

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES CIVILES

PROYECTO DE GRADO

CAMINOS

WALTER EXIBIO LLAQUE

PROMOCION 1951

LIMA - PERU

1954

PROYECTO DE CAMINOS PARA EL AÑO 1951

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 Presupuesto
- 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 # 1 al # 20 harán el estudio de la ruta AB en el plano #1.

" " " 21 " 40 harán el estudio de la ruta CD en el plano # 2.

" " " 41 6 60 harán el estudio de la ruta EF en el plano #3.

De las rutas estudiadas, marcarán en el plano, las dos que encuentren mas convenientes, y entre ellas se escogerá la que se estime la mejor, fundamentando ampliamente en la memoria esta adopción.

- b).- Trazo definitivo.- Se hará el trazo definitivo en los Planos a Escala 1:2000 en la siguiente forma:

Los alumnos del #1 al # 10 trabajarán sobre el plano " 4 uniendo con trazo definitivo los puntos allí marcados como sigue

El alumno # 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 # 11 al # 20 trabajarán en el Plano " 5

uniendo con trazo definitivo los puntos que allí se marcan en la forma siguiente:

El alumno # 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 # 6, los alumnos del # 31 al 40 trabajarán sobre el Plano # 7, los alumnos del # 41 al 50 trabajarán sobre el Plano # 8 y los alumnos # 51 al 60 trabajarán sobre el Plano # 9.

Harán el trazo 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 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.

Para hacer el estudio definitivo del kilómetro que le corresponda a cada alumno, 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 300 camiones y 200 automoviles 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 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 informarse en el Comercio los camiones que satisfacen estas condiciones, y, según los datos que se 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 # 1 al # 20 - planos # 4 y # 5

Los primeros 200 m. materiales suaves (II)

Los 500 m. siguientes, conglomerados y rocas blandas

Los 300 m. finales, rocas duras

Para los alumnos del # 21 al # 40 - planos # 6 y # 7

Los primeros 400 m. rocas blandas

Los 300 m. siguientes materiales suaves (II)

Los 300 m. finales rocas duras

Para los alumnos del # 41 al # 60 - planos # 8 y # 9

Los primeros 500 m. rocas duras

Los 300 m. siguientes rocas blandas y conglomerados y

Los 200 m. finales materiales suaves (II)

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 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 costos 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 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 ba-

lance 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 equipos, 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 en 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 en 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 5°.

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.

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

d).- Pavimento 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.

Se darán detalles de todas las etapas de la construcción del afirmado y de la superficie de rodadura y 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 del Bureau of Public Roads de los EE. UU. Se supondrá la existencia de canteras cercanas y se darán las graduaciones recomendadas en cada caso.

Se harán diseños de secciones transversales tipos, a Escala 1:50 para los casos de corte, 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).- Diseño y construcción de un puente.- En el perfil adjunto a Escala 1:100 se proyectará un puente de concreto armado, con la condición de que no podrán usarse soluciones con pilares intermedios y tramos simplemente apoyados, pero sí con vigas continuas o articuladas o pórticos. Se justificará la solución adoptada. Se puede usar también, la solución de arco o bóveda de un solo tramo.

La luz del puente será de 20 m. para el primer alumno y se aumentará 0.50 m. para el segundo y así sucesivamente hasta llegar al # 30 con 34.50 m. de luz, este puente será para doble tránsito.

Los alumnos del # 31 al # 60 seguirán el mismo sistema para la elección de la luz, pero el puente deberá ser para tres tránsitos.

La carga tipo para los primeros 30 alumnos será la H-15 S-12 y para los # 31 al 60 será la H-20 S-16 debiéndose seguirse las Especificaciones de la AASHO. La altura de la rasante la fijará el alumno. La velocidad de la corriente en estiaje es de 1.00 m.p.s.

Los alumnos variarán las luces entre los puntos A y B para tener la luz que les corresponde.

Sólo en los casos que se adopte pilares intermedios, la profundidad a que está la roca, puede reducirse de 10 a 3 m.

Se presentará una Memoria fundamentada que incluirá todos los cálculos estructurales, los detalles constructivos y un Presupuesto

detallado del Puente. Además presentarán como mínimo los siguientes planos:

- a).- Plano de ubicación
- b).- Perfil general del cauce con el diseño del puente y muros.
- c).- Planos de detalle de la estructura, montaje y encofrado.
- d).- Diagramas de esfuerzos y de momentos.
- f).- Estudio económico, análisis de precios y presupuesto.- Según lo expuesto en el acápite "Construcción y drenaje" se deberá hacer un análisis del costo unitario para las distintas máquinas que se usarán en la construcción del camino. Esto mismo deberá 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 metros respectivos, se formularán los Presupuestos para cada clase de obra, y se formulará también el presupuesto general del trabajo.

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 visibilidad 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 de cruce del río en los Planos al 2.000.

Se presentará como mínimo los siguientes planos:

- 1º.- Plano general del reconocimiento de ruta a Escala 1:50.000
- 2º.- Perfiles longitudinales comparativos de los reconocimientos efectuados a Escala horizontal 1:50.000 y vertical 1:5.000
- 3º.- Plano del trazo definitivo a Escala 1:2.000
- 4º.- Perfil longitudinal del eje proyectado entre los dos extre-

mos del trazo. Sólo se calculará el kilómetro que le corresponde, 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, drenes, etc.), tanto superficial como subterráneo.
- 8°.- Los planos pedidos en el acápite e) Puente.

Lima, 26 de Marzo de 1951.

Ing°. Raúl Parraud D.

fdo.

Ing°. Manuel E. Echeagaray.

fdo.

Ing°. Juan Quiroga A.

fdo.

.PROYECTO DE GRADO

INTRODUCCION

Generalidades del camino.- Previamente a los estudios y la construcción del camino, fijemos una ligera idea de lo que representa esta obra de Ingeniería, diciendo que: "Camino es una faja de terreno preparada en forma conveniente, de acuerdo a características técnicas y conteniendo obras especiales de tal modo que por ella se realice el tráfico vehicular con las mayores condiciones de seguridad y economía.

Al realizar los estudios y la construcción de una Carretera, es necesario no dejar de lado, ciertos principios fundamentales y condiciones esenciales que debe reunir un moderno camino. Entre las condiciones necesarias que requiere un camino de este tipo podemos nombrar: ubicación definitiva en una zona adecuada para todas las exigencias futuras del volumen de tráfico y la conducción de vehículos, las condiciones de seguridad deben satisfacerse hasta donde sea posible evitando, al máximo las curvas cerradas y los cambios bruscos de rasante; comodidad tanto para los vehículos que transitan por la pista pavimentada, como también para los peatones; bajo costo de operación durante la construcción y en los trabajos posteriores de conservación y mantenimiento.

La ruta debe ser elegida después de un amplio estudio que contemple las condiciones adecuadas tanto en planta como en perfil. Como se ha dicho anteriormente es necesario que las pendientes y las curvas permitan un desarrollo normal del tráfico. En el trazado en planta debe buscarse tener la menor longitud posible pero sin exceder las pendientes límites fijadas por las "Normas Peruanas para la Construcción de Carreteras".

Considerando la buena ubicación de la ruta y un estudio detenido de las pendientes se podrá evitar complicaciones futuras que pueden causar aumentos del tráfico o del peso de la carga. En este punto es donde debe dedicarse preferente atención para variaciones posteriores; una variación en las pendientes ocasionaría mayores gastos comparados con los que pudiera realizarse con el trazado en planta. Un error del trazado en planta puede ser subsanado con un ensanchamiento, en cambio un error del trazado en perfil solo puede ser corregido mediante una variante, solución mas compleja y desfavorable económicamente que la an-

terior.

Es imprescindible hacer notar que el trazado en perfil es muy importante en lo referente a construcción de Carreteras en la sierra peruana, ya que la diferencia de cotas entre los puntos por unir es muy grande en relación con la distancia que los separa, esto en una forma general, aún considerando puntos al mismo nivel como en nuestro caso, pero es necesario bajar hasta determinado punto y nuevamente iniciar el ascenso.

La introducción de bermas en los caminos permiten una mayor seguridad para el tránsito, evitando accidentes sobre todo en el cruce de vehículos. Ellas deben tener un ancho suficiente para cumplir su doble misión: proteger el firme y evitar accidentes.

Los taludes de los rellenos deben ser tales que permitan una buena compactación y cumplan debidamente su misión de drenaje evitando erosiones. Las cunetas deben tener dimensiones tales que estén de acuerdo a las condiciones climatéricas de la zona. Son de vital importancia las obras accesorias del camino por que una buena construcción de ellas evitan las erosiones y por tanto disminuyen el costo de conservación y mantenimiento.

Finalmente como resultado del acierto al proyectar, y de haber tomado todas las precauciones necesarias para evitar la erosión en taludes y desagües, el conjunto del camino debe de tener belleza, del mismo modo que se exige esta condición en cualquier otro tipo de obra pública. El aspecto agradable del camino debe resultar del acierto en su trazo y construcción mas que de otros motivos decorativos que se agreguen.

NORMAS PERUANAS PARA EL ESTUDIO DE CARRETERAS

Por Resolución Suprema # 333 del 6 de Octubre de 1947 se aprobaron las "Normas Técnicas para estudio y construcción de Carreteras", las que sirven para normalizar las características de nuestros caminos, dentro de determinadas condiciones topográficas y climatéricas, de acuerdo con su categoría; a estas normas debe ceñirse el proyectista dentro de un criterio económico, ya que ellas han sido hechas acorde con los adelantos de las actuales orientaciones de la técnica caminera.

Clasificación.- Las normas anteriormente citadas dan la clasificación del terreno de acuerdo con sus accidentes topográficos, clasificándolos en terrenos de topografía plana, ondulada y accidentada.

De los planos correspondientes al presente proyecto se deduce que se trata de un terreno de topografía accidentada, razón por la cual para el estudio nos basaremos en las diferentes recomendaciones que para el efecto se señalan.

ESTUDIOS A EFECTUARSE

Según las especificaciones del presente proyecto este consta de seis grandes capítulos que son:

- a).- Reconocimiento de ruta
- b).- Trazo definitivo
- c).- Construcción y drenaje del camino
- d).- Diseño y construcción del pavimento y otras obras accesorias
- e).- Diseño y construcción de un Puente
- f).- Estudio económico, análisis de precios y Presupuesto.

CAPITULO I

RECONOCIMIENTO DE RUTA

El reconocimiento de ruta se ha planteado previo análisis del plano topográfico que se dispone, a Escala 1:50,000 y que representa un terreno de topografía accidentada, surcado por muchas quebradas y corrientes de agua. El problema en si es unir el punto A de cota 4540 metros, con el punto B de cota 3810 metros sobre el nivel del mar por medio de la determinación de un eje y una pendiente que ofrezcan la solución mas conveniente y económica y que a la vez satisfaga las especificaciones que prescriben las Normas Peruanas para el Estudio de Carreteras del Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

Lo primero que se hizo fué fijar las abras para trasponer las lineas de cumbres por ellas, luego se marcó la cota y distancia que había entre ellas para sacar la pendiente media del tramo que los unía y que servirían de base para el trazado de la ruta de reconocimiento.

Las pendientes máximas a usar según las Normas Peruanas son:

de 3000 a 4000 metros	4.8%
de 4000 a mas	4.4%

Las pendientes medias máximas computadas en secciones de 10 en 10 Kilómetros o menos de ascenso o descenso continuo, según las Normas anteriormente citadas son:

de 3000 a 4000 metros	3.4%
de 4000 a mas	3.0%

Tomando en consideración las pendientes, se procedió al trazo de las lineas de gradiente, llegando a una doble solución entre los puntos A y E, entre los puntos E y G la solución ha sido unica, nuevamente se presentan dos soluciones entre los puntos G y K, para finalizar con una sola solución entre los puntos K y B.

Descripción de los trazos

Trazo rojo (ABCDEFGHIJKB).-

En general presenta dos tramos: uno de ascenso hasta el abra D de cota 4860 metros y otro de descenso hasta el punto B de cota 3810 metros. Partimos del punto A de cota 4540 metros con una pendiente de 2.8 %, hasta llegar al punto C de cota 4700 metros, del punto C varía la pendiente a 2.95 % hasta llegar al abra D de cota 4810 metros. Desde el abra D inmediatamente se inicia el descenso con una pendiente de 0.5 % hasta llegar al abra E de cota 4810. Con una pendiente de 2.5 % se continua bajando desde E hasta F, punto en el cual se continúa con 2.3% de pendiente hasta llegar hasta llegar al abra G de cota 4585 metros. Llegando a este punto se continua por la margen derecha del rio principal que lo podemos llamar asi por ser relativamente el mas importante, con una pendiente de 4.4% que es la máxima admisible entre 4000 metros a mas, hasta llegar al punto H de cota 4400 metros, desde H hasta I de cota 4300 metros se varía la pendiente a 2.29 %, del punto I al punto J la pendiente es de 3.13 %, el punto J está a una cota de 4200 metros; del punto J al punto K de cota 4000 metros la pendiente es de 3.0 % y por último del punto K con una pendiente de 3.4% se llega hasta el punto B de cota 3810, que es el punto terminal de nuestro reconocimiento.

Trazo verde (AC₁D₁EFGH₁KB)

En análoga forma al trazo anterior, este presenta dos tramos: uno de ascenso hasta el abra de cota 4935 metros y que es el abra D₁ y otro de descenso hasta el punto B de cota 3810. Se hace notar que en el presente trazo se asciende a una altura mayor y como características saltante los tramos comunes que presenta con el trazo anterior, por ser aparentemente las unicas soluciones al problema. Iniciamos el ascenso del punto A de cota 4540 metros con una pendiente de 3.0 % hasta llegar al punto C₁ de cota 4800 metros, seguimos subiendo desde el punto C₁ con una pendiente de 2.45 % hasta llegar al abra D₁ de cota 4935 metros. Cabe mencionar que entre C₁ y D₁ existe un abra de cota 4840 metros, por tratar el presente proyecto de un problema de altura

no ha sido necesario llegar a él, si bien es cierto que se hubiese podido bajar la pendiente, habría habido necesidad de forzarla en el siguiente paso al continuar el ascenso. Desde el punto D₁ con pendiente 1.90 % se comienza a descender hasta llegar al punto E de cota 4810 metros. A continuación viene el primer tramo común de los que se ha hecho referencia anteriormente y es el EFG o sea desde el abra E de cota 4810 metros con pendiente 2.5 % se llega al punto F de cota 4700 metros, variando allí la pendiente a 2.3% hasta llegar al abra G de cota 4585 metros. A partir de este abra nuevamente varía el trazo ya que toma la margen izquierda del rio principal y llega al punto H₁ de cota 4200 metros con una pendiente de 3.0 %. Desde este punto es necesario recurrir a un desarrollo para poder empalmar con el punto K de cota 4000 metros; se ha hecho con una pendiente de 2.17 % y es en este tramo que se realiza el cruce del rio, este desarrollo se ha buscado de hacerlo en la zona de topografía mas llana para evitar el movimiento de tierras y demas problemas que se presentan en todo desarrollo; posteriormente viene el segundo tramo común KB que va de las cotas 4000 a 3810 respectivamente con una pendiente de 3.4 % que es también el final de nuestro reconocimiento.

RESUMEN DE LAS RUTAS

Ruta roja

Tramo	Cotas	Pendiente	Longitud (m)
A - C	4540 - 4700	2.80 %	5700
C - D	4700 - 4860	2.95 %	5300
D - E	4860 - 4810	0.50 %	10300
E - F	4810 - 4700	2.50 %	4700
F - G	4700 - 4585	2.30 %	5700
G - H	4585 - 4400	4.40 %	4300
H - I	4400 - 4300	2.29 %	4450
I - J	4300 - 4200	3.13 %	3300
J - K	4200 - 4000	3.00 %	6750
K - B	4000 - 3810	3.40 %	5750

Un tramo de subida con una longitud de 11,000 metros y una pendiente promedio de 2.90 % y dos tramos de bajada: el primero hasta el punto K de cota 4000 metros con una longitud de 39500 metros y una pendiente promedio de 2.17 % y el segundo desde K hasta B con una longitud de 5,750 metros y una pendiente promedio de 3.40 %. La longitud total de la ruta roja (ACDEFGHIJKB) es de 56.250 Kilómetros.

Ruta verde

Tramo	Cotas	Pendiente	Longitud (m)
A - C ₁	4540 - 4800	3.00 %	8800
C ₁ - D ₁	4800 - 4935	2.45 %	5700
D ₁ - E	4935 - 4810	1.90 %	7000
E - F	4810 - 4700	2.50 %	4700
F - G	4700 - 4585	2.30 %	5700
G - H ₁	4585 - 4200	3.00 %	14000
H ₁ - K	4200 - 4000	2.17 %	9600
K - B	4000 - 3810	3.40 %	5750

Un tramo de subida con una longitud de 14,500 metros y una pendiente promedio de 2.72 % y dos tramos de bajada: el primero hasta el punto K de cota 4000 metros con una longitud de 41,000 metros y una pendiente promedio de 2.28 % y el segundo desde K hasta B con una longitud de 5,750 metros y una pendiente promedio de 3.40 %. La longitud total de la ruta verde (AC₁D₁EFGH₁KB) es de 61.250 Kilómetros.

DISCUSION DE LAS RUTAS

Para hacer la elección de cual de las rutas estudiadas es la mejor, se analizará conjuntamente el trazado en planta y el perfil correspondiente y consideraremos los factores predominantes, pero todo basado en un plano con curvas de nivel en Escala 1:50,000, el cual solo ofrece una idea aproximada del terreno; además se carece de datos geológicos del terreno, factor de gran importancia para la elección del trazado, pues el solo hecho de no ser propicio el terreno para la construcción del camino puede traer como consecuencia la no elección de la solución

propuesta, aunque ésta en otros aspectos represente una serie de ventajas, se hará por lo tanto solo un estudio teórico.

a) Longitudes y pendientes

Consideraremos conjuntamente estos dos factores, debido a que uno es consecuencia del otro, ya que a medida que las pendientes aumentan las longitudes disminuyen, el trazo rojo es 5Km. mas corto que el trazo verde, factor bastante predominante, pues una reducción en longitud disminuye los costos de construcción, explotación y conservación. De la inspección de los perfiles longitudinales y de los cuadros resúmenes de las rutas vemos que las pendientes están encuadradas dentro de lo reglamentario y son muy similares pudiéndose elegir cualquiera.

Puentes

Este renglón siempre representa una partida fuerte del presupuesto, en el trazo verde se cruza el río, mientras que en el rojo no, el desconocimiento de datos sobre luz, tipo del terreno en el cual se afirmarán las bases, máximas avenidas, etc., no permiten decir a priori cual es la ventaja que representa el trazo rojo, pero si diremos que es grande.

c) Alcantarillas

El trazo rojo intercepta 14 cursos menores de agua, mientras que el trazo verde cruza 12; pero el costo de las alcantarillas no depende de su número sino de su longitud y por ello tampoco se puede sacar una idea de la magnitud de este factor.

d) Otros factores

De la observación en planta de los dos trazos, vemos que ambos en casi toda su longitud marchan por terreno suave, lo cual facilita tanto el reconocimiento de ruta en el terreno como la ejecución del trazo definitivo, por lo tanto este factor tampoco se puede tomar en cuenta.

