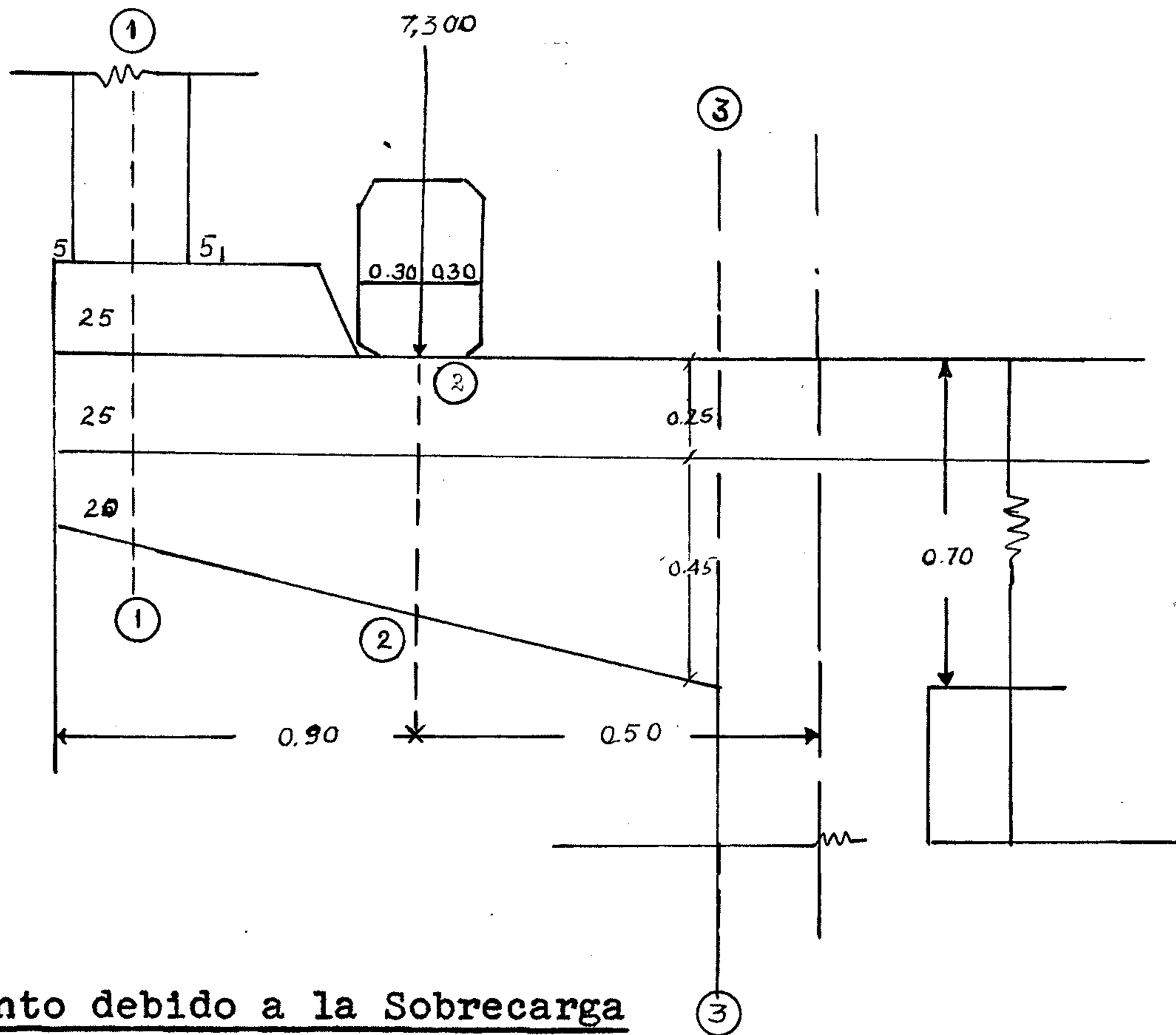
2.- Se considerará luego todo el pórtico, rectificándose los momentos máximos obtenidos anteriormente por el método de Hardy-Cross, considerando siempre las situaciones más desfavorables.

a) Cálculo del Voladizo

Momento máximo debido al voladizo

	Peso Total	Dist. C.G-Eje	Momento (Kgm.)
(A) Baranda: 0.2x0.2x2.90x2,400	280	1.25	350
(B) Columna Baranda: 0.2x0.15x0.40x2,400x2	58	1.25	75
(C) Sardinel: 0.60x0.25x2.90x2,400	1,040	1.15	1,190
(D) Losa: 0.25x1.40x2.90x2,400	2,440	0.70	1,710
(E) Voladizo: $\frac{0.20+0.45}{2} \times 1.40x0.40x2,400$	440	0.70	310
(F) Asfalto: 0.80x0.05x2.90x2,000	<u>233</u>	0.40	<u>93</u>
	4,481 Kgr.		3,728 Kg.

Momento debido a la Sobrecarga



Momento debido a la Sobrecarga

En la posición más desfavorable.

$$M_{s/c} = 7,300 \times 0.50 = 3,650 \text{ Kgm.}$$

$$M_I = 3,650 \times 0.30 = 1,090 \text{ ''}$$

El momento total será:

$$M_T = M_{pp.} + M_{s/c} + M_I$$

$$M_T = (3,728 + 3,650 + 1,090) = 8,468 \text{ Kgm.}$$

Cálculo de la altura útil

$$d = \sqrt{\frac{8,468}{13.8 \times 40}} = \sqrt{1560} = 40 \text{ cms.}$$

La altura útil que asumí al comienzo del cálculo será:

$$d = (45 + 25) - 5 = 70 - 5 = 65 \text{ cms.}$$

Como se ve  $40 < 65$  luego está bien.

### Verificación de las secciones asumidas por corte

Para ello tomo 3 secciones críticas que son:

(1)-(1), (2)-(2) y (3)-(3)

#### Sección (1)-(1)

Peso, baranda, columna (28.0 + 58) =	= 338 Kgr.
Peso (sardinel + losa) = 0.30x0.50x2.9x2,400	= 1040
Peso de la viga = 0.20x0.20x0.40x2,400	= 385 Kgr.
Esfuerzo cortante total en la sección	= 1763 Kgr.

Esfuerzo unitario de corte en la sección (1)-(1)

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{1763}{0.40x0.875x40} = 1.26 \text{ Kgr/cm}^2 < f_c = 0.03 f'_c = 6.3 \text{ Kgr/cm}^2$$

#### Sección (2)-(2)

Peso, baranda columna	= 338 Kgr.
Peso del sardinel	= 1040 "
Peso de la losa = 0.25x0.90x2.9x2,400	= 1560 "
Peso del asfalto = 0.05x0.30x2.9x2,000	= 86 "
Peso de la viga: $\frac{1}{2} (0.2+0.36)x0.90x0.40x2400$	= 240 "
Esfuerzo cortante Vp.p.	= 3264 "



Esfuerzo cortante debido a s/c + impacto =  $7,300 \times 1.3 = 9490$  Kgr.

Esfuerzo cortante total =  $V = 3,264 + 9490 = 12.754$  Kgr.

$$v = \frac{12754}{0.40 \times 0.875 \times 56} = 6.4 \text{ Kgr/cm}^2 \cong 6.3 \text{ Kgr/cm}^2$$

### Sección (3)-(3)

Del cuadro anterior se obtiene:

Esfuerzo debido al peso propio = 4,481 Kgr.

Esfuerzo debido a la sobrecarga más impacto = 9,490 "

---

Esfuerzo cortante total  $V = 13,971$  "

$$v = \frac{13,971}{0.40 \times 0.875 \times 65} = 6.1 \text{ Kgr/cm}^2 < 6.3 \text{ Kgr/cm}^2$$

### Cálculo del área de acero necesario para el momento flector

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{8,46800}{1,400 \times 0.875 \times 56} = 13 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ } \phi \text{ } 7/8'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

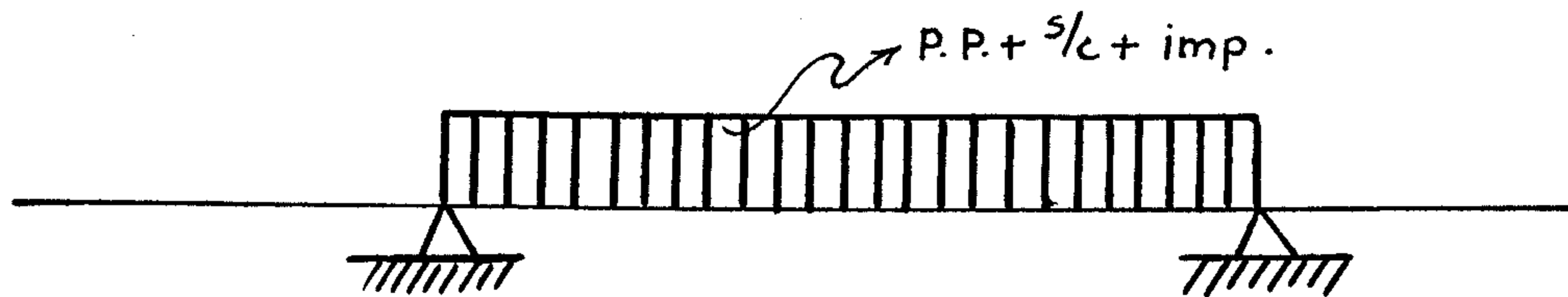
### Chequeo de Adherencia

$$U = \frac{V}{\sum o \times j \times d} = \frac{13,971}{4 \times 8 \times 0.875 \times 50} = 9.9 \text{ Kgr/cm}^2 < 12.6 \text{ Kgr/cm}^2$$

### b) Cálculo de la parte central

Para calcular el momento máximo positivo en el centro de la vigueta debido a peso propio, sobrecarga e impacto, supondremos que está simplemente apoyada y para calcular

el momento negativo se aceptará que está empotrada.



Momento debido al peso propio

$$\text{Peso viga} = 0.45 \times 0.40 \times 2,400 = 432$$

$$\text{Peso de la losa} = 0.25 \times 2.90 \times 2,400 = 1,740$$

$$\text{Peso del asfalto} = 0.05 \times 2.90 \times 2,000 = 290$$

$$\text{Peso unitario total} = W = 2,462 \text{ Kgr./m.}$$

$$(\downarrow) \text{ Mp.p.} = -\frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{2462 \times 4.4^2}{8} = 6,000 \text{ Kgr./m.}$$

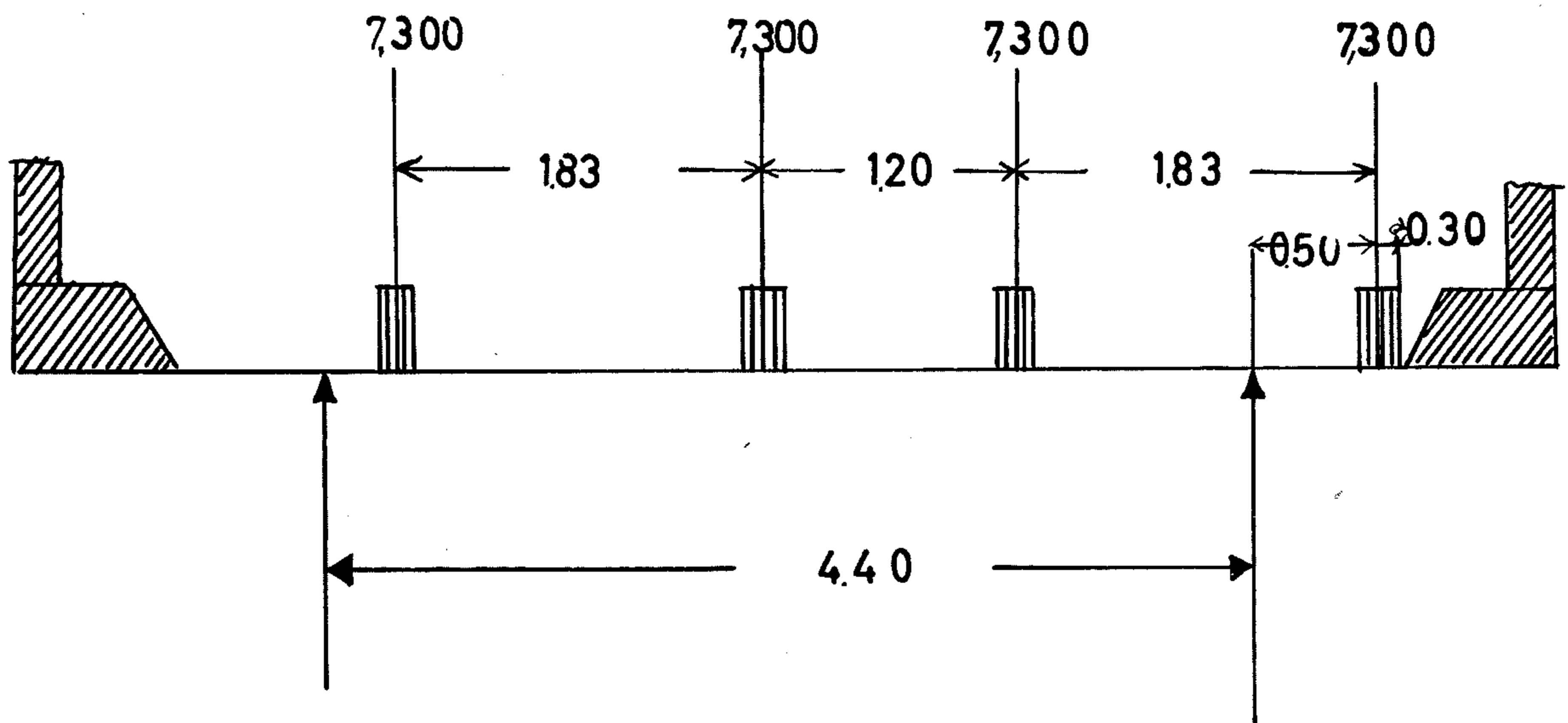
$$(-) \text{ Mp.p.} = \frac{w \cdot l^2}{24} = \frac{2462 \times 4.4^2}{24} = 2,000 \text{ Kgr./m.}$$

Fuerza cortante

$$V_{pp} = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{2,462 \times 4.4}{2} = 5,400 \text{ Kgr.}$$

Momento debido a la sobrecarga.- En la hoja No. 1

se muestra la línea de influencia para los momentos positivos en la sección central y colocado el tren de carga en la posición que se indica se obtendrá el máximo momento:



$$M_s/c = 7,300 (0.02 + 0.94 + 0.66) = 7,300 \times 1.62 = 11,900 \text{ Kgr.-m.}$$

Momento de impacto

$$I = \frac{50}{3.28 \times 4.4 + 125} = \frac{50}{14.4 + 125} = \frac{50}{139.40} = 3.670.3$$

$$M_e = 0.3 \times 11,900 = 3,560 \text{ Kgr.-m.}$$

Momento máximo positivo total

$$M_T = M_{p.p.} + M_s/c + M_I = 6,000 + 11,900 + 3,560 = 21,460$$

$$\boxed{M_T = + 21,460}$$

Cálculo del momento negativo debido a la sobrecarga

El primer paso será trazar las líneas de influencia para momentos y esfuerzos cortantes y luego introducimos el tren de carga, determinando los máximos momentos negativos y máximos esfuerzos cortantes.

Sea la fuerza  $P = 1$ , situada a la distancia  $KL$  del apoyo izquierdo, tal como se indica en la figura.

El giro en el extremo izquierdo estará dado por:

$$\theta = \frac{1}{EI} \left[ \frac{M'L^2}{2} + (M-M') \frac{L}{2} \cdot \frac{2}{3} L + \frac{P(1-k)KL^2}{2} \frac{[L+(1-K)L]}{3} \right] = 0$$

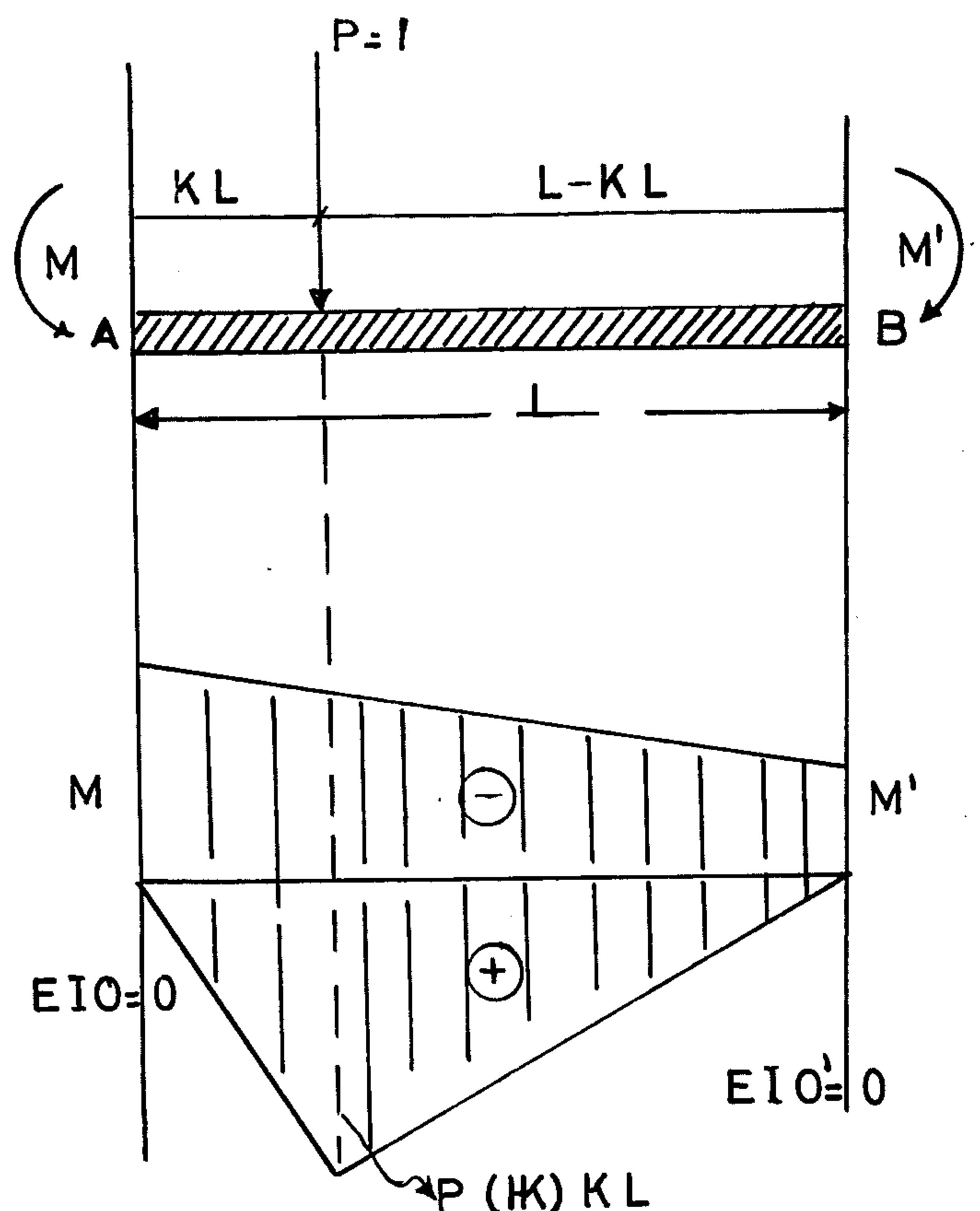
Como esta empotrado en A no habrá giro en esta sección y  $\theta = 0$

El giro en el extremo B estará dado por:

$$\theta = \frac{1}{EI} - \left[ \frac{M'L^2}{2} - (M-M') \frac{L^2}{2} \cdot \frac{1}{3} - P(1-k) \frac{KL^2}{2} \frac{(L+KL)}{3} \right]$$

Como está empotrado en B:  $\theta = 0$

Simplificando las 2 expresiones anteriores, se tiene el siguiente sistema de ecuaciones:



$$M' + 2M + P(K-K^2)(2L-KL) = 0$$

$$-M - 2M' - P(K-K^2)(L+KL) = 0$$

Que resolviendo se tendrá:

$$\begin{array}{l} \boxed{M = PL(2K^2 - K^3 - K)} \\ \boxed{M' = PL(K^3 - K^2)} \end{array}$$

Que será las ecuaciones de la línea de influencia para los momentos en la sección A y B respectivamente.

La línea de influencia para esfuerzos cortantes

será:

$$V = \frac{P(L-KL)}{L} \frac{M - M'}{L} = P(1-K) - \frac{PL(2K^2 - K^3 - K) - PL(K^3 - K^2)}{L}$$

$$V = P(1-K) - P(3K^2 - 2K^3 - K)$$

$$\boxed{V = P(1 + 2K^3 - 3K^2)}$$

K	K <sup>2</sup>	K <sup>3</sup>	-(K <sup>3</sup> +K)	M	2K <sup>3</sup>	3K <sup>2</sup>	V
0.1	0.01	0.001	0.101	0.081 PL	0.002	0.03	0.972 P
0.2	0.04	0.008	0.208	0.128 PL	0.016	0.12	0.896 P
0.3	0.09	0.027	0.327	0.147 PL	0.054	0.27	0.784 P
0.4	0.16	0.064	0.464	0.144 PL	0.128	0.48	0.648 P
0.5	0.25	0.125	0.625	0.125 PL	0.250	0.75	0.500 P
0.6	0.36	0.216	0.816	0.096 PL	0.432	1.08	0.352 P
0.7	0.49	0.343	1.043	0.063 PL	0.686	1.47	0.216 P
0.8	0.64	0.512	1.312	0.032 PL	1.024	1.92	0.104 P
0.9	0.81	0.729	1.629	0.009 PL	1.458	2.43	0.028 P
1.0	1.00	1.000	2.000	0.000 PL	2.000	3.00	0.000 P

$$\frac{dm}{dK} = L (4K - 3K^2 - 1) = 0 \quad 3K^2 - 4K + 1 = 0$$

Resolviendo esta ecuación se tiene:  $K = 1/3$  ó sea que la ordenada máxima de la línea de influencia estará  $1/3 L$  del apoyo izquierdo y tendrá un valor de:

$$M = PL (2 (1/3)^2 - (1/3)^3 - 1/3) = 0.148 PL$$

Graficando estos valores de M y V se obtienen las dos líneas de influencia y metiendo el tren de carga se obtiene los siguientes valores:

$$-M_{s/c} = 7,300 (0.147 + 0.103 + 0.001) \times 4.4 = 8.050 \text{ Kgr.-m.}$$

Momento debido al impacto

$$I = \frac{50}{328L \div 125} = \frac{50}{3.28 \times 4.4 \div 125} = \frac{50}{146 \div 125} = \frac{50}{139.6} = 0.36 \text{ } 0.30$$

$$M_I = 0.3 M_s/c = 0.3 \times 8.050 = 2,420 \text{ Kgr.-m.}$$

Esfuerzo cortante debido a la sobrecarga en el apoyo A, será:

$$V_s/c = 7,300 (0.784 \div 0.39 \div 0.003) = 8,800 \text{ Kgr.}$$

Esfuerzo cortante debido al impacto

$$V_I = 0.3 V_s/c = 0.3 \times 8.800 = 2,640 \text{ Kgr.}$$

Momento máximo negativo total

$$-M_T = M_{p.p} \div M_s/c \div M_I = 2,000 \div 8,050 \div 2,420 = 12,470 \text{ Kgr.-m.}$$

$$\boxed{-M_T = 12,470 \text{ Kgr.-m.}}$$

Esfuerzo Cortante total

$$V_T = V_{p.p} \div V_s/c \div V_I = 5,400 \div 8,800 \div 2,640 = 16,840 \text{ Kgr.}$$

$$\boxed{V_T = 16,840 \text{ Kgr.}}$$

Rectificación por el método de Hardy-Cross.- Debido al monolitismo que existe entre las vigas y las columnas, los momentos anteriores tendrán que ser rectificadas por el método de Hardy-Cross; para ello se considerará a los pórticos cargados más desfavorablemente.

Considerando que la sección transversal de las columnas del pórtico es de 40 x 60 cms. o sea que se tendrá.

Elemento	Sección	I
Viga	40 x 70	$1/12 \cdot 40 \cdot 70^3 = 1'140,000$
Columna	40 x 600	$1/12 \cdot 40 \cdot 600^3 = 720,000$