De lo anteriormente expuesto sacamos como conclusión que el trazo rojo es el que presenta mayores ventajas y por ello será el elegido.

CAPITULO II
TRAZO DEFINITIVO

Según las especificaciones corresponde al presente proyectante, hacer el trazo del punto # 10 al punto # 9 y el estudio completo a partir del punto # 10, del primer kilómetro, para una carretera de primera clase en topografía accidentada.

Las características del camino según las Normas Peruanas, serán las siguientes:

Velocidad directriz	45 Km/h.
Radio mínimo de curvas	50 m.
Pendiente máxima hasta 1.000 m. de altura	6%
Pendiente máxima de 1.000 a 2.000 m.	5.6%
Pendiente media máxima, computada en tramos de 10 en 10 Km. de 0 a 1.000 m.	4.6%
Pendiente media máxima, computada en tramos de 10 en 10 Km. de 1.000 a 2.000m.	4.2%
Superficie de rodadura	6 m.
Berma por lado	0.50 m.
Profundidad de cuneta	0.30 m.
Ancho de cuneta	0.50 m.
Derecho de vía	20 m.
Visibilidad de alcance	52 m.
Usuario	H-15 S-12

A continuación se procederá a tratar de los diferentes aspectos del trazado en planta, del perfil longitudinal y de las secciones transversales.

Velocidad directriz.- Es el factor predominante en la adopción de los radios mínimos, peralte, sobreancho, distancia de visibilidad, etc. , que son puntos básicos que determinan las características del trazado en planta, perfil longitudinal y secciones transversales, proporcionando las máximas seguridades al vehículo.

Las especificaciones americanas que existen al respecto, recomiendan velocidades directrices muy altas, las cuales no son aplicables en nuestro medio pues implicarían grandes movimientos de tierras, en

virtud de lo accidentado de nuestro medio, su adopción no sería económica

Las Normas Peruanas del trazado de Carreteras, recomiendan una velocidad directriz de 45 km/h. para una topografía clasificada como accidentada y es la que será adoptada, con excepción en 3 curvas: 2 de desarrollo y otra en que el aumento de esta velocidad, traería consigo un aumento del radio con gran movimiento de tierras. En ellas se determinará la velocidad.

TRAZADO EN PLANTA

El trazado en planta está compuesto de alineamientos rectos y unidos por medio de curvas, que unen puntos fijados de antemano de acuerdo a la gradiente que se espera obtener en el camino. Se ha tratado en lo posible de acomodarse a la configuración topográfica del terreno dando a las curvas la mayor amplitud donde se podía, a fin de evitar el movimiento de tierras mayores de los necesarios para cumplir todos los requisitos.

Radio mínimo. - Según las especificaciones americanas de la AASHO el radio mínimo se obtiene de la siguiente expresión:

$$R = \frac{V^2}{e} 0.067$$

Siendo:

R = radio mínimo en pies

V = velocidad en millas por hora

e = sobreelevación en pies por pie de ancho

La fórmula anterior da como resultados valores muy altos.

Las Normas Peruanas recomiendan la fórmula que a continuación se indica:

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

Siendo:

R = radio mínimo en m.

V = velocidad en Km/h.

p = peralte

f = coeficiente de fricción que se deduce de la fórmula

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

Para la velocidad directriz media de 45 Km/h. el valor de "f" resulta ser igual a 0.2, que llevado a la fórmula del radio mínimo proporciona los siguientes valores

p	0	2%	4%	6%	8%
R	93	72.5	66.5	61	56

Los radios de las curvas que se consignan en el trazo han sido adoptados después de una serie de aproximaciones, entre el trazado en planta, el perfil longitudinal, y las secciones transversales a fin de conseguir el menor movimiento de tierras.

PERALTE.- Existen una serie de factores tales como: el peligro de deslizamiento y peligro de vuelco que exigen que en las curvas la plataforma, se incline haciendo un cierto ángulo con la horizontal, obteniéndose el peralte o sobreelevación, indispensable para la seguridad del tráfico. La práctica de peraltar las curvas tuvo un desarrollo lento, sin embargo ya por el año de 1920, los aumentos de velocidad y volumen de tránsito tuvo por consecuencia que en varios estados de los E.E. U.U. se iniciara la práctica de peraltar las curvas.

El peralte tiene como objeto, primordial, contrarrestar la fuerza centrífuga desarrollada por el vehículo en movimiento. En relación con el tráfico evita el deslizamiento lateral y mantiene al vehículo dentro de sus límites de trocha.

La fórmula práctica que se usa para calcular el peralte es:

$$p = \frac{V^2}{2.28R}$$

Dicha fórmula proviene de la del radio mínimo, en la cual se ha despreciado el valor de la fricción "f" y se han considerado los 3/4 de la velocidad directriz.

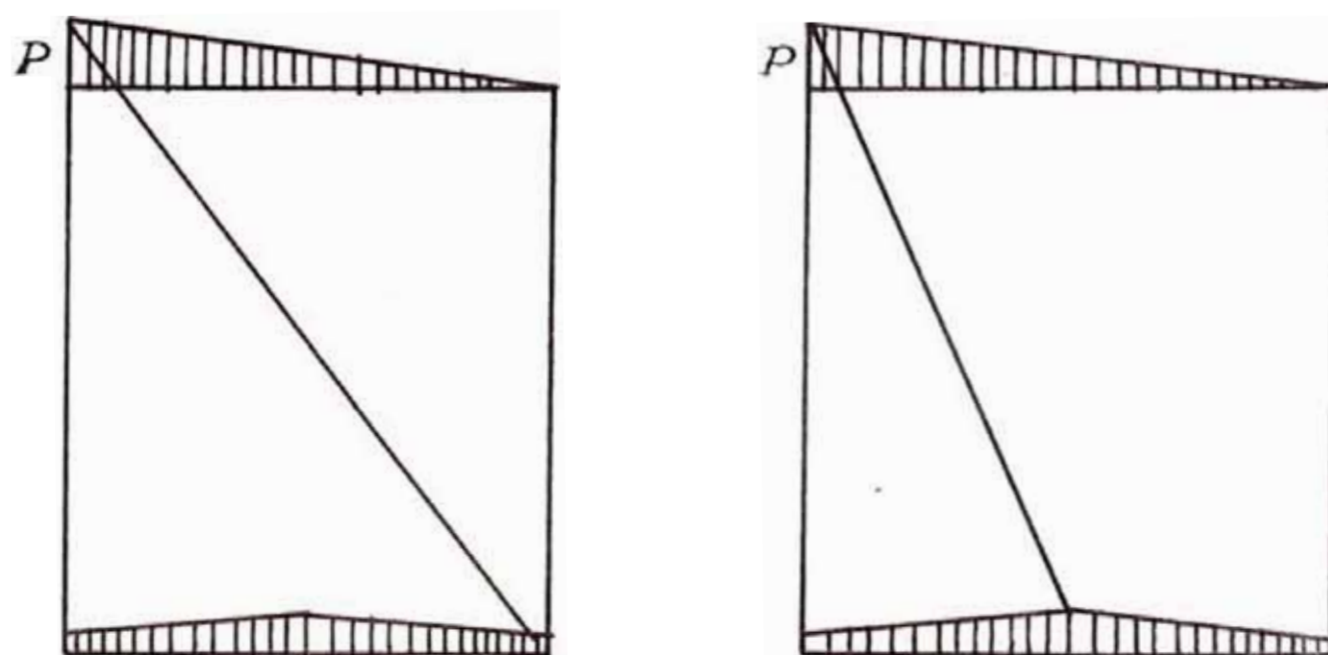
La fórmula está basada en los estudios del ingeniero Barnett y el criterio para la reducción es absorber con el peralte la fuerza centrífuga debida a los 3/4 de la velocidad o sea el 56% de la fuerza centrífuga total; el 44% restante será absorbido por la fricción de modo que este coeficiente es siempre menor que el peralte adoptado en cada

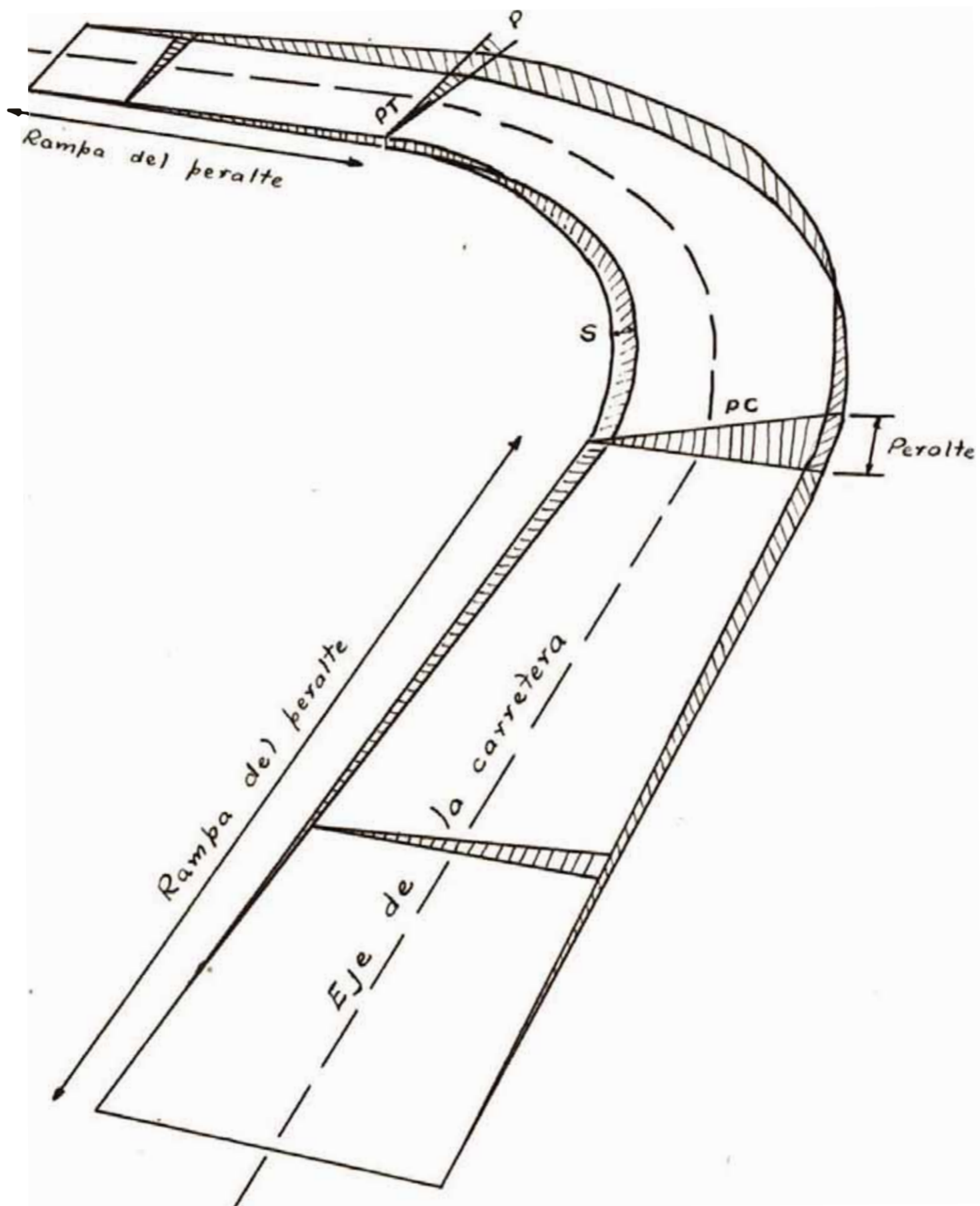
caso. Con ello la curva no es solo segura sino también cómoda, es decir que no se percibirá ningún esfuerzo de la fuerza centrífuga.

Con todo aunque se suponga una velocidad reducida y un radio de la misma naturaleza, los valores de "p" resultan excesivos. Así para $V = 50 \text{ Km/h.}$ y $R = 150 \text{ m.}$ resulta $p = 0.13$, por lo cual las Normas Peruanas, han limitado dicho peralte al 8% como máximo y establecen el siguiente criterio para su determinación: "En las Carreteras de primera y segunda clase, la inclinación será mantenida en 8% hasta el radio de 340 m. y disminuirá proporcionalmente en medio (1/2%) para cada 20 m. hasta radios de 580 m. Todas las curvas de radios mayores tendrán 2% de peralte". En nuestro caso todas las curvas del trazo tendrán un peralte de 8%.

Rampa del peralte. - En los tramos rectos los dos lados del camino están al mismo nivel, en las curvas el borde exterior está sobreelevado con respecto al borde interior, luego se hace necesario, ir sobreelevando gradualmente el borde exterior en la parte recta que está antes del comienzo de la curva, de modo que al iniciarse la curva ya está ella íntegramente sobreelevada, dicha elevación se mantiene en todo lo largo de la curva comenzando a decrecer paulatinamente a partir del fin de la curva, de la misma manera que se hizo en el acceso.

La sobreelevación puede hacerse de dos maneras, ya sea girando sobre el eje de la Carretera o sobre su borde interior, ambos sistemas son permitidos por las Normas Peruanas. El detalle de ejecución de ambos sistemas se muestra en el gráfico adjunto. La longitud de la rampa del peralte es de 50 a 100 veces el mismo peralte. Cuando se interponen curvas de transición sobre toda la longitud de dichas curvas se forman las referidas rampas.





ESQUEMA DE UNA CURVA CON PERALTE Y SOBRECANCHO

Sobreancho.- Cuando un vehículo entra a una curva, debido al desplazamiento de las ruedas delanteras, este tiende a ocupar mayor ancho que en las tangentes y es menos perfecta la trayectoria que sigue, de allí que ha nacido la práctica de aumentar el ancho de la calzada en curvas de radios menores de 300 m. Este ensanche se determina por medio de la fórmula de Voshell, que reducida al sistema métrico es recomendada por las Normas Peruanas siendo su expresión:

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

Siendo:

- S Sobreancho en metros
- n - número de vías de tráfico
- R - Radio de la curva en metros
- l - distancia entre ejes del vehículo, fijada en 6.00 m.
- V - Velocidad directriz en Km/h.

Reemplazando valores los sobreanchos obtenidos para las curvas que existen en nuestro kilómetro son:

Número de la curva	Valor del sobreancho
1	0.85 m.
2	0.75 m.
3	0.85 m.
4	0.52 m.
5	0.85 m.

Este sobreancho se dará por mitades hacia los lados interior y exterior de la curva.

Curvas de transición.- Las curvas de transición permiten pasar gradual e insensiblemente, del radio infinito de la recta al finito de la curva circular. Las Normas Peruanas recomiendan su uso para curvas de radios menores de 580 metros.

La longitud de las curvas de transición se determina mediante la fórmula:

$$L = \frac{V}{CR}$$

Siendo:

L = longitud de la curva

V = Velocidad directriz en Km/h.

C = coeficiente variable con la velocidad y que tiene los siguientes valores:

$$C = 28 \text{ para } V > 100 \text{ Km/h.}$$

$$C = 46 \text{ para } V \text{ entre } 100 \text{ y } 60 \text{ km/h.}$$

$$C = 70 \text{ para } V < 60 \text{ Km/h.}$$

Aplicando la fórmula para $V = 45 \text{ Km/h.}$, obtenemos las siguientes longitudes para las curvas de transición.

Numero de la curva	Longitud de la transición
1	13.00
2	10.85
3	13.00
4	6.50
5	13.00

También se especifica que la longitud de las curvas debe satisfacer la siguiente condición.

$$L \leq 2R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2}$$

Siendo:

L = Longitud de la curva de transición

R = radio de la curva

Δ = ángulo en el centro de la curva

En todas nuestras curvas satisfacemos esta condición pues tenemos:

Número de la curva y longitud	$2R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2}$
1 = 13.00	31.74
2 = 10.85	92.45
3 = 13.00	108.44
4 = 6.50	56.20
5 = 13.00	193.70

Se puede apreciar que las cinco curvas de transición son de longitud pequeña y para recorrerlas a una velocidad de 45 Km/h. se emplearían 1.04", 0.87", 1.04", 0.52" y 1.04" respectivamente, tiempos imperceptibles por el sentido humano, tomando en consideración también que se trata de un tráfico lento y pesado, no afectará mayormente el prescindir de

ellas y no se tomarán en cuenta en el presente proyecto.

VISIBILIDAD

El radio mínimo, el peralte, el sobreancho y las curvas de transición tienen por objeto prestar seguridad desde el punto de vista del volteo y del deslizamiento al vehículo, durante el pasaje del alineamiento recto a la curva. Existe además otro factor que gobierna el trazo definitivo y es la mínima distancia de visibilidad que requiere un conductor de reacción normal para detener o desviar su vehículo ante la presencia de un obstáculo, se hace necesario ver estos casos de visibilidad.

Visibilidad en tangente.- Veamos primero el caso de dos vehículos en marcha. Una comisión especial de la AASHO publicó en el año 1939 un folleto que contenía varias sugerencias para el proyecto, especialmente en lo concerniente a la distancia visual mínima para el sobrepaso.

Es lógico que por lo general no es posible proveer las distancias requeridas para el sobrepaso en la longitud total del proyecto debido a limitaciones topográficas, no será posible proyectar la totalidad de curvas tanto verticales como horizontales de manera que ofrezcan visibilidad suficiente para el sobrepaso; pero se debe a intervalos frecuentes, asegurarse las distancias visuales necesarias para que el mismo pueda realizarse dentro de las condiciones de seguridad. Los tramos para el sobrepaso deberán estar espaciados en lo posible de no más de 1.5 Km. y en ningún caso este intervalo excederá de 3 Km. aproximadamente. La comisión supone que en un camino de dos vías el vehículo sobrepasado circula a velocidad uniforme y que mientras la visibilidad no es suficiente para el sobrepaso sin riesgo, es seguido con la misma velocidad por el vehículo que sobrepasa. Cuando la visión se ensancha y la visibilidad se vuelve suficiente para que el sobrepaso pueda efectuarse con seguridad el conductor requerirá un cierto tiempo, para apreciar la situación, observar el tránsito en sentido opuesto y tomar una decisión. Si se supone que durante el sobrepaso el vehículo acelera constantemente su velocidad y que en el momento que dicha maniobra se inicia se presenta a la vista del conductor un tercer vehí-

culo circulando en sentido contrario, el cual llega a situarse al lado del vehículo que sobrepasa en el preciso instante que este completa su maniobra. Estas suposiciones no abarcan todas las formas de sobrepaso posible, pero permiten una determinación satisfactoria de la distancia visual que requiere dicha operación. La forma de maniobrar supuesta requiere la consideración de los siguientes elementos:

- a) Distancia recorrida durante el tiempo de percepción
- b) Distancia recorrida por el vehículo que sobrepasa mientras realiza la operación
- c) Distancia recorrida por el vehículo que circula en sentido opuesto durante la operación de sobrepaso.