1º) Pórtico a 2.90 mts. del arranque

$$K_v = \frac{1140,000}{440} \times 0.5 = 1300$$

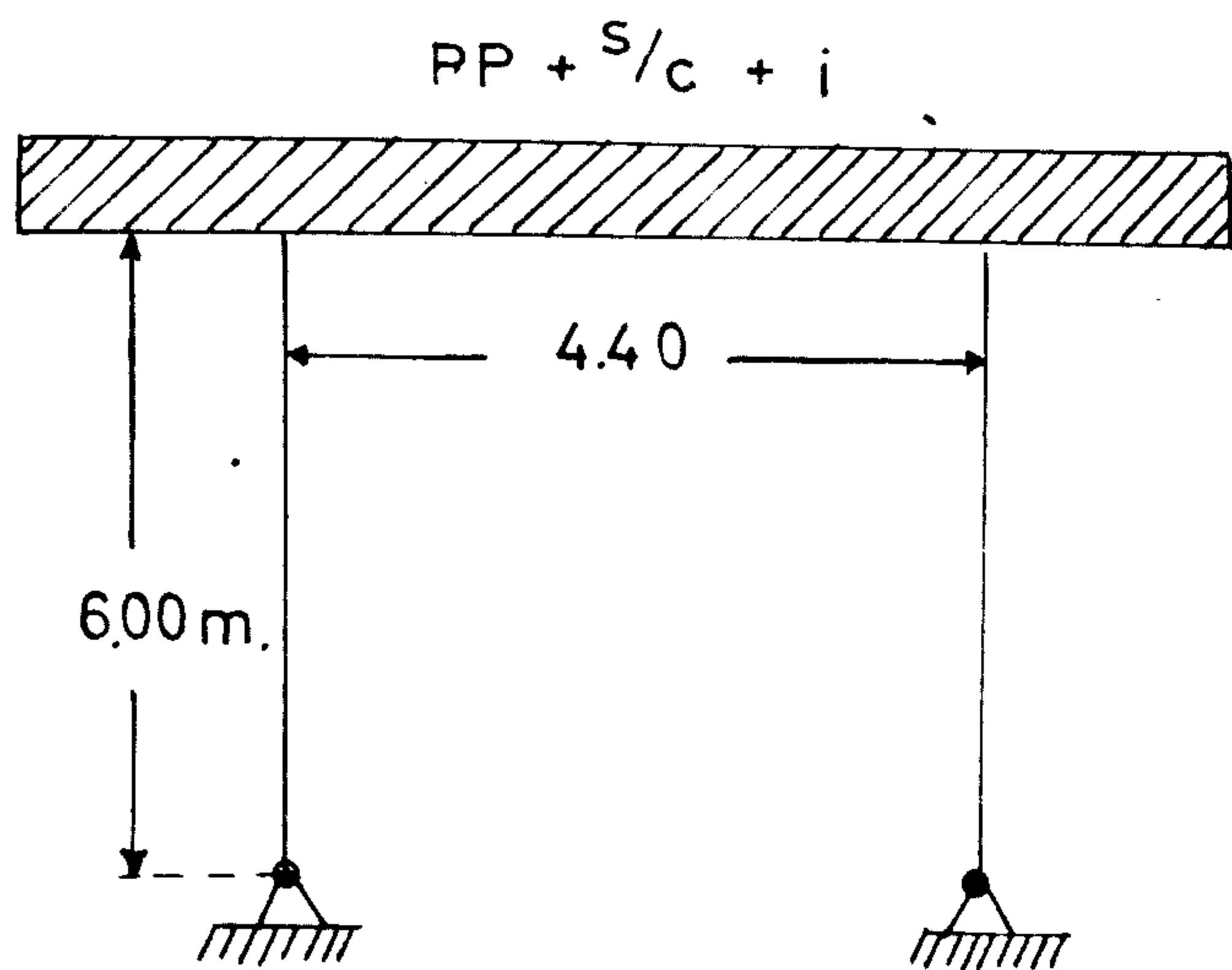
$$C_v = \frac{1300}{2200} = 0.59$$

$$K_c = \frac{720,000}{600} \times 0.75 = \frac{900}{\Sigma = 2200}$$

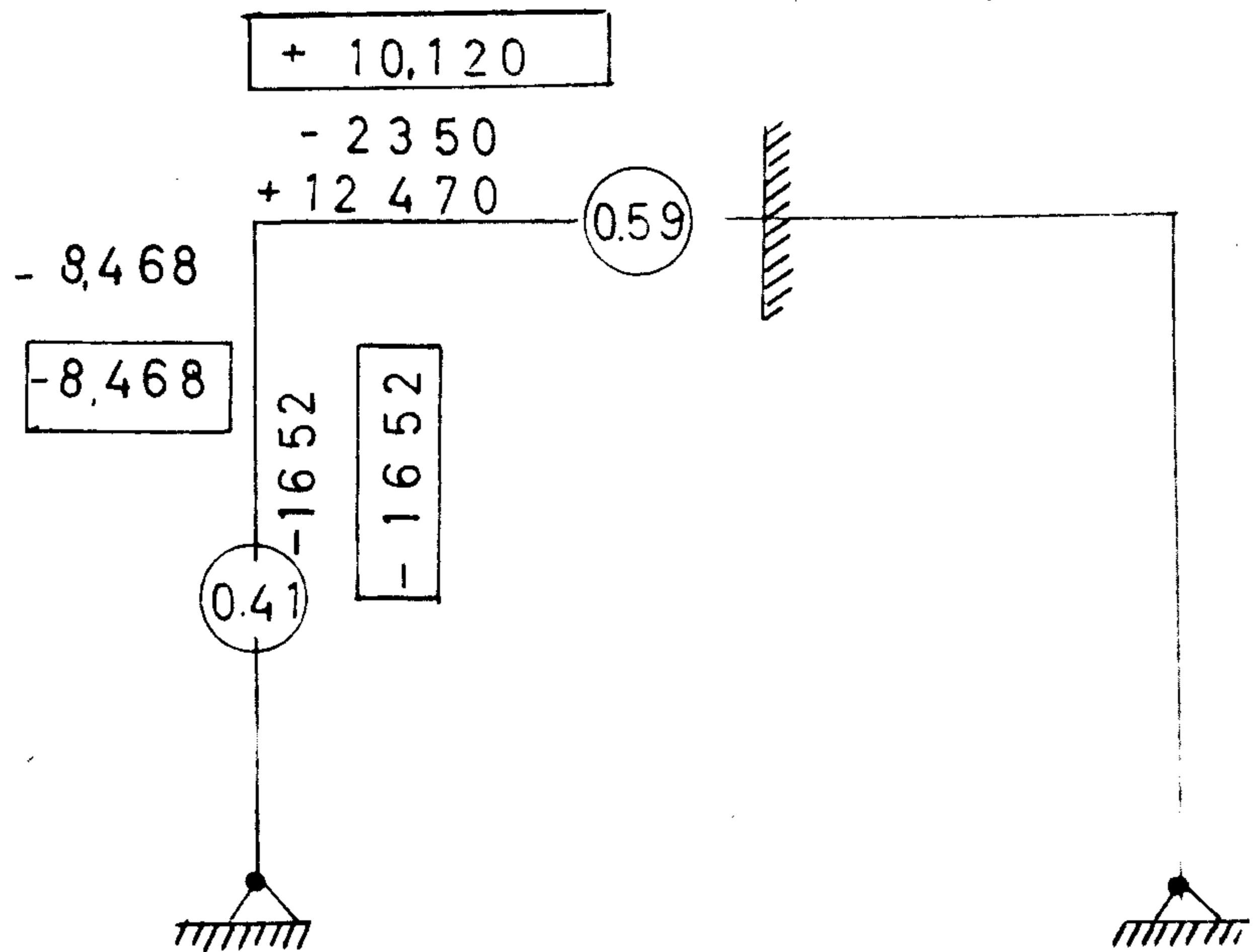
$$C_c = \frac{900}{2200} = 0.41$$



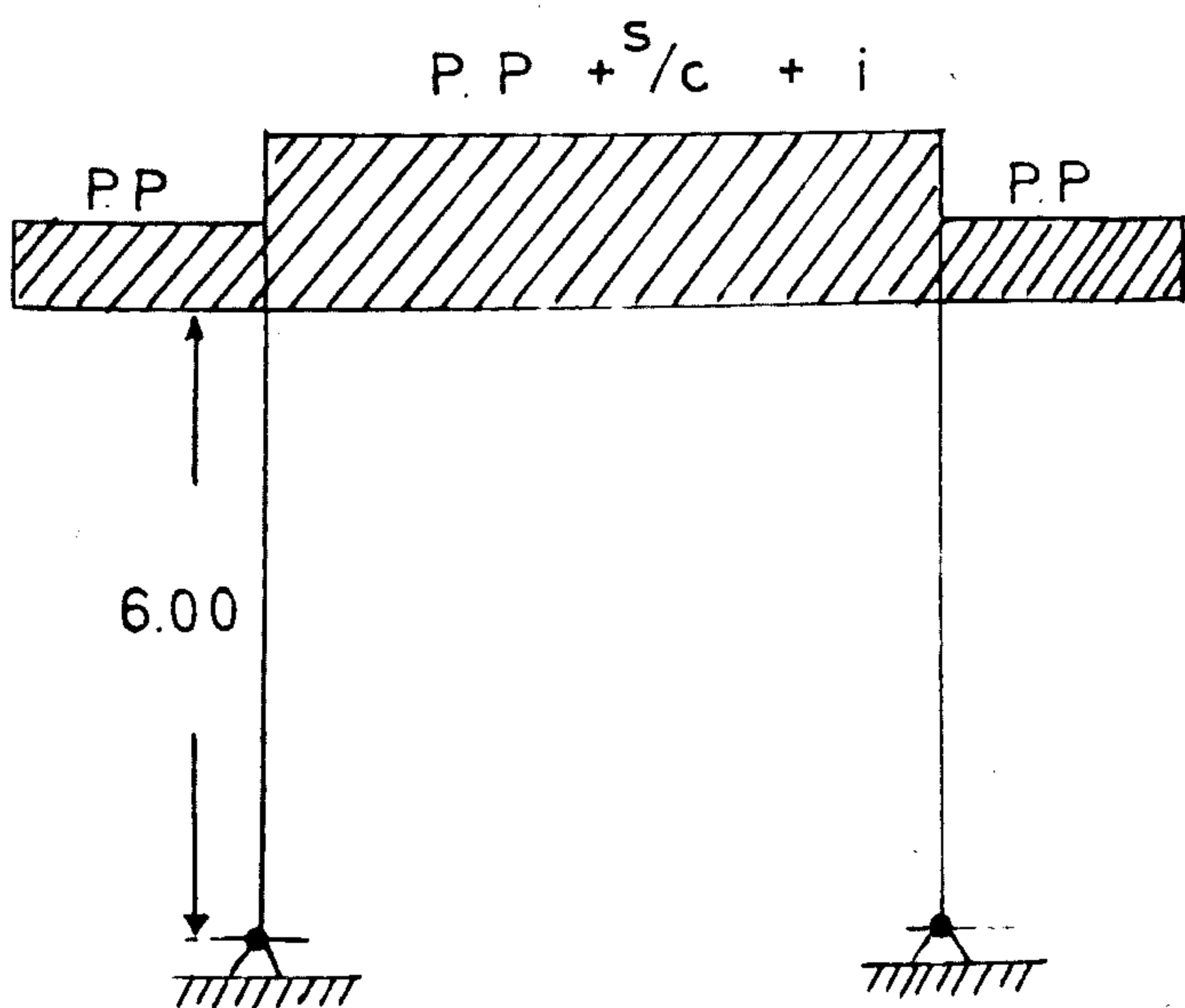
ESTADO DE CARGA



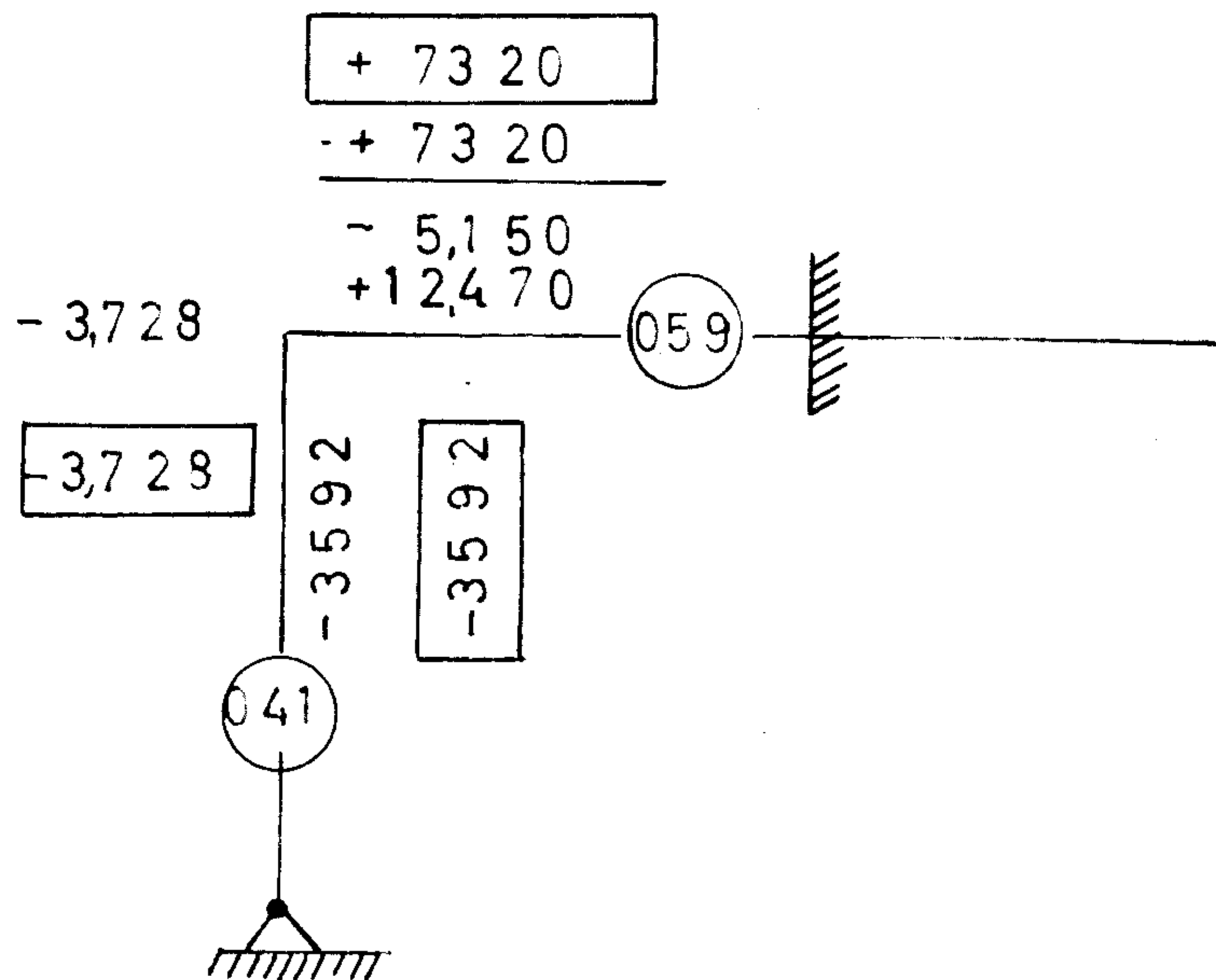
HARDY - CROSS



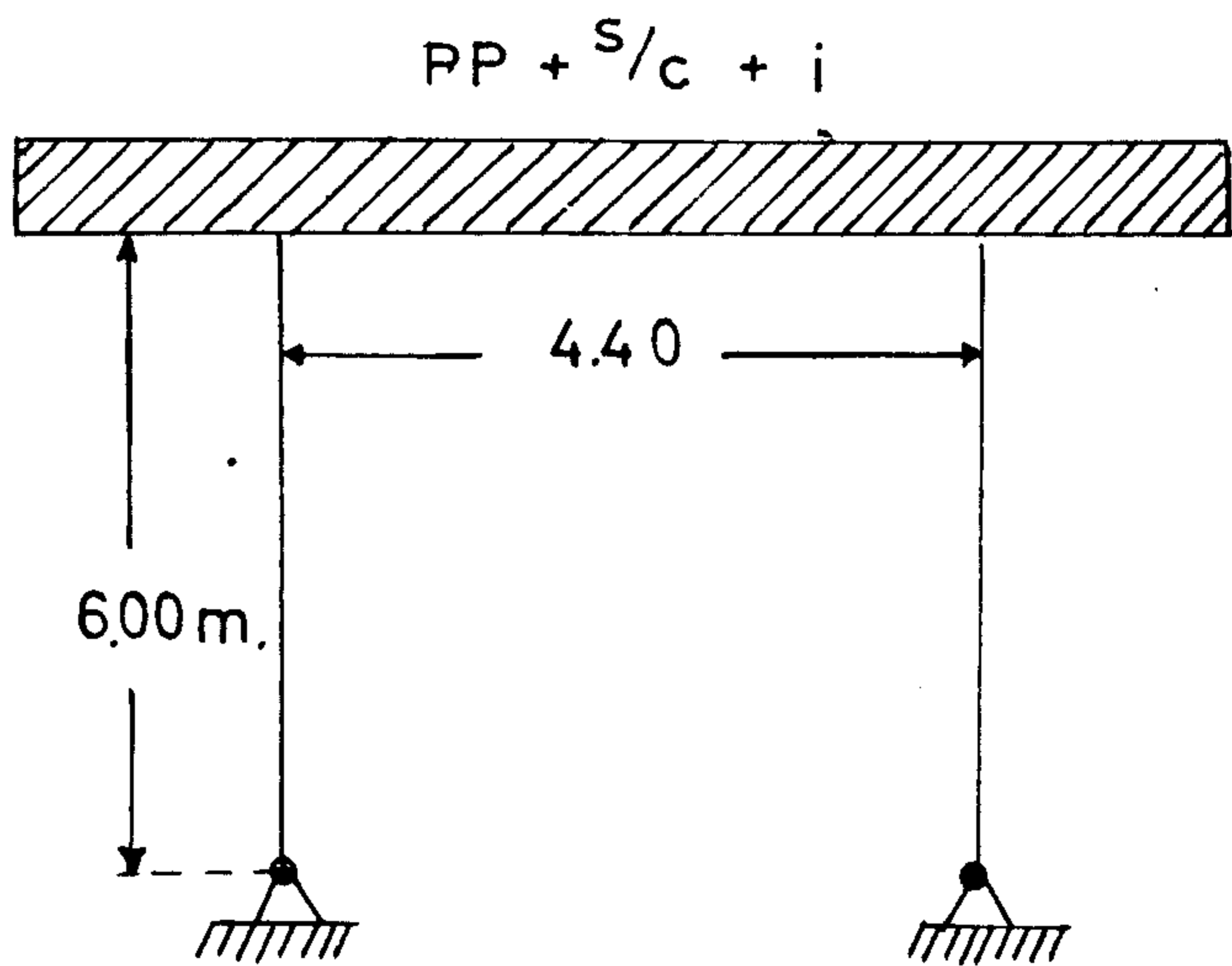
ESTADO DE CARGA



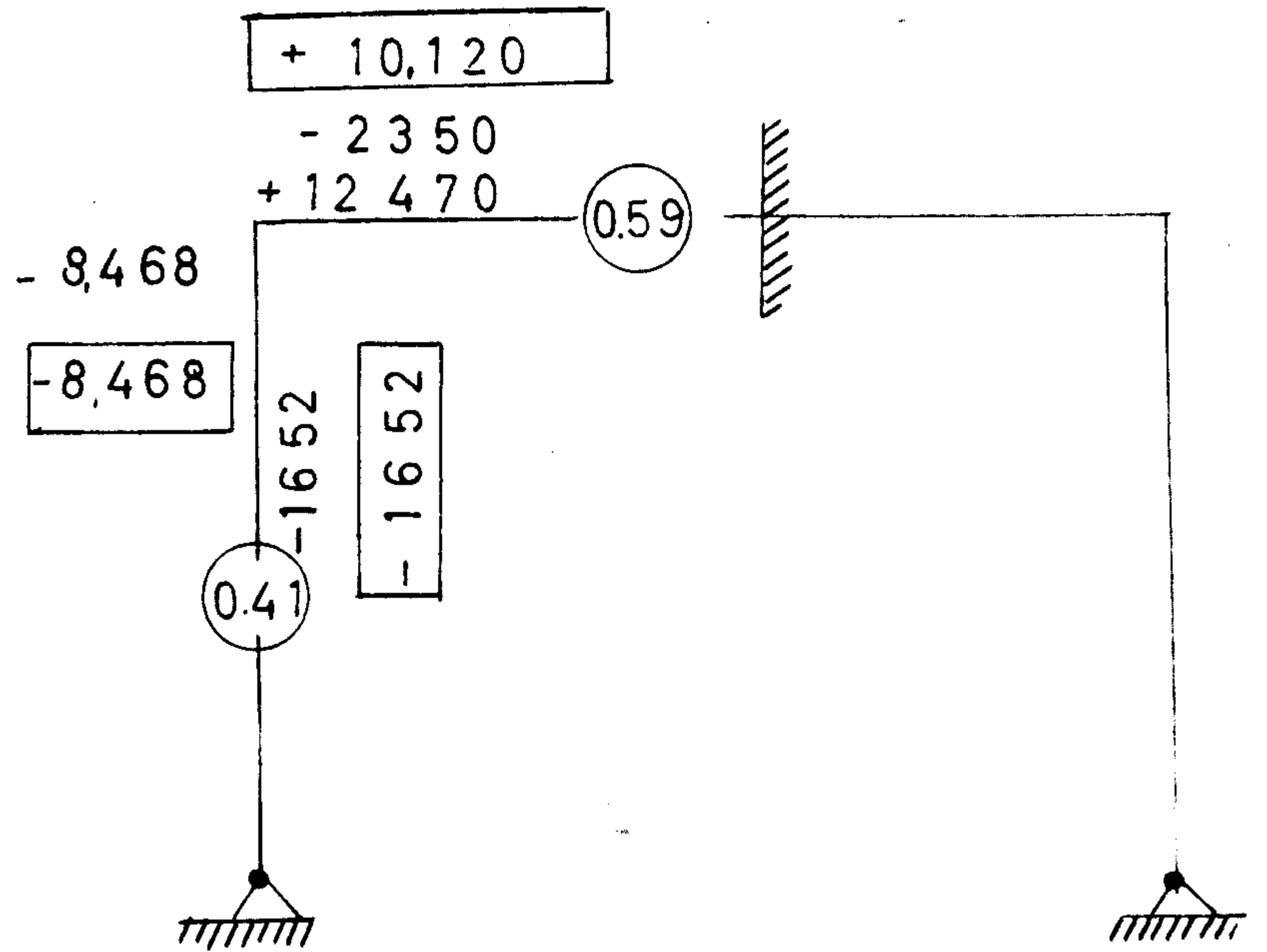
HARDY - CROSS



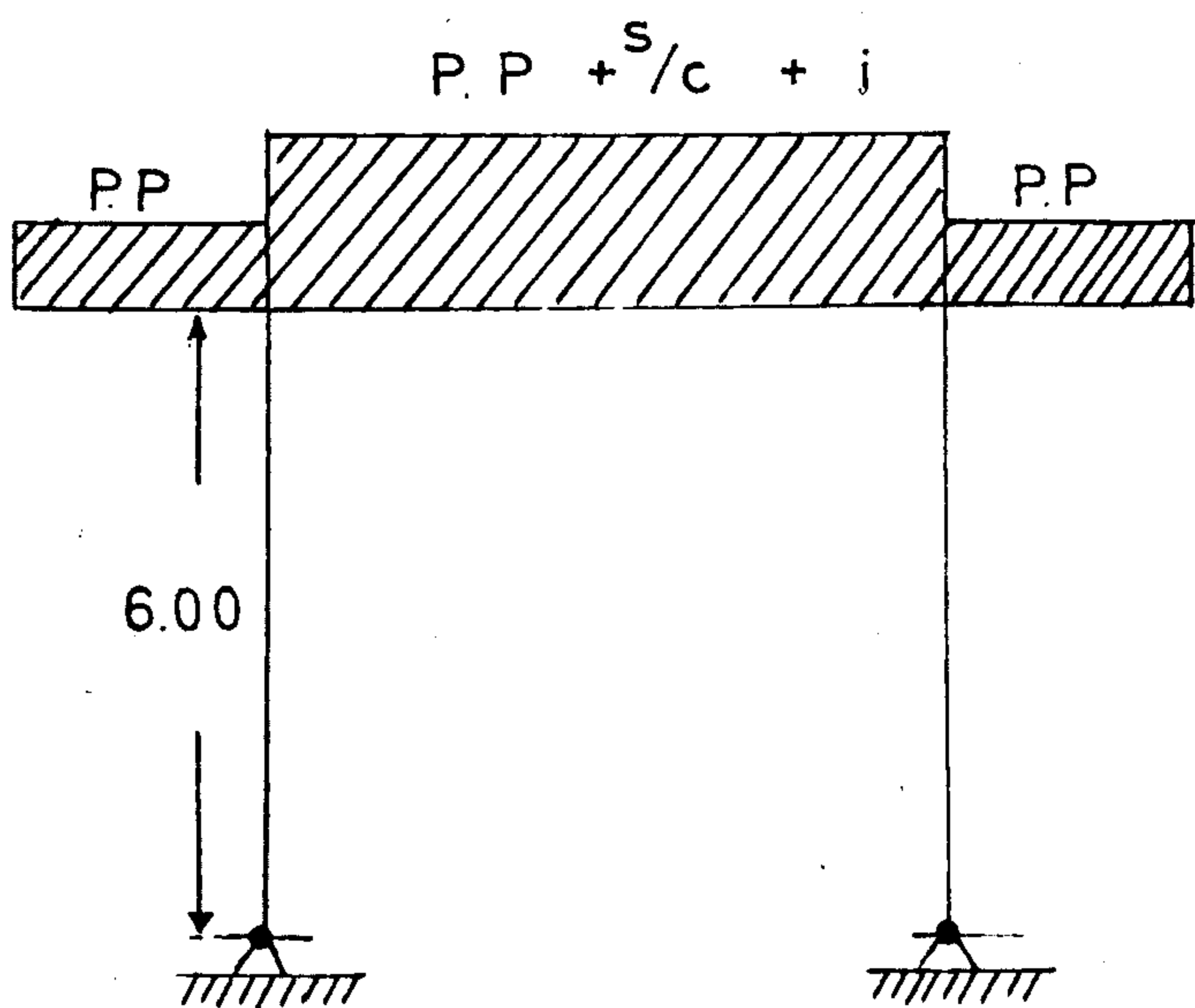
ESTADO DE CARGA



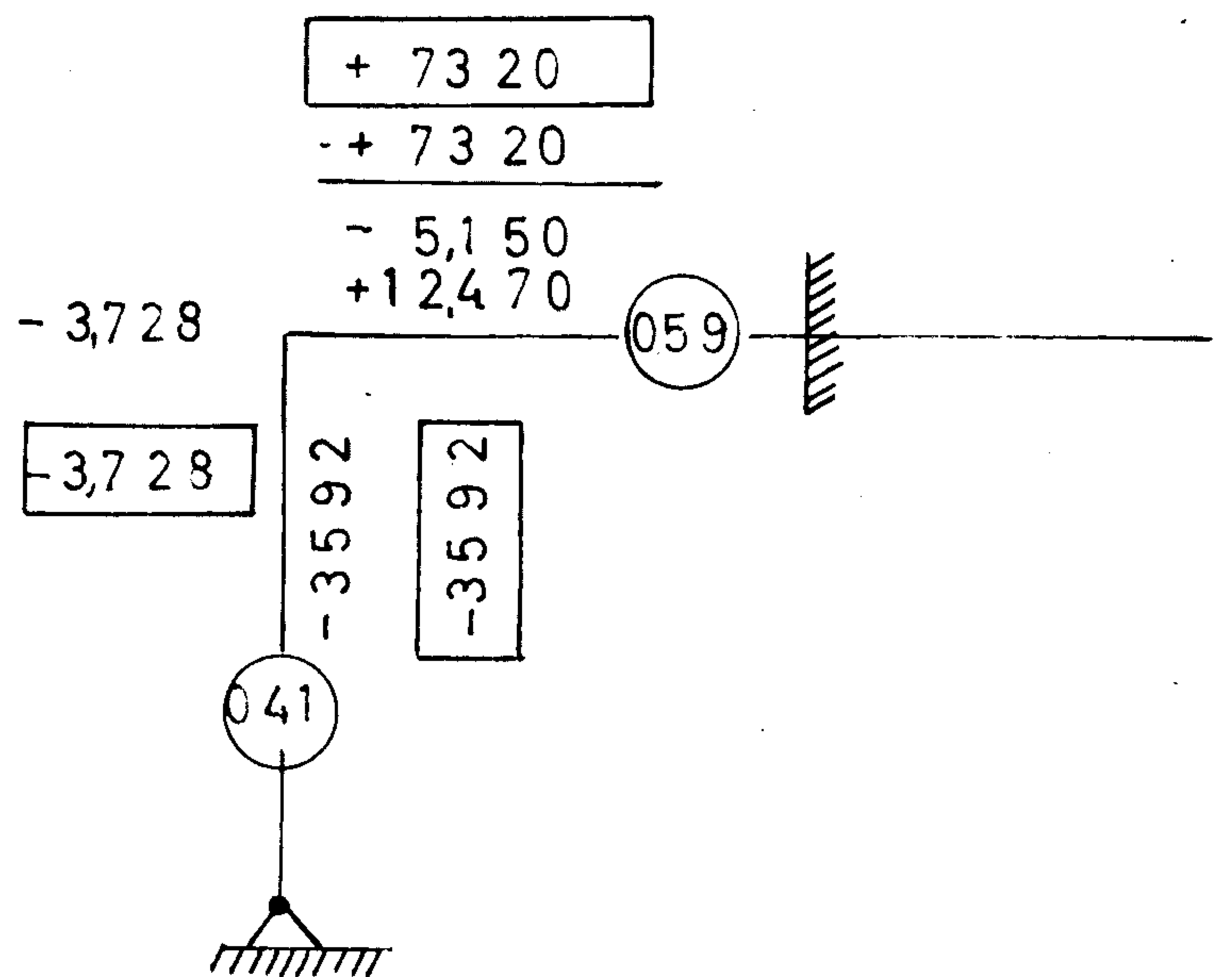
HARDY - CROSS



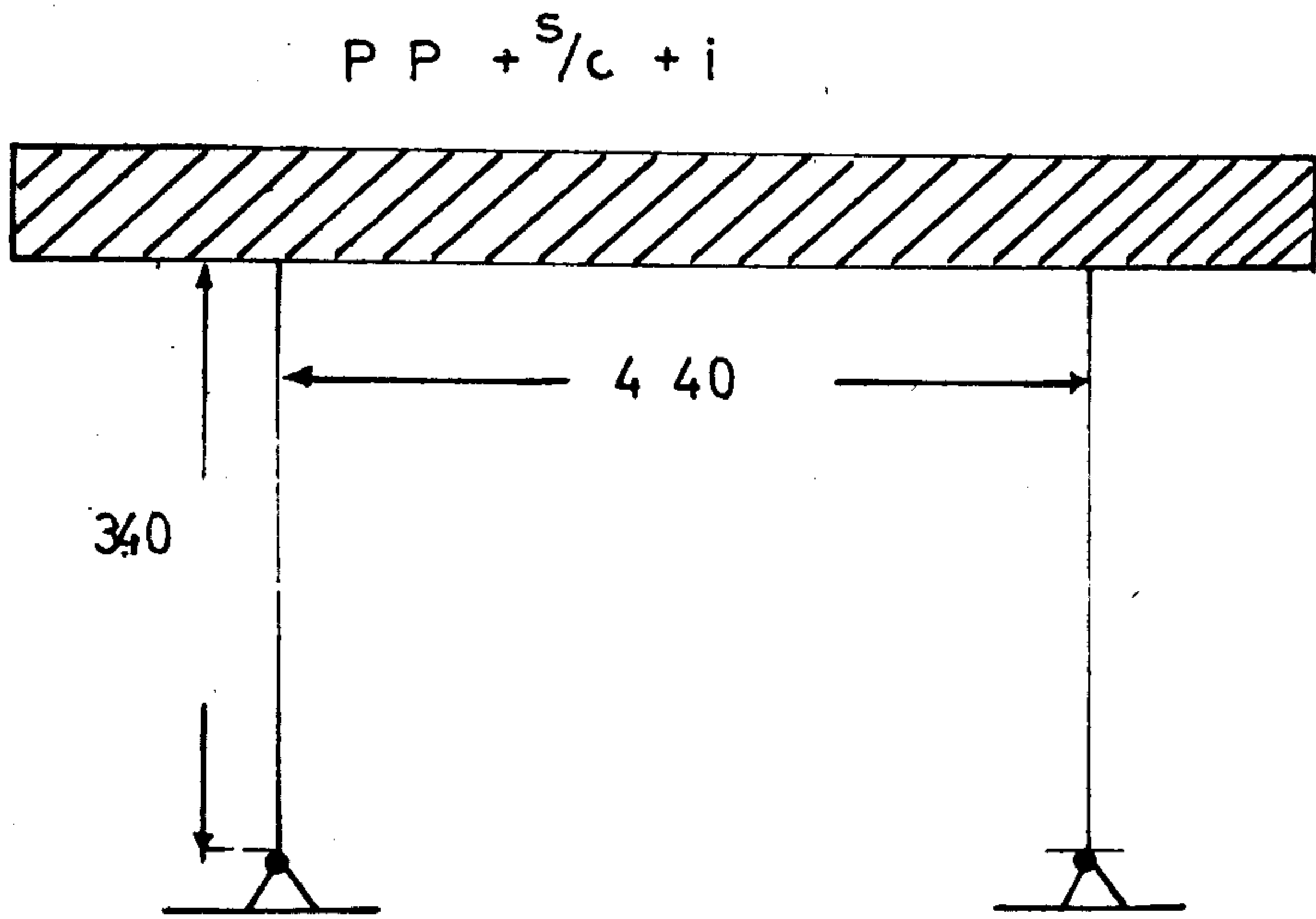
ESTADO DE CARGA



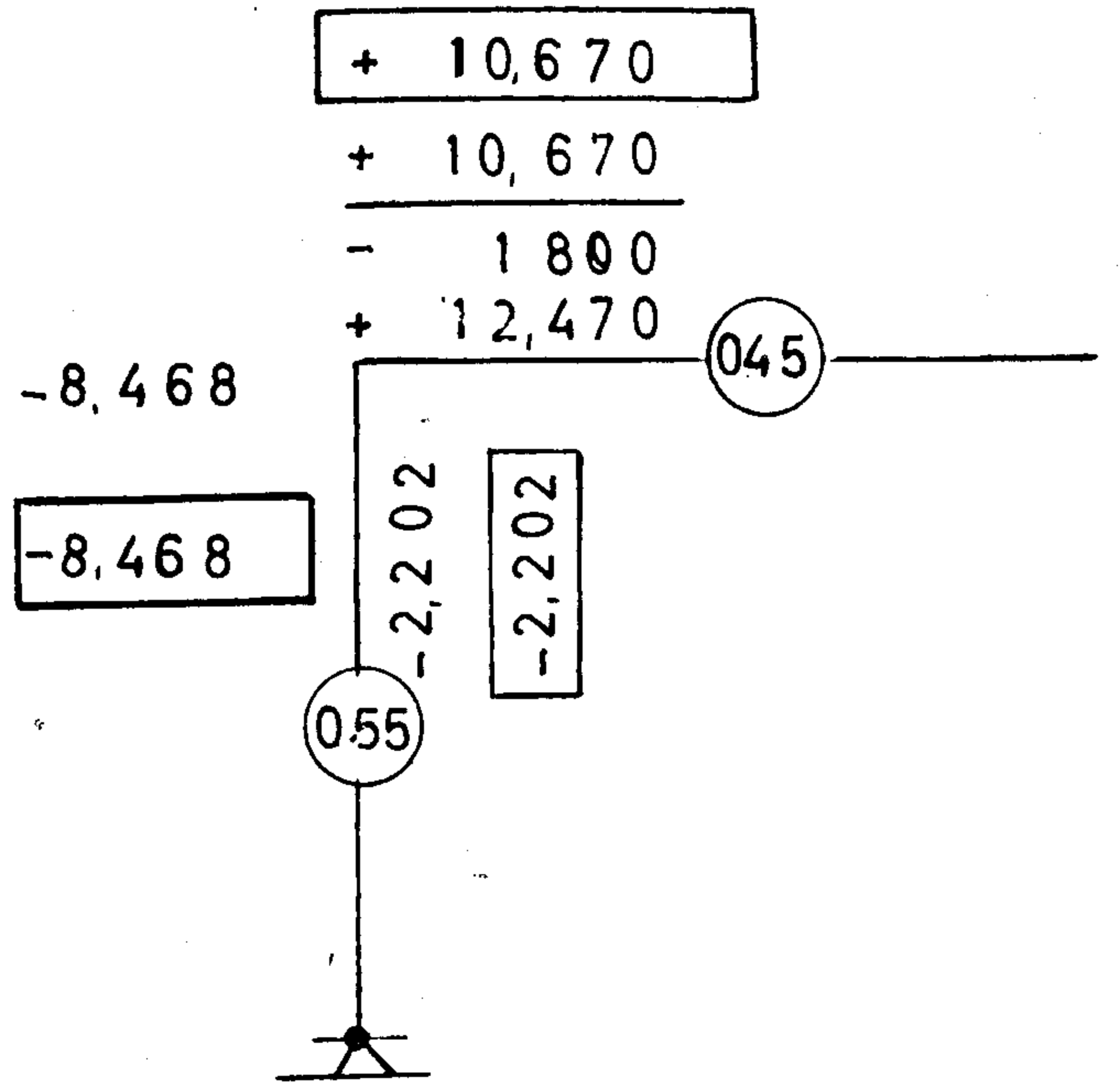
HARDY - CROSS



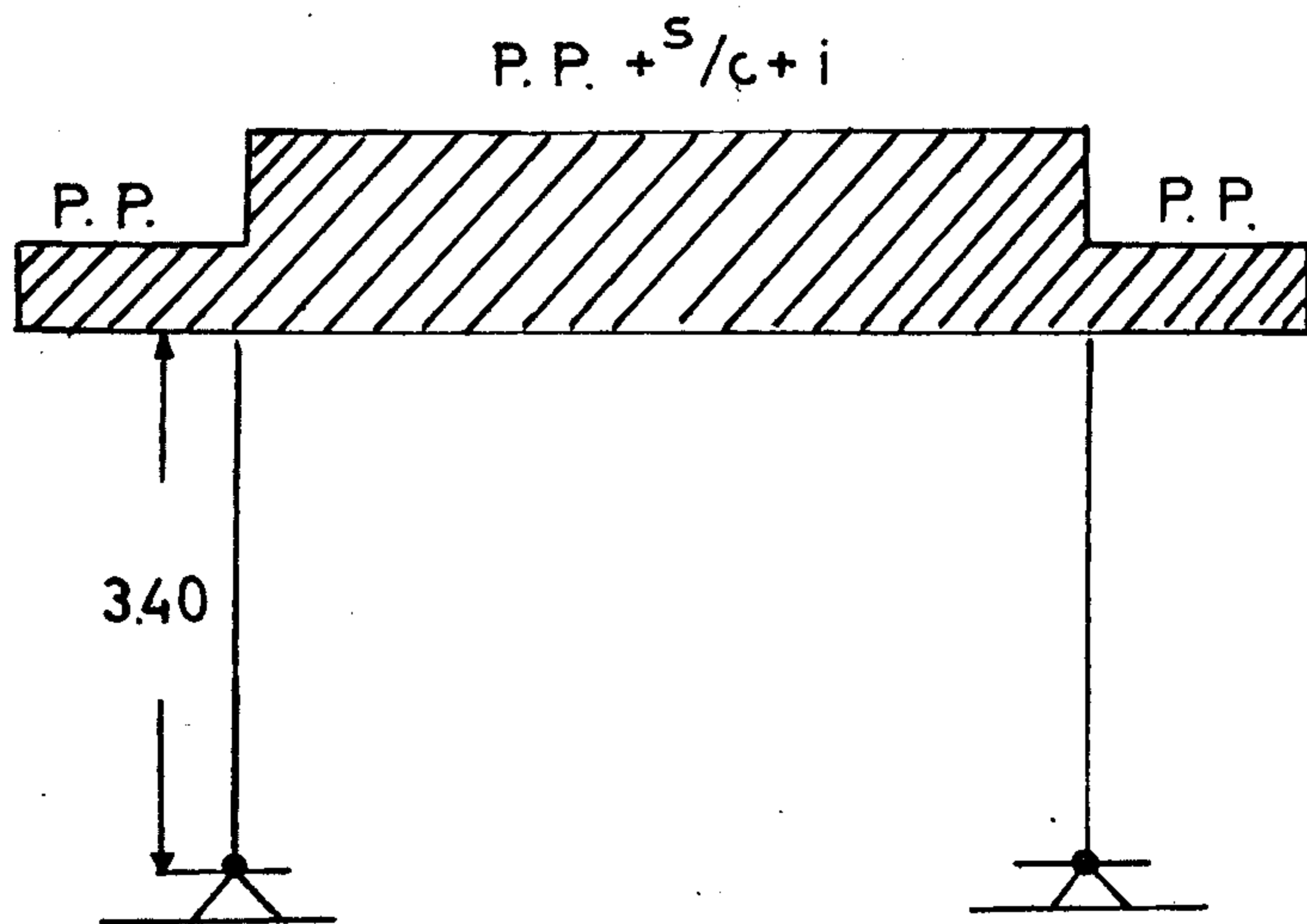
ESTADO DE CARGA



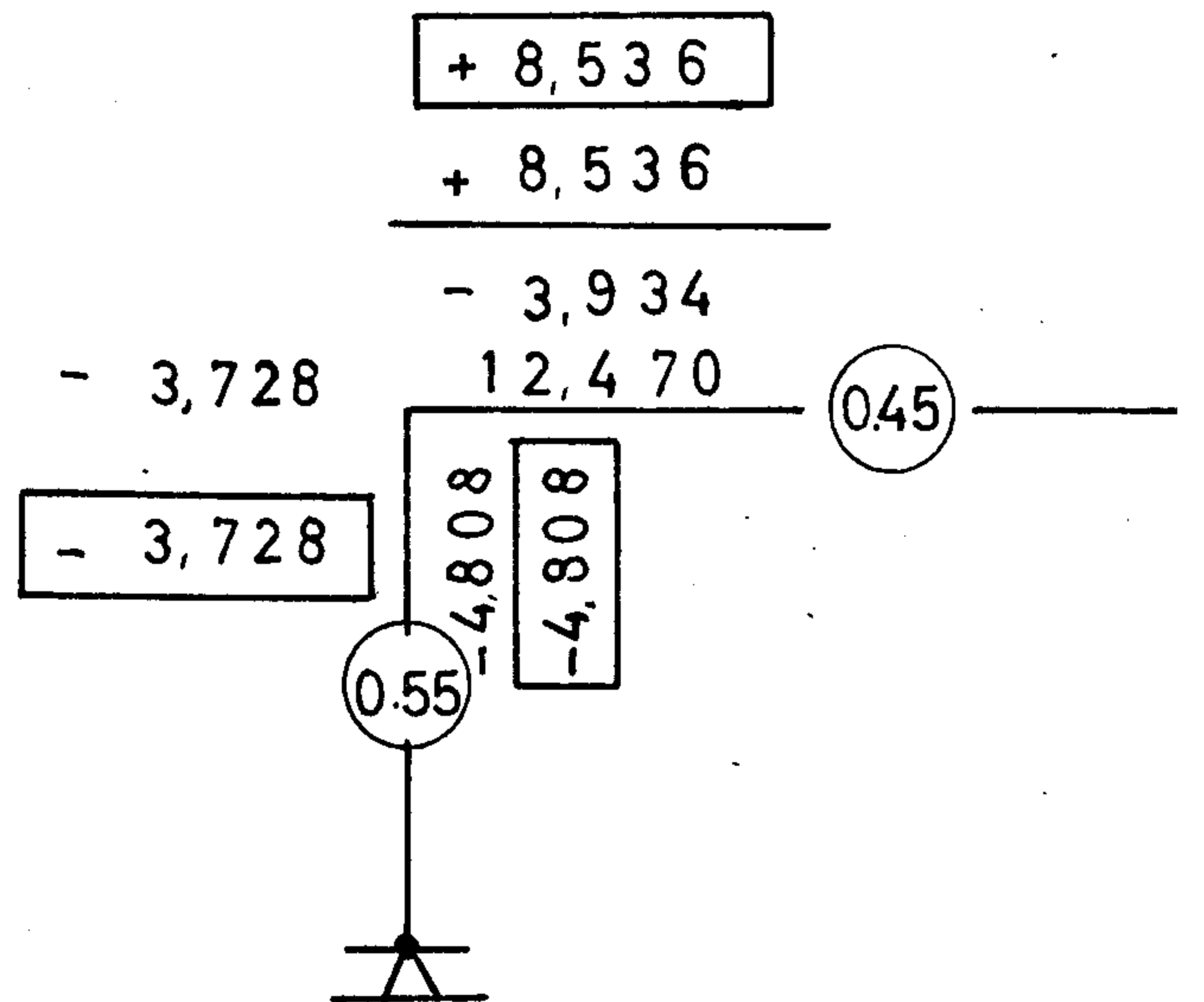
HARDY - CROSS



ESTADO DE CARGA



HARDY - CROSS



Mto. Máximo positivo en la viga simplemente

apoyada = 21,460

Mto. mínimo negativo en el pórtico = 7,320

Mto. máximo positivo en el pórtico = (+)  $M_{\text{máx.}}$  = 14,140 Kg.-m

Mto. máximo negativo en el pórtico = (-)  $M_{\text{máx.}}$  = 10,120 "

2º) Pórtico a 870 m. del Arranque

$$K_v = \frac{1140000}{440} \times 0.5 = 1300$$

$$C_v = \frac{1300}{2900} = 0.45$$

$$K_c = \frac{720,000}{340} \times 0.75 = \frac{1600}{2900}$$

$$C_c = \frac{1600}{2900} = 0.55$$

Mto. Máximo positivo en la viga simplemente apoyada = 21,460  
" mínimo negativo en el pórtico = 8,536  
Mto. máximo positivo en el pórtico = (+)  $M_{\text{máx.}}$  = 12,924 Kgr:m.  
Mto. máximo negativo en el pórtico = (-)  $M_{\text{máx.}}$  = 10,670 Kgr:m.

3º) Pórtico a 17.40 m. del Arranque

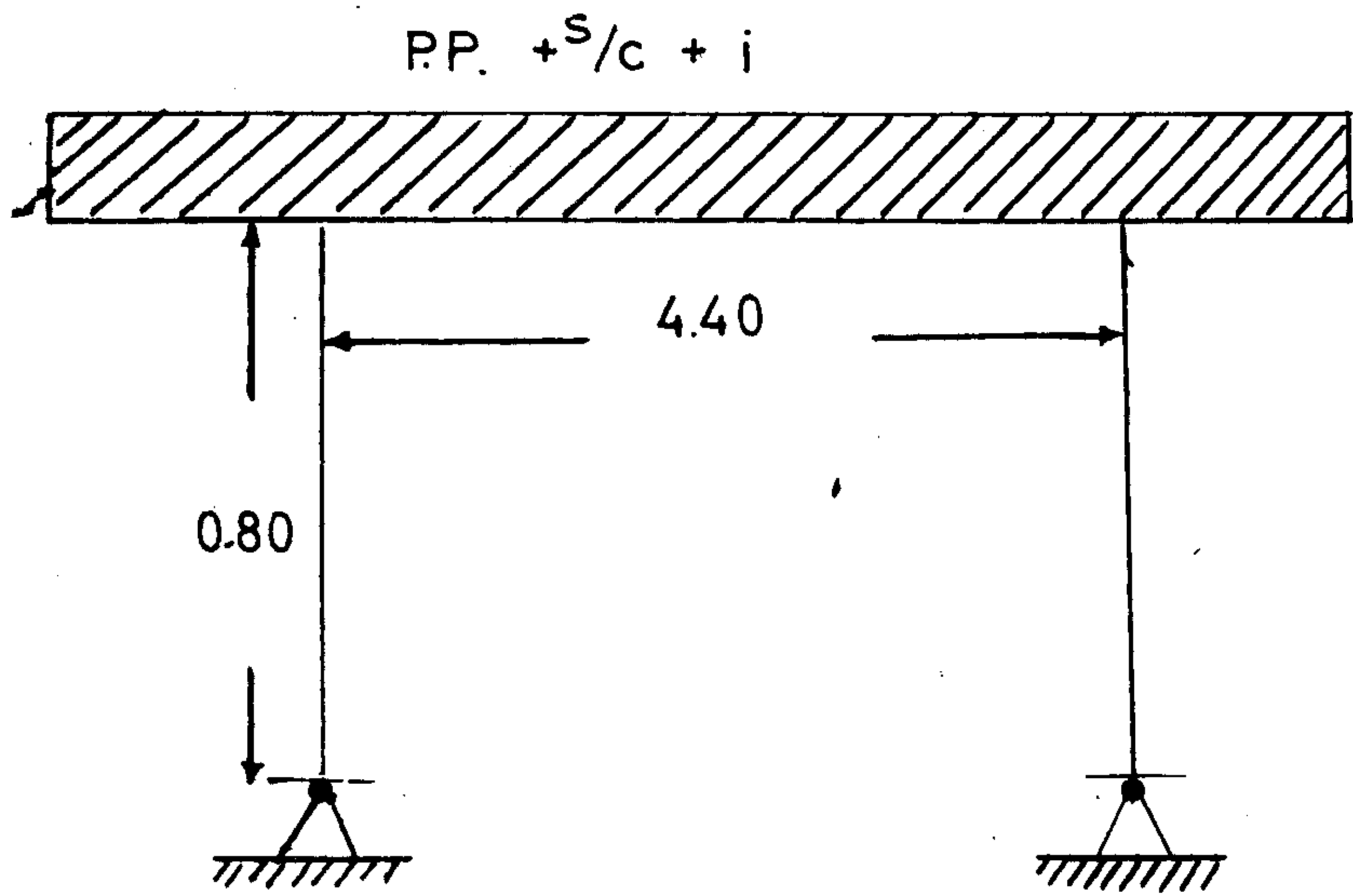
$$K_v = \frac{1140000}{440} \times 0.5 = 1300$$

$$C_v = \frac{1300}{8050} = 0.15$$

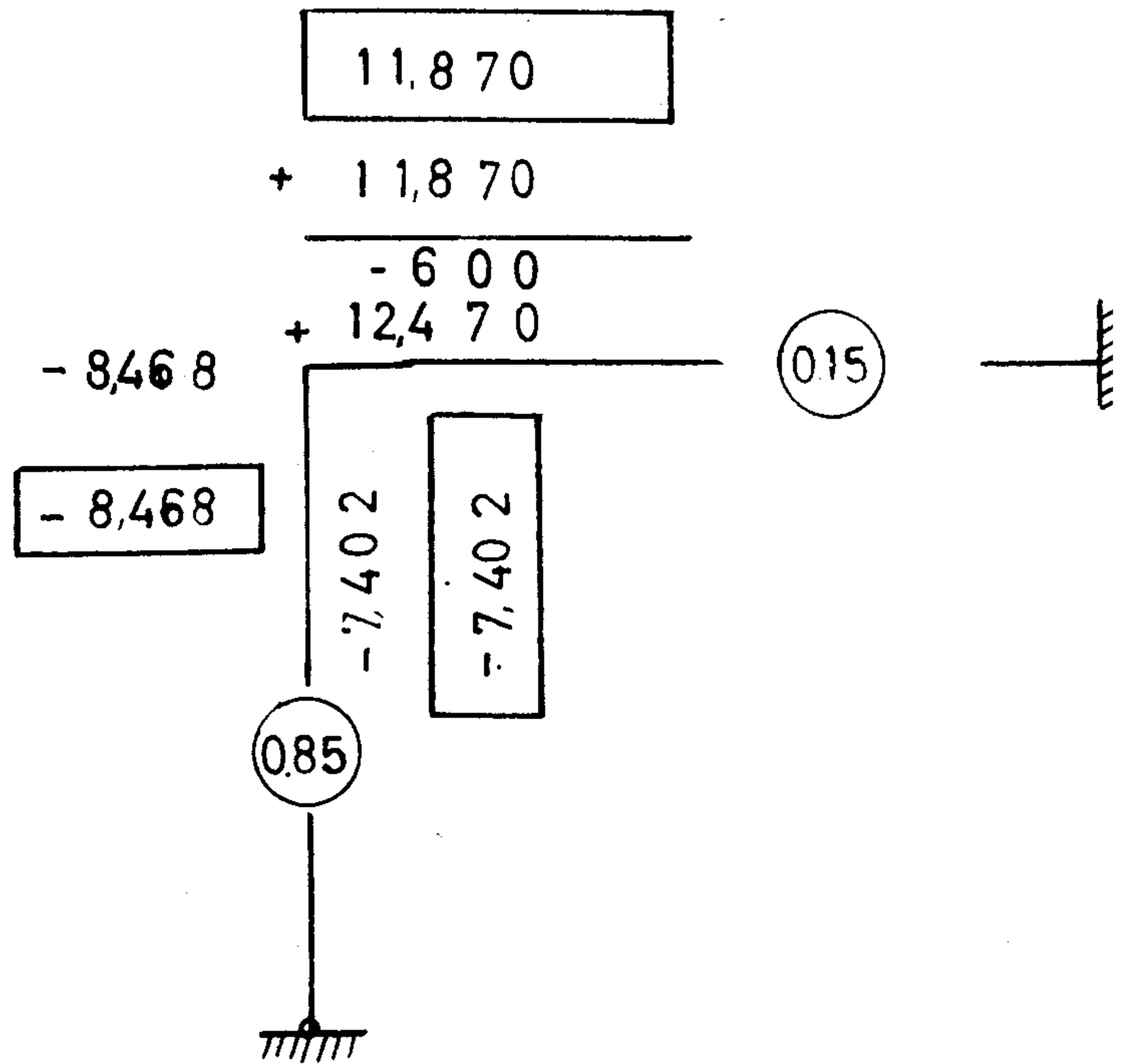
$$K_c = \frac{720,000}{80} \times \frac{0.75}{=8,050} = \frac{6750}{=8,050}$$

$$C_c = \frac{6750}{8050} = 0.85$$

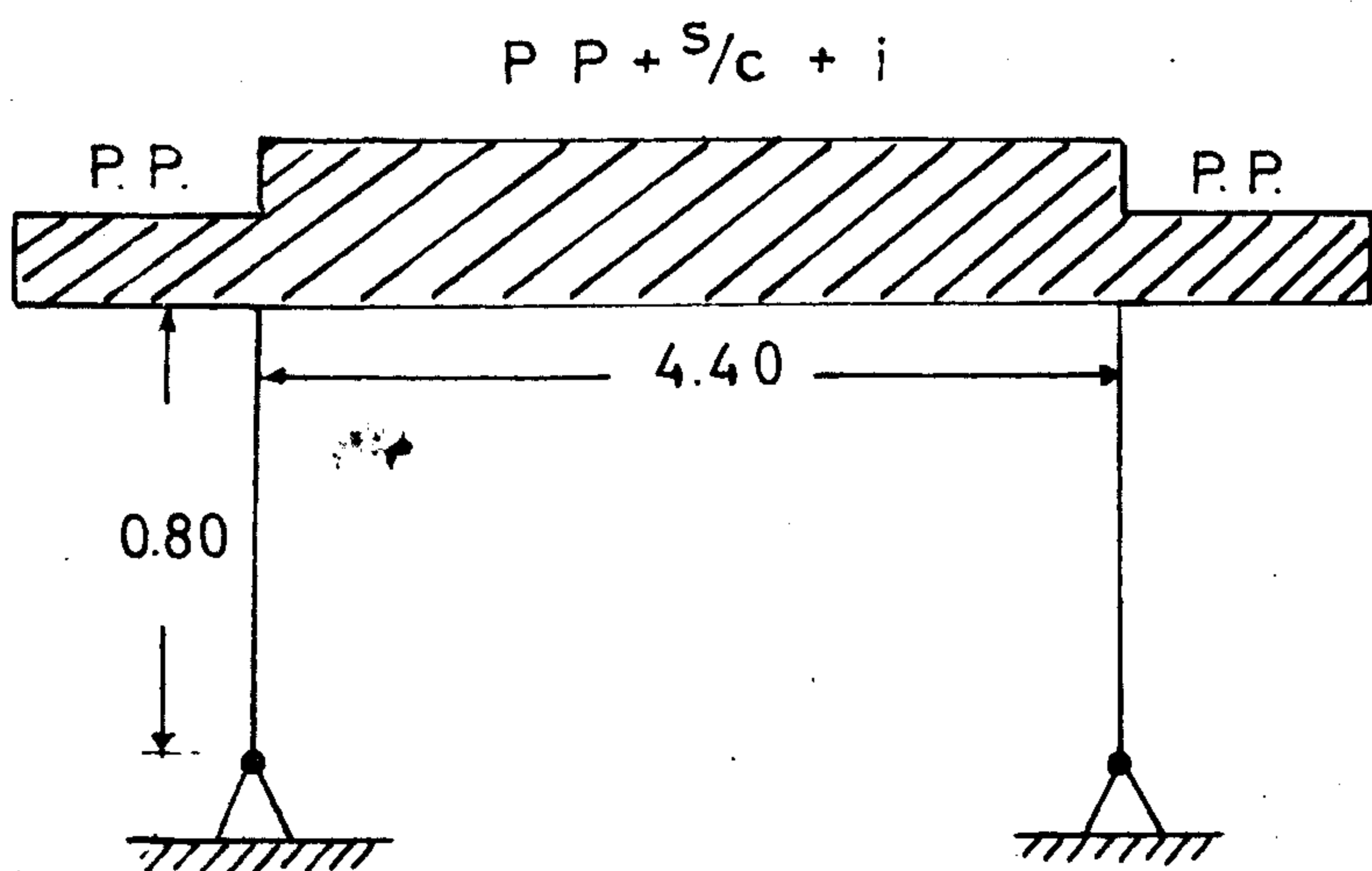
ESTADO DE CARGA



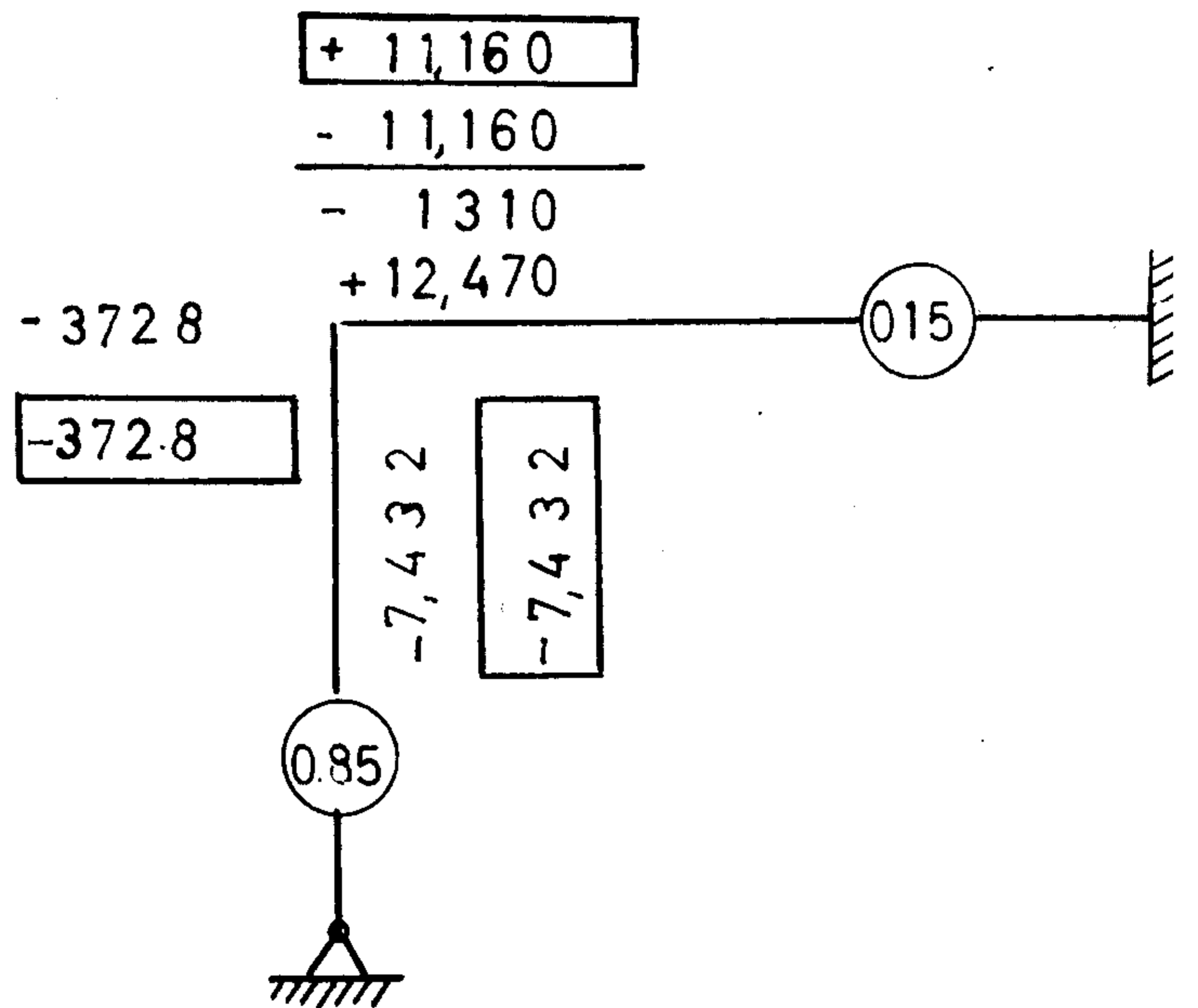
HARDY - CROSS



ESTADO DE CARGA



HARDY - CROSS



Mto.máximo positivo en la viga simplemente apoyada	=	21,460
Mto.mínimo negativo en el pórtico	=	<u>11,160</u>
Mto.máximo positivo en el pórtico	=	(+) $M_{m\acute{a}x.}$ = 10,300 Kgr-m.
Mto.máximo negativo en el pórtico	=	<u>(-)<math>M_{m\acute{a}x.}</math> = 11,870 Kgr-m.</u>

Con el objeto de hacer a todos los pórticos semejantes, es decir que tengan la misma armadura y secciones transversales, para el cálculo de la viga se tomará los máximos momentos, tanto positivos como negativos, que para los diferentes pórticos se han obtenido anteriormente, o sea:

Momento máximo positivo: (+) $M_{m\acute{a}x.}$	=	14,140 Kgr-m.
Momento máximo negativo: (-) $M_{m\acute{a}x.}$	=	11,870 Kgr-m.
Máximo Esfuerzo Cortante en el Apoyo $V_{m\acute{a}x.}$	=	16,840 Kgr.

Para el cálculo de la columna consideraré la columna más largo o sea la correspondiente al pórtico distante 290 del arranque. El máximo momento en la cabeza de la columna será:

$$M_{m\acute{a}x.} = \underline{3,592}$$

### Cálculo de la Viga

Considerando concreto: 1:1:2 ( $f_c = 210 \text{ Kgr/cm}^2$ ) y acero intermedio  $f_s = 1,400 \text{ Kgr./cm}^2$ ., para los cuales se tiene:

$$\begin{aligned}K &= 0.375 \\j &= 0.875 \\K &= 13.8\end{aligned}$$

a) Cálculo de la sección sobre el apoyo.- Esta sección funcionará siempre como rectangular, luego se tendrá:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{11,87000}{13,8 \times 40}} = \sqrt{2200} = 47 \quad 50 \text{ cms.}$$

La altura útil supuesta es:  $d_i = 70,5 = 65 \text{ cms.}$

Como  $d_i = 65 \text{ cms.} > d = 50 \text{ cms.}$  estará bien.

El acero será:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{11,87000}{1,400 \times 0,875 \times 65} = 15 \text{ cm.} \quad 3 \phi 7/8'' + 2 \phi 1/2''$$

b) Cálculo de la sección central.- Veamos si esta sección funciona como T.

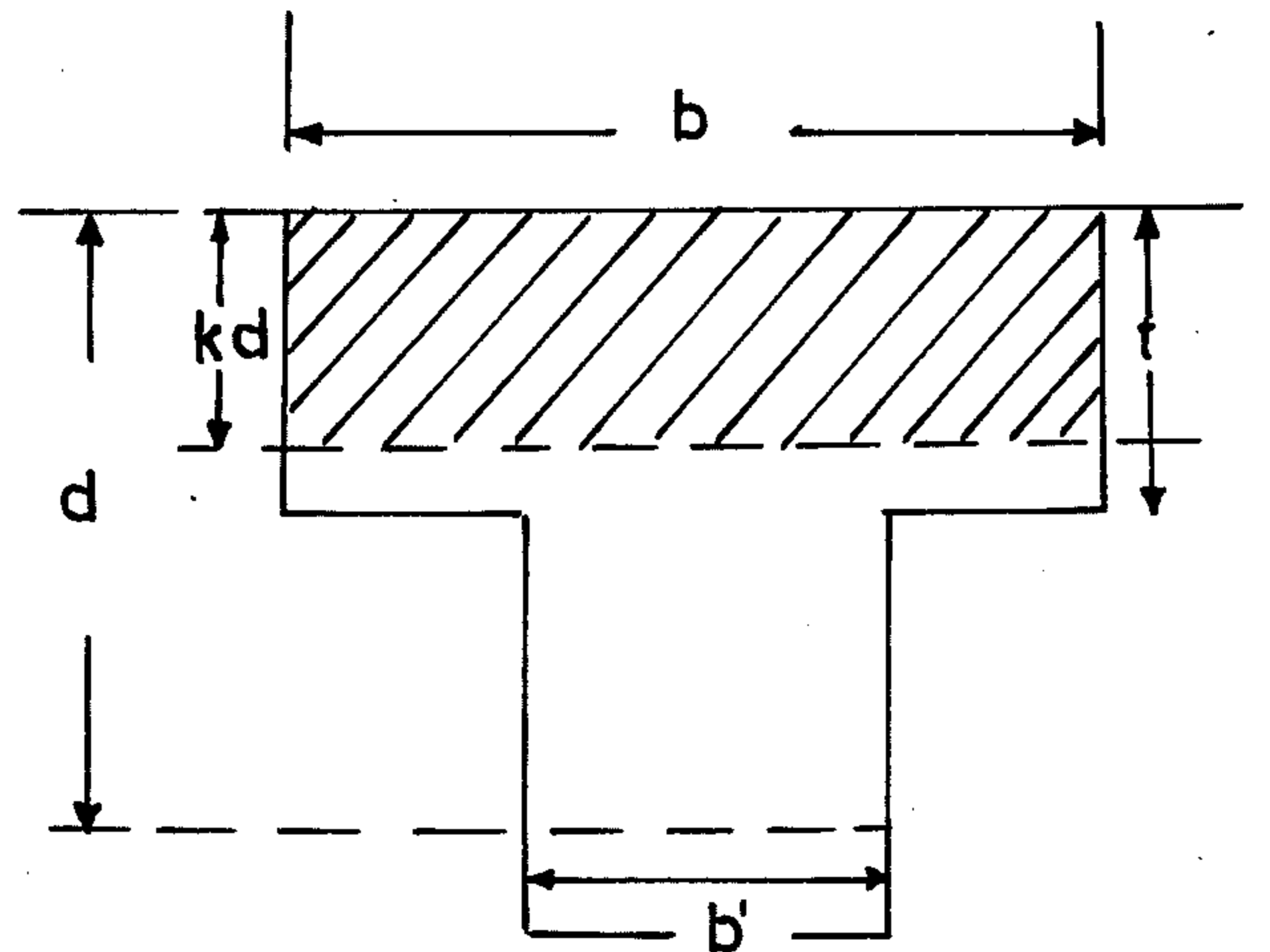
$$K_d = 0,375 \times 65 = 24 \text{ cm} < t = 25 \text{ cms.}$$

Luego funcionará como rectangular. El ancho necesario de compresión será:

$$b = \frac{M}{K_d^2} = \frac{14,14000}{13,8 \times 65^2} = 25 \approx 30 \text{ cms.}$$

Como este ancho es menor que el ancho supuesto  $b' = 40 \text{ cms.}$ , tomo este último valor

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{14,14000}{13,8 \times 40}} = 51 \text{ cms.} < 65 \text{ cms.}$$





Satisface:

El área de acero será:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{14,14000}{1,400 \times 0.875 \times 65} = \frac{1414000}{79625} = 17.7 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 17.7 \cong 18 \text{ cm}^2. \quad 5 \phi 7/8''$$

### Cálculo de los Estribos

Como ya se ha visto anteriormente, el esfuerzo de corte máximo en la cara de la columna es:  $V = 16,840 \text{ Kgr.}$

Lo que puede tomar el concreto es:

$$V_s = V_c b j d = 6.3 \times 40 \times 0.875 \times 65 = 14,330 \text{ Kgr.}$$

Luego los estribos tendrán que absorber:

$$V_s = V - V_c = 16,840 - 14,330 = 2,510 \text{ Kgr.}$$

El espaciamiento a que habrá que colocar los estribos será:

$$s = \frac{a_s f_s j d}{V} = \frac{2 \times 0.71 \times 14.00 \times 0.875 \times 65}{2,510} = 45 \text{ cms.}$$

Luego se tendrá:

1  $\phi 3/8''$  a 22 cms. los demás estribos de  $\phi 3/8'' @ 45 \text{ cms.}$

Esfuerzo de adherencia. - En la cara de la columna:

$$M = \frac{V}{o \times j \times d} = \frac{16,840}{5 \times 8 \times 0.875 \times 65} = 7.5 \text{ Kgr/cm}^2. \quad 0.06 f'_c = 12.6 \text{ Kgr/cm}^2.$$

### Cálculo de la Columna

La columna tendrá 6.00 mts. de longitud y una sección de 40 x 60 cms.

$$\frac{h}{t} = \frac{600}{60} = 10 \leq 10$$

Luego será columna corta.

La fuerza axial que soporta la columna será:

Peso propio total

del voladizo = 4,481 Kgr.

Esf. cortante  
máximo = 16,840

Peso propio de

la columna:

$$6.00 \times 0.40 \times 0.60 \times 2400 = \underline{3,450}$$

$$N = 24,771 \text{ Kgr.}$$

Máx. mto. que actúa en la cabeza  $M_{\text{máx.}} = 3,592 \text{ Kgr.-m.}$

$$\text{Excentricidad} = e = \frac{M}{N} = \frac{3,59200}{24,771} = 15 \text{ cms.}$$

$\frac{e}{t} = \frac{15}{60} = 0.25 < 0.27$  Incertidumbre, consideremos el 2o. caso.

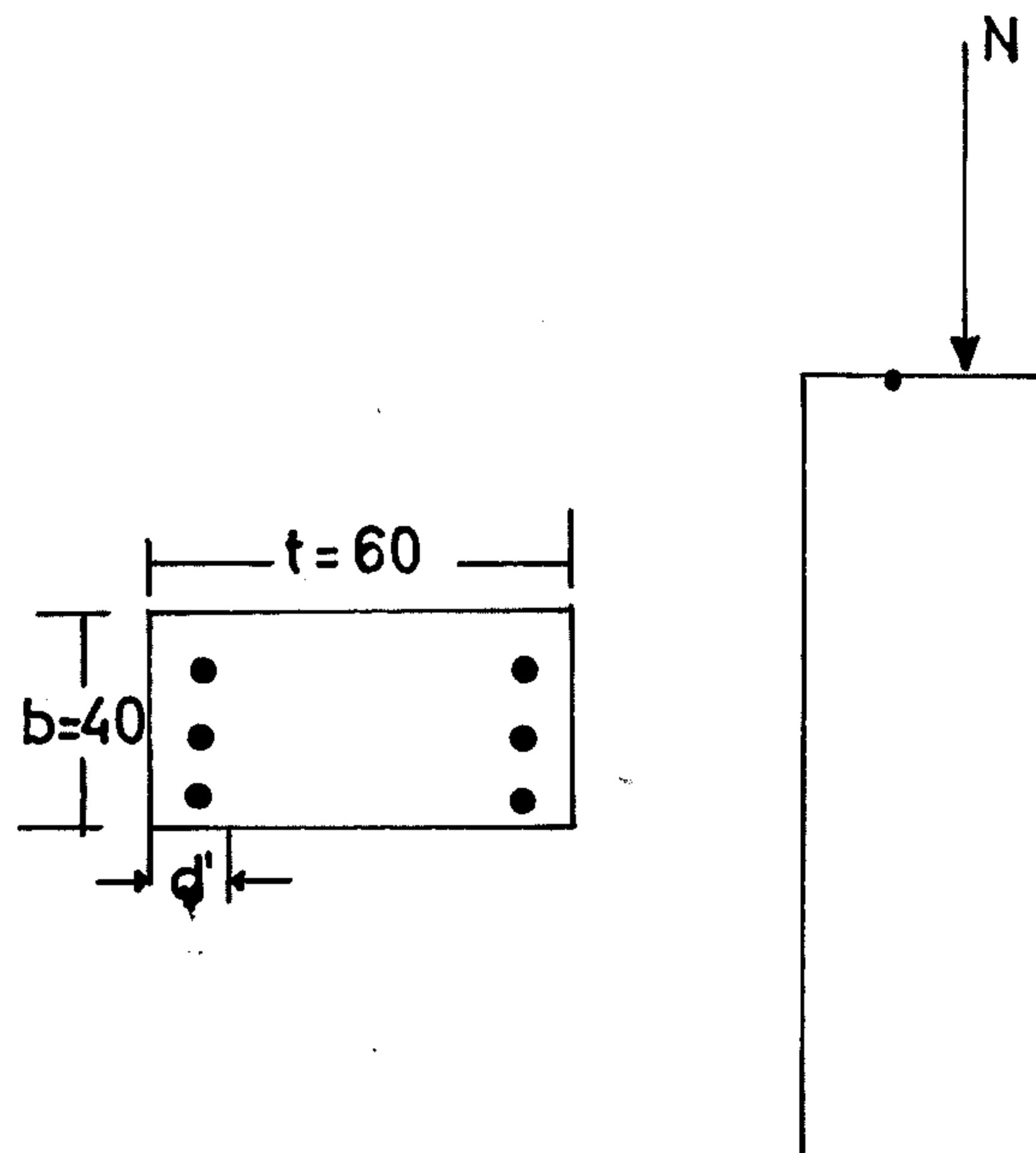
$$\frac{t}{e} = \frac{60}{15} = 4$$

Considerando para la columna una cuantía de  $p = 0.01$

$$np = 10 \times 0.01 = 0.1$$

$$\frac{d'}{t} = \frac{6}{60} = 0.1$$

Con estos datos entro al gráfico del libro de Peabo-



dy, página No. 520 y obtengo:

$$C_2 = 8.90$$

El esfuerzo de compresión será:

$$f_c = \frac{M}{bt^2} C_2 = \frac{3,59200}{40 \times 60^2} \times 8.9 = 22.2 \text{ Kgr/cm}^2.$$

### Cálculo del esfuerzo permisible

Esfuerzo permisible para carga axial:

$$f_a = \frac{0.8 (0.225f'_c + p f_s)}{1 + (n-1) p} = \frac{0.8(0.225 \times 210 + 0.01 \times 1.400)}{1 + (10-1) 0.01} = \frac{0.8 \times 61}{0.09} = 45 \text{ Kgr/cm}^2.$$

$$c = \frac{f_a}{f_c} = \frac{45}{0.4 \times 210} = \frac{45}{84} = 0.54$$

Con estos valores entro al gráfico de Peabody, pág. 524 y obtengo:

$$(n-1)p = 0.09$$
$$\frac{d'}{t} = \frac{6}{60} = 0.10$$

$$D = 5.56$$

El esfuerzo permisible en la columna sometida a flexión compuesta es:

$$f_p = f_a \frac{t + Dc}{t + CDe} = 45 \frac{60 + 5.56 \times 15}{60 + 0.54 \times 5.56 \times 15} = 45 \frac{60 + 83}{60 + 45}$$

$$f_p = 45 \frac{143}{105} = 61.5 \text{ Kgr/cm}^2.$$

Como  $f_c < f_p = 22.2 \text{ Kgr/cm}^2 < 61.5 \text{ Kgr/cm}^2$ . la columna su-  
puesta está bien.