Escario señala la siguiente fórmula para la determinación de esta distancia de visibilidad:

$$d_v = \frac{V}{1.8} + 4 \sqrt{a \left(\frac{V^2}{3.62gU_t} + \frac{a}{4} \right)}$$

Para: $U_t = 0.20$	$V = 40 \text{ Km/h.}$	$d_v = 77 \text{ m.}$
$U_t = 0.65$	$V = 80 \text{ Km/h.}$	$d_v = 106 \text{ m.}$
$U_t = 0.65$	$V = 100 \text{ Km/h.}$	$d_v = 132 \text{ m.}$

Siendo U_t el coeficiente de rozamiento transversal por rotación entre el vehículo y el firme

Imposibilidad de cruce - Distancia de parada. - Cuando el camino es de un ancho tal que no permite el cruce de dos vehículos a la velocidad de régimen hay que calcular la distancia precisa para que pueda parar inmediatamente antes de chocar.

La fórmula que da esta distancia llamada distancia de frenado es:

$$d_f = v + \frac{v^2}{2gU_r} \quad \text{en m.p.s}$$
$$d_f = \frac{V}{3.6} + \frac{V^2}{3.6 \times 2gU_r} \quad \text{en K.p.h.}$$

Las fórmulas anteriores son para cuando se trata de un obstáculo fijo y si se quiere que el vehículo quede parado a una distancia de seguridad de 5.00 m. la distancia de visibilidad será:

$$d_v = d_f + 5$$
$$d_v = v + \frac{v^2}{2gU_r} + 5 \quad \text{en m.p.s.}$$

$$d_v = \frac{V}{3.6} \mp \frac{V^2}{3.6^2 \cdot 2gU_r} \quad \text{en K.p.h.}$$

En el caso de dos vehículos en marcha y que queden a una distancia de 5.00 m. la distancia de frenado será el doble luego:

$$d_v = d_f \times 2 \mp 5$$

$$d_v = \frac{V}{1.8} \mp \frac{V^2}{3.6^2 g U_r} \mp 5 \quad \text{en K.p.h.}$$

Las fórmulas anteriores son para tramos horizontales, si se consideran que tienen pendiente el esfuerzo acelerador vendrá aumentado o disminuido en $\pm i$. La distancia de visibilidad será el resultado de sumar los espacios de frenado de los dos vehículos, en la distancia de frenado de uno de ellos, el que desciende, i , será afectada por el signo (\mp) y el que asciende por el signo ($-$)

La fórmula a que se llega en este caso es:

$$d_v = \frac{V}{1.8} \mp 5 \mp \frac{U_r V^2}{3.6^2 g (U_r^2 - i^2)} \quad \text{en K.p.h.}$$

En las Normas Peruanas se establecen una serie de distancias de visibilidad en tangente para las Carreteras de dos clases según las consideraciones siguientes:

Distancia simple de visibilidad de frenado D_f , es la mínima necesaria para detener un vehículo que marcha a cierta velocidad a la vista de un obstáculo, no considera seguridad para los vehículos que viajan fuera de sus propias fajas de vía.

Distancia de visibilidad de paso D_p , es la necesaria para que el vehículo, pase con toda seguridad a otro que marche en la misma dirección, suponiendo que en la dirección opuesta se acerca un tercer vehículo. Se estima que el vehículo que es pasado lleva una velocidad de 15 Km. menor que la directriz.

Distancia doble de visibilidad D_d , es la que requieren dos conductores de habilidad media con 1.30 m. de altura visual sobre el suelo, para evitar el choque de sus vehículos. Se especifica que la Carretera disponga de visibilidad de frenado en todo su recorrido y de visibilidad

de paso a distancias no mayores de 5 kilómetros.

Para una velocidad de 45 Km/h. las distancias mínimas de visibilidad o que se señalan son:

D_f	(Distancia de visibilidad de frenado)	52.00 m.
D_p	(Distancia de visibilidad de paso)	86.00 m.
D_d	(Distancia doble de visibilidad)	170.00 m.

De estas la mas importante es la primera, que se satisficera en toda la parte del trazo que sea posible e igualmente con las otras dos, cuando ello no ocurra habra que recurrir a un adecuado sistema de señalizacion para darle seguridad al trafico tal como especifican las Normas Peruanas.

Visibilidad en curvas horizontales.- La seguridad del vehiculo en el camino, precisa tambien unas condiciones minimas de visibilidad en las curvas, de alli que en el grafico N°. 6 de las Normas Peruanas, se contemple este caso.

Recomienda que bastara en general la solucion que satisface la distancia de visibilidad de frenado. El grafico ha sido preparado a base de la formula:

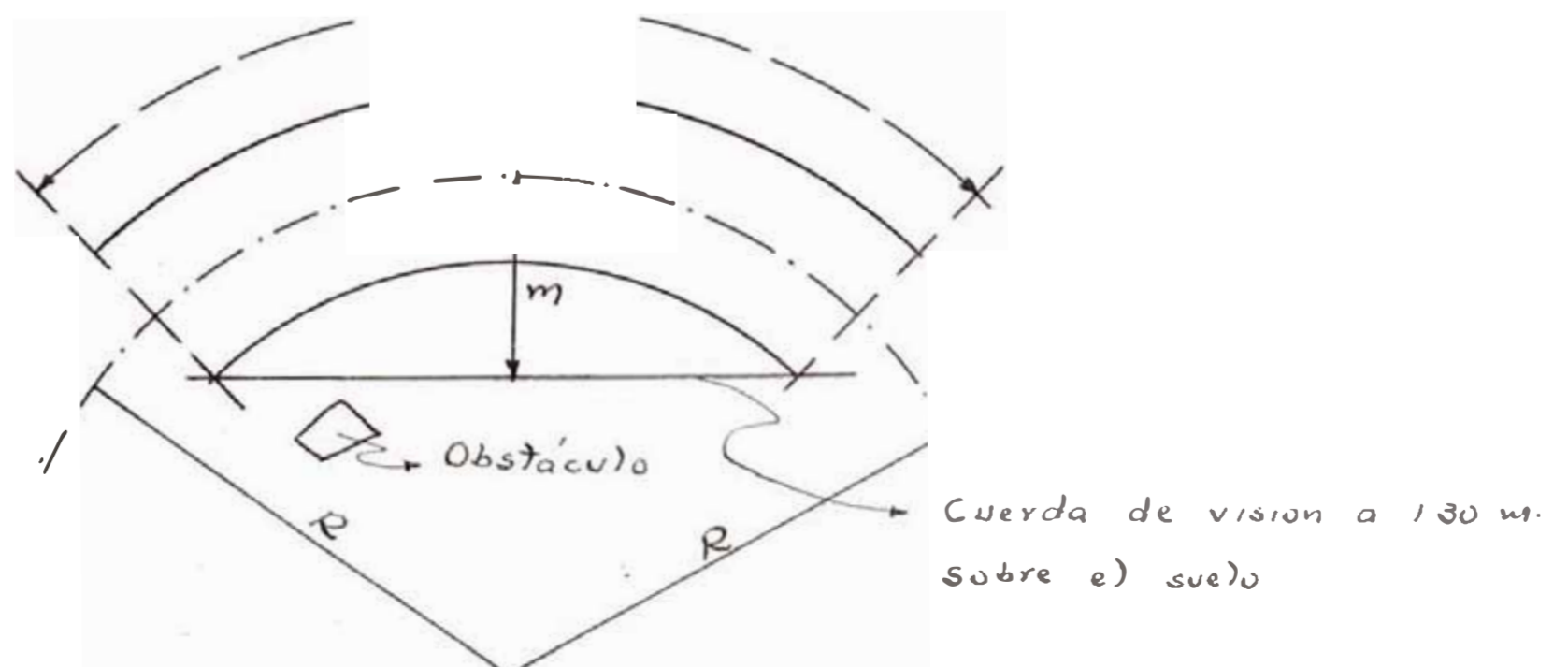
$$2R \arccos \frac{R-m}{R}$$

Donde:

D_v = Distancia de visibilidad en metros a lo largo de la curva (correspondiente a una velocidad directriz dada)

R = Radio de la curva en metros

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



Considerando en nuestro caso particular las curvas del primer kilómetro con los diferentes radios, la velocidad directriz de 45 Km/h. y la distancia de visibilidad de frenado para dicha velocidad, que es de 52 metros, utilizando el susodicho gráfico obtenemos:

Número de la curva	Radio	m
1	100	3.30
2	120	2.78
3	100	3.30
4	200	1.65
5	100	3.30

En el caso mas desfavorable tenemos un ancho disponible de:

Ancho de la calzada	3.00
Ancho de la berma	0.50
Sobreancho (Curva # 3)	0.75
Ancho de la cuneta	0.50
	4.75

3.30 4.75

Todos los valores obtenidos para la cuerda de visión son menores que el ancho mínimo que tenemos sin considerar el ancho que proporciona el talud a 1.30 m. de altura, por lo tanto no es necesario el uso de banquetas.

TRAZADO DEL EJE

El trazado del eje se ha realizado en el plano 1:2.000, uniendo con trazo definitivo los puntos # 9 y # 10. El problema está bien definido, bajar del punto 10 situado a una cota de 1027 metros hasta encontrar un sitio aparente para el cruce del río, lo cual se ha hecho a una cota de 916 metros e iniciar el ascenso hasta el punto # 9 situado a una cota de 1030 metros. El cruce del río se ha efectuado en forma perpendicular al cauce, entrando y saliendo en tangente con curvas de acceso que satisfacen el requisito de radios mínimos. La ubicación del punto de iniciación del trazo obliga a recurrir a desarrollos y es necesario durante el descenso alejarse del lugar donde se hubiese podido dar la vuelta de lazo con menor movimiento de tierras, esto es justificable por la

accesibilidad al río y la menor luz del puente que se necesitará y que es un factor de gran importancia,analogamente durante el ascenso ha sido necesario recurrir a dos vueltas de lazo,a fin de ganar la altura necesaria para llegar al punto # 9,los radios utilizados para las curvas de desarrollo son las siguientes:

En el descenso 30 m.

En el ascenso 56 y 40 m.

Las velocidades en este caso ,calculadas de acuerdo a la fórmula resuelta por el gráfico # 2 de las Normas Peruanas,son las siguientes:

para $R = 30$ $V = 34$ Km/h.

$R = 40$ $V = 39$ Km/h.

$R = 56$ $V = 45$ Km/h.

En la curva # 7,también ha sido considerado un radio de 35 m. en este caso la velocidad es

$R = 35$ $V = 37$ Km/h.

Se ha tomado en consideración que las Normas Peruanas,fijan que en casos excepcionales el radio mínimo,puede bajarse hasta 20 metros,esto no ha sido necesario en nuestro caso llegando solamente hasta el radio de 30 m. como mínimo en la curva # 14.

Para el trazado del eje previamente se trazó una línea de gradiente basada en las pendientes permisibles,al unir los puntos de la línea de gradiente por medio de alineamientos rectos se obtuvo la poligonal del eje;para tener una continuidad de esta poligonal se ha recurrido a las curvas horizontales.El eje del camino se ha elegido después de una serie de estudios comparativos con el perfil longitudinal y secciones transversales,con corrimientos del eje a uno y otro lado,particularmente para nuestro primer kilómetro,a partir de la estaca # 38 hasta la estaca # 60,hemos sacrificado el trazo vertical en beneficio del horizontal,pudiendo decir que la mayor parte del movimiento de tierras de todo el kilómetro se realizará en dicho tramo.De la estaca # 64 a # 72,se ha buscado de tener secciones como máximo en corte abierto por exigirlo así la configuración topográfica.Los cambios de rasante son también obligados a fin de tener una mejor compensación de los

volumenes de tierra por mover, pero en todo momento se ha cuidado de cumplir con las especificaciones de las Normas Peruanas a este respecto e igualmente en las demás condiciones conforme se hace notar.

Numeración de las estacas.- Se ha hecho por el sistema de números pares consecutivos, que al ser multiplicados por 10, nos permiten fácilmente conocer la distancia al origen. Puntos notables del trazo tales como el PC y PT de las curvas, que generalmente no coinciden con estacas enteras se designan por el número de la estaca inmediata anterior seguida de la distancia en metros a que se encuentra de ella.

Cálculo de las curvas.- Se ha hecho por medio de tablas especiales que proporcionan los valores de las tangentes, externas, y longitud de curvas para un radio unidad, las aproximaciones utilizadas son al decímetro.

CURVA # 1

R = 100 m.	
$\Delta = 18^{\circ} 02'$	Estaca del PI = 67 19.90
PI = 67 19.00	menos T = 15.80
T = 0.15868 x 100 = 15.90	Estaca del PC = 67 4.10
E = 0.01246 x 100 = 1.20	mas L = 37 1.50
L = 0.31474 x 100 = 31.50	Estaca del PT = 97 5.60

CURVA # 2

R = 120 m.	
$\Delta = 42^{\circ} 08'$	Estaca del PI = 287 10.40
PI = 287 10.40	menos T = 47 6.20
T = 0.38520 x 120 = 46.20	Estaca del PC = 247 4.20
E = 0.07162 x 120 = 8.60	mas L = 87 8.20
L = 0.31474 x 120 = 38.20	Estaca del PT = 337 2.40

CURVA # 3

R = 100 m.	
$\Delta = 56^{\circ} 56'$	Estaca del PI = 627 15.10
PI = 627 15.10	menos T = 47 14.20
T = 0.54220 x 100 = 54.20	Estaca del PC = 587 0.90
E = 0.13753 x 100 = 13.70	mas L = 87 19.40
L = 0.99367 x 100 = 99.40	Estaca del PT = 687 0.30

CURVA # 4

R = 200 m.
 $\Delta = 16^{\circ} 00'$
PI = 78 / 11.90
T = 0.14054 x 200 = 28.10
E = 0.00983 x 200 = 2.00
L = 0.27925 x 200 = 55.90

Estaca del PI = 78 / 11.90
menos T = 2 / 8.10
Estaca del PC = 76 / 3.80
mas L = 4 / 15.90
Estaca del PT = 81 / 9.70

CURVA # 5

R = 100 m.
 $\Delta = 38^{\circ} 10'$
PI = 98 / 1.60
T = 0.96850 x 100 = 96.90
E = 0.39212 x 100 = 39.20
L = 1.53880 x 100 = 153.90

Estaca del PI = 98 / 1.60
menos T = 3 / 16.90
Estaca del PC = 88 / 1.70
mas L = 15 / 3.90
Estaca del PT = 103 / 8.60

Km. 1 - Est. 3 / 8.60

Siguiendo el proceso anteriormente expuesto, no se conoce el número de la estaca "E", cuya distancia precisa por algunas circunstancias puede requerirse en algunos casos, para ubicarla en el perfil longitudinal; para conocer su numeración precisa se suma al PC de la curva la mitad de la longitud de la curva. Así por ejemplo para la curva # 3 tendremos:

Estaca del PI = 62 / 15.10
menos long. de la tang = 4 / 14.20
Estaca del PC = 58 / 0.90
mas mitad de L = 4 / 9.70
Estaca de E = 63 / 0.60
mas mitad de L = 4 / 9.70
Estaca del PT = 68 / 0.30

TRAZADO EN PERFIL

Generalidades.- Dentro del criterio de una lógica económica, la pendiente de un camino depende de las características del terreno en que el trazado se desarrolla. En nuestro país el problema de pendientes reviste especial interés; en realidad solo en la costa existen problemas de dirección que permiten ir de un sitio a otro tomando la menor dimensión pero en la sierra los problemas no son ya de dirección sino de altura.

Pendiente mínima.- Teóricamente el ideal en la construcción de caminos serían que estos fueran a nivel, pues el motor no tendría que vencer las resistencias propias de las pendientes, pero esta solución también tendría sus desventajas pues las aguas de lluvia que se estancan en las depresiones las ablandarían y contribuirían a su rápida destrucción, sobre todo cuando están constituidos por materiales aglomerados que el agua llega a desagregar, lo que eleva considerablemente el costo de conservación, con el fin de evitar este inconveniente las Normas Peruanas fijan la pendiente mínima en 0.5%, la cual no se ha usado en el presente proyecto en lo que a trazo definitivo se refiere, pero si en los estudios de reconocimiento.

Pendientes límites o máximas.- Las pendientes de la Carretera son impuestas muchas veces por la configuración del terreno, dependen de la diferencia de altura entre los puntos que se trata de unir. Existen sin embargo ciertos límites que no se deben exceder para darle seguridad al tráfico, pues a medida que se hacen mas grandes las pendientes, son mayores los accidentes por el resbalamiento de los carros al aplicar bruscamente los frenos; aunque en menor magnitud el problema también existe en las pendientes suaves.

Diversidad de autores han tratado el problema, sin llegar a coincidir exactamente en sus apreciaciones. La adopción de las pendientes límites varía también según los países y así tenemos las siguientes admisibles en algunos de ellos:

Países	Caminos principales	2a. Categoría	3a. Categoría
E.E. U.U.	5%		
España	5%	6%	7%
Italia			9.

Las autoestradas alemanas fijan 4% en terreno llano, 6% en terreno ondulado y 8% en terreno montañoso.

En el Perú las Normas Peruanas hacen intervenir la altura sobre el nivel del mar en las pendientes límites de la siguiente manera:

CARRETERAS		
ALTITUD	1a. y 2a. clase	3a. y 4a. clase
0 - 1000	4.6%	7%
1000 - 2000	5.6%	6.5%
2000 - 3000	5.2%	6%
3000 - 4000	4.8%	5.5%
4000 - a mas	4.4%	5%

Otras recomendaciones sobre pendientes:

La longitud de los tramos máximos de pendiente máxima será de 300 metros.

Antes y después del tramo de pendiente máxima, habrá tramos con pendiente cuando menos 2% menor que la máxima y con longitudes mínimas de 400 metros.

Las pendientes medias máximas computadas para secciones de 10 en 10 kilómetros o menos de ascenso o descenso continuo serán las siguientes

CARRETERAS		
ALTITUD	1a. y 2a. clase	3a. y 4a. clase
0 - 1000	4.6%	5.0%
1000 - 2000	4.2%	4.6%
2000 - 3000	3.8%	4.2%
3000 - 4000	3.4%	3.8%
4000 - a mas	3.0%	3.4%

En casos especiales podrá colocarse pendientes excepcionales hasta 1 1/2 mayores que la máxima, sin alterar la pendiente media de la sección. El tramo de pendiente excepcional no podrá exceder de 300 metros

En las curvas de volteo de los desarrollos, la pendiente máxima admisible será 2% menor que las fijadas, no siendo aplicable en este

caso la tolerancia anterior.

La longitud mínima para los cambios de pendiente será de 200 metros, en las curvas de volteo podrá reducirse a 100 metros si se emplea los radios mínimos.