El esfuerzo de tensión en la armadura es:

$$f_s = n_{ft} = n_{fc} \frac{d-kt}{kt} = 10 \times 222 \times \frac{54-0.375 \times 60}{0.375 \times 60}$$

$$f_s = 222 \frac{54-225}{22.5} = 222 \times \frac{31.5}{22.5} = 310 \text{ Kgr./cm}^2. < 1,400 \text{ Kgr./cm}^2.$$

### Cálculo del Area de Acero

$$A_s = p_b d = 0.01 \times 40 \times 54 = 21.6 \text{ cm}^2. \quad 6 \phi 7/8''$$

### Cálculo de los estribos

Considerando estribos de  $3/8''$  se tendrá:

$$s \begin{cases} \leq 16 \times 7/8 = 14'' & = 35 \text{ cms.} \\ \leq 48 \times 3/8 = 18'' & = 45 \text{ cms.} \\ \leq d & = 56 \text{ cm.} = 55 \text{ cms.} \end{cases}$$

Luego tomaré estribos de  $3/8'' @ 35 \text{ cms.}$

### Vigas de Arrostramiento

Serán de  $0.50 \times 0.80$  con un porcentaje de acero de  $p. = 0.02$  ó sea:

$$A_s = 0.02 \times 50 \times 80 = 80 \text{ cm}^2. \quad 16 \phi 1''$$

Luego se colocará  $8 \phi 1''$  en ambos casos de la viga.

CALCULO DEL ARCO

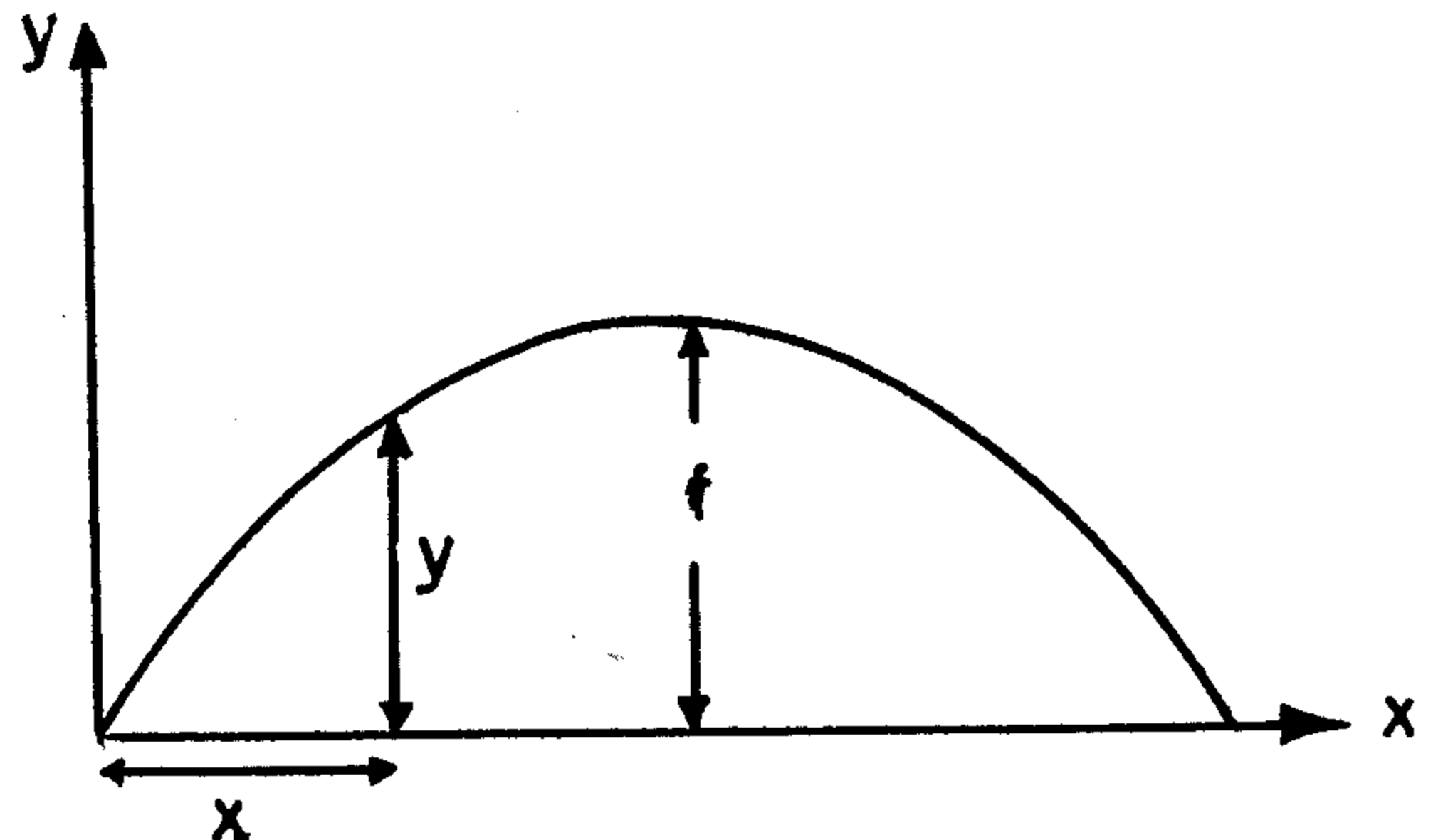
Características

El arco será del tipo parabólico 2o. grado, empotrado:

La luz es: 5500 m.

Flecha = 8.00 m.

$$\text{Rebajamiento: } \frac{f}{L} = \frac{8}{55} = \frac{1}{6.875}$$



$$\text{La ecuación del arco es: } y = \frac{4f}{L^2} (Lx - x^2)$$

Pendiente de la tangente en un punto cualquiera de la parábola:  $\text{tge} = \frac{dy}{dx} = \frac{4f}{L^2} (L - 2x)$

Para graficar el arco se tiene los siguientes valores:

x	Lx	x <sup>2</sup>	(Lx - x <sup>2</sup> )	$\frac{4f}{L^2}$	y
0	0	0	0	0.0106	0
1	55	1	54	"	0.57
2	110	4	106	"	1.12
3	165	9	156	"	1.65
4	220	16	204	"	2.16
5	275	25	250	"	2.65
5.5	302.50	30.25	272.25	"	2.88
6	330	36	294	"	3.11
7	385	49	336	"	3.56
8	440	64	376	"	3.98
8.25	453.75	68.06	385.70	"	4.09
9	495	81	414	"	4.38
10	550	100	450	"	4.76
11	605	121	484	"	5.12
12	660	144	516	"	5.46
13	715	169	546	"	5.78
13.75	756.25	189	567.25	"	5.99
14	770	196	574	"	6.09
15	825	225	600	"	6.35
16	880	256	624	"	6.61
16.50	907.50	272.25	635.25	"	6.72
17	935	289	646	"	6.38
18	990	324	666	"	7.03
19	110.45	361.00	684	"	7.24
19.25	1058.75	370.56	688.19	"	7.28
20	1100	400	700	"	7.40
21	1155	441	714	"	7.56
22	1210	484	726	"	7.68
23	1265	529	736	"	7.80
24	1320	576	744	"	7.88
24.75	1361.25	612.56	748.70	"	7.92
25	1375	625	750	"	7.95
26	1430	676	754	"	7.98
27	1485	729	756	"	7.99
27.50	1512.50	756.25	756.25	"	8.00

Cálculo de los Espesores

La sección en la clave la haremos de 1.00 x 1.20 m. y en el arranque de 1.50 x 1.20 m.

La sección en los riñones.- Se obtiene mediante la fórmula parabólica que da las alturas en los diversos puntos del arco.

$$h_x = \sqrt{\frac{1}{1 - 4(1-n) \left(\frac{x}{L}\right)^2} \cdot h}$$

Para ello determinamos lo.  $\cos \theta_x$

Riñones	x	2 x	L	(L-2x)	$\frac{4f}{L^2}$	tg $\theta$	$\theta_x$	Cos $\theta_x$
0	0	0	55	55	0.0106	0.582	30°12'	0.8643
0.05 L	2.75	5.50	"	49.5	"	0.524	27°39'	0.8858
0.10 L	5.50	11.00	"	44	"	0.465	24°75'	0.9067
0.15 L	8.25	16.50	"	38.5	"	0.408	22°12'	0.9259
0.20 L	11.00	22.00	"	33	"	0.350	19°18'	0.9438
0.25 L	13.75	27.50	"	27.5	"	0.292	16°17'	0.9599
0.30 L	16.50	33.00	"	22	"	0.234	13°11'	0.9736
0.35 L	19.25	38.50	"	16.5	"	0.175	9°55'	0.9850
0.40 L	22.00	44.00	"	11.0	"	0.117	6°40'	0.9932
0.45 L	24.75	49.50	"	5.50	"	0.058	3°20'	0.9983
0.50 L	27.50	55.00	"	0.00	"	0.00	0°00'	1.0000

Los momentos de inercia en la clave y arranque la consideramos sin refuerzo, puesto que esto no afecta mayormente.

Entonces se tiene el valor de:

$$n = \frac{I_c}{I_a \cos\phi} = \frac{\frac{1}{12} \times 1.20 \times 100^3}{\frac{1}{12} \times 1.20 \times 1.50^3 \times 0.8643} = \frac{1}{3.375 \times 0.8643} = 0.34$$

$$n = 0.34$$

x = a partir de la clave:



$x$	$\frac{x}{L}$	$(\frac{x}{L})^2$	$2.64(\frac{x}{L})^2$	$1-2.64(\frac{x}{L})^2$	$1-2.64(\frac{x}{L})^2 \cos \phi_x$	$\sqrt[3]{1-2.64(\frac{x}{L})^2 \cos \phi_x}$	$\frac{1}{1-2.64(\frac{x}{L})^2 \cos \phi_x}$	$h$	$hx$
0	0	0	0	1	1	1.000	1.00	x h	1 m.
2.75	0.05	0.0025	0.0066	0.9934	0.9983	0.990	1.005	x h	1.005
5.50	0.10	0.0100	0.0264	0.9736	0.9932	0.965	1.010	x h	1.010
8.25	0.15	0.0225	0.0595	0.9405	0.9850	0.925	1.030	x h	1.030
11.00	0.20	0.0400	0.1060	0.8940	0.9736	0.870	1.050	x h	1.050
13.75	0.25	0.0625	0.1650	0.8350	0.9599	0.800	1.080	x h	1.080
16.50	0.30	0.0900	0.2380	0.7620	0.9438	0.720	1.120	x h	1.120
19.25	0.35	0.1220	0.3220	0.6780	0.9259	0.628	1.170	x h	1.170
22.00	0.40	0.1600	0.4230	0.5770	0.9067	0.521	1.240	x h	1.240
24.75	0.35	0.2020	0.5330	0.4670	0.8858	0.414	1.340	x h	1.340
27.50	0.50	0.2500	0.6600	0.3400	0.8643	0.294	1.500	x h	1.500

Empuje debido al peso propio

Peso que actúa sobre cada arco:

$$\begin{aligned} \text{Barandas} &= 0.20 \times 0.20 \times 2.400 \times (55 - 290) = 5,000 \\ \text{Columna baranda} &= 0.20 \times 0.15 \times 0.40 \times 2,400 \times 20 = 580 \\ \text{Sardinel} &= 0.5(0.6 + 0.5) \times 0.25 \times 2.400(55 - 2.90) = 17,200 \\ \text{Losa} &= 1/2 \times 0.25 \times 7.20 \times 2,400 \times (55 - 290) = 112,000 \\ \text{Asfalto} &= 1/2 \times 0.05 \times (720 - 1.20) \times (55 - 2.90) \times 2,000 = 15,000 \\ \text{Vigas pórticas} &= 1/2 \times 0.40 \left[ 5.0 \times 0.45 + 2 \right. \\ &\quad \left. 2 \left( \frac{0.45 + 0.20}{2} \right) 1.10 \right] \times 2,400 \times 18 = 25,600 \end{aligned}$$

$$\text{Columna Pórticos} = 12 \left( \frac{6.00 + 3.40 + 0.80}{3} \right) \times 0.40 \times 0.60 \times 2,400 = 23,500$$

$$\text{Vigas de arros-} \\ \text{tramiento} = \frac{3.20 \times 0.50 \times 0.80 \times 2,400 \times 9}{2} = 13,800$$

$$\text{Arco} = \frac{100 + 1.50}{2} \times 1.20 \times 2,400 \times 59 = 213,000$$

$$\text{Total} = \underline{\underline{426,280 \text{ Kgr}}}$$

El empuje debido al peso propio será:

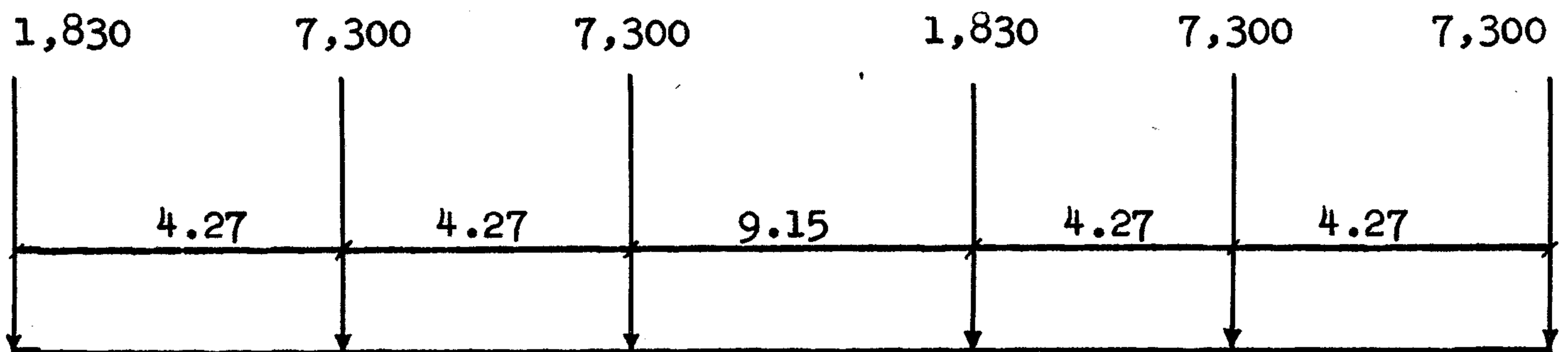
$$\text{Ep.p} = \frac{PL}{8f} = \frac{426,280 \times 55}{8 \times 8} = 370,000 \text{ Kgr.}$$

Cálculo del Empuje, Momento de flexión y Reacción

Vertical debido a la sobrecarga

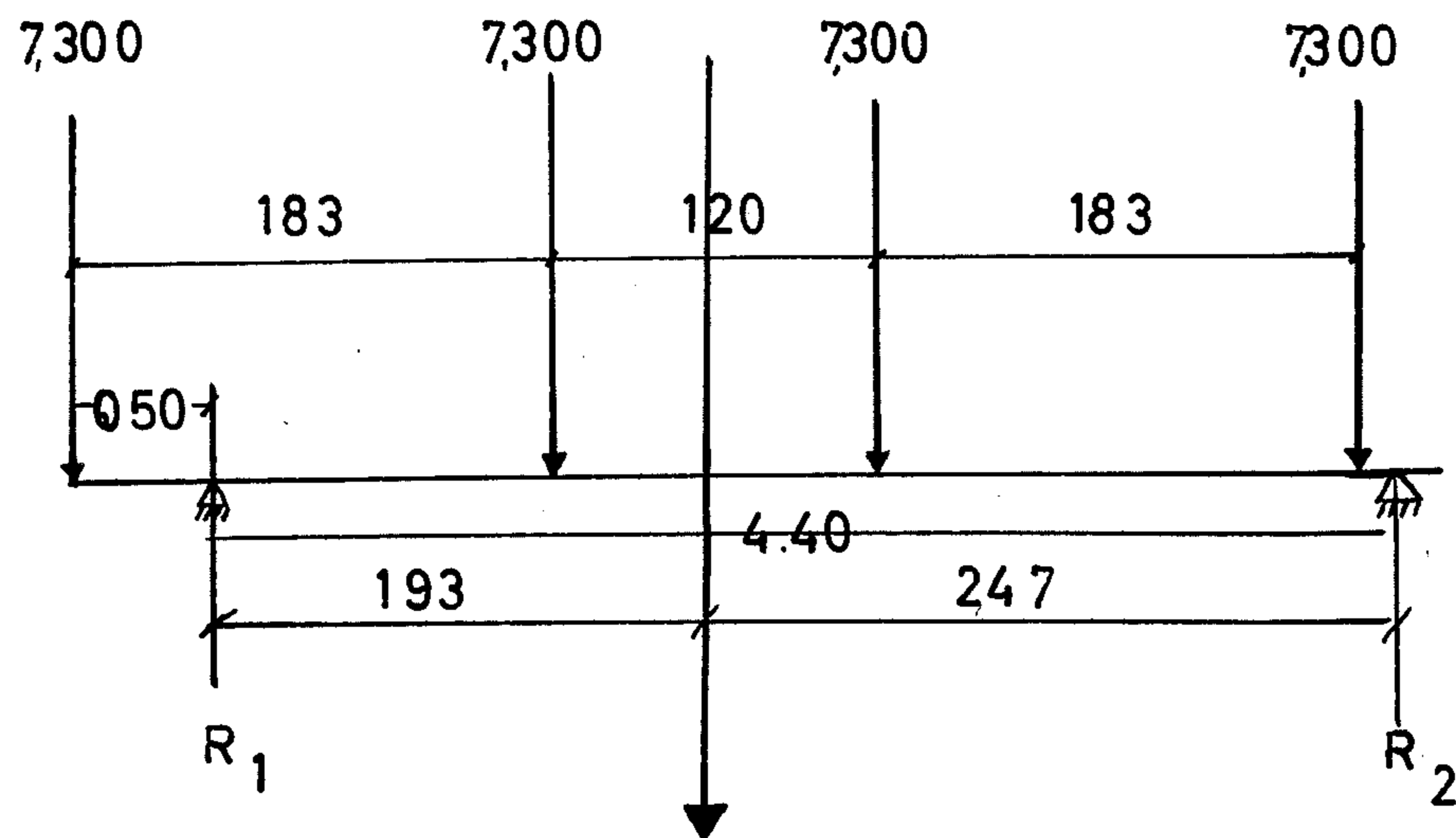
Para ello se tiene las líneas de influencia cuyos valores se han tomado de las copias del Ingeniero Quiroga y están dibujados en la lámina No.

La sobrecarga  $H_{20} - S_{16}$  es:



Sobre cada arco el tren de carga será:

La posición más desfavorable es:

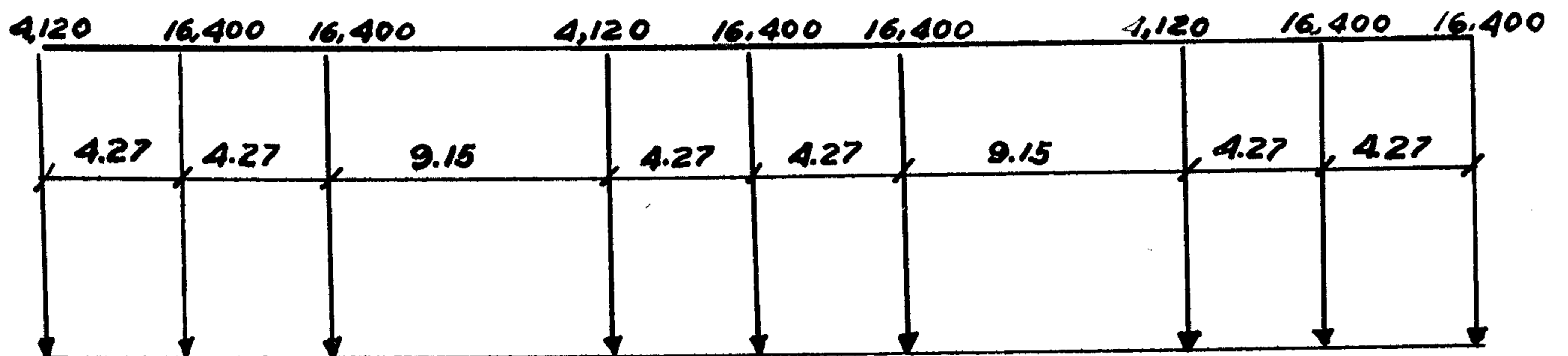


$$R = 4 \times 7,300$$

$$R_1 = \frac{4 \times 7,300 \times 2.47}{4.4} = 7,300 \times 2.25 = 16,400 \text{ Kgr.}$$

$$R_1' = 1,830 \times 2.25 = 4,120 \text{ ''}$$

Luego el tren de carga es:

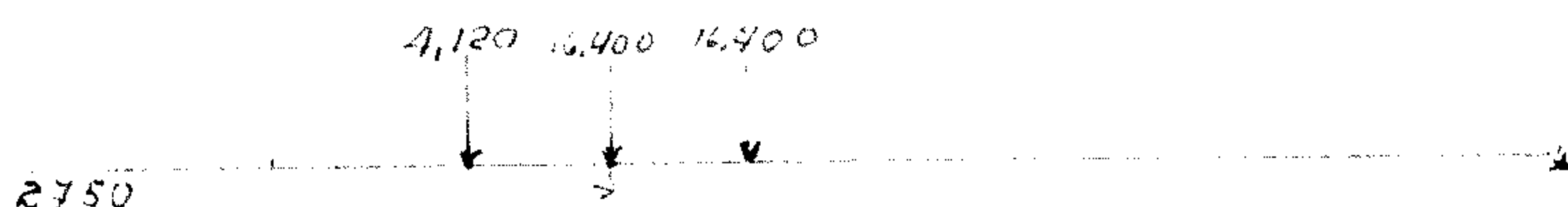


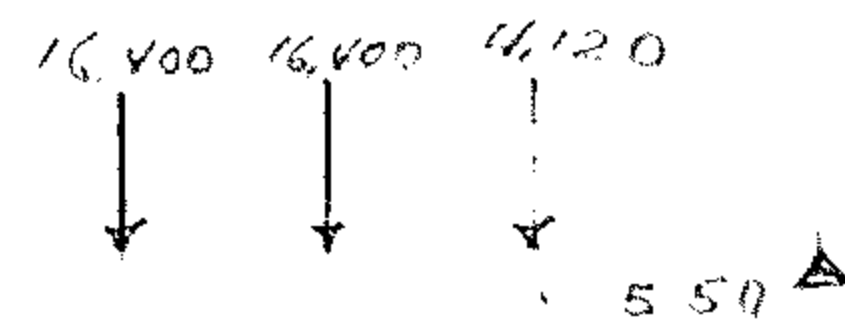
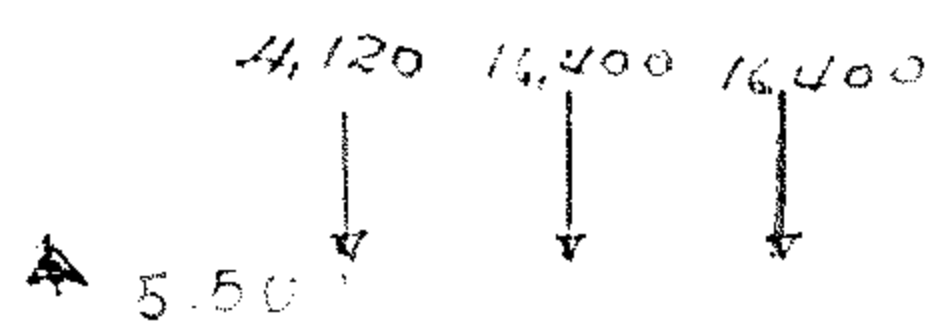
Considerando el impacto 30% se tiene que los momentos debido a la sobrecarga serán:

C L A V E

Para la posición del tren de carga que se indica en la lámina No.

MOMENTO POSITIVO		E M P U J E	
55x4,120 (0.0155)	3,510	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55 \times 0.222$	6,300
55x16,400(0.0469+0.0155)	56,500	$\frac{1}{8} \times 16,400(0.234+0.222)$	51,300
Momento Sobrecarga	60,010		57,600
Impacto = 0.30 x 60.010	18,000	0.30 x 57.600	17,280
Total	78,010		74,880

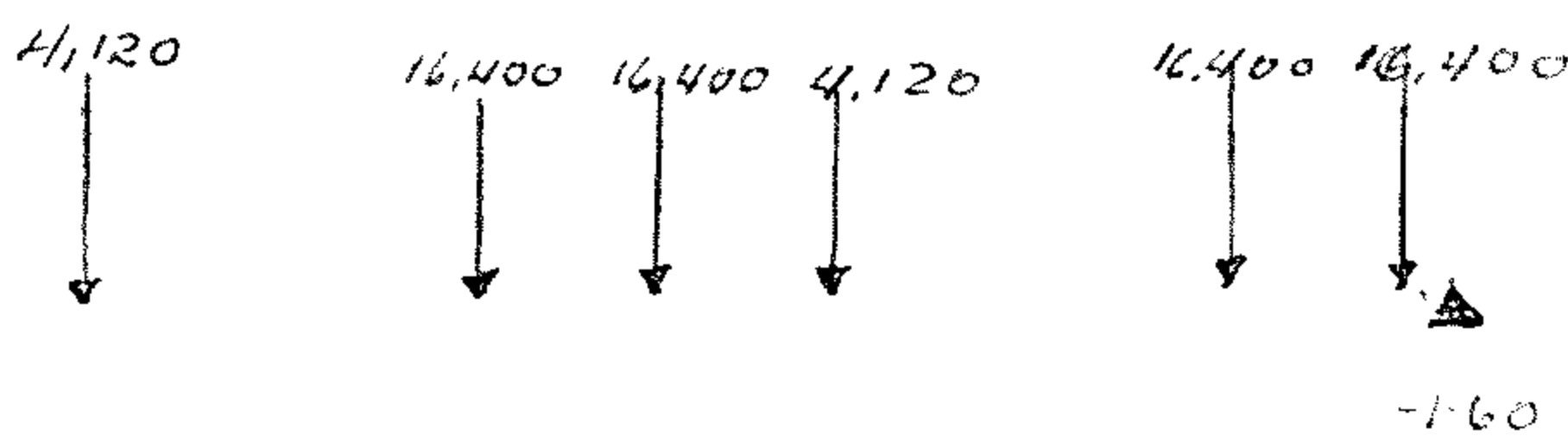




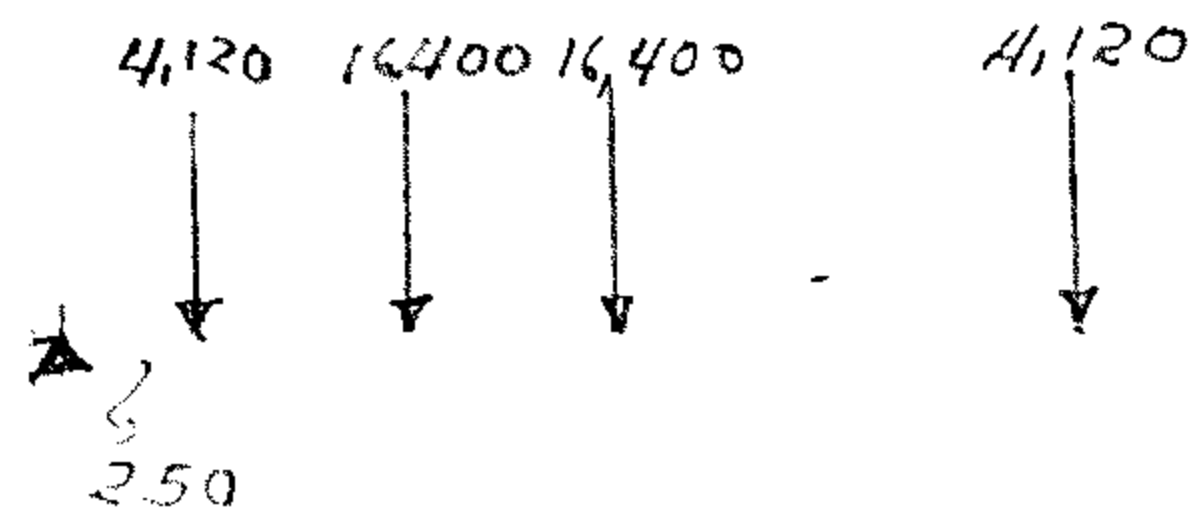
MOMENTO NEGATIVO		E M P U J E	
$4,120 \times 55 (0.00475 \uparrow 0.00475)$	2,150	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55 \times (0.028) \times 2$	1,590
$16,400 \times 55 (0.0127 \uparrow 0.0105) \times 2$	41,700	$\frac{1}{8} \times 16,400 \times 55 \times (0.078 \uparrow 0.132) \times 2$	47,400
Sobrecarga	43,850		48,990
Impacto (30%)	13,155	30%	14,697
<b>Total</b>	<b>57,005</b>		<b>63,587</b>

A R R A N Q U E

MOMENTO POSITIVO		E M P U J E	
$4,120 \times 55 (0.044 \uparrow 0.0015)$	10,300	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55 (0.217 \uparrow 0.146)$	10,250
$16,400 \times 55 (0.0498 \uparrow 0.04325 \uparrow 0.01925 \uparrow 0.003)$	113,000	$\frac{1}{8} \times 16,400 \times 55 (0.223 \uparrow 0.194 \uparrow 0.034 \uparrow 0.004)$	51,200
Sobrecarga	123,300		61,450
Impacto 30%	36,990	30%	18,435
<b>Total</b>	<b>160,290</b>		<b>79,885</b>



MOMENTO NEGATIVO		E M P U J E	
4,120x55(0.0365†0.0115)	10,900	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55(0.007 \dagger 0.0202)$	765
16,120x55(0.064†0.064)	116,000	$\frac{1}{8} \times 16,400 \times 55(0.044 \dagger 0.096)$	15,800
Sobrecarga	126,900		16,565
Impacto 30%	38,070	30%	4,970
<b>Total</b>	<b>164,970</b>		<b>21,535</b>

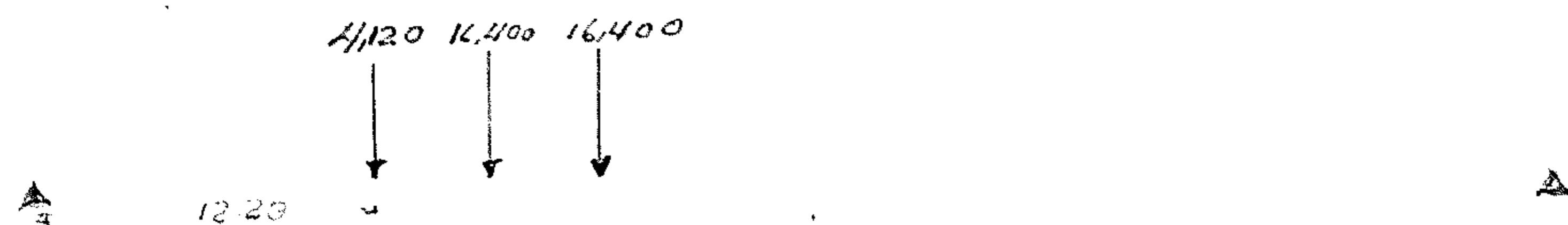


SECCION X = 0.10 L

MOMENTO POSITIVO		E M P U J E	
$4,120 \times 55 \times (0.0065 \uparrow 0.001)$	1,700	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55 (0.206 \uparrow 0.011)$	6,140
$16,400 (0.0255 \uparrow 0.003 \uparrow 0.0093 \uparrow 0.0085)$	41,700	$\frac{1}{8} 16,400 \times 55 (0.0304 \uparrow 0.004 \uparrow 0.165 \uparrow 0.112)$	35,000
Sobrecarga	43,400		41,140
Impacto 30%	13,020		12,342
Total	56,420		53,482



MOMENTO NEGATIVO		E M P U J E	
$4,120 \times 55 (0.012)$	2,720	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55 (0.112)$	3,180
$16,400 \times 55 (0.0179 \uparrow 0.0145)$	29,200	$\frac{1}{8} 16,400 \times 55 (0.1654 \uparrow 0.206)$	41,800
Sobrecarga	31,920		44,980
Impacto 30%	9,576		13,494
Total	41,496		58,474

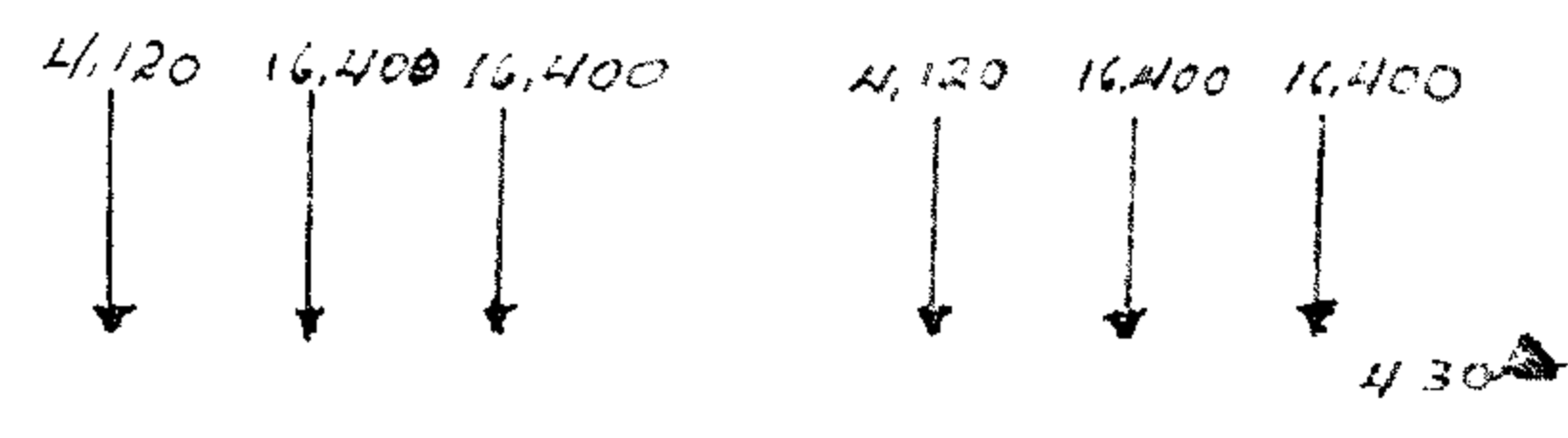


SECCION X = 0.20 L

MOMENTO POSITIVO		E M P U J E	
4120 x 55 x 0.02175	4,920	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55 \times 0.044$	1,250
16,400x55(0.0538+0.02175)	68,000	$\frac{1}{8} \times 16,400 \times 55 (0.096+0.150)$	27,800
Sobrecarga	72,920		29,715
Impacto 30%	21,876		8,715
<b>Total</b>	<b>94,796</b>		<b>37,765</b>



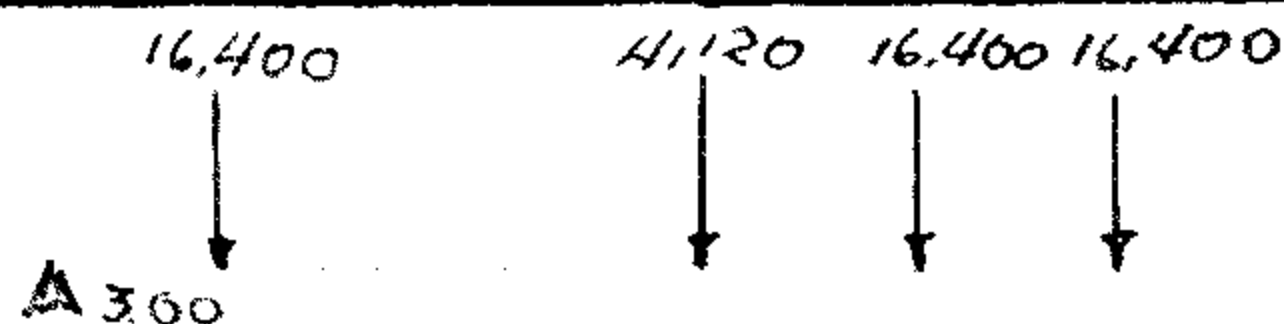
MOMENTO NEGATIVO		e m p u j e	
4120x55x(0.014+0.011)	5,650	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55 (0.227+0.12)$	9,800
16,400x55x(0.0198+0.198+ 0.005+0.00175)	42,200	$\frac{1}{8} \times 16,400 \times 55 (0.232+0.216++0.065+0.020)$	60,200
Sobrecarga	47,850		70,000
Impacto 30%	14,355		21,000
<b>Total</b>	<b>62,205</b>		<b>91,000</b>



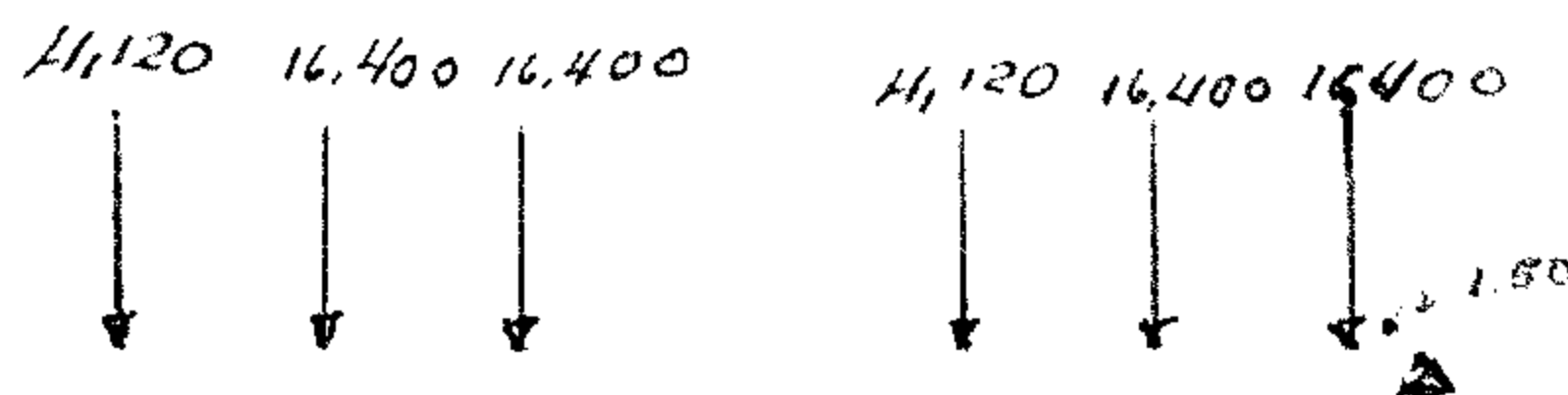


SECCION X = 0.30 L

MOMENTO POSITIVO		E M P U J E	
4,120x55(0.031)	7,020	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55 \times 0.112$	3,160
16,400x55(0.0595†0.22† 0.0015)	75,000	$\frac{1}{8} \times 16,400 \times 55 \times (0.1654†0.206†0.01)$	43,100
Sobrecarga	82,020		46,260
Impacto 30%	24,606		13,878
Total	106,626		60,138

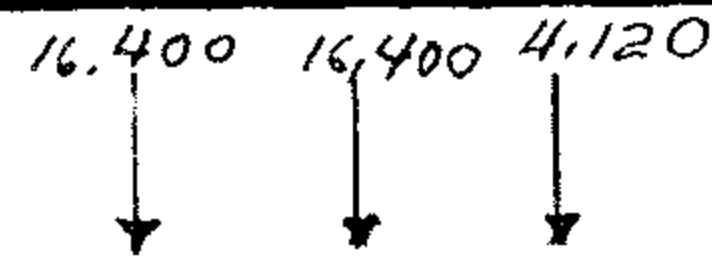


MOEMENTO NEGATIVO		E M P U J E	
4,120x55(0.0145†0.0155)	6,800	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55 (0.234†0.83)$	9,000
16,400x55(0.028†0.0255† 0.0065†0.001)	55,800	$\frac{1}{8} \times 16,400 \times 55 (0.202†0.172†0.032†0.004)$	47,000
Sobrecarga	62,600		56,000
Impacto 30%	18,780		16,800
Total	81,380		72,800

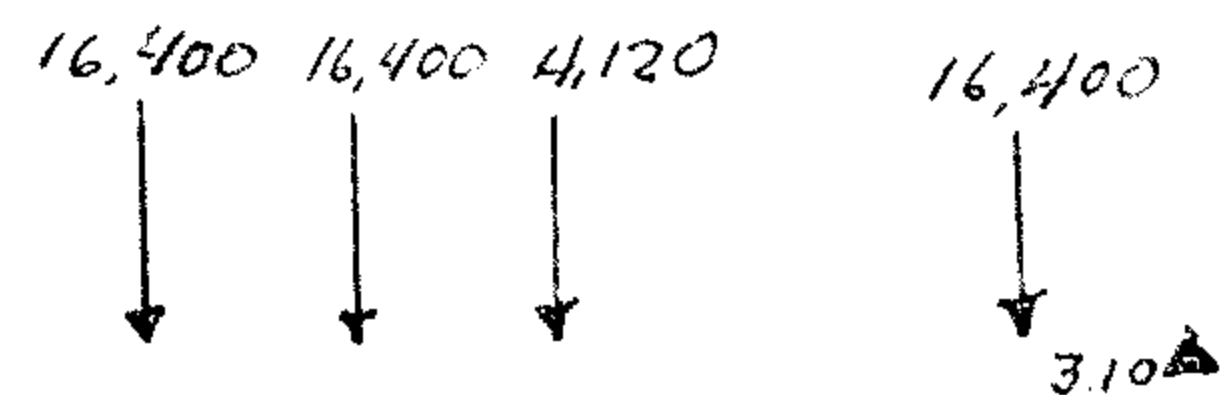
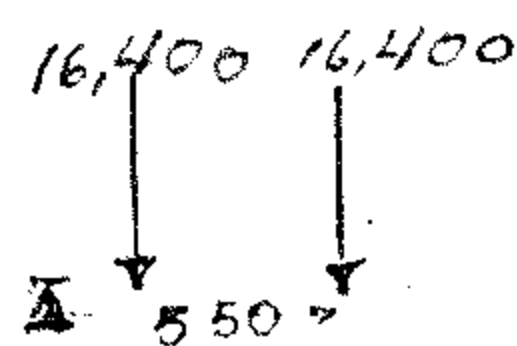


SECCION X = 0.40 L

MOMENTO POSITIVO		E M P U J E	
4,120x55(0.0155)	3,500	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55(0.232)$	6,660
16,400x55(0.0518+0.0215)	66,000	$\frac{1}{8} \times 16,400 \times 55(0.216+0.173)$	44,500
Sobrecarga	69,500		51,100
Impacto 30%	20,850		15,330
Total	90,350		66,430



MOMENTO NEGATIVO		E M P U J E	
4,120x55(0.0205)	4,620	$\frac{1}{8} \times 4,120 \times 55(0.112)$	3,160
16,400(0.0215+0.021+0.0020+ 0.0011+0.00025)	44,500	$\frac{1}{8} (0.208+0.1654+0.011+0.0304+0.004)$	47,200
Sobrecarga	49,120		50,360
Impacto 30%	14,736		15,108
Total	63,856		65,468



ESFUERZOS DEBIDOS A LA VARIACION DE TEMPERATURA

Considerando que en el lugar en que está situado el puente hay una variación de temperatura de  $\pm 20^{\circ}\text{C}$ .

El empuje debido a la temperatura está dado por la fórmula:

$$H_t = \pm \frac{45 \alpha t \cdot E \times I_c}{4 f^2}$$

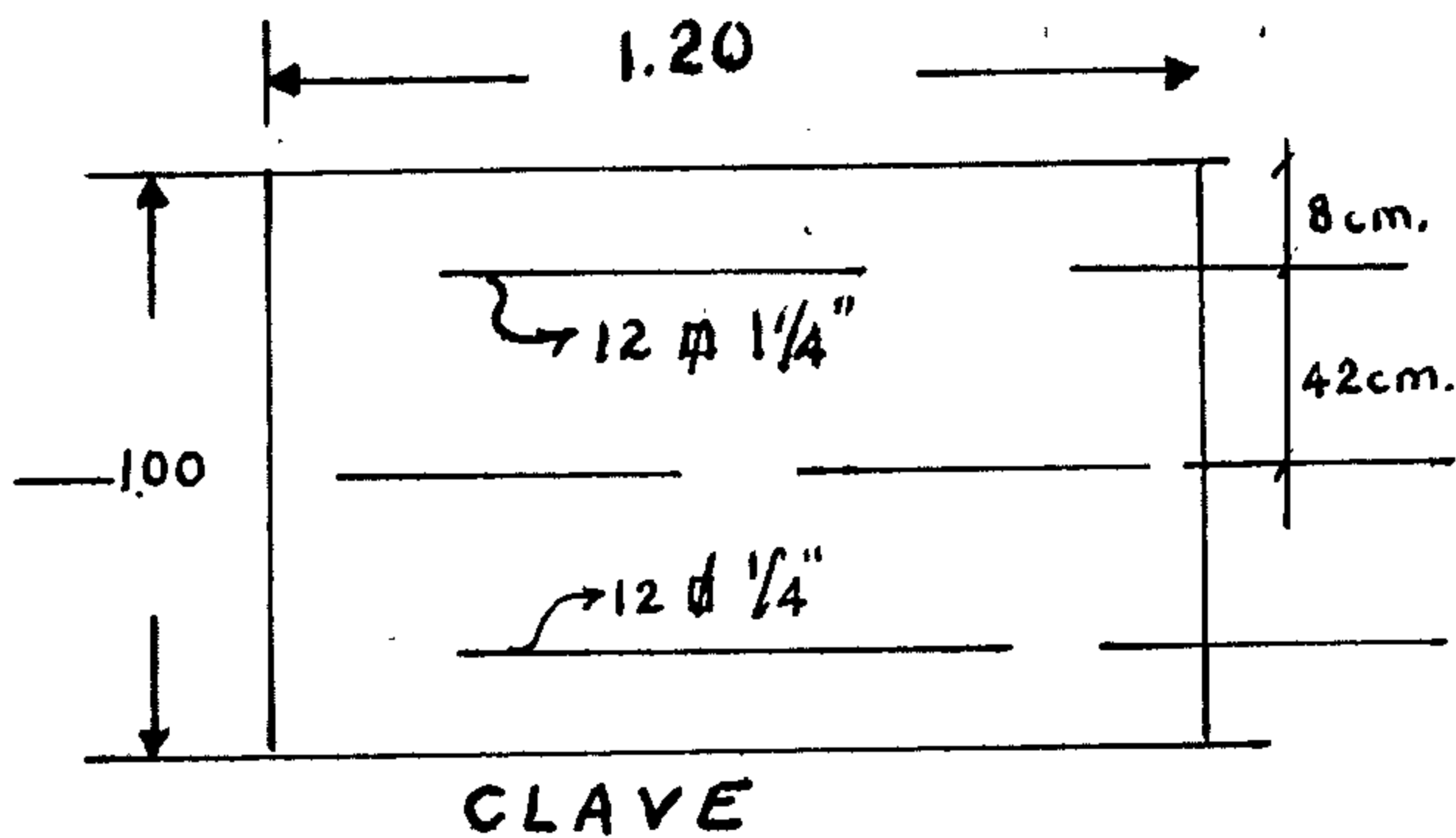
En la que:

$$\alpha = 0.00011$$

$$t = 20^{\circ}\text{C}$$

$$E = 1000 f'c = 210,000 \text{ Kgr./cm}^2.$$

$I_c =$  Momento de inercia del concreto + Momento de inercia del refuerzo en  $\text{cm}^4$ .



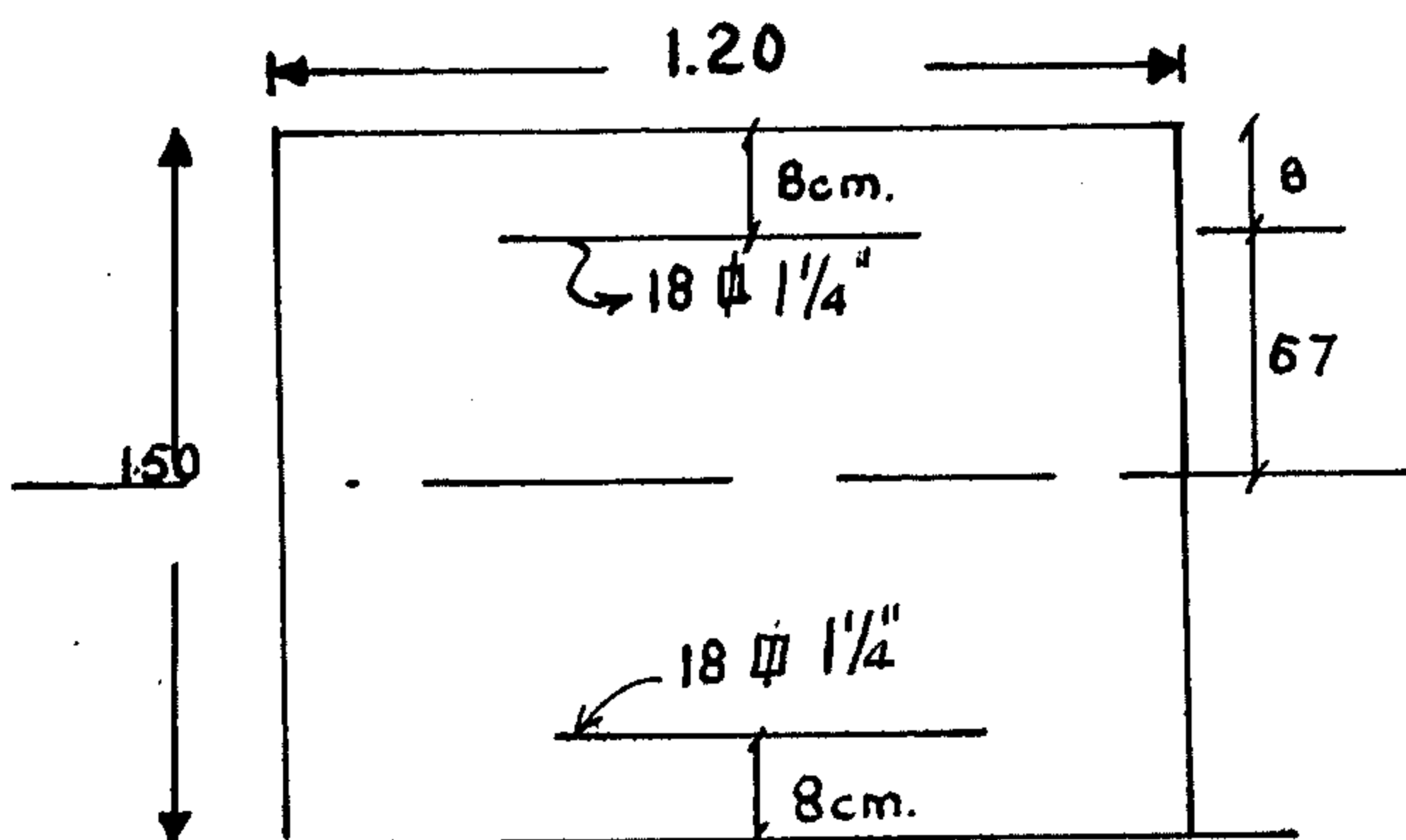
El acero minimo será:

$$\text{Clave-As} = 0.01bh = 0.01 \times 120 \times 100 = 120 \text{ cm}^2$$

$$\text{arriba y abajo} = 12 \times 1 \frac{1}{4} = 120.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Arranque} = \text{As} = 0.01bh = 0.01 \times 120 \times 150 = 180 \text{ cm}^2$$

$$\text{arriba y abajo} = 18 \times 1 \frac{1}{4} = 181.44 \text{ cm}^2$$



$I_c =$  I concreto + I refuerzo

$$I_c = \frac{bh^3}{12} + (n-1)A d^2 \times 2$$

$$I_c = \frac{120 \times 100^3}{12} + (10.1)120.96 \times 42^2 \times 2$$

$$I_c = 10'000,000 + 3'850,000 = 13'850,000$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$H_t = \frac{45 \times 0.000011 \times 20 \times 210,000 \times 13'850,000}{4 \times 800^2} = 11,200 \text{ Kg.}$$

$H_t = 11,400$
----------------

### Momentos producidos para variación de Temperatura

Es igual al empuje actuando al nivel del centro elástico por su brazo de palanca.

$$\text{Brazo de palanca en la clave} = \frac{1}{3} f = \frac{1}{3} \times 8 = 2.67$$

"	"	"	"	el arranque	=	$\frac{2}{3}f = \frac{2}{3} \times 8 =$	5.33	
"	"	"	"	sección x	=	$0.1L = (5.33 - 2.88)$	= 2.45	
"	"	"	"	"	x	=	$0.2L = (5.33 - 5.12)$	= 0.21
"	"	"	"	"	x	=	$0.3L = (6.72 - 5.33)$	= 1.39
"	"	"	"	"	x	=	$0.4L = (7.68 - 5.33)$	= 2.35

Por lo tanto, los momentos serán:

$$\text{En la clave} = 11,400 \times 2.67 = 30,500 \text{ Kgm.}$$

$$\text{En el arranque} = 11,400 \times 5,33 = 61,000 \text{ Kgm.}$$

$$\text{En la sección } x = 0.1 L = 11,400 \times 2.45 = 28,400 \text{ Kgm.}$$

$$\text{" " " } x = 0.2 L = 11,400 \times 0.21 = 2,400 \text{ "}$$

$$\text{" " " } x = 0.3 L = 11,400 \times 139 = 15,800 \text{ "}$$

$$\text{" " " } x = 0.4 L = 11,400 \times 2.35 = 27,000 \text{ "}$$

COMPROBACION DE LAS SECCIONES

Formando el siguiente cuadro de esfuerzos máximos en las secciones estudiadas:

C L A V E	Mom.Máx(+)	Empuje	Mom.Máx(-)	Empuje
Peso propio	0	†370,000	0	†370,000
Sobrecarga†Impacto	† 78,010	† 74,880	-57,005	† 63,587
Temperatura	† 30,500	- 11,400	-30,500	† 11,400
<b>T O T A L</b>	<b>†108,510</b>	<b>†433,480</b>	<b>-87,505</b>	<b>†444,987</b>

Sección 0.1 L

Peso propio	0	†370,000	0	†370,000
Sobrecarga†Impacto	†56,420	† 53,482	-41,496	†58,474
Temperatura	†28,400	- 11,400	-28,400	† 11,400
<b>T O T A L</b>	<b>†84,820</b>	<b>†412,082</b>	<b>-69,896</b>	<b>†439,874</b>

Sección 0.2 L

Peso propio	0	†370,000	0	370,000
Sobrecarga†Impacto	†94,796	† 37,765	-62,205	† 91,000
Temperatura	† 2,400	- 11,400	- 2,400	† 11,400
<b>T O T A L</b>	<b>†97,196</b>	<b>†396,365</b>	<b>-64,605</b>	<b>†472,400</b>

Sección 0.3 L				
Peso propio	0	†370,000	0	370,000
Sobrecarga†Impacto	†106,626	† 60,138	-81,380	† 72,800
Temperatura	† 15,800	- 11,400	-15,800	† 11,400
<b>T O T A L</b>	<b>†122,426</b>	<b>†418,738</b>	<b>-97,180</b>	<b>†454,200</b>

SEcción 0.4 L				
Peso propio	0	†370,000	0	†370,000
Sobrecarga†Impacto	† 90,350	† 66,430	-63,856	† 65,468
Temperatura	† 27,000	- 11,400	-27,000	† 11,400
<b>T O T A L</b>	<b>†117,350</b>	<b>†425,030</b>	<b>-90,856</b>	<b>†446,868</b>

A R R A N Q U E				
Peso propio	0	†370,000	0	†370,000
Sobrecarga†Impacto	†160,290	† 79,885	-164,970	† 21,535
Temperatura	† 61,000	† 11,400	- 61,000	- 11,400
<b>T O T A L</b>	<b>†221,290</b>	<b>†461,285</b>	<b>-225,970</b>	<b>†380,135</b>

SECCION EN LA CLAVE

Los esfuerzos máximos son:  $f_c = 84 \text{ Kg/cm}^2$  y  
 $f_a = 1400 \text{ Kg/cm}^2$ .

Momento Máximo =  $M = 108,510 \text{ Kgms.}$

Fuerza Axial =  $N = 433,480 \text{ Kgr.}$

Sección Transversal:  $1,00 \times 1.20 \text{ mt.}$

Cuantía:  $p = 0.02$

$$\text{Excentricidad: } e = \frac{M}{N} = \frac{10851000}{433480} = 25 \text{ cms.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{25}{100} = 0.25 \quad (\text{II Caso})$$

$$\frac{t}{e} = \frac{100}{25} = 4.00 \quad \frac{d'}{t} = \frac{8}{100} = 0.08 \cong 0.10$$

$$pn = 0.02 \times 10 = 0.2$$

Con estos valores entre al gráfico del libro de Peabody, Pág. 520 y se obtiene:

$$C_a = 7.8$$

Luego el máximo esfuerzo de compresión es la sección será:

$$f_c = C_2 \frac{M}{bt^2} = 7.8 \frac{10851000}{120 \times 100^2} = 71 \text{ Kgr/cm}^2 < 84 \text{ Kg/cm}^2$$

El máximo esfuerzo en la armadura será:

$$f'_s = (n-1) \frac{Kt-d'}{Kt} f_c = 9 \frac{0.375 \times 100 - 8}{0.375 \times 100} \times 71 = 510 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

El máximo esfuerzo de tracción en la armadura será:

$$f_s = n \frac{d-Kt}{Kt} f_c = 10 \frac{92-0.375 \times 100}{0.375 \times 100} \times 63 = 1,030 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

El área de acero para esta sección, será:

$$A_s = 0.02 \times 100 \times 1.20 = 240 \text{ cm}^2 \quad 24 \phi 1 \frac{1}{4}$$

SECCION = 0.10 L

$$M = 84,820 \text{ Kgr.}$$

$$N = 412,082 \text{ Kgr.}$$

Sección transversal: 1.24 x 1.20 mts.

Cuantía  $p = 0.02$

$$\text{Excentricidad: } e = \frac{M}{N} = \frac{8482000}{412082} = 20.5$$

$$\frac{e}{t} = \frac{205}{124} = 0.166 \quad (\text{I caso})$$

$$\frac{d'}{t} = \frac{8}{124} = 0.065 \approx 0.10$$

$$(n-1) p = 9 \times 0.02 = 0.18$$

Con estos valores entro en el gráfico de Peabody,

Pág. No. 515 y obtengo:

$$C_1 = 1.60$$



$$f_c = \frac{N}{b t} \cdot C_1 = \frac{412,082}{120 \times 124} \times 1.60 = 44.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

El acero será  $A_s = 0.02 \times 120 \times 1.24 = 300 \text{ cm}^2$ .

$$30 \phi 1\frac{1}{4}$$

Cálculo del esfuerzo permisible

$$f_a = \frac{0.8(0.225 f'_c + p s)}{1 + (n-1)p} = \frac{0.8(0.225 \times 210 + 0.02 \times 1,400)}{1 + (10-1) 0.02} = \frac{0.8 \times 75.3}{1.18} = 51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = \frac{f_a}{f_c} = \frac{51}{0.4 \times 210} = \frac{51}{84} = 0.61$$

$$\left. \begin{array}{l} (n-1) p = 0.18 \\ \frac{d'}{t} = \frac{8}{124} = 0.065 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Con estos valores entro al gráfico} \\ \text{de Peabody, pág. No.524 y obtengo:} \\ D = 5.15 \end{array}$$

El esfuerzo permisible en la columna sometida a flexión compuesta es:

$$f_p = f_a \frac{t + D c}{t + c D} = 51 \frac{124 + 5.15 \times 20.5}{124 + 0.61 \times 5.15 \times 20.5} = 51 \frac{124 + 106}{124 + 64.5}$$

$$f_p = 51 = \frac{230}{188.5} = 60 \text{ Kgr/m}^2$$

$$f_c < f_p = 44.5 \text{ Kgr/cm}^2 < 60 \text{ Kgr/cm}^2 \text{ bien}$$

SECCION = 0.20 L

$$M = 97,196$$

$$N = 396,365$$

Sección transversal = 1.12 x 1.20

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9719600}{396365} = 0.245$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.245}{1.12} = 0.22 \quad (\text{II Caso})$$

$$\frac{t}{e} = \frac{1.12}{0.245} = 4.6$$

$$\frac{d'}{e} = \frac{8}{112} = 0.072 \cong 0.10 \quad pn = 0.02 \times 10 = 0.2$$

$$C_2 = 8.20$$

$$f_c = C_2 \frac{M}{b t^2} = 8.20 \frac{9719600}{120 \times 112^2} = 53 \text{ Kg/cm}^2 < 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_s = (n-1) \frac{Kt-d}{Kt} f_c = 9 \frac{0.375 \times 112 - 8}{0.375 \times 112} \times 53 = 390 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = n \frac{d-Kt}{Kt} f_c = 10 \frac{104 - 0.375 \times 112}{0.375 \times 112} \times 53 = 780 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

El acero será:

$$A_s = 0.02 \times 112 \times 120 = 270 \text{ cm}^2 \quad 28 \text{ } \cancel{\text{mm}} \text{ } 1 \frac{1}{4}''$$

SECCION = 0.30 L

$$M = 122,426 \text{ Kgs.}$$

$$N = 418,738 \text{ Kgr.}$$

$$\text{Sección transversal} = 1.05 \times 1.20$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12242600}{418738} = 0.295$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.295}{1.05} = 0.28 \quad (\text{II caso})$$

$$\frac{t}{e} = \frac{1.05}{0.295} = 3.6$$

$$\frac{d'}{t} = \frac{8}{1.05} = 0.076 \approx 0.10 \quad pn = 0.02 \times 10 = 0.20$$

$$c_2 = 7.5$$

$$f_c = c_2 \frac{M}{bt^2} = 7.5 \frac{12242600}{120 \times 105^2} = 69 \text{ Kg/cm}^2 < 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_s = (n-1) \frac{Kt-d'}{Kt} f_c = 9 \times \frac{0.375 \times 105 - 8}{0.375 \times 105} \times 69 = 500 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = n \frac{d-Kt}{Kt} f_c = 10 \frac{97 - 375 \times 105}{.375 \times 105} \times 69 = 1,000 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

El acero será:

$$As = 0.02 \times 105 \times 120 = 255 \text{ cm}^2 \quad 26 \text{ } \phi 1\frac{1}{4}''$$

SECCION = 0.40 L

$$M = 117,350 \text{ Kgr.}$$

$$N = 425,030 \text{ Kgr.}$$

$$\text{Sección transversal} = 1.005 \times 1.20$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{117350}{425030} = 0.275$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.275}{1.005} = 0.275 \quad (\text{II Caso})$$

$$\frac{t}{e} = \frac{1.005}{0.275} = 3.65$$

$$\frac{d'}{t} = \frac{8}{1.005} = 0.08 \cong 0.10 \quad p_n = 0.02 \times 10 = 0.20$$

$$C_2 = 7.6$$

$$f_c = C_2 \frac{M}{bt^2} = 7.6 \frac{11735000}{120 \times 100.5^2} = 74 \text{ Kg/cm}^2 < 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = (n-1) \frac{Kt-d'}{Kt} f_c = 9 \times \frac{0.37 \times 100.5 - 8}{0.375 \times 100.5} \times 74 = 520 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = n \frac{d-Kt}{Kt} f_c = 10 \frac{92.5 - 0.375 \times 100.5}{0.375 \times 100.5} \times 74 = 890 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

El acero será:

$$A_s = 0.02 \times 100.5 \times 120 = 240 \text{ cm}^2 \quad 24 \nabla 1 \frac{1}{4}''$$

ARRANQUE

$$M = 225,970 \text{ Kgr.}$$

$$N = 380,135 \text{ Kgr.}$$

$$\text{Sección transversal} = 1.50 \times 1.20$$

$$e = \frac{225\,970\,000}{380\,135} = 0.595$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.595}{1.50} = 0.395 \quad (\text{II Caso})$$

$$\frac{t}{e} = \frac{1.50}{0.595} = 2.5$$

$$\frac{d'}{t} = \frac{8}{1.50} = 0.05 \quad p_n = 0.02 \times 10 = 0.20$$

$$C_2 = 6.5$$

$$f_c = C_2 \frac{M}{bt^2} = 6.5 \frac{22597000}{1.20 \times 1.50^2} = 55 \text{ Kg/cm}^2 < 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s' = (n-1) \frac{Kt-d'}{Kt} f_c = 9 \frac{0.375 \times 150 - 8}{0.375 \times 150} 55 = 425 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = n \frac{d-Kt}{Kt} f_c = 10 \frac{142-56}{56} 55 = 850 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

El área de acero será:

$$A_s = 0.02 \times 150 \times 120 = 360 \text{ cm}^2 \quad 36 \text{ } \cancel{\phi} \frac{1}{4}''$$

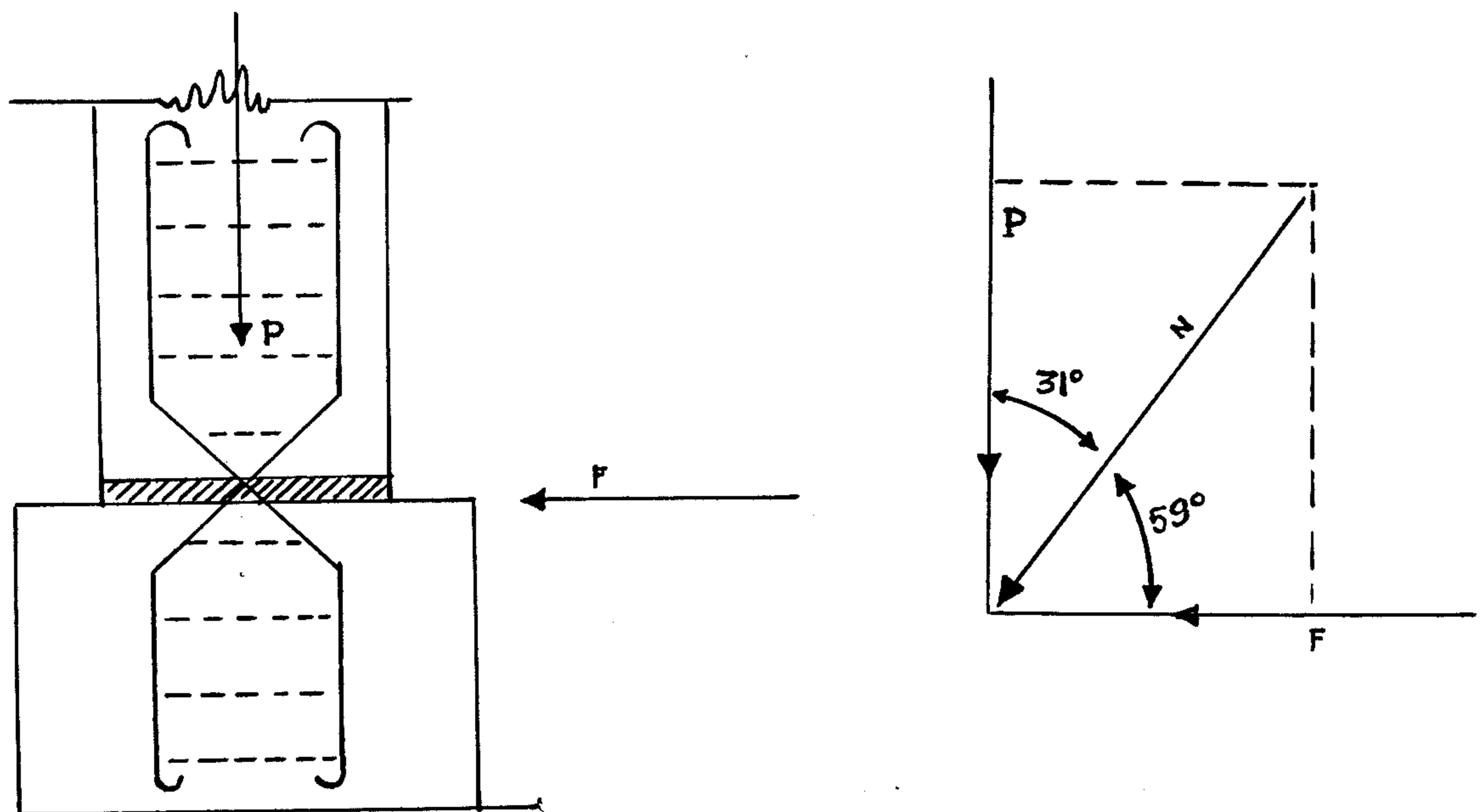
Cálculo de la articulación de la columna del pórtico con el arco

En la cabeza de la columna, como se ha visto anteriormente actúa un momento de  $M = 11,870$  Kgrs. y una carga de:

$$P = 24,771 \text{ Kgrs.}$$

La fuerza de corte que actúa en la articulación es

$$F = \frac{M}{h} = \frac{11,870}{0.80} = 14,800 \text{ Kgr.}$$



$$N = P \text{ sen.}59^\circ + F \text{ sen.}31^\circ = 24,771 \times 0.855 + 14,800 \times 0.515 =$$
$$N = 21,300 + 7.650 = 28,950 \text{ Kgr.}$$

Si se considera que la carga de trabajo en el acero es  $800 \text{ Kgr/cm}^2$  y que el concreto no toma nada por haber sido debilitada la sección, se tendrá que el área de acero

necesario será de:

$$A_s = \frac{28,950}{800} = 36.5 \text{ cm}^2 \quad 10 \text{ } \varnothing \text{ } 7/8''$$

El área de acero necesario para el esfuerzo de corte originado por la fuerza F y la necesaria por aplastamiento de la fuerza P es menor que la hallada anteriormente.