Influencia de la pendiente por su longitud.- La longitud de la pendiente interviene de dos maneras en la rasante del camino:

a) Cuando el tramo es muy corto, origina algunas incomodidades a los pasajeros, a pesar de que se supone que en los cambios de pendiente mayores de 1% se pondrán curvas verticales cuya misión es dar comodidad y visibilidad al tráfico.

b) Cuando, los tramos de pendiente límite son muy largos, obliga a los vehículos a marchar mucho tiempo en primera o segunda produciendo un desgaste adicional, recalentando la máquina y cuando esto dura mucho tiempo el recalentamiento del agua del radiador baja el rendimiento del motor.

Cuando un carro entra a una pendiente los pasajeros están en una posición en el vehículo, pero al producirse el cambio de pendiente esa posición cambia y debe de transcurrir un tiempo "t", para que el cuerpo pase sin molestias de una posición a otra diferente. La adopción de curvas verticales disimula esta sensación pero es recomendable no hacer cambios cortos y seguidos de la rasante, estudios experimentales aconsejan que la mínima longitud de pendiente sea la recorrida por un carro en 20", para una velocidad de 45 Km/h. esa longitud sería de 250 metros pero las Normas Peruanas recomiendan una mínima de 200 metros.

En el presente proyecto se ha satisfecho todas las especificaciones, habiendo tenido que emplear hasta la longitud mínima para cambio de rasante en el primer kilómetro del trazo.

VEHICULOS

La función básica del vehículo y su influencia sobre las características del camino.- La función básica del camino es servir al tráfico, reuniendo tales condiciones que permitan la circulación con la máxima seguridad, economía y eficiencia, deben estar proyectados de manera que los vehículos, puedan salvar económicamente sus pendientes y pasar sus

curvas con una seguridad completa. La superficie del camino deberá tener la resistencia imprescindible para que no se deteriore bajo la acción de los vehículos que trafican por ella.

Según las especificaciones dadas para el presente proyecto las dimensiones y cargas máximas de los vehículos que circularán por la Carretera son:

Carga Tipo	H-15 S-12
Longitud total	15.00 m.
Ancho total	2.40 m.
Altura total	4.20 m.

El camión hallado en el comercio de características mas similares al mencionado anteriormente es el camión "Ford. F-800" con semitrailer cuyas características principales son:

Capacidad del eje delantero	7000 libras
Capacidad del eje trasero	17000 libras
Longitud total	12.00 metros

Capacidad de ascenso.- El problema básico de tracción consiste en determinar la capacidad de ascenso o sea la máxima pendiente que puede vencer un camión de las características dadas con una carga determinada.

Máximo peso bruto	22000 libras
Motor Cargo King V-8 de 155 HP	
Velocidad directriz	45 Km/h.
Pavimento asfáltico	
Altura máxima sobre el nivel del mar	1030 metros
Máximo par de fuerza libras-pie R.P.M.	284 a 2000
Porcentaje útil en directa	$E = 0.90$
Porcentaje util en otras marchas	$E = 0.85$
Neumáticos 9.00 x 20	10 capas de clasificación
Radio de la rueda	1.58 pies
Desmultiplicación del eje trasero standard	7.17 a 1
Desmultiplicación en la caja de cambios	

Primera	7.58	a	1
Segunda	4.38	a	1
Tercera	2.40	a	1
Cuarta	1.48	a	1
Quinta	1.00	a	1
Marcha atras	7.51	a	1

Productos "R" de la relación de engranajes en la caja de cambios y en el piñón de la corona:

Primera	54.35	a	1
Segunda	31.40	a	1
Tercera	17.21	a	1
Cuarata	10.61	a	1
Quinta	7.17	a	1
Marcha atras	53.85	a	1

A una velocidad directriz de 45 Km/h. se obtiene 250 R.P.M. en las ruedas

Esfuerzo tractor de un vehículo en marcha directa.- Es la medida del esfuerzo ejercido por las ruedas motrices en su punto de contacto con el suelo.

Su valor es: $E_t = 0.00119 \times T \times E \times R \times M$

T = Valor del par de fuerza en libra-pies

E = Eficiencia de la linea de propulsión

R = Desmultiplicación de engranajes

M = Número de revoluciones del neumático por milla

$$E_t = 0.00119 \times 284 \times 0.90 \times 7.17 \times 535 = 1170 \text{ libras}$$

Resistencia a la tracción.- Para que un vehículo pueda moverse a lo largo de un camino, es necesario que pueda vencer las distintas resistencias que se oponen a su movimiento y las cuales son:

Resistencia a la rodadura

Resistencia del aire R_2

Resistencia de la pendiente R_3

Resistencia de la altura R_4

Resistencia a la rodadura.- Es una cantidad variable y compleja, pues

depende de los siguientes factores: clase de pavimento, forma, presión y carga que actúa sobre los neumáticos, pendiente del camino y velocidad de los vehículos.

Experimentalmente se ha encontrado que en un pavimento de asfalto en buen estado de conservación esta resistencia es de 12.5 libras por cada 100 libras de peso.

Resistencia debida al aire.- Se determina por medio de la fórmula:

$$R_2 = K S V^2$$

K = coeficiente variable con la forma y dimensión del vehículo, varía de 0.001 a 0.0025 en el sistema inglés y de 0.0019 a 0.00475 en el sistema métrico

S = area proyectada de la sección del vehículo (transversal) en pies o metros cuadrados, varía entre 25 y 60 pies cuadrados

V = Velocidad en millas o en kilómetros por hora

Considerando el máximo valor de K y un area proyectada de 50 pies cuadrados, a la velocidad de 45 km/h. (28 millas/hora)

$$R_2 = 0.0025 \times 50 \times 28^2 = 98 \text{ libras}$$

Resistencia a la pendiente.- Es igual a la fuerza necesaria para levantar el vehículo a la altura fijada por la pendiente.

Para un peso "W" y una pendiente "i%" esta resistencia vale:

$$R_3 = \frac{i}{100} W$$

Si hacemos W = 1000

$$R_3 = 10i$$

Que da la resistencia por cada 1000 unidades de peso

Influencia de la altura.- En el Perú dadas las grandes alturas a que ascienden nuestros caminos y que corrientemente llegan sobre los 4000 metros sobre el nivel del mar en grandes extensiones, hay que considerar la pérdida de potencia del motor por enrarecimiento del aire, pérdida que es tanto mas importante que la influencia de la pendiente. Se acepta aproximadamente que por cada 100 metros de altura el motor pierde 1% de su potencia o sea que a 4000 metros se reduce en 40, por ejemplo si la potencia del motor fuera de 100 HP. esta se reduciría a 60 HP.

Resistencia de la altura.- Para mayor facilidad de los cálculos en lugar de disminuir la potencia del motor, se aumentan las resistencias

en la proporción de 1% por cada 100 metros.

Estando en poder del esfuerzo tractor y de las resistencias al movimiento se puede determinar la capacidad de ascenso.

Esfuerzo neto disponible.- Siendo el esfuerzo tractor de 1170 libras y considerando la acción del viento el esfuerzo neto disponible será:

$$E_{td} = E_t - R_2$$
$$E_{td} = 1170 - 98 = 1072 \text{ libras}$$

Coeficiente de rendimiento.- Es la tracción de la rueda en libras por cada 1000 libras de peso bruto del vehículo

$$C_r = \frac{E_{td} \times 1000}{22000} = 48.7 \text{ libras}$$
$$R_3 = 48.7 - R_1 = 48.7 - 12.5 = 36.2$$

La pendiente máxima que se pondría vencer al nivel del mar será:

$$i = \frac{R_3}{10} = \frac{36.2}{10} = 3.62\%$$

Pendiente que se puede vencer a una altura de 1030 metros

$$i = 3.62 (1 - 0.103)$$
$$i = 3.25\%$$

El valor de la pendiente obtenido teóricamente, es menor que el fijado por las Normas Peruanas para esa altura, esto es a consecuencia de que en el cálculo no se han tomado factores que aumentan el valor de la pendiente tales como los cambios de velocidad que permiten ascender pendientes mayores. Hemos supuesto que el vehículo asciende en directa y en realidad siempre se cambia a 4a. y 3a., a fin de evitar un mayor desgaste del motor, aumentando así considerablemente el torque en el eje trasero y el esfuerzo correspondiente en la marcha, con lo que el poder de arrastre también aumenta.

Por ejemplo si consideramos la subida en 4a. marcha:

$$E_t = 0.00119 \times 284 \times 0.85 \times 10.61 \times 535 = 1630 \text{ libras}$$
$$E_{td} = 1630 - 98 = 1532$$
$$C_r = \frac{1532 \times 1000}{22000} = 69.7$$
$$R_3 = 69.7 - 12.5 = 57.2$$

Pendiente que se puede vencer al nivel del mar

$$i = \frac{57.2}{10} = 5.72\%$$

Pendiente que se puede vencer a 1030 metros.

$$I = 5.72 (1 - 0.103)$$

$$i = 5.13\%$$

Distribución de la carga.- Cuando se carga un camión o remolque la carga se distribuye entre los ejes en proporciones determinadas que pueden ser calculadas. Para ello se necesita conocer los siguientes datos:

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

Si A es la distancia del eje delantero al centro de la carga util

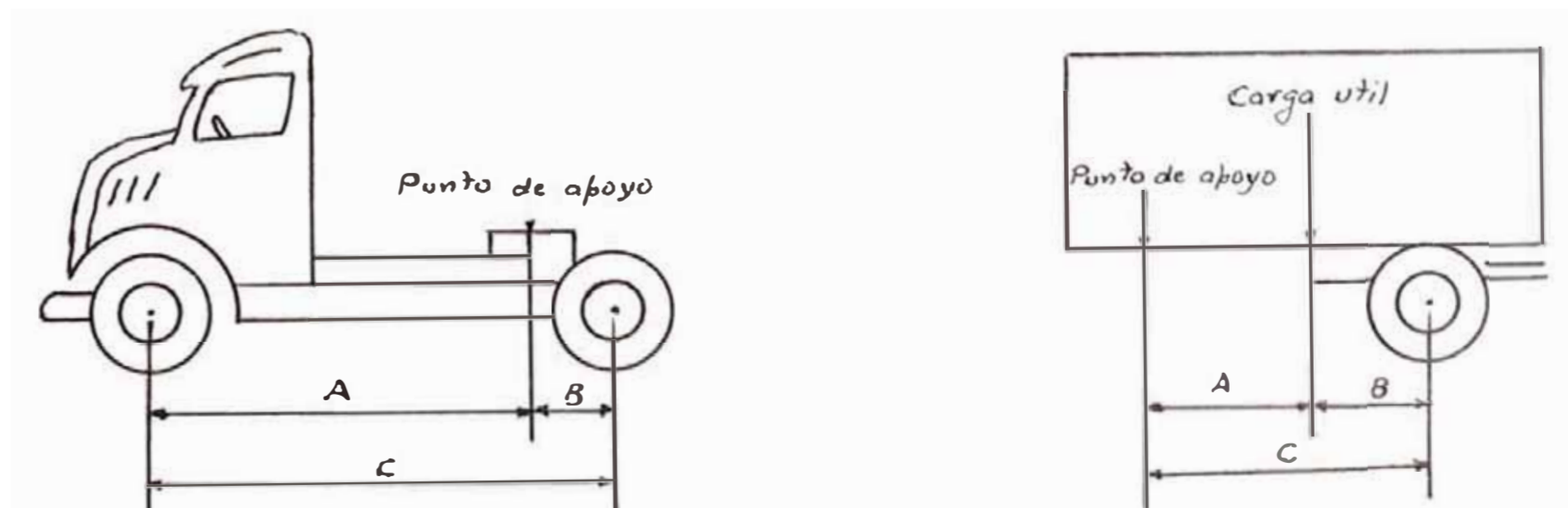
B es la distancia del eje trasero al centro de la carga util

C es la distancia entre ejes, se tendrá:

$$\text{Carga util sobre el eje trasero: } \frac{A}{C} \times \text{carga util}$$

$$\text{Carga util sobre el eje delantero: } \frac{B}{C} \times \text{carga util}$$

Vamos a realizar el estudio en un camión tractor con semiremolque en lo que a distribución de la carga se refiere. La carga util en el punto de apoyo del semiremolque sobre el camión debe ser calculada antes de ser analizada la distribución de la carga en el camión tractor, ya que la carga util en ese punto de apoyo es igual a la carga util total sobre el tractor.



El cálculo tiene dos etapas:

- 1) Cálculo de las cargas en el semiremolque
- 2) Cálculo de las cargas en el camión tractor

Cargas en el semiremolque

Suponiendo los siguientes datos:

$$\begin{array}{l} \text{Distancias} \quad A = B = 110'' \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad C = 220'' \end{array}$$

Carga util 20.000 libras

La carga util sobre el eje del semiremolque es:

$$\frac{110}{220} \times 20.000 = 10.000 \text{ libras}$$

El peso total en el citado eje: $10.000 \neq 6.000 = 16.000$

Como $A = B$, la carga util sobre el punto de apoyo o sea la carga util sobre el camión tractor será 10.000 libras

Cargas en el camión tractor

Pesos vacíos : En el eje delantero : 5.000 libras
 En el eje trasero : 7.000 libras
Carga util calculada : 10.000 libras

$$\begin{array}{l} \text{Distancias} \quad A = 140'' \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad B = 20'' \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad C = 160'' \end{array}$$

La carga util sobre el eje posterior es:

$$\frac{140}{160} \times 10.000 = 8750 \text{ libras}$$

El peso total sobre el eje posterior:

$$8750 \neq 7000 = 15.750$$

La carga util sobre el eje delantero es:

$$\frac{20}{160} \times 10.000 = 1250 \text{ libras}$$

El peso total sobre el eje delantero es:

$$1250 \neq 5000 = 6.250 \text{ libras}$$

Importancia de una buena distribución de la carga.- Cuando se carga un camión o remolque debe tenerse en cuenta que la posición de la carga en la plataforma tiene una gran importancia sobre el desgaste de las llantas, la marcha del camión y el desgaste mismo de la Carretera

Las llantas que estan a un lado se desgastan más cuando la carga gravita sobre ese lado, igualmente al no estar centrada la carga, trabajan en forma anormal las llantas posteriores y lo mismo la máquina, la transmisión y dirección sufren y estos esfuerzos se acentúan al traficar en pendientes y curvas.

La Carretera misma se ve sometida a esfuerzos excéntricos cuando la carga no está bien distribuida y a desgaste desigual en las pendientes y curvas.

LA RASANTE

Una vez dibujado el perfil longitudinal se ubica la rasante que puede definirse como la línea de intercepción del plano vertical que pasa por el eje de la Carretera con el plano que pasa por la plataforma que se proyecta, representa entonces el perfil que adoptará la Carretera una vez construida, al haberse reemplazado el perfil irregular del terreno con un plano uniforme. La rasante determina así la forma como debe modificarse el terreno y sirve de referencia para la fijación de las alturas de corte y de relleno en cada estaca. Si la rasante está bajo el perfil del terreno habrá que rebajarlo hasta que llegue a ella teniendo entonces corte y si ocurre lo contrario tendremos un caso de relleno.

La rasante para ser fijada en el perfil longitudinal debe llenar simultaneamente muchas condiciones lo que obliga a tanteos y ellas son :

- a) Compensación transversal y longitudinal de los volúmenes a moverse
- b) Longitud mínima del tramo de cambio de rasante
- c) Longitud máxima del tramo de pendiente límite
- d) Altura de la rasante en los pasos sobre las corrientes de agua
- e) Intercalación de curvas verticales a partir de 1% de diferencia algebraica de pendientes
- f) Pasos forzosos de la rasante
- g) Evitar la superposición de curvas verticales con curvas hori-

zontales y cuando, ello no se pueda evitar tener en cuenta que las curvas verticales deban de tener menor longitud.

Para facilidad de cálculos se recomienda fijar los cambios de rasante en estacas enteras.

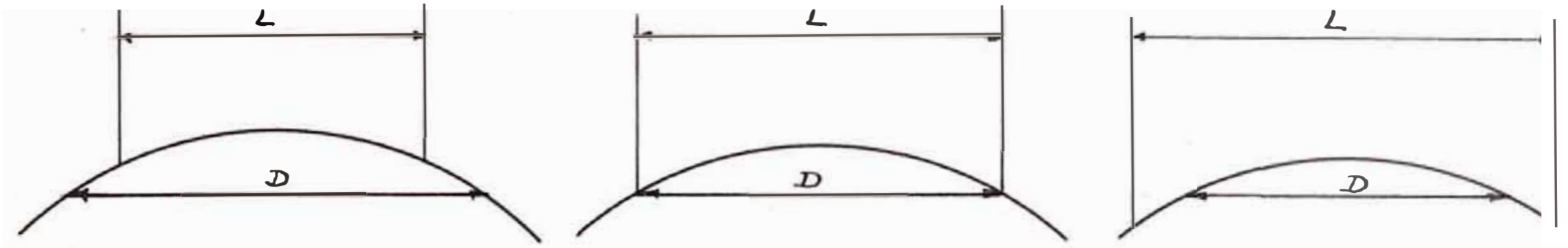
Visibilidad en los vértices de cambio de rasante.-Curvas verticales.- Al igual que en las curvas horizontales, la visibilidad en curvas verticales es de suma importancia, los pilotos deben tener tiempo suficiente para verse en todo instante a lo largo del cambio de rasante para poder reaccionar y frenar, para evitar accidentes, es esta condición la obligante al uso de curvas verticales que rebajando las alturas de los cortes en los vértices salientes permiten que los pilotos tengan apropiada visibilidad.

La comodidad del tráfico también exige el intercalar esas curvas, se supone que si los vértices son salientes el carro tiende a salir proyectado según la dirección de la rasante primitiva; esto no llega a suceder pues el movimiento vertical es absorbido por la elasticidad de los muelles y el carro cae suavemente produciendo cierta incomodidad en los pasajeros. En los vértices entrantes el efecto es contrario ya que el carro al llegar a una cierta velocidad se aguanta, llegando en el extremo a compararse con una ligera frenada, los ocupantes debido a la fuerza de inersia tienden a salir proyectados hacia adelante, pero aquí nuevamente el esfuerzo lo absorben los muelles. En ambos casos se pueden producir fuerzas de impacto sobre el pavimento, que tienden a destruirlo.

Las curvas que se usan para intercalarlas en los vértices de la rasante pueden ser verticales y parabólicas, las segundas por su facilidad de cálculo son las recomendadas por las Normas Peruanas.

La longitud de las curvas verticales depende principalmente del ángulo que forman los dos tramos en pendiente al cortarse, siendo tanto mas largas cuanto mayor es el ángulo. Igualmente la distancia de visibilidad que depende del mismo ángulo será tanto mas corta cuanto mas pronunciado sea. Son dos magnitudes que variando en sentidos inversos pueden presentar los tres casos siguientes: longitud de la curva, menor

igual o mayor que la distancia visual.