### Cálculo de los estribos

Considerando estribos de 1/2" se tendrá que la separación entre ellas será:

$$s = \frac{a_s f_s j d}{V_s} = \frac{2 \times 1.27 \times 800 \times 0.875 \times 55}{14,800} = 6.5 \text{ cms.}$$

---

CALCULO DE LOS ESTRIBOS

10.) Estribo del puente

Será de concreto armado, en la parte superior, irá apoyado contra el tablero de la superestructura, y en la parte inferior irá articulado al estribo del arco para que no le trasmita ningún momento.

Para el cálculo, emplearé el método expuesto en el libro de Taylor Thompson Smulski.



Fórmulas a aplicarse:

$$R_u = \frac{1}{6} (p' + 2p)h$$

$$R = \frac{1}{6} (2p' + p)h$$

Punto de máximo momento:

$$x = \frac{P}{P' - P} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{3} \left( \frac{P'}{P} + 2 \right) \left( \frac{P'}{P} - 1 \right)} \right] h$$

Máximo momento de flexión:

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{18} x \frac{\frac{x}{h} \left( 3 \frac{P}{P' - P} + 2 \frac{x}{h} \right)}{2 \frac{P}{P' - P} + \frac{x}{h}} (p' + 2p) h^2$$

En donde:

P = Presión unitaria en la parte superior del estribo.

p' = Presión unitaria en la parte inferior del estribo.

h = Altura libre del estribo en metros.

### Cálculo de las presiones unitarias

Se tiene los valores:

$$h = 7.80 \text{ mts.}$$

$$h' = 0.30$$

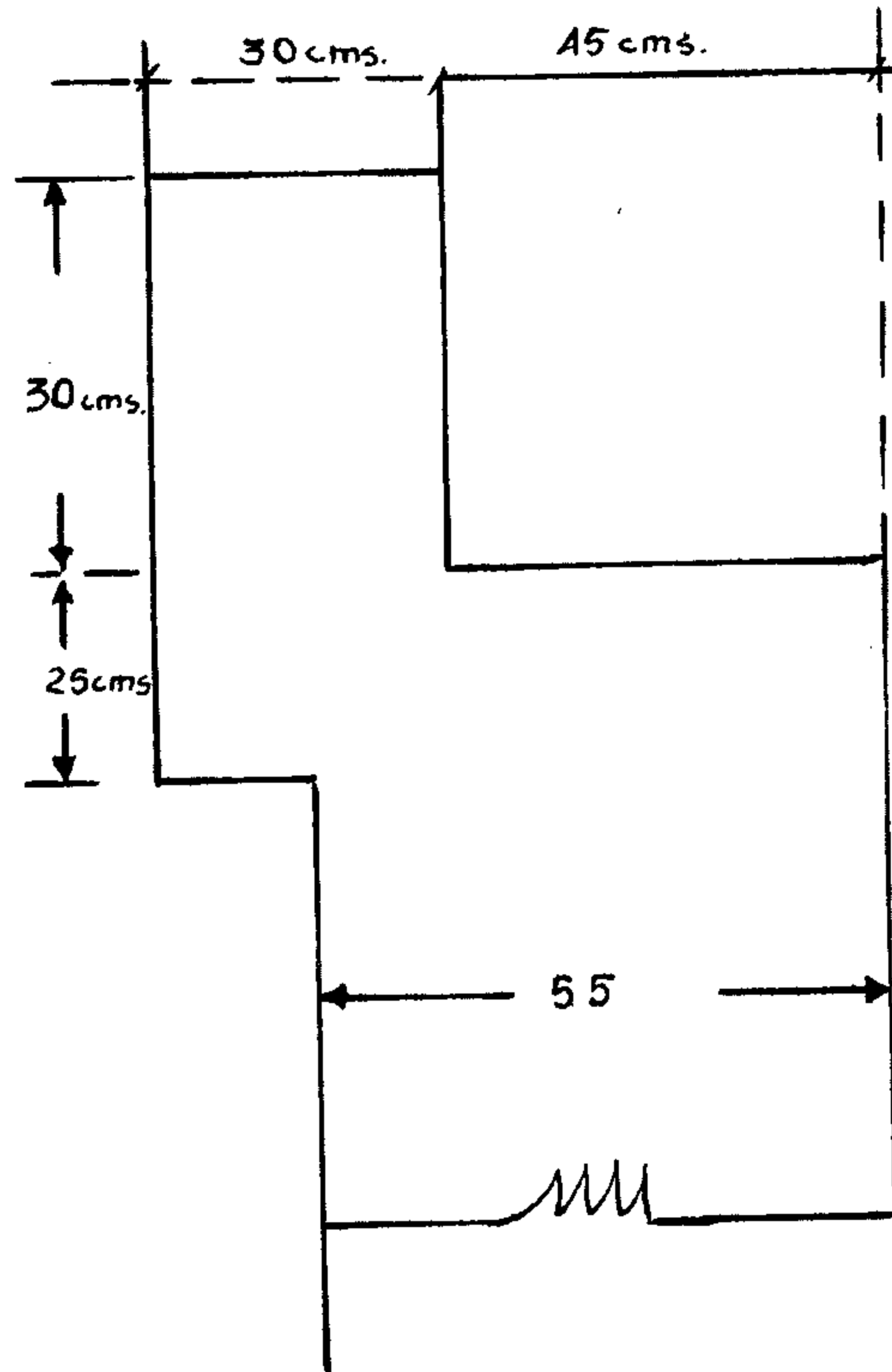
$$c = 0.27 \text{ ángulo de reposo de } 35^\circ$$

$$\omega = 1,600 \text{ Kgr/m}^3 \text{ peso específico del material de relleno.}$$

$$H = h + h' = 7.80 + 0.30 = 8.10$$

$$P = \omega h'c = 1,600 \times 0.30 \times 0.27 = 130 \text{ Kgr/m}^2$$

$$P' = \omega Hc = 1,600 \times 8.10 \times 0.27 = 3,500 \text{ "}$$



### Cálculo de las reacciones

$$R_u = \frac{1}{6} (3,500 + 2 \times 130) \times 8.10 = 5,100 \text{ Kgr.}$$

$$R_l = \frac{1}{6} (2 \times 3,500 + 130) \times 8.10 = 9,650 \text{ Kgr.}$$

Punto de momento máximo:

$$\frac{P}{P' - P} = \frac{130}{3,500 - 130} = \frac{130}{3,370} = 0.0385$$

$$\frac{P'}{P} = \frac{3,500}{130} = 27$$

$$x = 0.0385 \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{3} (27+2) (27-1)} \right] 8.10 = 4.40 \text{ m.}$$

$x = 4.40 \text{ m.}$
-----------------------

Cálculo del momento máximo

$$\frac{x}{h} = \frac{4.40}{7.80} = 0.565$$

$$p' + 2p = 3,500 + 2 \times 130 = 3,760$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{2} \times \frac{0.565(3 \times 0.0385 + 2 \times 0.565)}{2 \times 0.0385 + 0.565} \times 3,760 \times 7.80^2$$

$M_{\text{máx}} = 14,000 \text{ Kgm.}$
--

Cálculo de la Carga Vertical

Losa: 0.25 x 2,400 x 1.90	1,140 Kgr/m.l
Asfalto: 0.05 x 2,000 x 1.90	190 "
Baranda	280 "
Columna baranda	58 "
Sardinel 0.60 x 0.25 x 1.90 x 2,400	680 "
Peso propio del estribo	<u>10,700</u>
Fuerza Vertical	13,040 Kgr/m.l.

### Cálculo del Refuerzo

a) Considerando Sobrecarga:

El caso más desfavorable es cuando las ruedas de los camiones estén sobre el propio estribo. Esta sobrecarga se considera repartida en todo el ancho del estribo que es de 7.20 mts.

Peso de las 4 ruedas:  $4 \times 7,300 = 29,200$  Kgr.

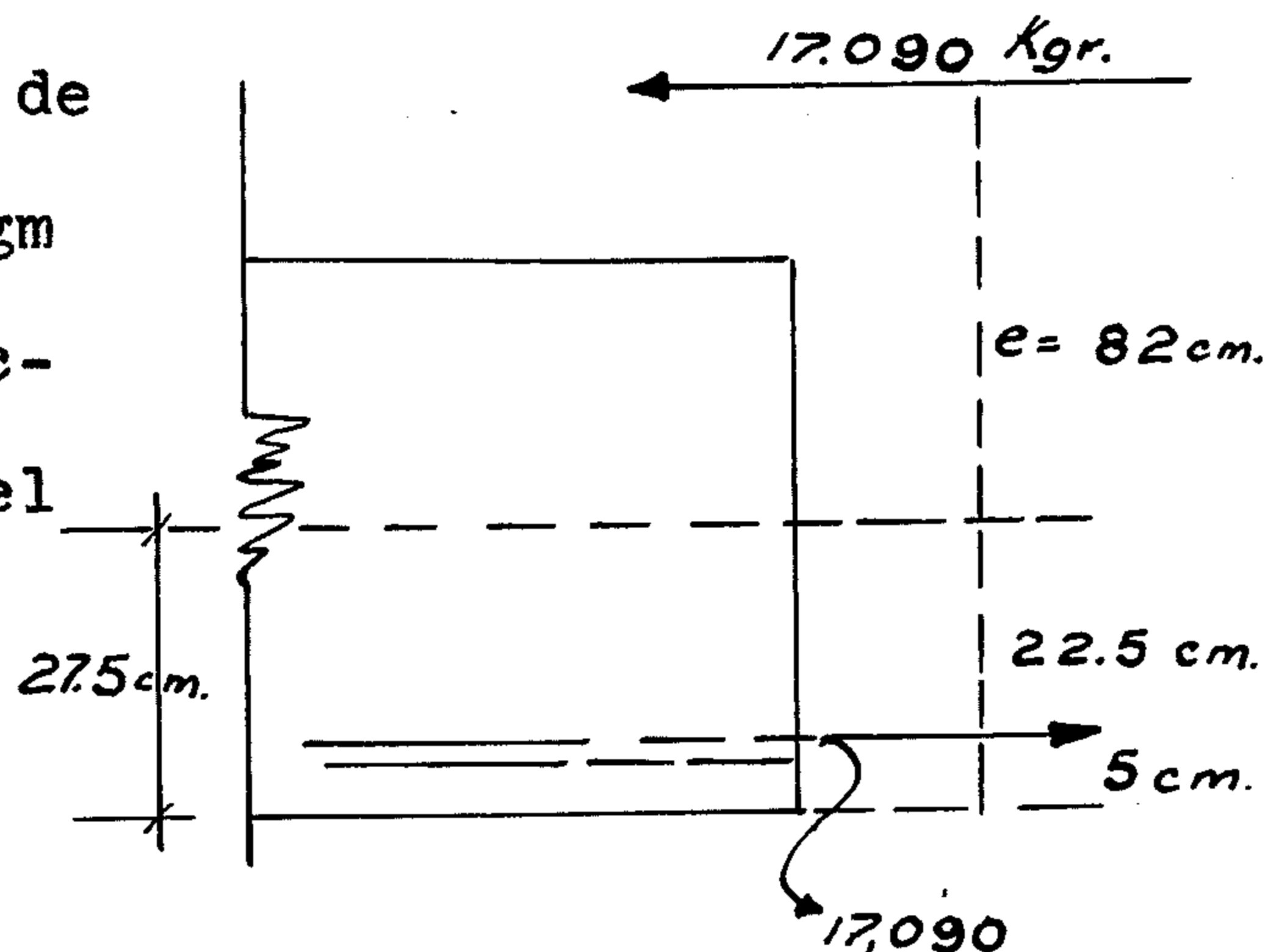
s/c por metro:  $\frac{29,200}{7.20} = 4,050$  Kgr/m.l

Fuerza vertical total =  $13,040 + 4.050 = 17,090$  Kgr.

El momento de 14,000 Kgrm. y el empuje de 17,090 Kgr. son equivalentes a una carga que actuará a una distancia del eje igual a

$$e = \frac{1400000}{17090} = 82 \text{ cms.}$$

Esto equivale a un momento de  $17,090(82+225) = 1780,000$  Kgm y a una fuerza de 17,090 actuando directamente sobre el acero



$$K = \frac{M}{bd^2} = \frac{1780,000}{100 \times 50^2} = 7.10 \text{ Kgr/cm}^2 = 100 \text{ lbs/pda}^2$$

$$f_s = 20,000 \text{ Lbs/pda}^2$$

Con estos datos entro al gráfico del libro de Peabody página No. 505 y obtengo:

$$f_c = 680 \text{ Lbs/pda}^2 = 48 \text{ Kgr/cm}^2 < 63 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$p = 0.0055$$

Luego el refuerzo será:

$$A'_s = 0.0055 \times 100 \times 50 = 27.5 \text{ cm}^2$$

$$A''_s = \frac{17,090}{100 \times 50} = 12.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15.3 \text{ cm}^2$$

b) Sin considerar la sobrecarga

$$\text{Momento} = M = 14,000 \text{ Kgrm.}$$

$$\text{Fuerza vertical} = F = 13,040 \text{ Kgr.}$$

$$e = \frac{1400000}{13040} = 108 \text{ cms.}$$

$$M = 13,040(108 + 22.5) = 13,040 \times 1305 = 1700,000 \text{ Kgr-cm.}$$

$$K = \frac{1700,000}{100 \times 50^2} = 6.8 \text{ Kgr/cm}^2 = 97 \text{ lbs/pda}^2$$

$$f_s = 20,000 \text{ Lbs/pda}^2$$

$$f_c = 660 \text{ lbs/pda}^2 = 46.5 \text{ Kgr/cm}^2 < 63 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$p = 0.0054$$

El area de acero necesario será:

$$A'_s = 0.0054 \times 100 \times 50 = 27.0 \text{ cm}^2$$

$$A''_s = \frac{13,040}{1400} = \frac{9.3}{A_s = 17.7 \text{ cm}^2/\text{m.l.}}$$

Es decir  $\phi 3/4'' @ 16 \text{ cms.}$

### Cálculo de la base del estribo

Corte en la base:  $R_q = 9,650 \text{ Kgr.}$

$$b = 100 \text{ cms.} \quad d = 35 \text{ cms.}$$

$$A_c = 100 \times 45 = 4,500 \text{ cm}^2$$

Corte Unitario:

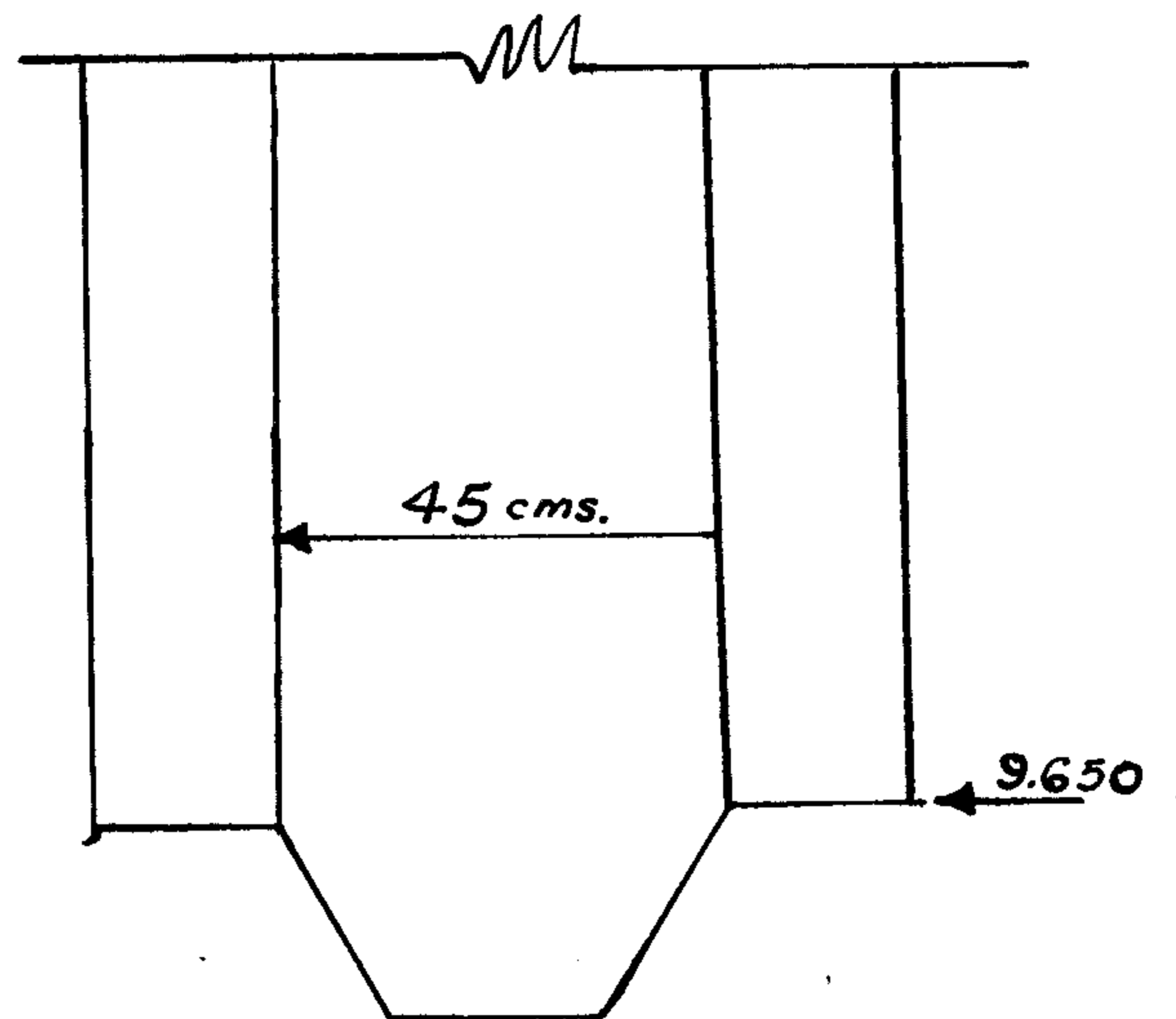
$$v = \frac{9650}{4500} = 2.15 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$2.15 \text{ Kgr/cm}^2 < 2.8 \text{ Kgr/cm}^2$$

La fuerza que tiende a separar el estribo del puente es 9,650 Kgr. suponiendo  $\phi 3/4 @ 16 \text{ cms.}$ , se tendrá por metro 6  $\phi 3/4''$

$$\Sigma o = 6 \times 6 = 36$$

$$\mu = 0.05 f'_c = 0.05 \times 140 = 7 \text{ Kgr/cm}^2$$



$$R_e = \sum o Lu \quad L = \frac{Re}{o} = \frac{9650}{7 \times 36} = 38.6 \text{ cms.}$$

Luego los 6  $\phi$  3/4" se anclarán en ambos estribos una longitud de 50 cms. para mayor seguridad.

### Resistencia de la corniza al corte

$$\text{Area resistente} = 30 \times 100 = 3,000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fuerza de corte: } R_u = 5,100 \text{ Kgr.}$$

$$\frac{5,100}{3000} = 1.7 \text{ Kgr/cm}^2 < 2.8 \text{ Kgr/cm}^2$$

### Acero de Distribución

Consideramos un porcentaje de 0.002, luego se tendrá que el área de acero por metro lineal de estribo será:

$$A_s = 0.002 \times 55 \times 100 = 11 \text{ cm}^2$$

Se coloca los 2/3 de esta área en la cara exterior

o sea:

$$A_s' = \frac{2}{3} \times 11 = 7.33 \text{ cm}^2 \quad \phi \frac{1}{2}'' @ 16 \text{ cm.}$$

En la cara interior se tendrá:

$$A_s'' = \frac{1}{3} A_s = \frac{11}{3} = 3.66 \text{ cm}^2 \quad \phi \frac{1}{2}'' @ 32 \text{ cms.}$$

$$R_e = \sum o Lu \quad L = \frac{Re}{o} = \frac{9650}{7 \times 36} = 38.6 \text{ cms.}$$

Luego los 6  $\phi$  3/4" se anclarán en ambos estribos una longitud de 50 cms. para mayor seguridad.

### Resistencia de la corniza al corte

$$\text{Area resistente} = 30 \times 100 = 3,000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fuerza de corte: } R_u = 5,100 \text{ Kgr.}$$

$$\frac{5,100}{3000} = 1.7 \text{ Kgr/cm}^2 < 2.8 \text{ Kgr/cm}^2$$

### Acero de Distribución

Consideramos un porcentaje de 0.002, luego se tendrá que el área de acero por metro lineal de estribo será:

$$A_s = 0.002 \times 55 \times 100 = 11 \text{ cm}^2$$

Se coloca los 2/3 de esta área en la cara exterior

o sea:

$$A'_s = \frac{2}{3} \times 11 = 7.33 \text{ cm}^2 \quad \phi \frac{1}{2}'' @ 16 \text{ cm.}$$

En la cara interior se tendrá:

$$A''_s = \frac{1}{3} A_s = \frac{11}{3} = 3.66 \text{ cm}^2 \quad \phi \frac{1}{2}'' @ 32 \text{ cms.}$$



2) Estribo del Arco

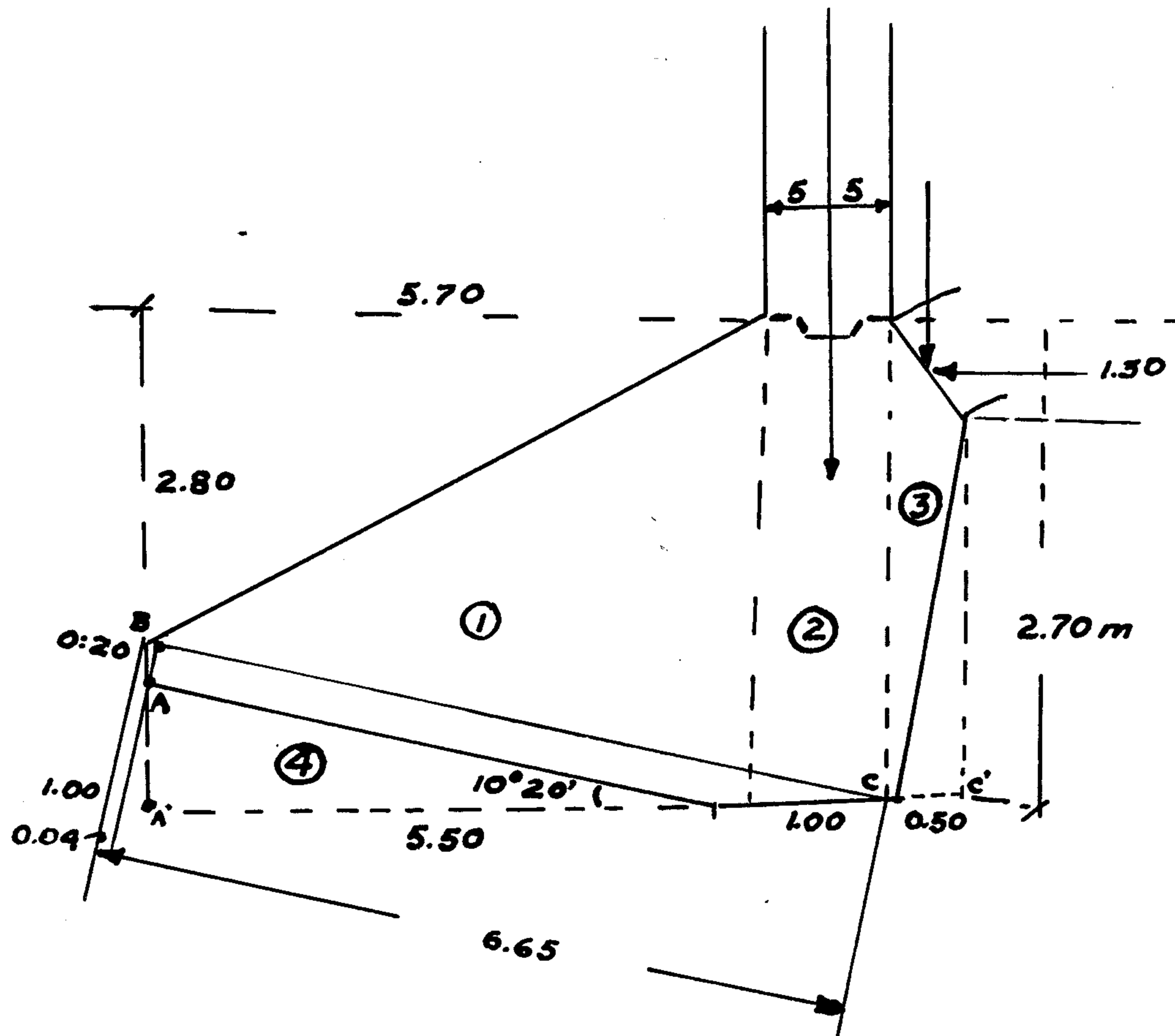
Características.- Será de concreto ciclopeo, proporción 1:2:4 con 30 % de piedra grande.

Las fuerzas que actúan sobre el maciso son:

- 1o.- Peso propio del maciso.
- 2o.- Peso propio del relleno.
- 3o.- Peso propio del pilar estribo
- 4o.- Empuje de las tierras.
- 5o.- Reacción del peso propio del puente y de la sobrecarga.
- 6o.- Empuje del peso propio del puente y la sobrecarga.
- 7o.- Momento en los arranques.
- 8o.- Reacción del terreno.

ESTRIBO DERECHO

a) Puente sin sobrecarga



1) Peso propio del Estribo y su punto de aplicación

	Peso	Punto de apl.	Momento
(1) $\frac{4.00+1.20}{2} \times 5.70 \times 4.40 \times 2,400$	= 156,000	3.64	567,000
(2) $0.55 \times 4.00 \times 4.40 \times 2,400$	= 23,200	1.025	24,000
(3) $\frac{4.00 \times 0.75}{2} \times 4.40 \times 2,400$	= 15,800	0.50	7,900
(4) $\frac{1.00 \times 5.50}{2} \times 4.40 \times 2,400$	= 29,000	5.17	150,000
	<u>166,000 Kgr</u>		<u>448,900 Kgm.</u>

Peso propio del Estribo 166,000 Kgr.

$$\text{Punto de aplicación} = x = \frac{448,900}{166,000} = 2.70$$

2) Peso propio del Relleno y su punto de Aplicación

Peso propio:

$$\frac{10.90 + 8.10}{2} \times 5.70 \times 4.40 \times 1,600 = 380,000 \text{ Kgr.}$$

Su punto de aplicación con respecto a A es:

$$\frac{2 \times 8.10 + 10.90}{8.10 + 10.90} \times \frac{5.70}{3} = \frac{2710 \times 5.70}{19 \times 3} = 2.70$$

Con respecto a c' será:  $(7.00 - 2.70) = \underline{4.30}$

3) Empuje de la tierra

$$H = \frac{1}{2} \omega h^2 c \times b = \frac{1}{2} \times 1,600 \times 12.10^2 \times 0.27 \times 4.40 = 139,000 \text{ Kgr.}$$

Su brazo de palanca con respecto a la base es:

$$\frac{h}{3} = \frac{12.10}{3} = 4.03 \text{ m.}$$

Con respecto a A será:  $(4.03 - 1.00) = \underline{3.03}$

4) Peso propio del Pilar Estribo

$$0.55 \times 8.10 \times 4.40 \times 2,400 = 47,000 \text{ Kgr.}$$

$$\text{Su punto de aplicación } x = \frac{0.55}{2} + 0.75 = \underline{1.025 \text{ m}}$$

5) Reacción del peso propio del puente

El peso que actúa en cada Arco es: 426,280 Kgr.

La Reacción en los apoyos será:

$$R_{pp} = \frac{426,280}{2} = 213,140 \text{ Kgr.}$$

Su punto de aplicación es  $x = 0.375$

6) Empuje del peso propio del puente

$$E_p = \frac{PL}{8f} = \frac{426,280 \times 55}{8 \times 8} = 370,000 \text{ Kgr.}$$

Su brazo de palanca  $y = 2.70 + 0.65 = 3.35$

Con respecto a la base, con respecto a A será:

$$A = (3.35 - 1.00) = \underline{\underline{2.35}}$$

Posición de la Resultante de las Fuerzas Verticales

	<u>Fuerza</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
(1)	166,000	2.70	448,900
(2)	380,000	4.30	1'640,000
(4)	47,000	1.025	48,500
(5)	<u>213,140</u>	0.375	<u>80,000</u>
	$\Sigma V = 806,140$		$\Sigma M = 2'217,400$

$$x = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{2'217,400}{806,140} = 2.75$$

$$x_A = (7.00 - 2.75) = \underline{\underline{4.25}}$$

Posición de la Resultante de las Fuerzas Horizontales

	<u>Fuerza</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
(6)	370,000	2.35	870,000
(3)	<u>-139,000</u>	3.03	<u>-420,000</u>
	$H = 231,000$		$M_H = 450,000$

$$y_A = \frac{\Sigma M_H}{\Sigma H} = \frac{450,000}{231,000} = 1.95$$

Posición de la Resultante Total

	<u>Fuerza</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
FV =	806,140	4.25	3'430,000
ET =	139.000	3.03	420,000
FH =	370,000	- 2.35	<u>- 870,000</u>
			MT = 2'980,000

La Resultante normal sobre la cara inclinada del estribo que hace un ángulo de  $10^{\circ}20'$  con la horizontal será:

$$\begin{aligned} N &= H \operatorname{sen} \alpha + V \operatorname{cos} \alpha = 231,000 \operatorname{sen} 10^{\circ}20' + 806,140 \operatorname{cos} 10^{\circ}20' \\ &= 231,000 \times 0.182 + 806,140 \times 0.985 \\ &= 42,000 + 795,000 = \underline{\underline{837,000}} \end{aligned}$$

La distancia de N al punto A será:

$$x = \frac{2'980,000}{837,000} = 3.56$$

La distancia desde B será =  $3.56 + 0.04 = 3.60$  m.