Las Normas Peruanas dan la longitud de la curva vertical en función de las dos magnitudes mencionadas, por medio de las siguientes fórmulas:

$$L \geq D \quad L = \frac{D^2 i_0}{700} \quad L < D \quad L = 2D - \frac{700}{i_0}$$

D = Distancia de visibilidad de alcance para una determinada velocidad directriz (Valor D_f de las Normas Peruanas)

i_0 = Diferencia algebraica de pendientes

Cálculo de los puntos de la curva vertical.-

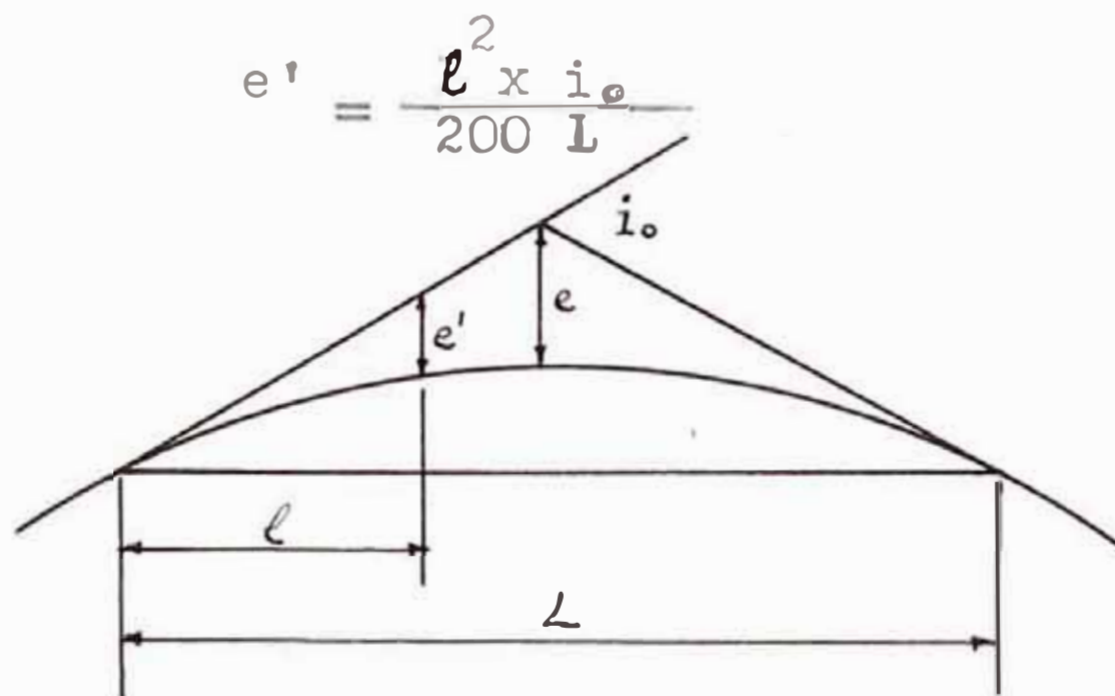
El valor de la ordenada en el vértice es: $e = \frac{L \times i_0}{8}$

Siendo " i_0 " diferencia algebraica de pendientes.

Expresando " i " en tanto por ciento

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

Para el cálculo de un apartamiento cualquiera " e' " tenemos:



Cálculo de las curvas verticales del primer kilómetro del trazo.-

CURVA # 1

$$L = 40 \text{ m.}$$

$$i = -4\%$$

$$i' = -5\%$$

$$i = -4\% - (-5\%) = 1\%$$

Los apartamientos se calcularán a 10 metros.

$$e' = \frac{10^2 \times 1}{200 \times 40} = 0.0125 \text{ m.}$$

Corrección en el vértice:

$$e = \frac{L \times i_o}{800} = \frac{40 \times 1}{800} = 0.05 \text{ m.}$$

CURVA # 2

$$L = 40 \text{ m.}$$

$$i = -5\% \quad i_o = -5\% / 3.15\% = 1.85\%$$

$$i' = -3.15\%$$

Apartamiento a 10 metros

$$e' = \frac{10^2 \times 1.85}{200 \times 40} = 0.023 \text{ m.}$$

Corrección en el vértice:

$$e = \frac{L \times i_o}{800} = \frac{40 \times 1.85}{800} = 0.0925 \text{ m.}$$

LA SECCION TRANSVERSAL

La faja destinada a la construcción de un camino y sus obras complementarias se denomina "derecho de vía".

Las Normas Peruanas para Carreteras de primera clase fijan su ancho mínimo en 20 metros, considerando 10 metros a cada lado del eje pero si se trata de selva o de propiedad fiscal aumentará a 50 metros para cualquier clase de Carretera. Se estipula además que "el derecho de vía" podrá ser extendido y se podrá establecer servidumbres en los terrenos colindantes a la vía si las obras de drenaje lo requieren, como también previendo futuros ensanches o en provecho de la visibilidad determinar una faja de propiedad restringida con prohibición de ejecutar obras de carácter permanente.

Al proyectar un camino ha de tenerse en cuenta la importancia que tiene el determinar la sección transversal del camino, porque de ello depende el costo, capacidad de tráfico y la posibilidad de futuros ensanches.

La faja de explanaciones es el ancho total que han de tener las obras de tierra y que pueden ser: sección en relleno, en corte cerrado y en corte abierto, estando formada por la calzada, bermas, afirmado, sub-base, subrasante, taludes y cunetas.

A mayor ancho el mayor costo dependerá de la topografía del terreno. En terrenos planos se puede aceptar que el aumento es proporcional, pero en los accidentados y de fuerte pendiente transversal, el aumento de costo es progresivo y en la misma proporción que aumentan las masas de tierra por mover.

La capacidad de tráfico de una Carretera, depende del número de fajas de circulación que dispone y por lo tanto de su ancho. La capacidad de cada faja se ha tratado de determinar en función de la velocidad, longitud y espaciamiento de los vehículos en marcha, pero aun son mas los factores que intervienen, sobre todo en Carreteras mixtas para tráfico pesado y automoviles, por la diversidad de las características de los vehículos y sus velocidades de marcha.

Jhonson, da una fórmula para determinar la capacidad de tráfico

por faja de circulación:

$$C = \frac{1000 V}{S \cdot L} \text{ Vehículos/hora.}$$

V = Velocidad en Km/h.

L = Longitud de los vehículos

S = Distancia entre vehículos en marcha, igual a $0.08 V^{1.3}$

Si se aplica ésta fórmula al caso del proyecto, tomando L = 15 m., V = 45 Km/h., se obtendrá para S = $0.08 \times 141 = 11.28$ m. y para C

$$C = \frac{1000 \times 45}{11.28 \cdot 15.00} = 1720 \text{ vehícul s/hora.}$$

Jhonsen admite también que una calzada de dos zonas está libre de congestión para una capacidad de tráfico de 1000 automoviles por hora. El libro de Rigau, dice que en tráficos de mas de 1000 vehículos diarios se deben hacer Carreteras de doble tráfico.

El ancho por vía de circulación se fijó en la Conferencia de Washington en 3 metros. En Inglaterra se admite 10' (3.05 m.), para cada vía de circulación y 11' (3.355 m.) cuando se trata de vías con una elevada proporción de vehículos.

En las Normas Peruanas se ha fijado como ancho de la superficie de rodadura, en topografía accidentada, para Carreteras de la clase, 6.00 metros; que para un tráfico de 300 camiones y 200 automoviles, que se especifica, está perfectamente justificada.

Bombeo.- Para evacuar las aguas de lluvias, se da a las calzadas perfil transversal en curva circular o parabólica, y en las curvas horizontales inclinación hacia un lado, a fin de que las aguas escurran hacia las cunetas. Es preferible que el escurrimiento sea normal al eje del camino, pero cuando la pendiente longitudinal es mayor, se efectúa en forma oblicua, lo que si bien tiene la ventaja que arrastra el fango, puede causar la destrucción del firme.

Las Normas Peruanas fijan la pendiente del bombeo en 2%, para

el presente proyecto se ha adoptado un arco de círculo de 75 metros de radio, flecha 0.06 metros y semicuerda de 3 metros.

Bermas.- Las fajas laterales a los lados del firme, destinadas a proteger el pavimento de su destrucción, conteniendolo lateralmente, a dar mayor ancho en caso de emergencia o para el tráfico de peatones se les denomina bermas, siguen la inclinación transversal de la Carretera y se les construye con firmes de resistencia inferiores al firme del camino mismo. Su ancho para el presente proyecto lo fijan las Normas Peruanas en 0.50 metros.

Cunetas.- Son canales longitudinales que sirven para recoger y eliminar rapidamente el agua que cae sobre el firme y que va a ellas debido a su pendiente transversal. Las cunetas deben cumplir su misión de recojo y eliminación de las aguas del firme sin constituir un peligro para la circulación, se les da forma diversas y dimensiones variables dependiendo de la naturaleza del firme, de las características del camino y de las condiciones pluviométricas y datos que se tenga de la zona. Las cunetas pueden tener sección trapezoidal o triangular, siendo las mas recomendadas estas últimas, ya que si un carro cae dentro de ellas se desplazará suavemente, las trapezoidales constituyen verdaderas zanjas en que el carro puede caer y no desplazarse en el sentido transversal. Al pie de los terraplenes se emplean cunetas de defensa que impiden la destrucción de las bases, igualmente en los puntos altos de los cortes erosionables se ubican cunetas, siendo imprescindibles en todas las secciones en corte.

Las dimensiones consideradas para el presente proyecto, por fijarlas asi las Normas Peruanas son: 0.30 metros de profundidad y 0.50 metros de ancho, este se mide desde el borde de la berma a la vertical del vértice bajo, el talud exterior será el correspondiente al del corte.

Taludes.- Las secciones de corte y relleno se terminarán con taludes cuya inclinación depende de que se trate de corte o de relleno y de

la naturaleza del terreno.

En los casos de taludes de corte, estos deben ser tales que su inclinación se sostenga con suficiente estabilidad, sin desprendimientos que constituyan un grave peligro para el tráfico. En los rellenos, el talud de las tierras deberá ser el preciso para poder sostener el material, dependerá por lo tanto de su naturaleza.

En las Normas Peruanas se especifican los siguientes taludes, para la diversidad de materiales.

TERRENO	CORTE	
	VERTICAL	HORIZONTAL
Roca • conglomerado cementado	10	1
Conglomerado	3	1
Tierra compacta	2	1
Tierra suelta	1	1
Arena	1	1 1/2
RELLENO: Para enrocado	1	1
Para otros materiales	1	1 1/2

En el presente proyecto se han empleado los siguientes taludes:

ESTACAS	CORTE	RELLENO
	V	V H
0 a 20	2 : 1	1 : 1 1/2
20 a 70	3 : 1	1 : 1 1/2
70 a Km. 1	10 : 1	1 : 1

Cubicación de cortes y rellenos.- En posesión de las áreas de corte y relleno obtenidas de las secciones transversales, es posible proceder a la determinación de los volúmenes de corte y relleno, que puede hacerse de dos maneras:

- a) Un método exacto, que consiste en reemplazar la forma irregular del terreno, por un volumen de generación conocida, ese volumen es el llamado, del prismoide, ocasiona cálculos laboriosos por lo cual tiene pocos adoptantes.

b) Un método llamado "método del área media" es el mas generalizado y proporciona suficiente aproximación. Cuando los perfiles transversales de una vía son normales al eje y paralelos entre si, condición que se cumple en el terreno; los volúmenes de corte y relleno vienen dados por las siguientes fórmulas:

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

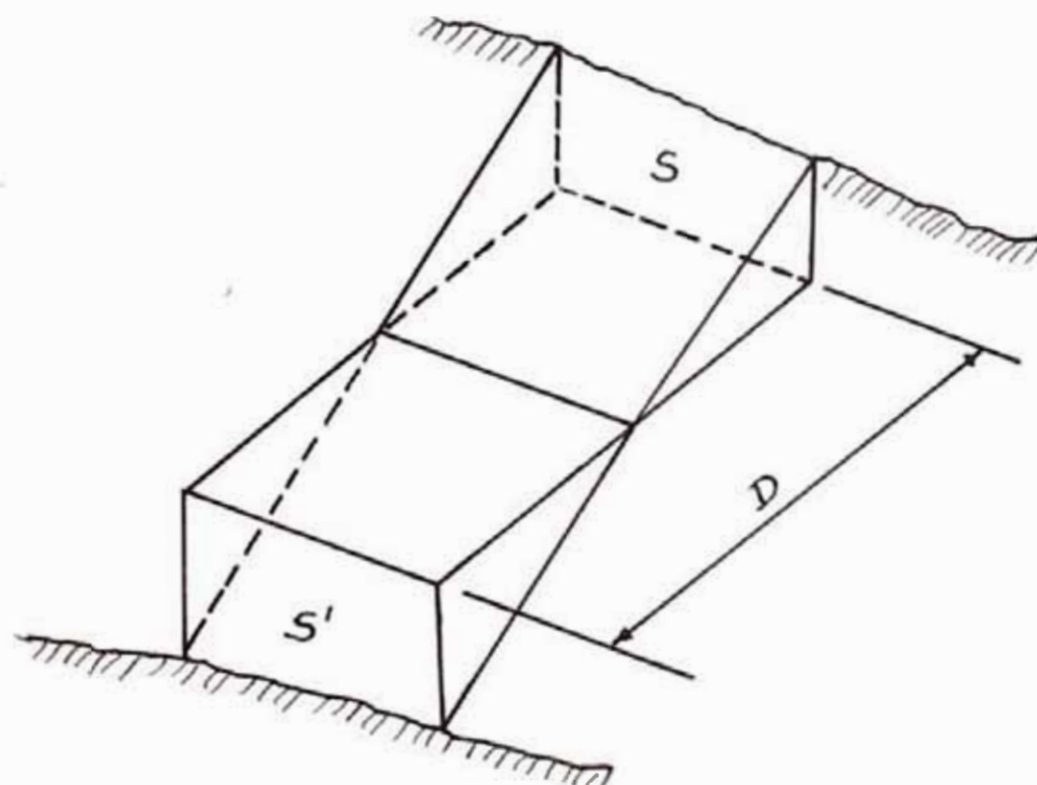
S y S' son las areas de los perfiles transversales consecutivos
D es la distancia que los separa

Aplicación de la fórmula a los diferentes casos que en la práctica se presentan.-

1º.- Si un perfil está en corte y otro en relleno

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

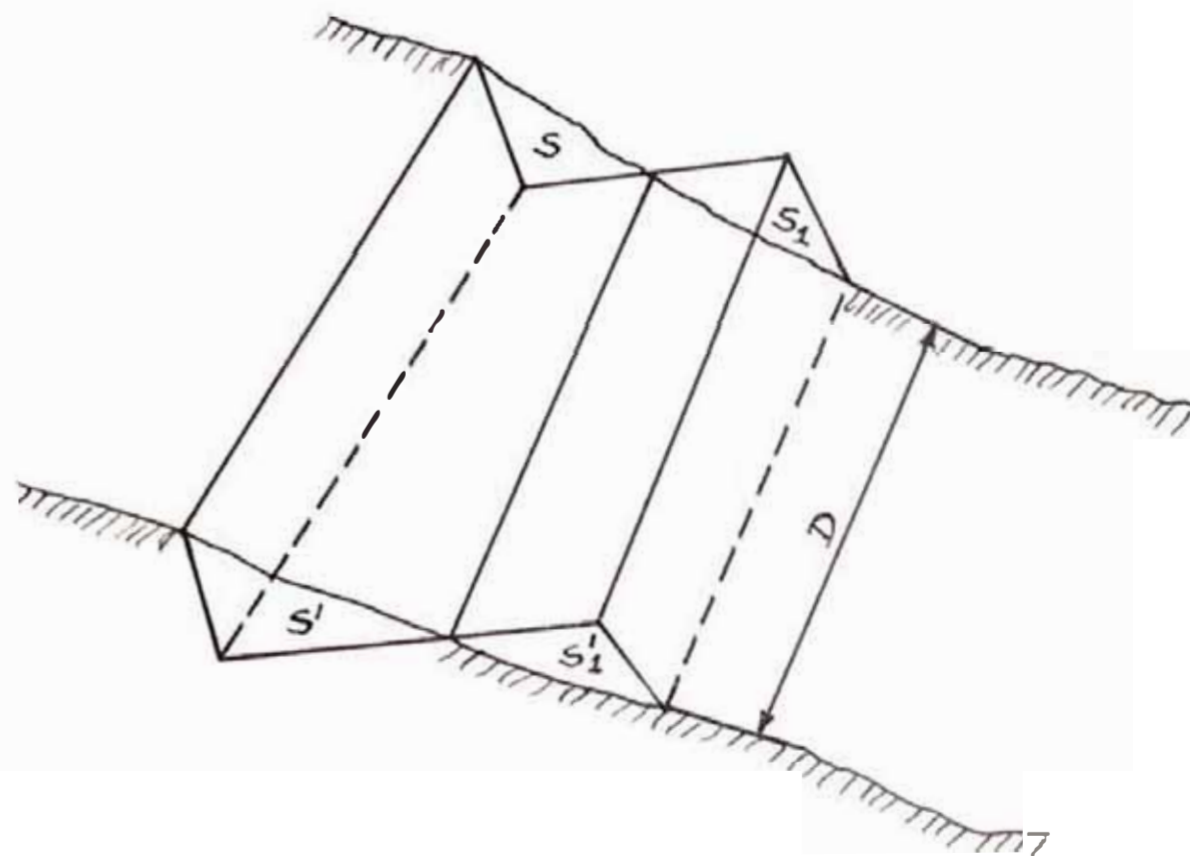
$$V_r = \frac{S'^2}{S + S'} \times \frac{D}{2}$$



2º.- Si los perfiles están a media ladera correspondiéndose las areas de corte y las de relleno.

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

$$V_r = \frac{S_1 + S'_1}{2} D$$



3º.- Si uno de los perfiles está en corte completo o en relleno completo y el otro está a media ladera, el volúmen se descompone en tres volúmenes parciales:

Volumen de corte S_1 a corte S'_1 :

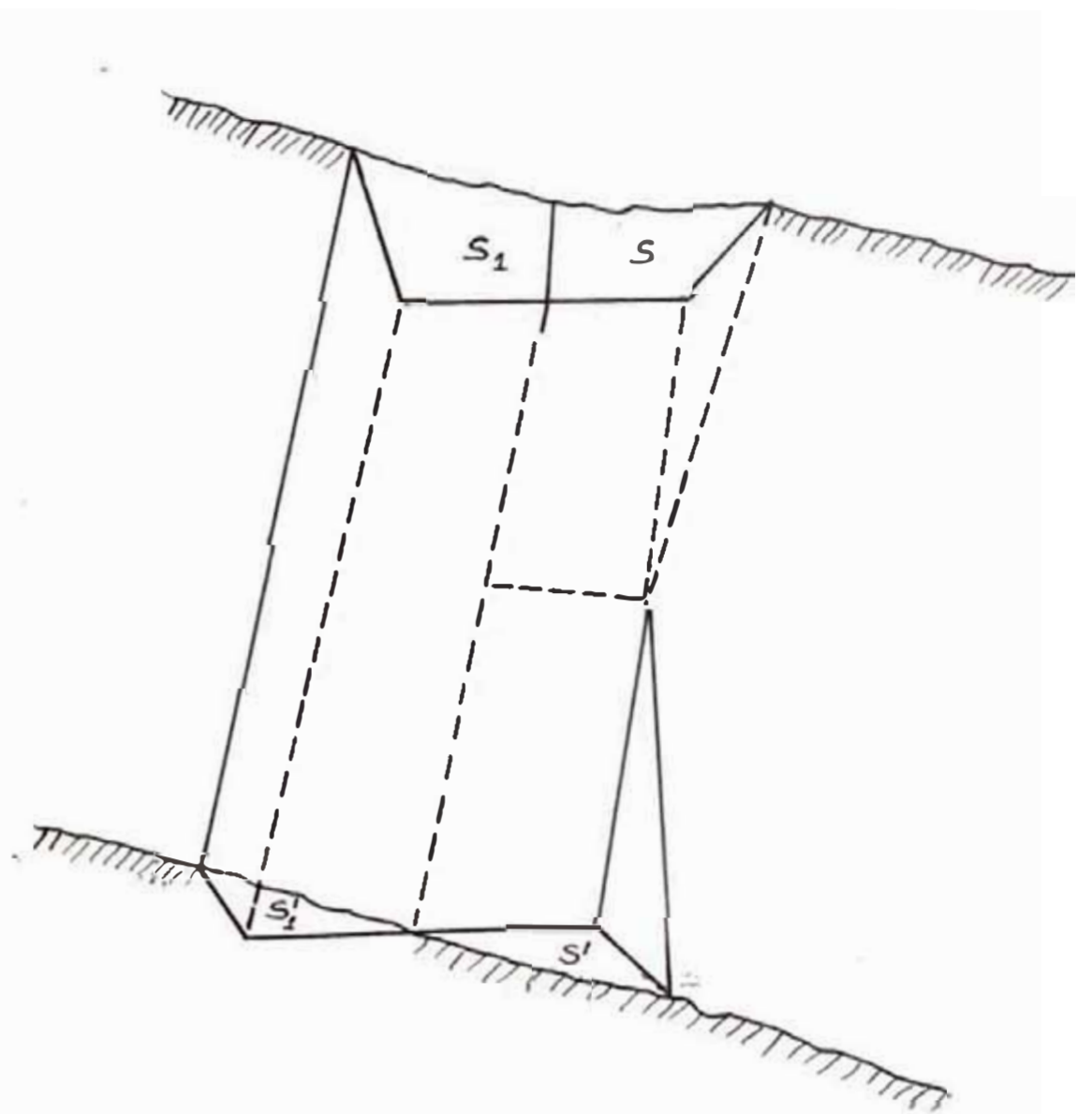
$$\frac{S_1 + S'_1}{2} D$$

Volumen de relleno S' :

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

Volumen de corte en S :

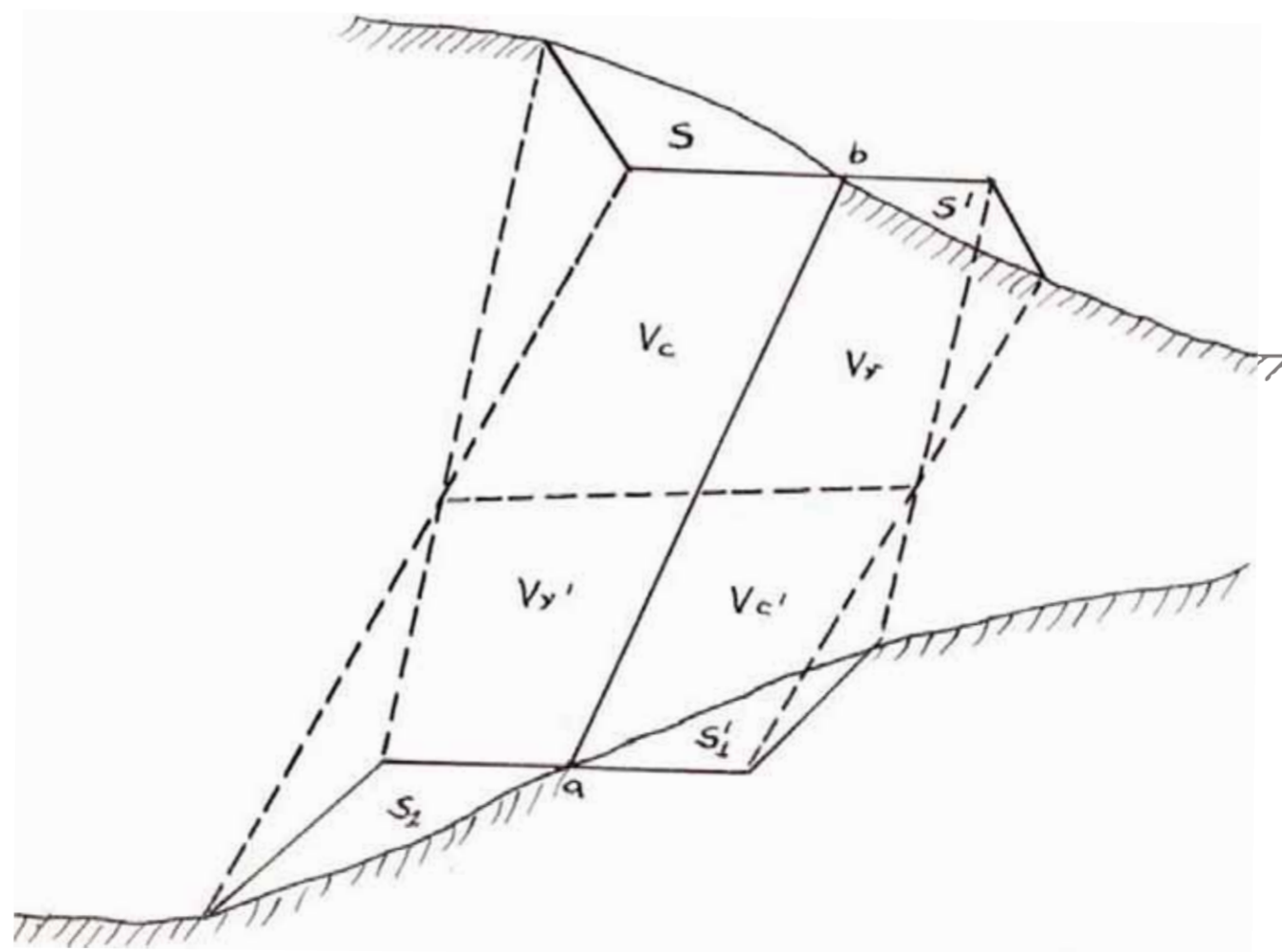
$$\frac{S^2}{S + S'} \times \frac{D}{2}$$



4°.- Si los perfiles están a media ladera pero no se corresponden las superficies de corte y relleno

$$V_c = V_c / V_{c'} = \frac{S^2}{S + S'} \times \frac{D}{2} \neq \frac{S'^2}{S_1 + S'_1} \times \frac{D}{2}$$

$$V_r = V_r / V_{r'} = \frac{S'^2}{S + S'} \times \frac{D}{2} \neq \frac{S_1}{S' + S'_1} \times \frac{D}{2}$$



En la práctica sin embargo, no se aplican tantas fórmulas para los casos de pasos de secciones en corte, en relleno o en los casos de pasos a media ladera. Se cubica tomando la fórmula del área media en los casos de corte a corte y de relleno en 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 metros, 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 esta es de 20 metros resulta que bastará multiplicar la suma de las áreas por 10:

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

esto hace que la cubicación con estacas cada 20 metros sea muy rápida. Cuando hay estacas fraccionarias, debe de multiplicarse la semisuma de las áreas por la distancia y cuando hay paso de corte a cero o de relleno a cero, se usa la fórmula $V = 1/4 (D \times S)$ que da la suficiente aproximación

METRADO.....Km.....0.....a Km.....1.000

Estacas	Distancia (M)	Areas		V O L U M E N E S M												
		M ²		TOTAL		C L A S I F I C A D O										
		Corte	Repl.	Corte	Repl.	ReII Prop	ReII Pres	C.I.	C.II	C.III	C.IV	C.V				
0	--	7.80	---	---	---	---	---									
2	20	35.60	---	434	-----	---	---					434				
4	20	0.10	16.60	357	42	42	---					357				
5	10	0.10	19.60	1	181	1	180					1				
6	10	0.10	11.70	1	157	1	156					1				
6 5.0	5	0.10	15.10	1	67	1	66					1				
8	15	3.20	3.60	25	140	25	115					25				
9	10	12.90	3.00	81	33	33	---					81				
10	10	16.80	4.30	149	37	37	---					149				
12	20	17.30	4.70	341	90	90	---					341				
14	20	2.70	8.20	200	129	129	---					200				
16	20	11.70	2.40	144	106	106	---					144				
18	20	16.70	0.90	284	33	33	---					284				
20	20	0.10	25.80	168	267	168	99					168				
20 7.0	7	0.10	64.90	1	318	1	317					--				1
22	13	1.10	49.50	78	744	78	666					39				39
24	20	26.80	---	279	248	248	---					140				139
25	10	29.30	---	280	---	---	---					140				140
26	10	23.00	---	262	---	---	---					131				131
27	10	19.40	4.20	212	11	11	---					106				106
28	10	10.60	13.40	150	88	88	---					75				75
29	10	10.20	23.30	104	183	104	79					52				52
30	10	11.70	31.50	110	274	110	164					55				55
31	10	18.20	21.80	150	266	150	116					75				75
32	10	11.80	19.40	150	206	150	56					75				75
34	20	12.40	3.10	242	225	225	---					121				121
Van a la pag.sgte.				4204	3845	1831	2014					2186	1009	1009		

METRADO.....Km.....0.....2 Km.....1.000

Estacas	Distancia (M)	Areas		TOTAL		V O L U M E N E S M ³						
		M ²				C L A S I F I C A D O						
		Corte	Reli.	Corte	Reli.	R _o II Prop	R _o II Pres	C.I	C.II	C.III	C.IV	C.V
VIENEN DE	LA PAG. ANT.			4204	3845	1831	2014		2186	1009	1009	
36	20	19.70	---	321	16	16	--			160	161	
38	20	6.80	3.30	265	17	17	--			133	132	
40	20	---	99.10	34	1024	34	990			17	17	
40/12.	12	---	215.30	---	1886	---	1886			---	---	
42	8	---	219.70	---	1740	---	1740			---	---	
43/5.0	15	---	188.50	---	3062	---	3062			---	---	
44	5	---	162.70	---	878	---	878			---	---	
46	20	0.20	22.10	1	1848	1	1847			1	--	
48	20	49.10	---	493	110	110	--			246	247	
50	20	96.60	---	1457	---	---	728			728	729	
52	20	76.30	---	1729	---	---	--			865	864	
54	20	95.50	---	1718	---	---	--			859	859	
56	20	80.10	---	1756	---	---	--			878	878	
58	20	29.50	---	1096	---	---	--			548	548	
58/8.0	8	8.90	---	154	---	---	--			77	77	
60	12	8.80	---	106	---	---	--			53	53	
61	10	4.50	9.90	67	25	25	--			33	34	
62	10	1.50	14.90	30	124	30	94			15	15	
63	10	1.20	14.10	14	145	14	131			7	7	
64	10	3.70	6.50	24	103	24	79			12	12	
65	10	11.20	2.80	75	47	47	--			38	37	
66	10	13.70	0.70	124	18	18	--			62	62	
67		26.70	0.10	202	4	4	--			101	101	
68	10	27.80	---	272	1	1	--			136	136	
70	20	26.30	---	541	---	---	--			271	270	
72	20	9.60	10.30	359	51	51	--					359
Van a la pag. sgte.				15042	14944	2223	12721			6249	6249	359

METRADO.....Km.....0.....a Km.....1.000

Estaciones	Distancia (M)	Areas M ²		TOTAL		VOLUMENES M ³ CLASIFICADO						
		Corte	Rell.	Corte	Rell.	ReII	ReII	C L A S I F I C A D O			C.V.	
						Prop	Pres	C.I	C.II	C.III		C.IV
VIENEN DE	LA PAG.	ANT.		15042	14944	2223	12721		2186	6249	6249	359
74	20	2.80	11.50	124	218	124	94					124
76	20	6.40	5.80	92	173	92	81					92
77	10	8.30	2.50	73	42	42	--					73
78	10	10.50	1.40	94	20	20	--					94
79	10	12.80	1.00	116	12	12	--					116
80	10	13.40	2.00	131	15	15	--					131
81	10	10.40	2.90	119	25	25	--					119
	10	7.90	7.50	91	52	52	--					91
84	20	1.80	12.70	97	202	97	105					97
86		1.10	12.50	29	252	29	223					29
88	20	0.90	14.70	20	272	20	252					20
	10	0.70	12.10	8	134	8	126					8
90	10	3.40	6.60	20	94	20	74					20
91	10	7.60	1.20	55	39	39	--					55
92	10	14.00	---	108	3	3	--					108
93	10	16.50	---	152	---	---	--					152
94	10	12.80	0.10	146		1	--					146
94/8.0	8	2.30	4.80	60	20	20	--					60
96	12	0.10	34.40	14	235	14	221					14
97	10	0.10	27.00	1	307	1	306					1
98	10	0.10	16.40	1	217	1	216					1
99	10	1.30	5.70	7	110	7	103					7
Km 1	10	7.30	2.00	43	39	39	--					43
TOTAL	Km. 0 - 1			16644	17426	2904	14522		2186	6249	6249	1960

CAPITULO III

CONSTRUCCION Y DRENAJE DEL CAMINO

Terminados los estudios, la segunda etapa que se presenta en la realización de un proyecto de caminos es la construcción, la cual comprende una serie de operaciones que deben llevarse a cabo en forma coordinada para alcanzar un resultado económico. A continuación se analizará las diferentes operaciones.

Replanteo del eje y nivelación.- El replanteo del eje es la operación de estacar cada cierta distancia, fijada en el proyecto en 20 metros para tangentes y 10 metros en curvas, fuera de los puntos notables tales como PC, PT, depresiones, etc. que casi siempre son estacas fraccionarias, la línea que representa el eje del camino. Esta etapa de la construcción debe efectuarse teniendo en cuenta que es la última oportunidad que se presenta para corregir los errores que se hubiesen podido cometer durante los estudios.

A continuación del replanteo, viene la nivelación que se hace en cada estaca del eje y nos permite determinar las alturas de corte y de relleno. En esta etapa de la construcción se usan los siguientes aparatos en forma indefectible: teodolito, nivel y accesorios como jalones, miras, cintas, etc.

El personal necesario está organizado en brigadas que son:

- a) Brigada de trazo: Ingeniero trazador
 Cadeneros
- b) Brigada de nivelación: Ingeniero nivelador
 Cadeneros
- c) Brigada de seccionistas: Topógrafo
 Cadeneros

Limpieza y roce.- Es la operación que precede a la construcción de las explanaciones y comprende las remociones de troncos, raíces, etc.. Este roce debe hacerse en una faja de ancho suficiente para construir las explanaciones y obras de arte, mas un ancho prudencial para evitar que el peso de los grandes arboles provoque el derrumbe de los taludes de

los cortes y al mismo tiempo para impedir que las ramas caigan dentro de la plataforma.

En los lugares donde ha de asentarse un terraplen se procederá a la limpieza total del lecho de la futura carretera. No solo se sacarán las raíces y malezas, sino también una capa superficial de terreno constituida por humus y materia orgánica proveniente de la descomposición de hojas, de no hacerse así existe el peligro de asentamientos de los rellenos. Esta operación es muy costosa en la selva, aún en la Sierra y en algunos valles de la costa.

Rayado de los taludes.- Del perfil longitudinal se obtiene lo que se llama "la relación de alturas" o sea el valor de las alturas de corte y de relleno en cada estaca. De las secciones transversales es posible obtener la distancia a la cual debe comenzar el talud de los cortes y terminar el de los rellenos, se marca mediante un surco y es posible atacar los cortes en cualquier punto del trazo. Es necesario hacer notar que este surco no será una línea recta, pues los taludes según las clases de terreno poseerán diferentes inclinaciones. También se acostumbra colocar estacas de talud a cada lado de las estacas del eje. Es de vital importancia durante todo el proceso de la construcción hacer que se le de al terreno la inclinación que señala el proyecto siempre y cuando sean todos los mismos factores, pues puede ocurrir que se encuentre un material diferente al especificado y se hace necesaria la respectiva corrección; esto se hace para evitar los posibles derrumbes. El control de los taludes se realiza mediante la construcción de una plántilla a base de reglas de madera o por medio de un eclímetro que generalmente traen una graduación para los taludes. La relación de alturas sirve para que la rasante quede antes del refine final lo más uniforme posible.

Explicaciones.- Están constituidos por los diferentes trabajos que deben efectuarse para llegar a la rasante proyectada. Es conveniente aclarar que esta no será la rasante definitiva pues a ella solo se llegará después de haber construido la superestructura del camino o sea el pavimento.

La ejecución de las explanaciones se puede resumir en tres clases de trabajos que se efectúan unos a continuación de otros y son:

- 1) Extracción del material de los cortes
- 2) Carguío y transporte
- 3) Acomodo del material en los rellenos y compactación

La extracción del material de los cortes depende de dos factores:

- a) De los medios: herramientas o máquinas disponibles
- b) De la profundidad del corte mismo

Para el primer factor se supone que se puede disponer de todo el equipo necesario y para el segundo factor vamos a considerar diversos casos.

Ataque por capas superficiales.- Este sistema se usa cuando la altura de corte es muy pequeña. Se comienza el ataque por "A" a lo largo de la línea del rayado del talud, sacando el material hacia "B" para formar el terraplen por capas sucesivas (Fig. 1). Si la sección es solo en corte el material, habrá que transportarlo hasta que se bote por el talud exterior del desmonte (Fig. 2)

Ataque a media ladera.- En este caso se comienza a hacer en la línea de talud una primera grada que permite trabajar a los obreros con toda comodidad, el desmonte se va arrojando hacia abajo ya sea para que corra en la ladera o con el objeto de formar con él un relleno. Se sigue cortando el terreno por gradadas hasta que se obtiene la plataforma (Fig. 3).