La proyección de la base sobre la cara indicada es de 6.65 desde B a C, la excentricidad de N será:

$$e = 3.60 - \frac{6.65}{3} = 3.60 - 3.33 = 0.27 \text{ m.}$$

Las presiones unitarias serán

$$\sigma = \frac{N}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma = \frac{837,000}{440 \times 665} \left( 1 \pm \frac{6 \times 27}{665} \right) = 2.85 (1 \pm 0.243)$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 2.85 (1.243) = 3.55 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 2.85 (0.757) = 2.16 \text{ Kgr/cm}^2$$

Los cuales son menores que  $5 \text{ Kgr/cm}^2$  que permite el terreno.

Coefficiente de Volteo

Tomando momentos con respecto a A

$$C_v = \frac{\text{Momento de Volteo}}{\text{Momento de Estabilidad}} = \frac{F_v \cdot x}{F_H} = \frac{806,140 \times 4.25}{231,000 \times 1.95} = \frac{3,430,000}{450,000} = 7.6$$

$$C_v = 7.6$$

Coefficiente al Deslizamiento

$$C_d = \frac{Nf}{\sum F_h}$$

$$N = 837,000$$

$$f = 0.6$$

$$\begin{aligned} F_h &= H \cos \alpha - V \sin \alpha = 231,000 \cos 10^\circ 20' - 806,140 \sin 10^\circ 20' \\ &= 231,000 \times 0.985 - 806,140 \times 0.18 \\ &= 227,000 - 145,000 = 82,000 \end{aligned}$$

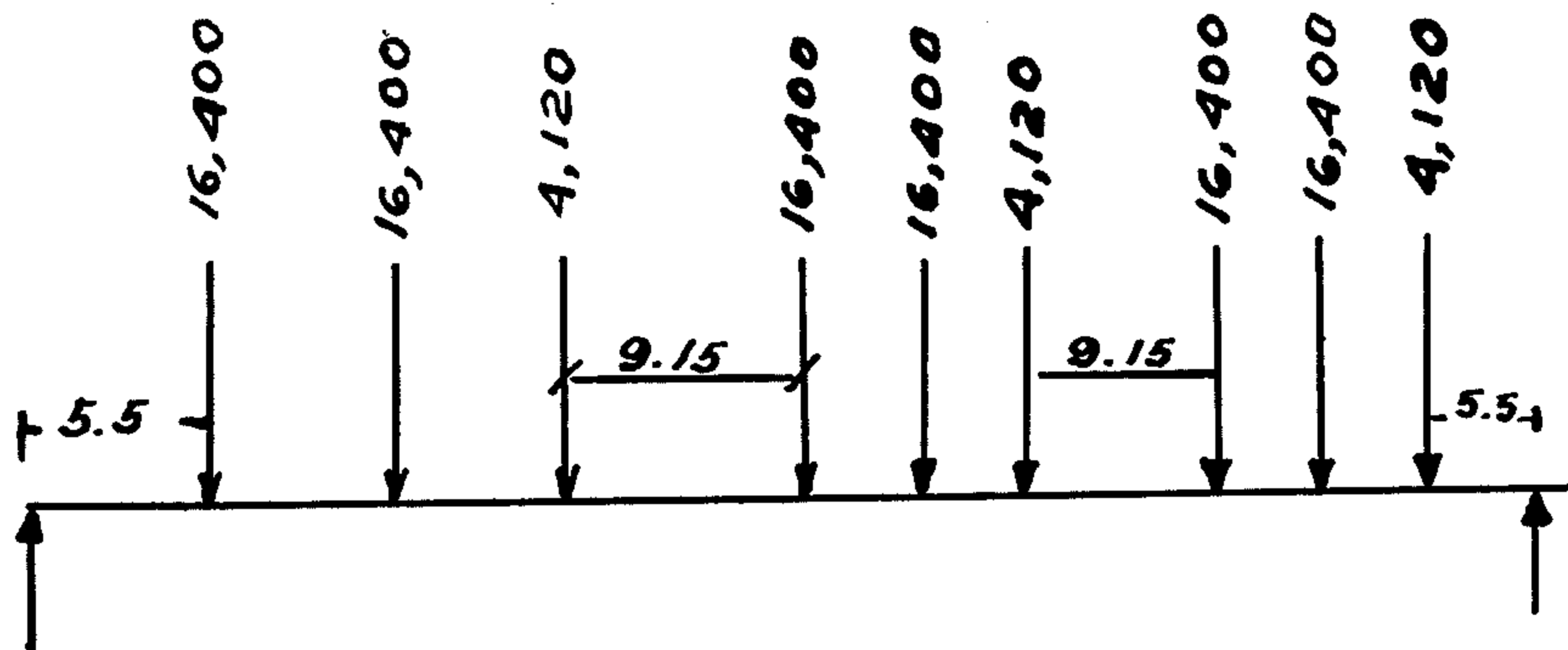
$$C_d = \frac{Nf}{F_h} = \frac{837,000 \times 0.6}{82,000} = 6.2$$

b) Puente con Sobrecarga

El empuje es la fuerza horizontal más importante sobre el estribo, por eso colocamos las cargas rodantes de acuerdo con la línea de influencia del empuje.

CALCULO DEL EMPUJE

Posición más desfavorable del tren de carga





Empuje:

$$\begin{aligned} \frac{1}{8} \times 4,120 \times 55 (0.0304 \dagger 0.222 \dagger 0.136) &= 10,900 \\ \frac{1}{8} \times 16,400 \times 55 (0.081 \dagger 0.136 \dagger 0.234 \dagger 0.222 \dagger 0.081 \dagger 0.0304) &= \underline{-88,000} \\ \text{Impacto 30 \%} & \quad \quad \quad \underline{29,670} \\ \text{Total} &= 128,570 \end{aligned}$$

Cálculo del Momento (En el Arranque)

$$\begin{aligned} 4,120 \times 55 (0.044 \dagger 0.0113 - 0.0505) & \quad \quad \quad \dagger 1,090 \\ 16,400 \times 55 (0.008 \dagger 0.032 \dagger 0.042 \dagger 0.0275 - 0.0607 - 0.0655) &= \underline{15,000} \\ \text{Impacto 30 \%} & \quad \quad \quad - 13,910 \\ & \quad \quad \quad \underline{- 4,170} \\ \text{Total} &= - 18,080 \end{aligned}$$

Cálculo de la Reacción Vertical

$$\begin{aligned} 4,120 (0.840 \dagger 0.385 \dagger 0.028) &= 5,120 \\ 16,400 (0.972 \dagger 0.910 \dagger 0.610 \dagger 0.50 \dagger 0.165 \dagger 0.085) &= \underline{53,200} \\ & \quad \quad \quad 58,320 \\ \text{Impacto 30 \%} & \quad \quad \quad \underline{17,500} \\ \text{Total} &= 75,820 \end{aligned}$$

Posición de la Resultante Vertical

<u>F u e r z a</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
166,000	2.70	448,900
380,000	4.30	640,000
47,000	1.025	48,500
<u>288,960 - (213,140 + 75,820)</u>	0.375	<u>109,000</u>
881,960		2'246,400

$$x = \frac{2246,400}{881,960} = 2.55$$

$$x_A = (7.00 - 2.55) = \underline{\underline{4.45}}$$

Posición de la Resultante Horizontal

<u>F u e r z a</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
498,570 - (370,000 + 128,570)	2.35	1'180,000
<u>- 139,000</u>	- 3.03	<u>420,000</u>
$\Sigma H = 359,570$		$\Sigma M = 760,000$

$$y_A = \frac{760,000}{359,570} = 2.10$$

Posición de la Resultante Total

Fuerza	Dist.	Momento
881,960	4.45	Mv = 3'930,000
359,570	2.10	-MH = - 760,000
		-Mss = - 18,080
		<u>M<sub>T</sub> = 3'152,020</u>

La Resultante Normal será:

$$N = H \operatorname{sen} 10^{\circ}20' + V \operatorname{cos} 10^{\circ}20' = 359,570 \times 0.182 + 881,960 \times 0.985 \\ = 65,200 + 870,000 = 935,200$$

La distancia de N al punto A será:

$$x = \frac{3152,020}{935,200} = 3.37$$

La distancia desde B será =  $3.37 + 0.04 = 3.41$  m.

$$\text{La Excentricidad será : } 3.41 - \frac{6.65}{2} = 3.41 - 3.33 = 0.08$$

Las Presiones Unitarias serán

$$\sigma = \frac{N}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{b} \right) = \frac{935,200}{290} \left( 1 \pm \frac{6 \times 8}{290} \right) = 3.2 \left( 1 \pm 0.072 \right)$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 3.2 (1.072) = 3.44 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 3.2 (0.928) = 2.97 \text{ Kgr/cm}^2$$

Que son menores que  $5 \text{ Kgr/cm}^2$

Coefficiente de Volteo

$$C_v = \frac{M_v}{M_H + M_{ss}} = \frac{3'930,000}{760,000 + 18,080} = \frac{3930,000}{778,080} = 5$$

Coefficiente de Deslizamiento

$$C_d = \frac{Nf}{\sum F_h}$$

$$N = 935,200$$

$$f = 0.6$$

$$\begin{aligned} F &= H \cos \alpha - V \sin \alpha = 359,570 \cos 10^{\circ}20' - 881,960 \sin 10^{\circ}20' \\ &= 359,570 \times 0.985 - 881.960 \times 0.18 \\ &= 355,000 - 160,000 = 195,000 \end{aligned}$$

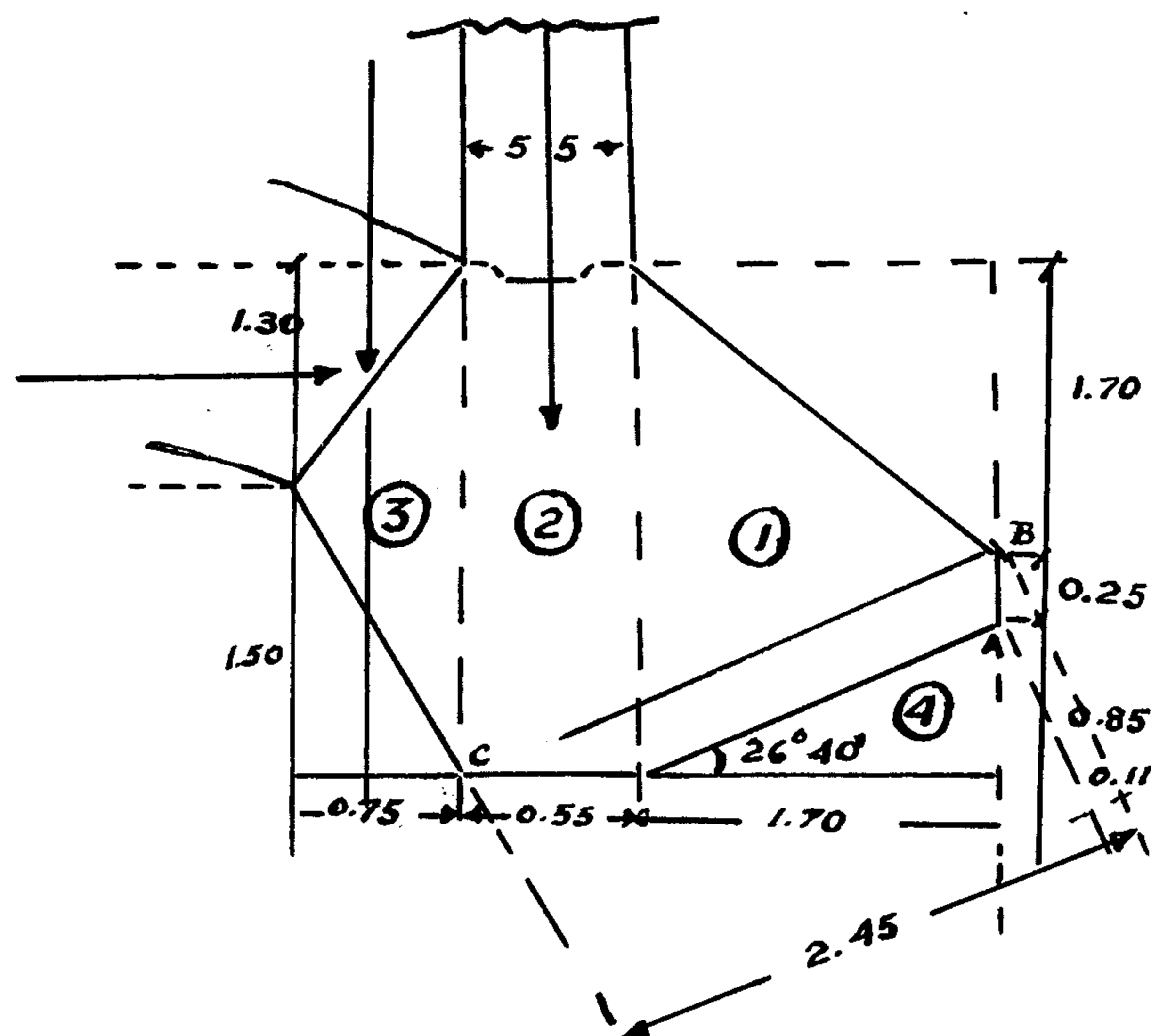
$$C_d = \frac{935,200 \times 0.6}{195,000} = 3$$

- - -

ESTRIBO IZQUIERDO

a) PUENTE SIN SOBRECARGA

El pilar estribo es el mismo que el anterior



1) Peso propio del Estribo y su punto de Aplicación

	Peso	Punto de Apl	Momento
(1) $\frac{1.10+2.80}{2} \times 1.70 \times 4.40 \times 2,400$	= 35,000	2.05	71,500
(2) $0.55 \times 2.80 \times 4.40 \times 2,400$	= 16,200	1.025	16,700
(3) $\frac{0.75 \times 2.80}{2} \times 4.40 \times 2,400$	= 11,000	0.50	5,500
(4) $\frac{1.70 \times 0.85}{2} \times 4.40 \times 2,400$	= <u>7,600</u>	2.43	<u>18,400</u>
	54,600		75,300

$$x = \frac{75,300}{54,600} = 1.38$$

2) Peso propio del Relleno y su punto de Aplicación

Peso propio

$$\frac{9.80 + 8.10}{2} \times 1.70 \times 4.40 \times 1,600 \quad 107,000 \text{ Kgr.}$$

Su punto de Aplicación con respecto a A es:

$$\frac{2 \times 8.10 + 19.80}{8.10 + 9.80} \times \frac{1.70}{3} = \frac{26.00 \times 1.70}{17.90} = 0.83$$

Con respecto a c' será:  $(3.00 - 0.83) = 2.17$

3) Empuje de la Tierra

$$H = \frac{1}{2} \omega h^2 cb = \frac{1}{2} \times 1,600 \times 10.90^2 \times 0.27 \times 4.40 = 113,000 \text{ Kgr.}$$

Su brazo de palanca con respecto a la base es:

$$\frac{h}{3} = \frac{10.90}{3} = 3.63$$

Con respecto a A será:  $(3.63 - 1.00) = 2.78$

4) Peso propio del Pilar Estribo

$$0.55 \times 8.10 \times 4.40 \times 2,400 = 47,000$$

$$\text{Su punto de aplicación } x = \frac{0.55}{2} + 0.75 = 1.025$$

5) Reacción del peso propio del puente

$$R_{p.p} = 213,140 \text{ Kgr.}$$

Su punto de aplicación es:  $x = 0.375$

6) Empuje del peso propio del puente

$$E_{pp} = 370,000 \text{ Kgr.}$$

Su brazo de palanca =  $1.50 + 0.65 = 2.15$  con respecto a la base, con respecto a A será:

$$y_A = (2.15 - 0.85) = 1.30$$

Posición de la Resultante de las Fuerzas Verticales

<u>F u e r z a</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
(1) 54,600	1.38	75,300
(2) 107,000	2.17	232,000
(4) 47,000	1.025	48,500
<u>(5) 213,140</u>	0.375	<u>80,000</u>
$\Sigma V = 421,740$		$\Sigma M = 435,800$

$$x = \frac{M}{V} = \frac{435,800}{421,740} = 1.03$$

$$x_A = (3.00 - 1.03) = 1.97$$

Posición de la Resultante de las Fuerzas Horizontales

<u>F u e r z a</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
370,000	1.30	480,000
<u>- 113,000</u>	2.78	<u>- 315,000</u>
257,000		165,000

$$y_A = \frac{MH}{H} = \frac{165,000}{257,000} = 0.64 \text{ m.}$$

Posición de la Resultante Total

<u>F u e r z a</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
421,740	1.97	830,000
257,000	- 0.64	<u>- 165,000</u>
		$M_T = 665,000 \text{ Kgr.}$

La Resultante normal sobre la cara inclinada del estribo que hace un ángulo de  $26^{\circ}40'$  es

$$\begin{aligned} N &= H \operatorname{sen} \alpha + V \operatorname{cos} \alpha = 257,000 \operatorname{sen} 26^{\circ}40' + 421,740 \operatorname{cos} 26^{\circ}40' = \\ &257,000 \times 0.45 + 421,740 \times 0.89 = \\ &116,000 + 375,000 = \underline{491,000} \end{aligned}$$

La distancia de N al punto A será:

$$x = \frac{665,000}{491,000} = 1.36$$

La distancia desde B será  $= 1.36 + 0.11 = 1.46$

La proyección de la base sobre la cara indicada es de 2.45 desde B a c, la excentricidad de N será:

$$e = 1.46 - \frac{2.45}{2} = 1.46 - 1.225 = 0.235$$



Las presiones unitarias serán:

$$\sigma = \frac{N}{A} \left( 1 \pm \frac{\sigma_x e}{b} \right) = \frac{491,000}{440 \times 245} \left( 1 \pm \frac{6 \times 23.5}{245} \right) = 4.55 (1 \pm 0.575)$$

$$\sigma_{\max} = 4.55 (1.575) = 7.15 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 4.55 (0.425) = 1.94 \text{ Kgr/cm}^2$$

Siendo  $< 10 \text{ Kgr/cm}^2$  que permite la Roca.

Coefficiente de Volteo

$$C_v = \frac{\text{Momento de Volteo}}{\text{Momento de Estabilidad}} = \frac{\sum F_v \cdot x}{\sum F_H} = \frac{421,740 \times 1.97}{257,000 \times 0.64} = \frac{830,000}{165,000} = 5$$

Coefficiente al deslizamiento

$$C_d = \frac{Nf}{\sum F_H}$$

$$N = 491,000$$

$$f = 0.7$$

$$\begin{aligned} F &= H \cos \alpha - V \sin \alpha = 257,000 \cos 26^\circ 40' - 421,740 \sin 26^\circ 40' \\ &= 257,000 \times 0.89 - 421,740 \times 0.45 = \\ &= 230,000 - 189,000 = 41,000 \end{aligned}$$

$$C_d = \frac{491,000 \times 0.7}{41,000} = 8.4$$

b) Puente con Sobrecarga

Posición de la Resultante Vertical

<u>F u e r z a</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
54,000	1.38	75,300
107,000	2.17	232,000
47,000	1.025	48,500
<u>288,960 = (213,140 + 75,820)</u>	0.375	<u>108,000</u>
$\Sigma V = 496,960$		$\Sigma M_V = 463,800$

$$x = \frac{463,800}{496,960} = 0.93$$

$$x_A = (3.000 - 0.93) = 2.07$$

Posición de la Resultante Horizontal

<u>F u e r z a</u>	<u>Dist.</u>	<u>Momento</u>
498,570 = (370,000 + 128,570)	1.30	645,000
<u>- 113,000</u>	2.78	<u>-315,000</u>
H = 375,570		M <sub>H</sub> = 330,000

$$y_A = \frac{330,000}{375,570} = 0.88$$

Posición de la Resultante Total

<u>Fuerza</u>	<u>Dist.</u>		<u>Momento</u>
496,960	2.07	M <sub>v</sub> =	1040,000
375,570	0.89	- M <sub>H</sub> =	330,000
		- M <sub>SS</sub> =	<u>18,800</u>
		M <sub>T</sub> =	691,200

La Resultante normal será N

$$N = H \operatorname{sen} \alpha + V \operatorname{cos} \alpha = 375,570 \operatorname{sen} 26^{\circ}40' + 496,960 \operatorname{cos} 26^{\circ}40'$$
$$= 168,000 + 442,000 = \underline{610,000}$$

$$x = \frac{691,200}{610,000} = 1.14$$

La distancia desde B será:  $1.14 + 0.11 = 1.25$

La Excentrecidad será:

$$e = 1.25 - \frac{2.45}{2} = 1.25 - 1.225 = 0.025$$

Las presiones serán:

$$G = \frac{N}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{b} \right) = \frac{610,000}{440 \times 245} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.025}{245} \right) = 5.65 (1 \pm 0.061)$$

$$G_{\text{máx}} = 5.65 (1.061) = 6 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$G_{\text{mín}} = 5.65 (0.94) = 5.3 \text{ Kgr/cm}^2$$

Coefficiente de Volteo

$$Cv = \frac{\sum F \cdot x}{\sum FHy + M_{\text{res}}} = \frac{496,960 \times 2.07}{375,570 \times 0.89 + 18,800} = \frac{1040,000}{330,000 + 18,800} = 3$$

Coefficiente al Deslizamiento

$$F_h = H \cos \alpha - V \sin \alpha = 375,570 \cos 26^\circ 40' - 496,960 \sin 26^\circ 40'$$
$$335,000 - 225,000 = 110,000$$

$$x = \frac{610,000 \times 0.7}{110,000} = 3.86$$

-----

CALCULO DEL MURO DE CONTENCIÓN

EMPUJE DE TIERRA

$$E = \frac{1}{2} w h^2 C = \frac{1}{2} \times 1,600 (84)^2 \times 0.27 = 15,300 \text{ Kgr.}$$

1.- Cálculo de la sección en el empotramiento

Momento en el empotramiento

$$M = 15,300 (2.80 - 0.60) = 33,600 \text{ Kgm.}$$

La altura útil será

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{3360000}{11 \times 100}} = \sqrt{3060} = 55$$

El espesor será:  $t = 55 + 5 = 60 \text{ cms.}$

Esfuerzo unitario de corte:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{15,300}{100 \times 0.866 \times 55} = 3.2 \text{ Kgr/cm}^2 < 6.3 \text{ Kgr/cm}^2$$

Area de acero:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{33,60000}{1400 \times 0.866 \times 55} = 50 \text{ cm}^2/\text{m. l. } 10 \text{ } \phi \text{ 1" @ } 10 \text{ cm.}$$

Esfuerzo unitario de adherencia.

$$\text{Perimetro de } 10 \text{ } \phi \text{ 1" } = 10 \times 2 = 10 \times 3.14 \times 254 = 80 \text{ cms.}$$

$$u = \frac{15,300}{80 \times 0.866 \times 55} = 4 \text{ Kgr/cm}^2 < 10.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

2.- Cálculo de la sección a 2.80 de la base

$$h = 8.40 - 2.80 = 5.60 \text{ mts.}$$

$$\text{Empuje: } E = 1/2 \times 1,600 \times (5.8)^2 \times 0.27 = 7,300$$

$$\text{Momento: } M = 7,300 \times \frac{5.60}{3} = 13,600$$

$$\text{Altura útil } d = \sqrt{\frac{1360000}{11 \times 100}} = 35$$

$$t = 35 + 5 = 40 \text{ cms.}$$

Adoptando, un espesor de 30 cm. en la coronación,  
el nuevo espesor a 2.80 de la base será:

$$t = 30 + \frac{5.60}{8.40} \times 30 = 30 + 20 = \underline{50} \text{ cms.}$$

El esfuerzo unitario de corte

$$v = \frac{7,300}{100 \times 0.866 \times 45} = 1.86 \text{ Kgr/cm}^2 < 6.3 \text{ Kgr/cm}^2$$

Area de acero:

$$A_s = \frac{13,60000}{1400 \times 0.866 \times 45} = 25 \text{ cm}^2/\text{m.l. } 5 \text{ } \varnothing \text{ } 1'' \text{ @ } 20 \text{ cms.}$$

Esfuerzo unitario de Adherencia:

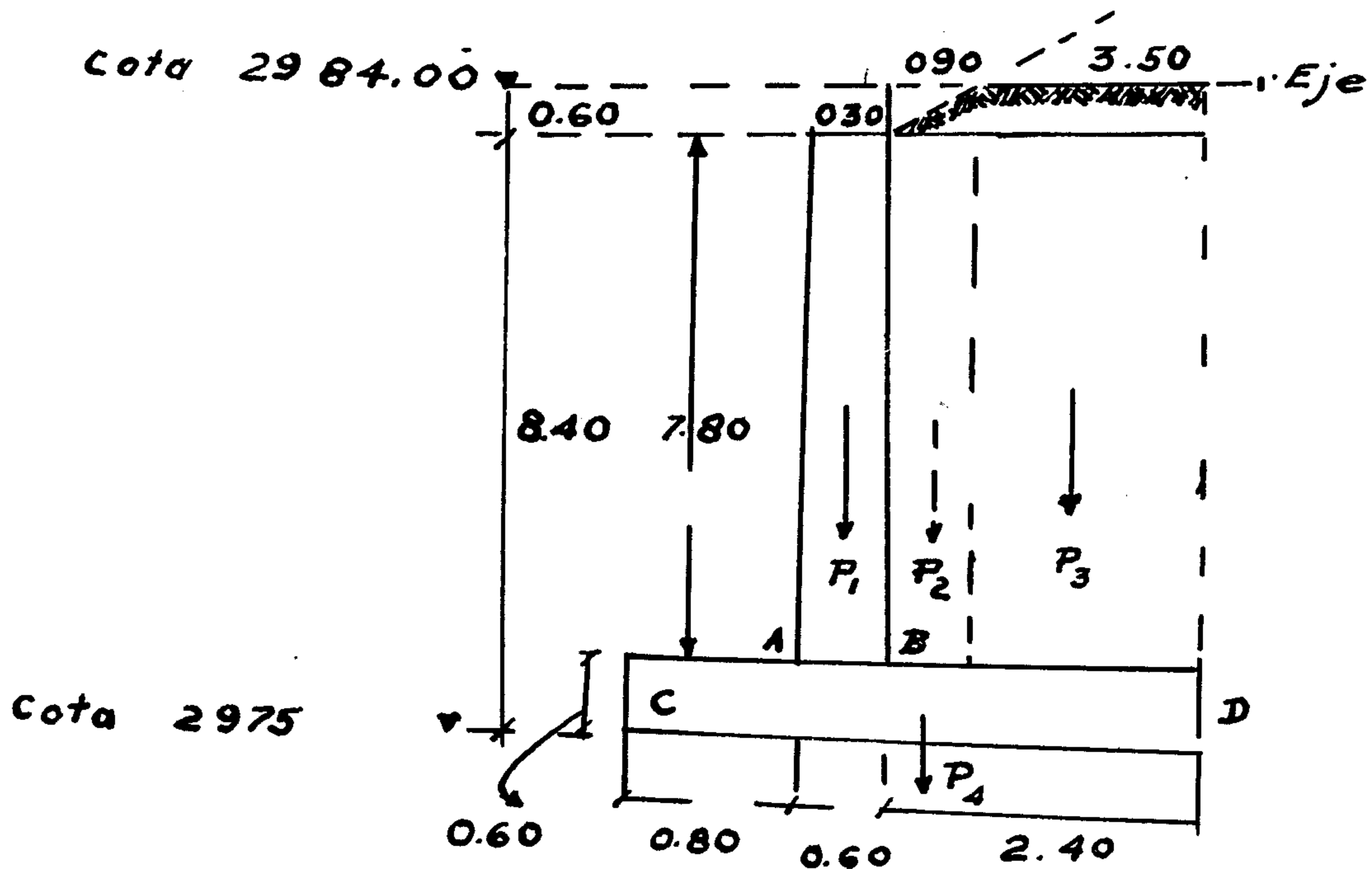
$$\mu = \frac{7,300}{40 \times 0.866 \times 45} = 4.7 \text{ Kgr/cm}^2 < 10.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

Fierro de Temperatura:

$$A_s = pbd = 0.00125 \times 100 \times 50 = 6.25 \text{ cm}^2 \text{ } \varnothing \frac{1''}{2} \text{ @ } 20 \text{ cms.}$$

Este fierro se colocara a ambos lados

Cálculo de las presiones unitarias en la base



$$P_1 = \left\{ \frac{0.30 + 0.60}{2} \right\} 7.80 \times 2,400 = 8,400 \text{ Kgr.}$$

$$P_2 = \frac{7.80 + 8.40}{2} \times 0.90 \times 1,600 = 11,600 \text{ "}$$

$$P_3 = 1.50 \times 8.40 \times 1,600 = 20,200 \text{ "}$$

$$P_4 = 3.80 \times 0.60 \times 2400 = 5,500 \text{ "}$$

$$x_1 = 0.80 + 0.30 = 1.10$$

$$x_2 = 140 + \frac{2 \times 8.40 \times 7.80}{7.80 + 8.40} \times \frac{0.90}{3} = 140 + \frac{2460}{16.20} \times \frac{0.90}{3} = 140 + 0.455 = 1.855$$

$$x_3 = 0.80 + 0.60 + 0.90 + \frac{-1.50}{2} = 0.80 + 0.60 + 0.90 + 0.75 = 3.05$$

$$x_4 = \frac{3.80}{2} = 1.90 \text{ m.}$$

Tomando momentos con respecto al punto C, se tendrá:

F		d		M
8,400	x	1.10	=	9,200
11,600	x	1.855	=	21,500
20,200	x	3.05	=	62,000
<u>5,500</u>	x	<u>1.90</u>	=	<u>10,000</u>
$\Sigma F_v = 45,700$				$\Sigma M_v = 102,700$ Kgrm.

$$M_H = 15,300 \times 2.80 = 42,700 \text{ Kgrm.}$$

$$x = \frac{102,700 - 42,700}{45,700} = \frac{60,000}{45,700} = 1.32 \begin{matrix} > 1.26 \\ < 2.53 \end{matrix}$$

Luego la resultante pasa por el tercio central

La excentricidad de dicha resultante será:

$$e = \frac{3.80}{2} - 1.32 = 1.90 - 1.32 = 0.58 \text{ mts.}$$

$$s = \frac{45,700}{100 \times 380} \left( 1 \pm \frac{6 \times 58}{380} \right) = 1.2 (1 \pm 0.92)$$

$$\text{máx} = 1.2 \times 1.92 = 2.3 \text{ Kgr/cm}^2 < 5 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\text{mín.} = 1.2 \times 0.08 = 0.096 \text{ Kgr/cm}^2$$

#### CALCULO DE LA ZAPATA

##### 1) Diseño de la parte exterior

Presión del terreno:



$$\frac{(2.30 + 1.836)}{2} \times 80 \times 100 = 16,500 \text{ Kgr.}$$

$$x = 0.80 - \frac{(2.30 \times 1.836 \times 2)}{(2.30 + 1.836)} \times \frac{0.60}{3} = 0.42 \text{ mts.}$$

Peso de la porción de zapata C A:  $\frac{2.30}{2}$

$$0.80 \times 0.60 \times 2.400 = 1150 \text{ Kgr.}$$

$$x = \frac{0.80}{2} = 0.40$$

Tomando momentos con respecto a A se tendrá:

$$16,500 \times 0.42 = 6,900$$

$$- 1,150 \times 0.40 = \underline{460}$$

$$V = 15,350 \text{ Kgr.} \quad M = 6,440 \text{ Kgm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{644000}{11 \times 100}} = \sqrt{585} = 242 \text{ cms.} < 55 \text{ cms.}$$

Esfuerzo unitario de corte:

$$v = \frac{16,500}{100 \times 0.866 \times 55} = 3.5 \text{ Kgr/cm}^2 < 6.3 \text{ Kgr/cm}^2$$

Area de Acero:

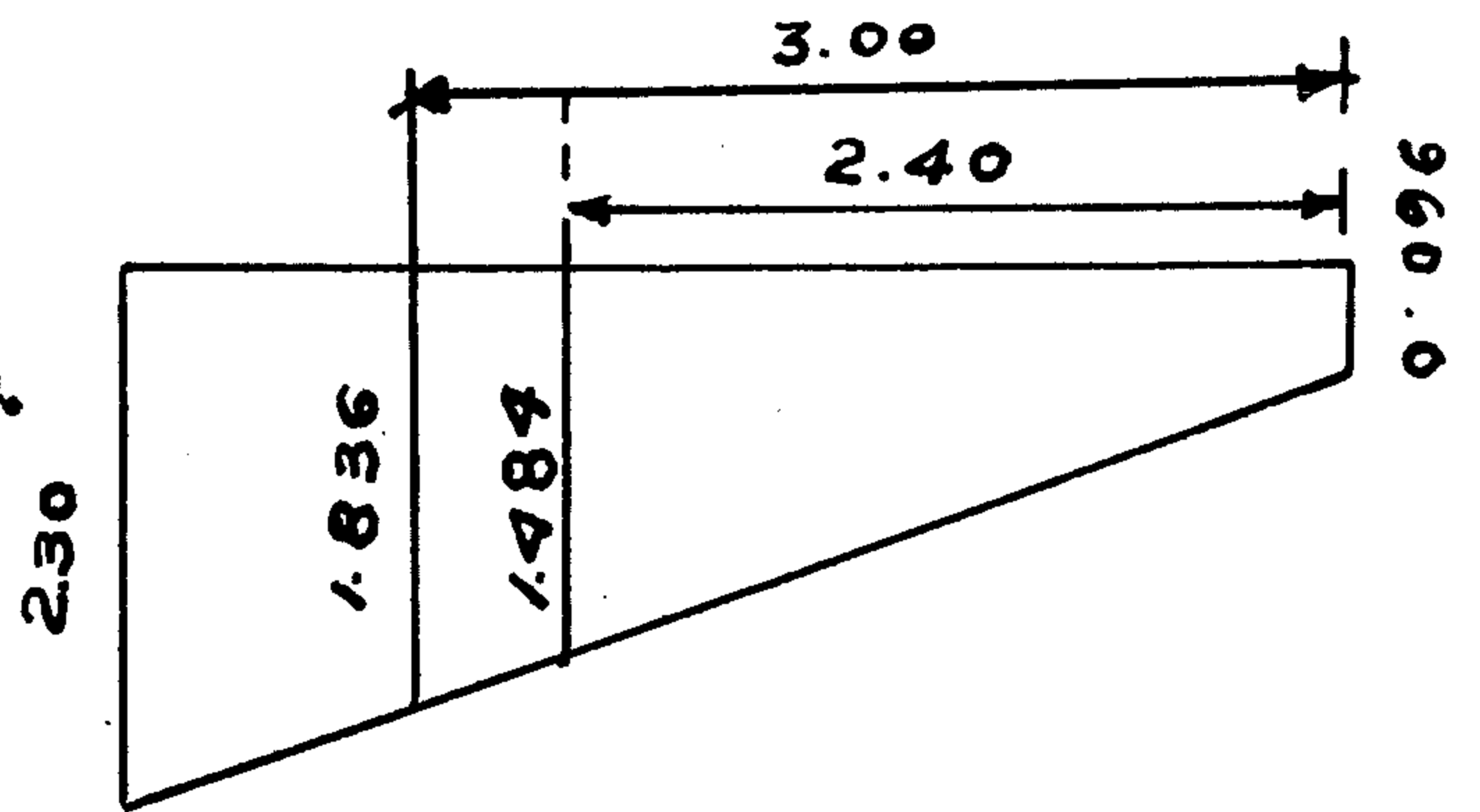
$$A_s = \frac{644000}{1400 \times 0.866 \times 55} = 9.6 \text{ cm}^2 \text{ } \phi \text{ } 5/8" \text{ @ } 20 \text{ cms.}$$

Esfuerzo unitario de adherencia:

$$u = \frac{16,500}{25 \times 0.866 \times 55} = 13.8 \text{ Kgr/cm}^2 > 10.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

El perímetro necesario para satisfacer la adherencia será:

$$= \frac{16,500}{10.5 \times 0.866 \times 55} = 33 \text{ cms. } 5 \text{ } \phi \text{ } 7/8" = 35 \text{ cms.}$$



Luego se tendrá fierros de  $\varnothing 7/8'' @ 20$  cms.