Ataque frontal o en cunetas.- Este sistema se usa para el ataque en cortes cerrados, se abre una primera faja central "1" que llega hasta la cota definitiva de la rasante y con los taludes lo más verticales posibles. Se sigue enseguida atacando por los costados ensanchándose el corte mediante las cunetas 2 y 2, luego se continúa con las cunetas 3 y 3, hasta obtener el ancho definitivo. Este sistema es lento, el material de transporte se mueve difícilmente y el ataque se hace en un frente reducido (Fig. 4)

Ataque lateral por capas sucesivas.- En este método la excavación se ataca lateralmente, lo cual nos permite un amplio frente de trabajo, fa-

Formas de ataque de los cortes

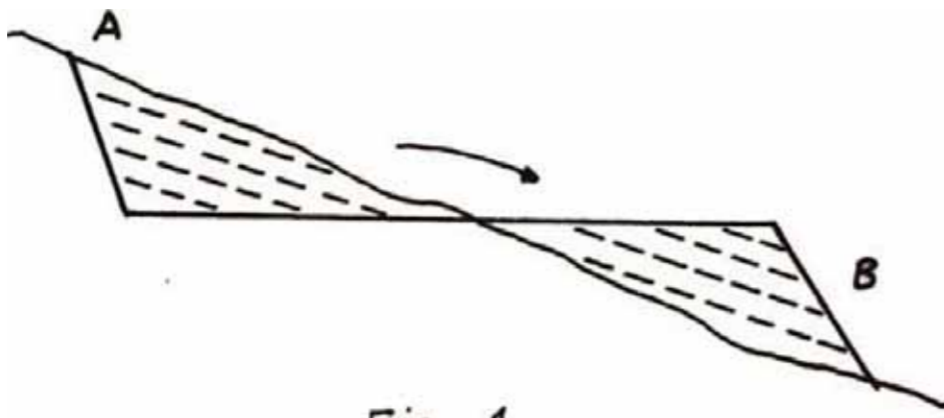


Fig. 1

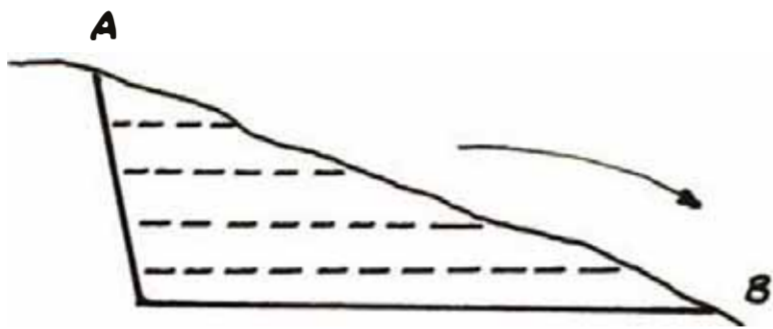


Fig. 2

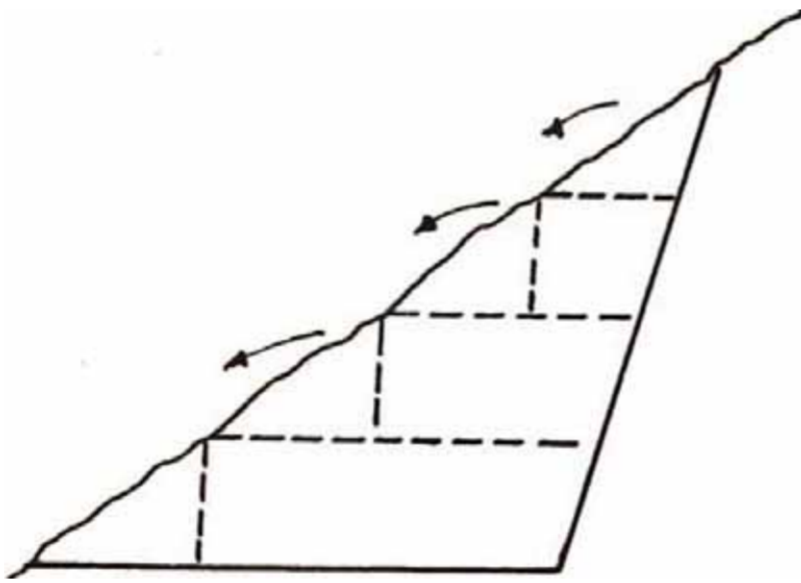


Fig. 3

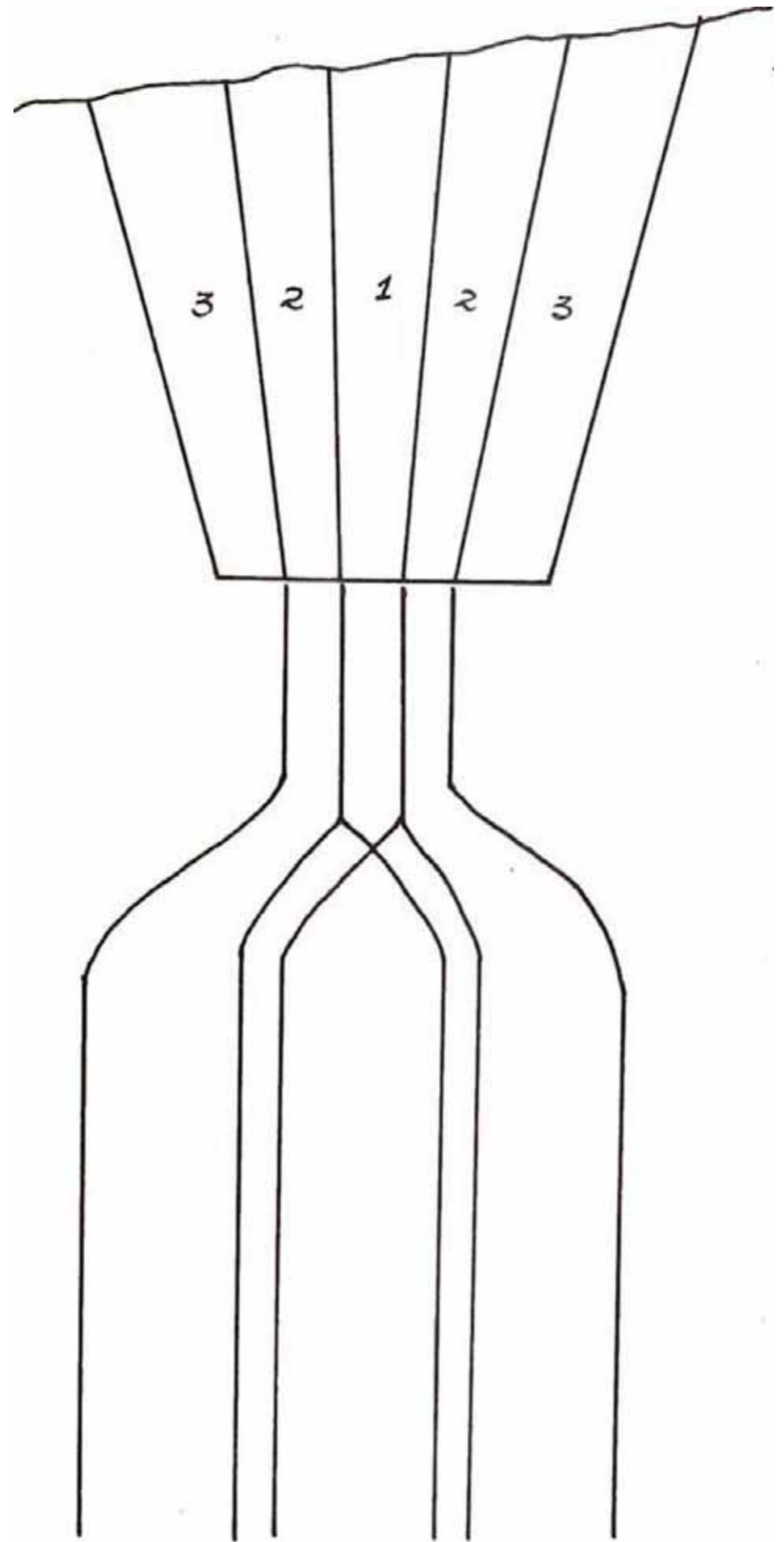


Fig. 4

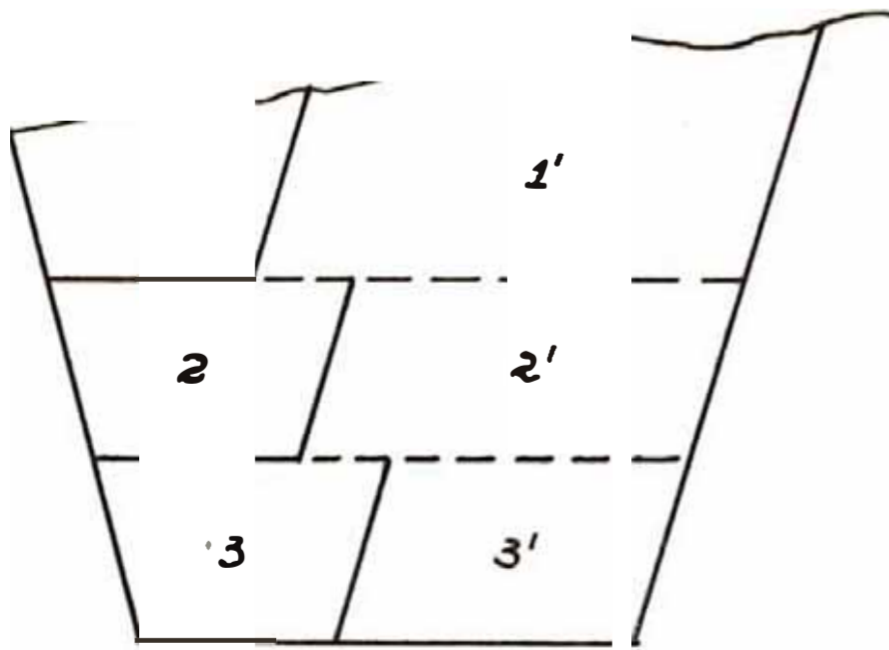


Fig. 5

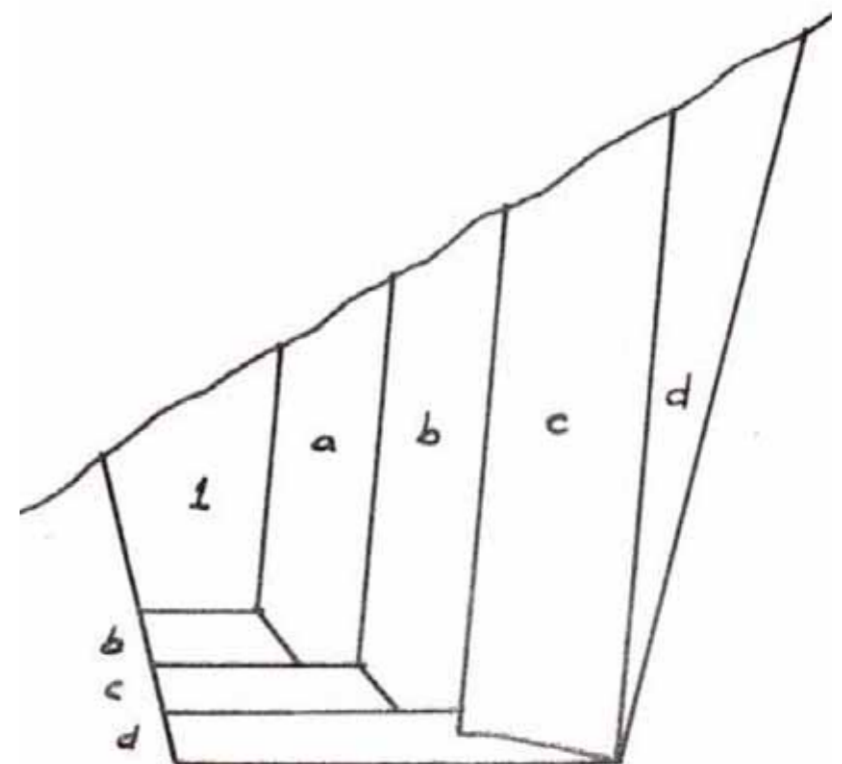


Fig. 6

cilitando la labor de excavación y la de carguio. El trabajo se inicia en una faja lateral del ancho estrictamente necesario para la colocación de una vía a todo lo largo del frente proyectado, después se acomete el trabajo de excavación, bien por capas horizontales cuando el terreno es de poca inclinación o capas verticales cuando es de fuerte inclinación.

En el primer caso hecha la excavación de ataque "1" se continua el trabajo excavando toda la zona lateral "1" hasta el ancho total con la profundidad de excavación de ataque. Una vez excavada la primera capa se continua en igual forma para las demas (Fig. 5)

En el segundo caso se excava la primera trinchera de ataque 1, se excava la capa vertical "a", hasta un ancho que permita la carga directa de los productos obtenidos y asi se continua hasta obtener la sección transversal proyectada (Fig. 6)

Condiciones para la elección del equipo.- Según las especificaciones del presente proyecto es posible disponer de todo el equipo necesario para el trabajo, luego queda de nuestra parte la elección mas adecuada para ella. Esta se hace tomando en consideración los siguientes factores:

- a) Clase de material de cada zona
- b) Volúmenes de tierra por mover
- c) Distancia media de transporte

El primer factor es conocido por señalarlo las especificaciones en las diferentes zonas del kilómetro en estudio.

El segundo factor se puede obtener del pliego de cubicaciones, considerando los factores de conversión de cada material pues para el transporte se toman volúmenes del material suelto. Sin embargo como hay una alternación de los cortes y rellenos cada cierto trecho, para hacer una mejor distribución de los materiales y conocer los volúmenes parciales por mover se ha construido el Diagrama de Masas.

Las distancias de transporte desde el punto de vista del rendimiento, determinarán la clase de maquinaria a emplear, luego es necesario conocerlas a fin de elegir la mas conveniente, estas distancias obtienen del Diagrama de Masas ya enunciado.

Diagrama de masas - Curva de Bruckner

La curva de Bruckner facilita el estudio de la compensación de los volúmenes de corte y relleno y transporte del material. Para su trazado es indispensable corregir los volúmenes de acuerdo a la contracción y esponjamiento de cada material por medio de ciertos factores de corrección, siendo estos variables y que dependen no solo de la clase de material sino también de las condiciones y eficiencia del trabajo. Los volúmenes corregidos serán aproximados pero con la suficiencia necesaria para determinar las características de la curva.

Los materiales de los terraplenes se contraen durante el proceso de la construcción, de modo que el volumen necesario para formar el relleno es mayor que el indicado por la figura geométrica considerada en los cálculos; la compensación pues debe hacerse considerando el volumen aumentado, sin embargo en vez de aumentar los volúmenes en terraplen se puede corregir los volúmenes de corte aplicando el respectivo factor de corrección y según la clase del material.

Los factores considerados se han tomado a base de los que señalan los Apuntes del Curso de Caminos del Ing^o. Raul Baraud en la E. N. de I.

	Natural	Suelto	Compactado
C II	1	1.25	0.90
C III	1	1.20	0.95
C IV	1	1.30	1.30
C V	1	1.50	1.50

Aplicando estos coeficientes a los totales clasificados de corte se se obtienen:

C II	$2186 \times 0.90 = 1967$
C III	$6249 \times 0.95 = 5937$
C IV	$6249 \times 1.30 = 8124$
C V	$1960 \times 1.50 = 2940$

18968 m³.

El volumen obtenido será el volumen de rellenos compactados en terraplen que se podrán formar del material extraído del corte.

Cuadro de volúmenes para el diagrama de masas. - Para la construcción del diagrama se ha confeccionado el cuadro adjunto y a continuación se indica lo que representa cada columna de él

- 1a. columna - Estacas cada 20 metros
- 2a. columna - Volúmenes de corte totales
- 3a. columna - Volúmenes de relleno totales
- 4a. columna - Clase de material
- 5a. columna - Factor de conversión
- 6a. columna - Volúmenes de corte corregidos
- 7a. columna - Diferencia de volúmenes entre los cortes corregidos y el relleno en cada estaca
- 8a. columna - Volúmenes acumulados (Se forman sumando algebraicamente al volumen de una estaca la diferencia de volúmenes de la estaca siguiente)

Para trazar la curva, sobre una línea horizontal indefinida, llamada línea de balance o línea de base se miden a escala las distancias entre estacas, en el presente caso hemos considerado las mismas de la cubicación y se toman como ordenadas, también a escala los valores de la suma algebraica de los volúmenes en cada estaca, hacia arriba los excesos de corte (/) y hacia abajo los excesos de relleno (-), uniendo todos los puntos resultantes, tendremos una línea generalmente ondulada a uno y otro lado del eje de las abscisas que constituye la Curva de Bruckner

(Cuadro en las páginas siguientes)

Estudiando la figura y recordando como ha sido obtenida la curva de Bruckner o Diagrama de las masas, se deduce que ella goza de las siguientes propiedades:

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

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

CUADRO DE VALORES PARA LA CURVA DE LAS MASAS

Estaca	Vol. totales		Clase de material	Fact. conv.	Volumen reducido corte	Difer. de volúmenes	Sum. alg. volúmenes
	Corte	Rell.					
0	---	---	Tierras	0.90	---	---	---
2	434	---	"	0.90	391	/ 391	/ 391
4	357	42	"	0.90	322	/ 280	/ 671
6	2	338	"	0.90	2	- 336	/ 335
	26	207	"	0.90	24	- 183	/ 152
	230	70	"	0.90	207	/ 137	/ 289
12	341	90	"	0.90	307	/ 217	/ 506
14	200	129	"	0.90	180	/ 51	// 557
16	144	106	"	0.90	130	/ 24	/ 581
18	284	33	"	0.90	256	/ 223	/ 804
20	168	267	"	0.90	151	- 116	/ 688
22	79	1062	50% cgl. 50% R.B.	1.125	89	- 973	- 285
24	279	248	"	1.125	314	/ 66	- 219
26	542	---	"	1.125	610	/ 610	/ 391
28	362	99	"	1.125	407	/ 308	/ 699
30	214	457	"	1.125	242	- 215	/ 484
32	300	472	"	1.125	338	- 134	/ 350
34	242	225	"	1.125	272	/ 47	/ 397
36	321	16	"	1.125	361	/ 345	/ 742
38	265	17	"	1.125	298	/ 281	/ 1023
40	34	1024	"	1.125	38	- 986	/ 37
42	---	3626	"	1.125	--	- 3626	- 3589
44	---	3940	"	1.125	---	- 3940	- 6529
46	1	1848	"	1.125	1	- 1847	- 9376
48	493	110	"	1.125	554	/ 444	- 8932
50	1458	---	"	1.125	1640	/ 1640	- 7292
52	1729	---	"	1.125	1946	/ 1946	- 5346
54	1718	---	"	1.125	1935	/ 1935	- 3411
56	1756	---	"	1.125	1975	/ 1975	- 1436

CUADRO DE VALORES PARA LA CURVA DE LAS MASAS

Estaca	Vol. totales		Clase de material	Fact. conv.	Volumen reducido corte	Difer. de volúmenes	Sum. alg. volúmenes
	Corte	Rell.					
58	1096	---	50% cgl. 50% R. B	1.125	1234	/ 1234	- 202
60	260	---		1.125	292	/ 292	/ 90
62	97	149	"	1.125	109	- 40	/ 50
64	38	248	"	1.125	43	- 205	- 155
66	199	65	"	1.125	224	/ 159	/ 4
68	474	5	"	1.125	533	/ 528	/ 532
70	271	---	"	1.125	305	/ 305	/ 837
72	359	51	R. Dura	1.50	540	/ 489	/ 1326
74	124	218	"	1.50	186	- 32	/ 1294
76	92	173	"	1.50	138	- 35	/ 1259
78	167	62	"	1.50	249	/ 187	/ 1446
80	247	27	"	1.50	369	/ 342	/ 1788
82	210	77	"	1.50	315	/ 238	/ 2026
84	97	202	"	1.50	144	- 58	/ 1968
86	29	252	"	1.50	45	- 207	/ 1761
88	20	272	"	1.50	30	- 242	/ 1519
90	28	228	"	1.50	42	- 186	/ 1333
92	163	42	"	1.50	246	/ 204	/ 1537
94	298	1	"	1.50	447	/ 446	/ 1983
96	74	255	"	1.50	111	- 144	/ 1839
98	2	524	"	1.50	3	- 521	/ 1318
Km. 1	50	149	"	1.50	75	- 74	/ 1244

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 en que la curva corta a la línea de base, 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 los ceros hay compensación absoluta. En caso de ocurrir lo contrario la ordenada extrema representa el exceso de corte 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

Para el caso particular del Diagrama correspondiente a nuestro kilómetro en estudio se han considerado hasta 5 rectas de compensación incluyendo dentro de ellas a la línea de base. Si bien es cierto que existen volúmenes de corte y relleno que no se considerarán se obtiene una mejor compensación y disminución de las distancias medias de transporte que servirán en la elección del equipo mecánico.