2) Diseño de la parte interior

Presión del terreno

$$\left( \frac{1.484 + 0.096}{2} \right) \times 240 \times 100 = 19,000 \text{ Kgr.}$$

$$= \frac{(1.484 + 2 \times 0.096)}{(1.484 + 0.096)} \times \frac{240}{3} = 0.85$$

Peso de la porción de zapata BD :

$$2.40 \times 0.60 \times 2,400 = 3,450 \text{ Kgr.}$$

$$= \frac{2.40}{2} = 1.20$$

Tomando momentos con respecto a B se tiene

$$11,600 \times 0.455 = 5,300$$

$$20,200 \times 1.650 = 33,500$$

$$3,450 \times 1.200 = 4,150$$

$$\underline{-19,000} \times 0.85 = \underline{16,100}$$

$$\Sigma V = 16,250$$

$$\Sigma M_V = 26,850 \text{ Kgr.}$$

La altura útil será:

$$d = \sqrt{\frac{26,850}{11 \times 100}} = \sqrt{2430} = 495 \cong 50 \text{ cms.} < 55 \text{ cms.}$$

El esfuerzo unitario de corte será:

$$v = \frac{16,250}{100 \times 0.866 \times 55} = 3.4 \text{ Kgr/cm}^2 < 6.3 \text{ Kgr/cm}^2$$

El área de acero es:

$$A_s = \frac{26\,85000}{1400 \times 0.866 \times 55} = 40 \text{ cm}^2 \quad 8 \text{ } \emptyset \text{ 1" @ 12.5 cms.}$$

Esfuerzo unitario de adherencia:

$$\mu = \frac{16,250}{64 \times 0.866 \times 55} = 5.3 \text{ Kgr/cm}^2 < 10.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

---

ENCOFRADO DEL PUENTE

La madera a usarse será el pino oregón.

Esfuerzos admisibles

Tracción $R_f$ =	80 Kgr/cm <sup>2</sup>
Compresión paralela fibra =	80 Kgr/cm <sup>2</sup>
Compresión perpendicular fibra =	15 Kgr/cm <sup>2</sup>
En columnas	45 Kgr/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de corte $V$ =	10 Kgr/cm <sup>2</sup>
Nódulo de elasticidad $E$ =	105,000 Kgr/cm <sup>2</sup>
Deflexión máximo permisible =	$\frac{L}{400}$ cm/

ENCOFRADO DEL ARCO

A los postes se le dará un espaciamiento de 2.00 m.  
La carga del arco más desfavorable será en el arranque:

$$1.5 \times 1.20 \times 2,400 = 4,300 \text{ Kgr/m.l.}$$

Luego se tiene:

Peso del arco	=	4,300 Kgr/m.l.
Carga constructiva	=	200 "
Encofrado	=,	<u>100 "</u>
Total	=	4,600 Kgr/ml.l

El momento será suponiendo como viga continua

$$M = \frac{WL^2}{10} = \frac{4,600 \times 4}{10} = 1840 \text{ Kgr.mt.}$$

Veamos que momento absorbe una viga de 4" x 8"

$$M = R \times \frac{I}{V} = R \times \frac{1}{6} bh^2 = 80 \times \frac{1}{6} \times 10.1 \times (20.3)^2 = 55,000 \text{ Kgr-cm}$$

El número de vigas de 4" x 8" que necesitamos será:

$$\text{No. vigas} = \frac{1840}{550} = 3.4 \text{ Tomo 4 vigas}$$

Espaciados a 30 cms.

Fondo de la Caja.- Como el arco tiene secciones variables las cargas varían, pero como el diseño se hace con la componente normal al tablero estos no varían mucho, pudiendo usarse la sección más desfavorables para todos los casos. En el arranque se tiene:

$$N = w \cos \theta = 4,600 \cos 30^{\circ}12' = 4,000 \text{ Kgr/m.l.}$$

$$N = 2,700 \text{ lbs/pie}$$

La luz que se puede cubrir está en función de la deflexión máxima, factor preponderante en este elemento, para este caso  $D_{\max} = \frac{1}{8}$  se tiene la fórmula:

$$l = 1025 \frac{d^3}{w}$$

en donde l es la luz entre largueros ya calculada que es 30 cms. centro a centro = 1 pie.

$$l = 1025 \frac{d^3}{2,700}$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{1 \times 2,700}{1,025}} = \sqrt[3]{270} = 1.4''$$

Luego la madera del fondo de la caja será de  $1\frac{1}{2}$ "

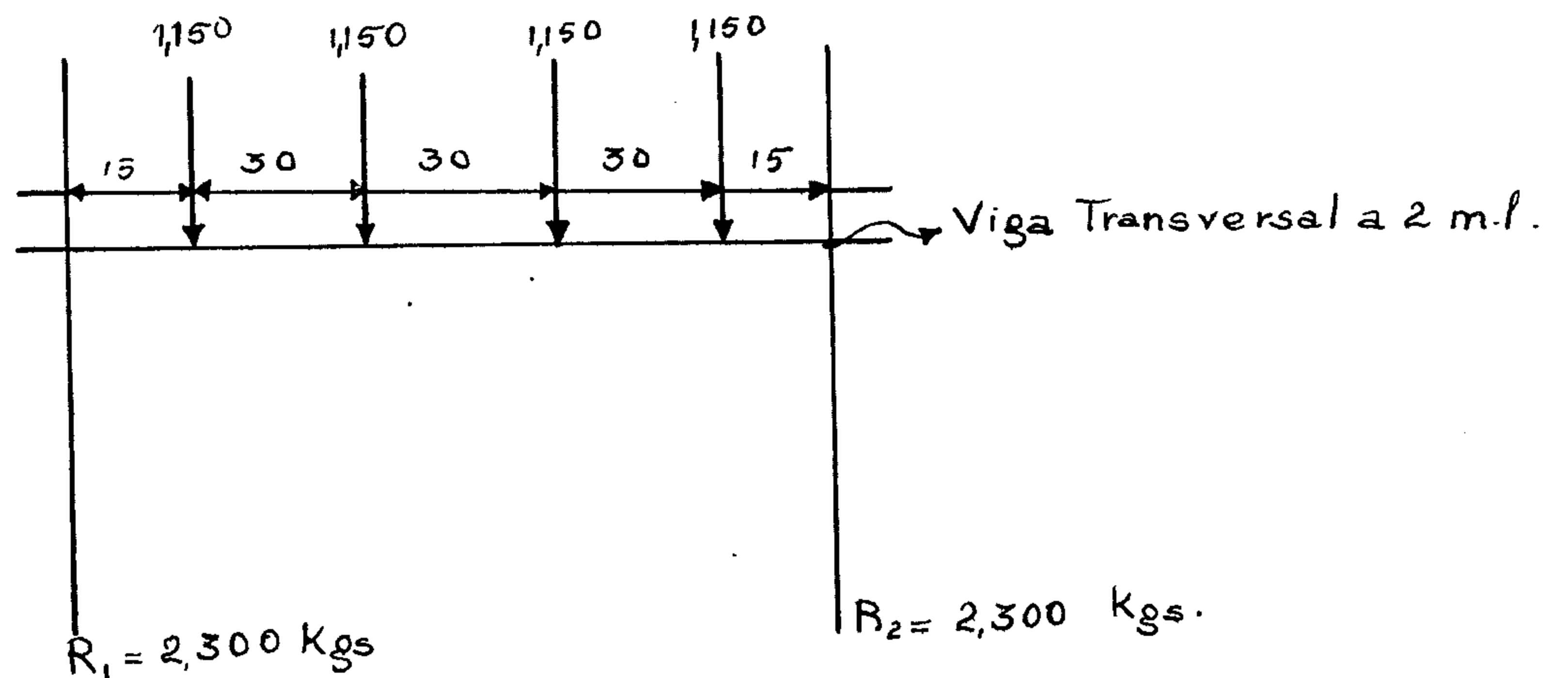
Paredes laterales.- Las paredes serán de 2" x 4" espaciados de 40 cms. y los amarres longitudinales de 3" x 4".

Diseño de las vigas transversales.- Serán elementos simplemente apoyados sobre los cuales actuarán como cargas concentradas las 4 viguetas.

La carga que soporte cada vigueta es:

$$\frac{4,600}{4} = 1,150 \text{ Kgr/m.l.}$$

Como la luz es de 2 m. a cada lado corresponde 1150 Kgr.



El momento será:

$$M = 2,300 \times 45 - 1,150 \times 30 = 104,000 - 34,500 = 69,500 \text{ Kgr-cm.}$$

Veamos que momento absorbe una viga de 6" x 8"

$$M = R \times \frac{I}{V} = R \times \frac{1}{6} \times bh^2 = 80 \times \frac{1}{6} \times 15 \times (20)^2 = 80,000 \text{ Kgr-cm.}$$

El esfuerzo cortante máximo  $V = 2,300$  Kgr.

De la fórmula de esfuerzo unitario de corte se tiene:

$$\zeta_0 = 3/2 \frac{V}{A}$$

$$A = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{\zeta_0} = \frac{3}{2} \times \frac{2,300}{10} = 345 \text{ cm}^2$$

$$\text{El área de } 6'' \times 8'' = 6'' \times 8'' \times 2.54 \times 2.54 = 310 \text{ cm}^2$$

inferior al obtenido por corte, luego entonces utilizaremos una viga de 6" 10" que da un área

$$A = 6'' \times 10'' \times 2.54 \times 2.54 = 385 \text{ cm}^2$$

que satisface.

### POTES

La carga permisible por poste está dada por la expresión:  $W = 1000 \left( 1 - \frac{h}{80d} \right) bd$  En donde W está en libras, h, b y d en pulgadas. Los postes serán de 4 metros pero con arrostramiento que dan una altura de cálculo de 2 metros. La carga transmitida a cada poste vertical es 2,300 Kgr. en libras será: 5,100 libras.

Un poste de 4" x 4" resiste la siguiente carga:

$$W = 1000 \left( 1 - \frac{79}{80 \times 4} \right) \times 4 \times 4 = 100(1-0.25) \times 16 = 12,000 \text{ libras}$$

$$W = 12,000 \text{ libras}$$

Los postes verticales vecinos al arco serán de 4" x 4" con resistencia demás.

Los postes en diagonal resisten ampliamente la componente del esguerzo. En el caso más desfavorable esta será, 3,600 libras aproximadamente con lo que un poste 2 x 6" en todas las diagonales basta.

La siguiente zona de postes resiste la reacción del poste inmediatamente superior y el de los componentes de las fuerzas de las diagonales.

El nudo más desfavorable presenta las siguientes componentes verticales:

Peso vertical = 5,100 libras

Diagonales = 3,600

3,600

12,300 libras.

Luego tomaremos postes de 4" x 6" que resisten

$$W = 1000 \left( 1 - \frac{79}{80 \times 4} \right) \times 4 \times 6 = 18,000 \text{ libras}$$

El resto de los postes serán de 4"x6" y en ningún caso deberán sobrepasar una longitud de 4 metros.

Los arrojamientos laterales entre los postes verticales y las diagonales serán longitudinales, como se indica en el plano; entre los postes verticales en el resto de los casos se colocarán en forma de cruz de San Andrés. Todos los arrojamientos serán de 2" x 4".



Para el vaciadoP del arco se facilita un andamiaje paralelo al encofrado mismo y solidario con este. Consta de una plataforma superior con un ancho suficiente para permitir el paso de los operarios, en la operación del vaciado mismo y colocación de fierros.

Los postes descansan sobre pedestales de concreto previamente fabricada y bien asentados sobre el lecho del río.

#### ENCOFRADO DE LA LOSA

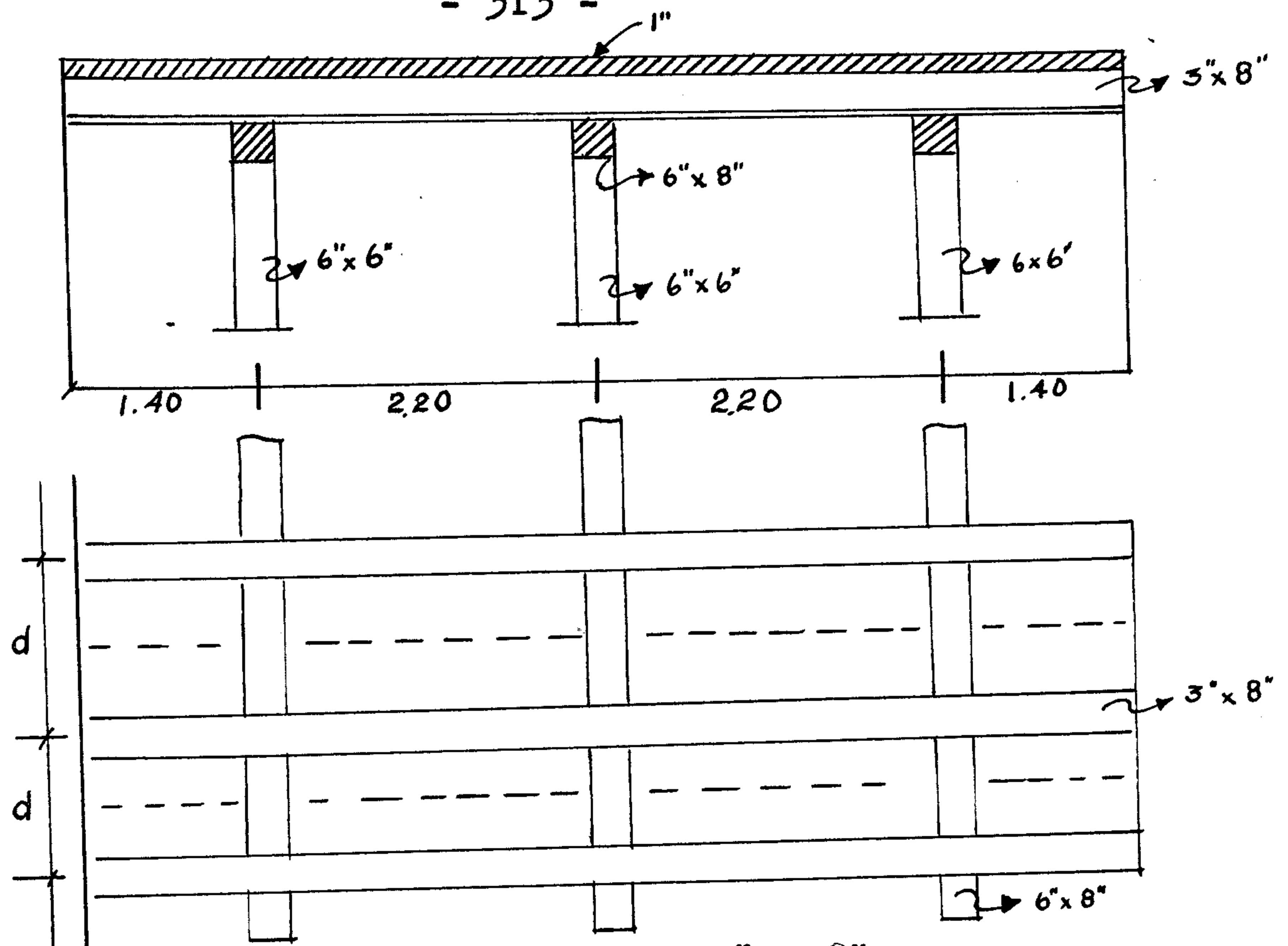
$$\text{Peso losa: } 0.25 \times 2,400 = 600 \text{ Kgr/m}^2$$

$$\text{Carga constructora} \\ \text{(operarios equipos)} = 108 \text{ Kgr/m}^2$$

$$\text{Encofrado} = 60 \text{ Kgr/m}^2$$

$$W = 600 \uparrow 108 \uparrow 60 = 78 \text{ Kgr/m}^2$$

El encofrado de la losa se hará en sentido perpendicular al tráfico.



Le doy una escuadrilla de 3" x 8".

Considerando como simplemente apoyados se tiene:

$$W = 768 \text{ d Kgr/mt.lineal}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{768 \text{ d}}{8} (2.20)^2 = 460 \text{ d Kgr-mt.}$$

Por otro lado:

$$M = R \frac{I}{V} = \frac{I}{V} = \frac{1}{6} Bh^2 = S \text{ (nódulo de la sección)}$$

$$S = \frac{1}{6} \times 7.6 \times 20.3^2 = 520 \text{ cm}^3$$

$$M = 80 \times 520 = 41,500 \text{ Kgr-cm} = 415 \text{ Kgm.}$$

Igualando momentos se tiene:

$$M = 460 \text{ d} = 415 \quad \text{de donde:}$$

$$d = \frac{415}{460} = 0.90 \text{ mt.}$$

$d = 0.90 \text{ mt}$
-----------------------

La deflexión será:

$$\delta = \frac{5 WL^4}{384 EI}$$

$$I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} \times 7.6 \times (20.3)^3 = 5,250 \text{ m}^4$$

$$E = 105,000 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$W = 768 \times 0.90 = 6.90 \text{ Kgr/cm.}$$

$$\delta = \frac{5 \times 6.90 \times (2.2)^4}{384 \times 105,000 \times 5,250} = 0.385 \text{ cm.}$$

La deflexión admisible es:

$$\delta' = \frac{L}{400} = \frac{220}{400} = 0.55 \text{ cm.} \quad 0.385 \text{ cm.}$$

El entablado se pondrá de 1"

$$M = \frac{Wl^2}{10} = \frac{768 \times (0.90)^2}{10} = 62 \text{ Kgrm.}$$

$$M_1 = R \frac{I}{V} = 80 \times \frac{1}{6} \times 100 \times (2.54)^2 = 8,500 \text{ Kgr-cm.}$$

$$M_1 = 85 \text{ Kgm} > 62 \text{ Kgm.}$$

Esfuerzo de corte longitudinal:

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{V}{bh}$$

Máximo será:  $V = 140 \times 0.90 \times 768 = 970 \text{ Kgr.}$

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{970}{7.6 \times 20.3} = 94 \text{ Kgr/cm}^2 < 10 \text{ Kgr/cm}^2$$

POSTES

Los extremos se apoyan sobre el arco, los del centro en el terreno, sobre su respectiva zapata. Cada poste carga (extremos) los más desfavorables:

$$P = 0.90 \times \left( \frac{2.20}{2} + 1.40 \right) \times 768 = 1,730 \text{ Kgr.}$$

Como son columnas largas aplico la fórmula de Euler; con  $h = 800$  cms. y un coeficiente de seguridad de 25

$$P_1 = \frac{2EI}{2.5 h} = \frac{2E \times 1/12 h^4}{25 \times h}$$

Uso una escuadrilla de 6" x 6"

$$P_1 = \frac{105,000 (15.2)^4}{15 \times 800} = 2,000 \text{ Kgr.}$$

$$R_c = \frac{20000}{15.2 \times 15.2} = 8.9 \text{ Kgr/cm}^2 < 45 \text{ Kgr/cm}^2$$

Las soleras soportarán un momento de:

$$M = 1730 \times \frac{90}{2} = 1,730 \times 45 = 78,000 \text{ Kgr-cm.}$$

El momento que soporta una viga de 6" x 8" es:

$$M = R \times \frac{I}{V} = R \times \frac{1}{6} \times bh^2 = 80 \times \frac{1}{6} \times 15 \times (20)^2 = 80,000 \text{ Kgr/cm.}$$

El esfuerzo unitario de corte será:

$$\tau_o = 3/2 \times \frac{V}{A} = 3/2 \times \frac{1730}{15 \times 20} = 8.65 \text{ Kgr/cm}^2 < 10 \text{ Kgr/cm}^2$$

ENCOFRADO DE LAS VIGAS

Peso de la viga: 0.40x0.75x2,400	= 720 Kgr/m.l.
Carga constructiva	= 200 "
Encofrado	= <u>100 "</u>
Total	= 1,020 Kgr/ml.

Dándole una separación de 0.80 a las viguetas (4" x 4") (ver figura plano) y considerando el tablero del fondo de la viga como simplemente apoyado se tendrá el Momento:

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{1020 \times 0.4^2}{8} = 20.4 \text{ Kgr.}$$

El entablado se podrá de 1"

$$M_1 = R \frac{L}{V} = 80 \times \frac{1}{6} \times 45 \times (2.54)^2 = 22.3 \text{ Kgrm.}$$

$$M_1 = 22.3 \text{ Kgr} \quad 20.4 \text{ Kgr.}$$

Esfuerzo de corte longitudinal:

Máximo será:  $1020 \times 0.40 = 408 \text{ Kgr.}$

$$\tau_o = 3/2 \frac{V}{bh}$$

$$\tau_o = 3/2 \times \frac{408}{45 \times (25)} = 5.4 \text{ Kgr/cm}^2 < 10 \text{ Kgr/cm}^2$$

Las viguetas serán de 4" x 6"

El esfuerzo cortante que soportan estas son:

$$V = 1020 \times 0.80 = 816 \text{ Kgr.}$$

$$\zeta_0 = 3/2 \times \frac{816}{15 \times 10} = 8.16 \text{ Kgr/cm}^2 \quad 10 \text{ Kgr/cm}^2$$

Los postes serán 4" x 4"

-----

ESTUDIO ECONOMICO

Se usará un concreto de 1: 2: 4 con 30 % de piedras y grandes para el Estribo, un concreto simple de 1: 2: 4 para el pilar estribo y muros de contención, y un concreto de 1: 1: 2 para el puente en sí con una relación de agua - cemento de 0.47.

El peso por saco de cemento será el siguiente:

1 saco de cemento	42.5	Kgr.
Arena	85	"
Ormigón	170	"
agua 0.47 x 42.5	20	"

El factor de conversión por el que se multiplica los pesos obtenidos en equivalente de metros cúbicos, está dado por la expresión siguiente en donde se ha supuesto el peso del concreto simple es 2,300 Kgr/m<sup>3</sup>. Se tiene también que la densidad de la arena es de 1370 Kgr./m<sup>3</sup>. y de la piedra 1450 Kgr/m<sup>3</sup>. Se tiene entonces:

$$Z = \frac{2.300 - 0.3 \times 1450}{42.5 + 85 + 170 + 20} = \frac{1865}{3175} = 6$$

Luego para un metro cúbico de concreto se necesita:

Cemento	42.5 x 6 =	255 Kgr.
Arena	85 x 6 =	510 "
Ormigón	170 x 6 =	1020 "

Agua	20	x 6	=	120 Kgr.
Piedra Grande	(30 %)	=		435 "

Las proporciones por Volumen serán:

Cemento	--			6 sacos
Arena	<u>510</u>	=		0.37 m <sup>3</sup>
	1370			
Ormigón	<u>1020</u>	=		0.70 m <sup>3</sup>
	1450			
Agua	<u>120</u>	=		0.12 m <sup>3</sup>
	1000			
Piedra Grande	<u>435</u>	=		0.30 m <sup>3</sup>
	1450			

Las proporciones para 1 m<sup>3</sup> de concreto 1: 2: 4  
sin piedra grande será:

$$Z = \frac{2,300}{42.5 + 85 + 170 + 20} = \frac{2,300}{287.5} = 7.3$$

Luego para un metro cúbico de concreto se necesita:

Cemento	42.5	x 7.3	=	310 Kgr.
Arena	85	x 7.3	=	620 "
Ormigón	170	x 7.3	=	1240 "
Agua	20	x 7.3	=	146 "

Las proporciones por Volumen serán:

Cemento	--			7.3 sacos
Arena	<u>620</u>	=		0.45 m <sup>3</sup>
	1370			



Ormigón	$\frac{1240}{1450} =$	$0.85 \text{ m}^3$
Agua	$\frac{146}{1000} =$	$0.146 \text{ m}^3$

Para el concreto 1:1:2 se tiene que las proporciones por volumen a  $1 \text{ m}^3$  de concreto será:

Cemento	=	12.1 sacos
Arena	=	$0.375 \text{ m}^3$
Ormigón	=	$0.709 \text{ m}^3$
Agua	=	$0.242 \text{ m}^3$

M E T R A D O

ESTRIBOS

<u>Base</u> (concreto ciclopeo 1: 2: 4 con 30 % piedra grande)	Volumen del cuerpo	184.00 $\text{m}^3$
<u>Pilar Estribo</u> (Concreto Armado 1: 2: 4)	Volumen del concreto	78.40 $\text{m}^3$
	Superficie de encofrado	284.00 $\text{m}^2$
	Armadura	4,000 m Kgr.
<u>Muros de contención</u> (Concreto Armado 1: 2: 4)	Volumen del concreto	214.00 $\text{m}^3$
	Superficie de Encofrado	580.00 $\text{m}^2$
	Armadura	21.000 Kgr.

EL PUENTE

Baranda (Incluyendo sardinel)

Volumen del concreto	20.20 m3
Superficie de encofrado	203.00 m2
Armadura	1,620 Kgr.

Losa

Volumen del concreto	100 m3
Encofrado	396 m2
Armadura	5,850 Kgr.

Vigas (Incluyendo el de arrostamiento)

Volumen del concreto	35 m3
Encofrado	222 m2
Armadura	5,200 Kg.

Columnas

Volumen del concreto	20 m3
Encofrado	168 m2
Armadura	1,420 Kg.

Arcos

Volumen del concreto	178 m3
Encofrado	440 m2
Armadura	26,000 Kgr.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Concreto Ciclopeo 1:2:4 con 30% piedra grande por m<sup>3</sup> se tiene:

Materiales

Cemento	6 sacos x 13.62	=	82.00
Arena	0.37 m <sup>3</sup> x 20 m <sup>3</sup>	=	7.40
Ormigón	0.70 m <sup>3</sup> x 20 m <sup>3</sup>	=	14.00
Piedra grande	0.30 m <sup>3</sup> x 15 m <sup>3</sup>	=	4.50
Depreciación herramienta por m <sup>3</sup>		=	2.00
			<u>2.00</u>
			s/ 109.90 m <sup>3</sup>

Costo del m<sup>3</sup> del concreto 1:2:4

Cemento	7.3 sacos	13.62	=	99.00
Arena	0.45 m <sup>3</sup>	x 20.00	=	9.00
Ormigón	0.85 m <sup>3</sup>	x 20.00	=	17.00
Depreciación herramienta por m <sup>3</sup>			=	2.00
				<u>2.00</u>
				s/ 127.00 m <sup>3</sup>

Costo del m<sup>3</sup> del concreto 1:1:2

Cemento	12.1 sacos	13.62	=	165.00
Arena	0.375 m <sup>3</sup>	20.00	=	7.50
Ormigón	0.709 m <sup>3</sup>	20.00	=	14.20
Depreciación herramienta por m <sup>3</sup>			=	2.00
				<u>2.00</u>
				s/ 188.70 m <sup>3</sup>

Madera

Se le dará 4 usos; el precio por pie cuadrado de pino oregon es \$/ 3.20

Precio del metro cuadrado (0.80 x 10.4) = 8.30 m<sup>2</sup>

Armadura

Precio del Kgr.	2.75
Doblado y colocación del fierro incluyendo Leyes Sociales	<u>0.50</u>
	\$/ 3.25 Kgr.

Mano de Obra

Encofrado	3.00 m <sup>2</sup>
Desencofrado	0.50 "
Clavos 1/4 Kgr. \$/ 4 Kgr.	1.00 "
Alambre	2.00 "
Leyes Sociales 47%	<u>3.05 "</u>
	\$/ 9.55 m <sup>2</sup>

Preparación de la mezcla, vaciado y curado

Costo por metro cúbico	14.00
Leyes Sociales 47%	<u>6.60</u>
	\$/ 20.60 m <sup>3</sup>

INVERSION TOTAL

Partidas	Metrado	Precios Unitarios	Parcial	Total
<u>Excavación:</u>				
Roca dura	120 m <sup>3</sup>	11.56 m <sup>3</sup>	1,400	
Conglomerado	238 m <sup>3</sup>	5.00 m <sup>3</sup>	1,190	2,590
<u>Estribo de concreto ciclopeo (Base)</u>				
Vaceado	184 m <sup>3</sup>	109.90 m <sup>3</sup>	20,300	
	184 m <sup>3</sup>	20.60 m <sup>3</sup>	3,800	24,100
<u>Pilar estribo:</u>				
Concreto (1:2:4)	78.4 m <sup>3</sup>	127,00 m <sup>3</sup>	10,000	
Armadura	4,000 Kg	3,25 Kg	13,000	
Encofrado	284 m <sup>2</sup>	17,85 m <sup>2</sup>	5,000	
Vaciado	78.4 m <sup>3</sup>	20,60 m <sup>3</sup>	1,620	39,620
<u>Muros de contención:</u>				
Concreto (1:2:4)	214 m <sup>3</sup>	127,00 m <sup>3</sup>	27,000	
Armadura	21,000 Kg	3.25 Kg	47,200	
Encofrado	480 m <sup>2</sup>	17.85 m <sup>2</sup>	8,600	
Vaciado	214 m <sup>3</sup>	20.60 m <sup>3</sup>	4,400	87,200
<u>Puente:</u>				
Concreto (1:1:2)	3,532 m <sup>3</sup>	188,70 m <sup>3</sup>	66,500	
Armadura	40,000 Kg	3.25 Kg	130,000	
Encofrado	1,429 m <sup>2</sup>	17.85 m <sup>2</sup>	25,600	
Vaciado	353.2 m <sup>3</sup>	20.60 m <sup>3</sup>	7,250	
Asfaltado	330 m <sup>2</sup>	6.62 m <sup>2</sup>	2,180	
Cimentación provicional del Encofrado (Estimado)			15,000	
Pulido y Pintura (Estimado)			20,000	266,530
<u>Relleno</u>	1,060 m <sup>3</sup>	400 m <sup>3</sup>	4,240	4,240
			Total	\$/ 424,280
<u>Utilidad del Constratista (12%)</u>				50,800
<u>Imprevisto (5 %)</u>				21,200
<u>Inversión Total =</u>				\$/ 496,280

B I B L I O G R A F I A

- Copias de Caminos del Ing. RAUL PARAUD.  
Caminos de Escario.  
Copias de Mecánica de Suelos del Ing. LE ROUX.  
Boletín de la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento.  
Manual de Señalización del Ministerio de Fomento.  
Manual de Alcantarillas tipo losa del Ministerio de Fomento.  
Bituminus Handbook de Baber Greene.  
Replanteo de Curvas de Sarrazin.  
Apuntes y copias de Puentes del Ing. JUAN QUIROGA.  
Apuntes de Concreto Armado del Ing. JUAN SARMIENTO.  
Puentes de Scott.  
Reinforced Concrete Structures de Peabody.  
Estructuras de Thimoshenko.  
Estructuras de Fernandez Casado .  
Reinforced Concrete Bridge de Taylor-Thompson.  
Specification for Highway Bridges de la AASHO.
-