El resultado obtenido es el siguiente:

Segmento	Momento de transporte	Volúmenes Ordenadas máximas	Distancia media de transporte
I	7790 m ⁴	355 m ³	21.90 m.
II	4310	175	24.60
III	80	10	8.00
	90	10	9.00

Segmento	Momento de transporte	Volumenes Ordenadas máximas	Distancia media de transporte
V	5920 m ⁴	250 m ³	23.70 m.
	30400	860	35.40
VII	2460	140	17.60
VIII	7750	210	36.90
IX	11870	470	25.30
X	939160	9400	99.90
XI	2730	150	18.20
XII	3520	155	22.60
XIII	27	6	4.50
XIV	2160	85	25.40
XV	49735	705	70.70
XVI	30	6	5.00
XVII	27490	715	38.20
XVIII	200	25	8.00
TOTALES	1095722 m⁴	13727 m³	

La distancia media general de transporte será el cociente de los totales:

$$D_m = \frac{1095722}{13727} = 79.80 \text{ m.}$$

Equipo mecánico para construcción de Carreteras.- La exigencia de los diseños de Carreteras, con amplias características, los grandes volúmenes de tierras que se hace necesario mover, la rapidez que se exige en la ejecución de los trabajos y la creciente escasez de mano de obra hacen que la técnica moderna de la construcción de Carreteras se base íntegramente en el empleo del equipo mecánico. La industria produce hoy día una extensa línea de maquinaria adaptable a todos los trabajos que se pueden presentar y puede decirse que día a día se va perfeccionando el equipo. La tendencia actual en el diseño de la maquinaria de la Construcción de Carreteras es: 1) Aumento del rendimiento sin aumentar el tamaño de la máquina, gracias a la mayor rapidez del trabajo.

- 2) Ejecución de operaciones diversas con una misma máquina
- 3) Montaje sobre llantas neumáticas
- 4) Mando, reguladores y controles mas precisos y mas faciles de manejar
- 5) Aumento de la potencia de los motores y de las capacidades de las máquinas
- 6) Mejores materiales, y detalles de construcción mejor concebidos y realizados.

El equipo que emplearemos constará de:

- a.- Tractor
- b.- Empujador
- c.- Motoniveladora
- d.- Compresora de aire y herramientas neumáticas
- e.- Rodillos

Rendimientos.- Al dibujar el diagrama de las masas se han considerado los volúmenes de corte compactado, luego los factores de corrección que se emplearán serán los de materiales que pasan de suelto a compactado. Para el kilómetro en estudio se tomarán los siguientes factores:

Tierras	0.72
Conglomerados	0.86
Rocas	1.00

Transporte de tierras.- La distancia media de transporte en el kilómetro es de 79.80 metros, variando estas entre 4.50 y 99.90 metros, a pesar de que un tractor con empujador solo da rendimientos económicos hasta 90 metros, haremos uso de él, no se justificaría el empleo de traillas-tractores ni menos de mototraillas, si bien es cierto podemos suponer que se dispone de todos los fondos necesarios no por eso se va a realizar un empleo indebido de la maquinaria adquiriendo mas de la necesaria; hay que tener en cuenta que la mayoría de las distancias de transporte son relativamente pequeñas y por otra parte la topografía del terreno que también es factor influyente en dicha elección.

El tipo de tractor que se empleará será el Tractor Caterpillar Diesel D7, montado sobre orugas, con empujador angular Caterpillar N° 7A. Las características de ambos figuran en los catálogos adjuntos.

Se ha escogido este tipo de tractor debido a la existencia de cortes profundos, además en gran parte del kilómetro el volumen de tierras por mover está representado por conglomerados que hace que el tractor trabaje con muy buen rendimiento, pues este material tiende a quedarse en la pala de empuje. En las partes de material rocoso este debe ser desagregado por explosivos, procurando que la fragmentación no sea en pedazos demasiados pequeños, pues con tal ocurrencia el tractor tendería a resbalar debido a las orugas y el rendimiento bajaría. En cuanto al empujador angular es el indicado para cortes en laderas dada la capacidad de su pala y aún más puede trabajar como empujador recto ya que la pala puede girar sobre un pivote ubicado en un bastidor en el centro de la cara del tractor y tiene dos pasadores, uno a cada lado en los brazos del lampón.

El rendimiento de un tractor con empujador viene dado por la fórmula:

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

Q es la capacidad de la pala del empujador en material suelto

f un factor de conversión

60 el número de minutos de una hora

E factor de eficiencia del tractor

C_m tiempo que dura un ciclo de trabajo en minutos

El valor de C_m se compone de dos partes: una de elementos de tiempo fijo y otra de elementos de tiempo variable. Los elementos del tiempo fijo se componen del tiempo requerido para enganchar la máquina y son independientes de la distancia de transporte, son poco variables para los varios tipos de máquinas y se considera como un buen promedio 10". Los elementos de tiempo variable están formados por el tiempo necesario para cortar, empujar y dejar el material en su sitio, puede estimarse sobre la base de la velocidad del tractor en diferentes engranajes y la distancia de transporte recorrida en cada engranaje.

Rendimiento para el segmento I

Valor de C_m

Tiempo fijo: en una ida y vuelta hay dos veces cambios de engranajes •

$$\text{sea } 10'' \times 2 = 20'' = 0.33 \text{ minutos}$$

Tiempo variable: Ida a 2.6 Km/h. (con carga)

$$\frac{21.90 \times 60}{2.6 \times 1000} = 0.505'$$

Regreso a 6.3 Km/h (vacío)

$$\frac{21.90 \times 60}{6.3 \times 1000} = 0.208'$$

$$C_m = 0.33 \neq 0.505 \neq 0.208 = 1.043'$$

$$\text{Rendimiento} = \frac{2.5 \times 60 \times 0.60 \times 0.72}{1.043} = 62 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Para transportar 355 m³ el tiempo requerido será de:

$$T = \frac{355}{62} = 5^{\text{h}} 46^{\text{m}}$$

En igual forma se ha hecho el cálculo para todos los segmentos obteniendo los siguientes valores:

Segmento	Tiempo variable	Ciclo de trabajo	Rendimiento	Tiempo de trabajo
I	0.713'	1.043'	62.0 m ³ /h	5 h 46 m
II	0.802	1.132	57.2	3 36
III	0.261	0.591	108.5	0 06
IV	0.293	0.623	103.8	0 06
	0.744	1.104	58.8	4 15
VI	1.154	1.484	56.3	15 31
VII	0.573	0.903	92.7	1 31
VIII	1.202	1.532	54.7	3 50
IX	0.824	1.154	72.4	6 29
X	3.250	3.580	23.4	401 42
XI	0.593	0.923	90.6	1 40
XII	0.735	1.065	78.8	1 58
XIII	0.147	0.477	188.2	0 02
XIV	0.828	1.158	77.8	1 06
XV	2.303	2.633	34.1	20 36
XVI	0.163	0.493	182.0	0 02
XVII	1.244	1.574	57.1	12 28
XVIII	0.261	0.591	152.0	0 10

Motoniveladora.- Para el efecto de la nivelación, perfilado, mezclado de los materiales y esparcido, formación de taludes en tierras se utilizará la Motoniveladora Galion N° 103 por considerar que se trata de un trabajo pesado; las características de esta máquina se encuentran mostradas en el catálogo adjunto.

Rendimiento.- El tiempo necesario para completar el trabajo de la niveladora depende del número de pasadas que deben de hacerse y de la velocidad en cada pasada, por otra parte la velocidad está en íntima relación con la clase de material que se trabaje. Para calcular el tiempo necesario en horas para efectuar un trabajo completo con una motoniveladora, se usa la siguiente fórmula:

$$\text{Tiempo total} = \frac{P \times D \times E}{S} + \frac{P' \times D \times E}{S'} + \dots\dots\dots$$

- P - Número de pasadas requerido
- D - Distancia recorrida en cada pasada
- E - Factor de eficiencia de la motoniveladora
- S - Velocidad de la motoniveladora

Suponiendo que se van a necesitar 5 pasadas para la nivelación del kilómetro y que las marchas admisibles mínimas son:

1a. y 2a. pasada	2.4 K.p.h.	(2a. marcha)
3a. y 4a. pasada	4.8 K.p.h.	(4a. marcha)
5a. pasada	5.6 K.p.h.	(5a. marcha)

$$T. T = \frac{2 \times 1 \times 0.60}{2.4} + \frac{2 \times 1 \times 0.60}{4.8} + \frac{1 \times 1 \times 0.60}{5.6}$$

$$T. T = 0.50 + 0.25 + 0.107 + 0.857 = 52 \text{ minutos}$$

Redillos.- Los redillos son elementos destinados a compactar el material de los terraplenes, afirmados y pavimentos. Trabajan por pasadas sucesivas sobre el mismo lugar y los hay de diferentes clases.

Redillos pata de cabra.- Se usará el tipo de redillo HEIL Sheepfoot modelo TRO de 112 patas cada uno, oscilantes cuya característica se muestra en el catálogo adjunto. Este redillo es el indicado para efectuar la compactación por capas durante la construcción de los terraplenes, las capas no deben ser de un espesor mayor de 23 centímetros,

para que la compactación sea efectiva; se usará solamente en la zona de tierras, ya que su rendimiento es casi nulo en las zonas de grava o roca chancada.

Rendimiento de los rodillos.- La cantidad de material de relleno compactado por hora por un rodillo depende de la clase de suelos, del contenido de humedad, del espesor de la capa y de la velocidad del rodillo. El cálculo puede hacerse en metros cúbicos compactados o en metros cuadrados de superficie compactada.

La cantidad de metros cúbicos de material suelto que en general un rodillo de cualquier clase puede compactar por hora, puede calcularse por la fórmula:

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

E = factor de eficiencia

S = velocidad del rodillo en metros por minuto

W = ancho efectivo del rodillo

D = espesor de la capa de material suelto, en metros

N = número de pasadas del rodillo

Considerando un espesor de las capas de 15 centímetros y una velocidad de los rodillos de 5 Km/h., además si el número de pasadas necesario es 10 tenemos:

$$m^3/h = \frac{0.60 \times 60 \times 83.2 \times 2.44 \times 0.15}{10} = 109.5$$

Para la compactación en tierras tendríamos:

$$109.5 \times 0.72 = 78.9 m^3/h.$$

La cantidad de metros cuadrados que se puede compactar es:

$$m^2 \text{ por hora} = 60 \times S \times W \times E$$

S, W y E, tienen los mismos valores anteriores.

$$m^2/h. = 60 \times 83.2 \times 2.44 \times 0.60$$

Rodillos lisos.- Se usarán estos rodillos para una primera rodillada de los terraplenes en la zona de tierras, después de haber utilizado el rodillo pata de cabra para la compactación por capas e igualmente se utilizará en el resto del kilómetro ya que es muy efectivo para la compactación de capas de bases de afirmados de piedra chancada aunque

tengan poco o ningún aglutinante. Son recomendados también para la compactación de capas delgadas de materiales y para el rodillado inicial de las superficies de mezclas asfálticas en caliente, su labor también es buena en los pavimentos de mezcla asfáltica en frío después de haber pasado los rodillos neumáticos y tandem sobre la superficie terminada ya que fijan muy bien los agregados.

Se utilizará un rodillo Huber de 10 toneladas, de 3 ruedas, con motor Diesel y cuyas características se muestran en el catálogo respectivo.

Para estos rodillos de 3 ruedas es recomendable que el espesor de la capa de material suelto no sea mayor de 20 centímetros en roca caliza y el espesor de la capa asfáltica de un pavimento no será mayor de 10 centímetros. Como una orientación se ha fijado el número de pasadas entre 3 y 6 para compactar una capa de 10 centímetros, la compactación inicial de los pavimentos asfálticos en caliente por mezcla puede obtenerse con una sola pasada.

Rodillos neumáticos.- Se recomiendan estos rodillos para compactar capas delgadas de material suelto, para la capa de la parte superior de un terraplén después que han pasado los rodillos pata de cabra. Este rodillo compacta por peso y por acción de amasado sobre los materiales, debido al movimiento oscilante de las ruedas que no son fijas, esto origina un movimiento lateral de las partículas, que se acomodan mejor obteniendo así una mayor densidad.

Los rodillos neumáticos consisten en un bastidor en forma de caja, al que van acoplados dos sistemas de ejes, uno adelante y otro atrás. En esos ejes van montados aros con llantas lisas, el número de llantas que lleva cada rodillo es variable entre 9 y 13, que van distribuidas para el primer caso en 4 adelante y 5 atrás y para el segundo caso en 6 adelante y 7 atrás. El sistema de ejes delanteros está unido a una barra de tiro y todo ese conjunto gira mediante un sistema de pivote. El rodillo no tiene propia propulsión y es jalado por la barra de tiro con tractores de llantas, los cambios de dirección y vueltas se pueden hacer debido al sistema de pivoteo descrito. Para

incrementarles el peso, pueden ser llenados con agua, o ponerles bolsas de arena sobre la parte superior de la caja.

Se usará un rodillo neumático de tiro Bros de 13 llantas y cuyas características son:

Largo 2.82 - Ancho 2.83 - Altura 1.14 - Capacidad 2.98 m³

Carga máxima 11 T. - Carga recomendable 7 T.

Ancho de rodillado 2.13

Compresoras de aire y herramientas neumáticas.- Las herramientas neumáticas que se emplearán en los taladros para los cortes son las perforadoras de roca, las cuales son accionadas por el aire a presión producido por una compresora de aire.

Se utilizará una compresora Worthington Modelo 210 Diesel y perforadoras de roca manuales Modelo WS - 55; siendo las características de ambas las siguientes:

Especificaciones de la compresora

Aire libre efectivo (m ³ /min.)	5.9
Aire libre efectivo (pies ³ /min.)	210.0
Presión de descarga (Kg./cm ² .)	7.0
Presión de descarga (lb./pd ² .)	100.0
Cilindros de baja presión	4
Cilindros de alta presión	2
Velocidad normal (r.p.m)	1200

Dimensines y pesos:

Largo en metros	3.76
Ancho en metros	1.65
Alto en metros	1.93
Peso neto en kilogramos	2700

La compresora es de 4 ruedas neumáticas y puede remolcarse a una velocidad máxima de 57 Km/h.

Especificaciones para la perforadora de roca

Peso nominal o categoría en lb.

55

Peso nominal o categoría en Kg.	25
Diámetro interior del cilindro en mm.	67
Longitud, sin retén de la barrena en mm.	508
Manguera para aire que se recomienda en pulg.	3/4
Presión del aire que se recomienda en Kg/cm ² .	5-7

Como una referencia para la elección de las herramientas neumáticas se incluye la siguiente tabla.

TIPO	CLASE DE TRABAJO	PESO EN KG/	CONSUMO APROX. DE AIRE EN l/m ³
Perforadoras de roca	Para perforaciones a mano hasta de:		
40 lb. de peso	6 - 8 pies de profundidad	17	1840
45 lb. de peso	10 - 12 pies de profundidad	20	2124
55 lb. de peso	14 - 16 pies de profundidad	25	2548

Estas máquinas trabajan por rotación del barreno, economizando de esta manera grandes longitudes de barreno y ganando mucho tiempo. La economía de longitud se logra por que la perforadora usa un barreno con cabeza cambiable o bit que tiene filos cortantes de carburo de tungsteno, de duración aproximada para 100 metros de perforación.

El polvillo de la roca molida en la perforación sale por un conducto especial que tiene el barreno y accionado por el mismo aire comprimido. Su rendimiento puede llegar a 24 metros lineales de barreno en roca dura en una jornada de 8 horas.

EXPLOSIVOS

La naturaleza de los terrenos en los que hay que realizar las explotaciones, hace necesario, según el grado de cohesión, el empleo de explosivos. Las dificultades para determinar cifras al respecto son muy grandes, dado que en las rocas de la misma composición química se presentan diferentes grados de compactación, lecho y potencia de los estratos. Por esta circunstancia y según sean las calidades y potencias de los explosivos, será el rendimiento y el costo que se obtenga menor, dependiendo en gran parte de la forma de practicar los barrenos y la experiencia del personal.

Los explosivos son sustancias sólidas que bajo la acción del choque o calor se descomponen rápidamente con desprendimiento de calor y gases que varían según las sustancias y aún para una misma depende de su acondicionamiento y de la manera de provocar la inflamación.

El explosivo más usado es la dinamita que es un explosivo detonante y consiste en una mezcla de nitroglicerina y de sustancias absorbentes inertes o activas, que dan una mezcla pastosa, estable y cuya manipulación no ofrece peligro. Cuando se trata de trabajos sobre conglomerados o rocas descompuestas se emplea mucho la polvora, que es un explosivo que pertenece al tipo de los explosivos deflagrantes, su acción es de impulsión más bien que de quebrantamiento y suelen dividir las rocas en trozos de gran dimensión sin rajarlos ni desagregarlos.

La polvora presenta una desventaja cuando se va a usar en lugares húmedos o mojados y es el de no ser hidrófuga lo cual restringe su empleo en estos casos, es muy sensible a la humedad y esta le resta considerablemente su poder; en cambio es insensible a las variaciones normales de temperatura

Para los trabajos de excavaciones se empleará solamente la dinamita que por ser más rápida es también más potente, teniendo la ventaja de no perder sus propiedades por la acción de la humedad y hasta es posible su uso bajo el agua.

La explosión de la dinamita se obtiene mediante detonantes o fulminantes, estos son unas capsulas cilindricas de cobre con un extremo

cerrado y cargadas de un explosivo muy sensible y violento, bastando la acción del rozamiento, choque o chispa para que detone produciendo una onda de compresión que determina a causa del aumento de presión una elevada temperatura, que da lugar a la inflamación y propagación de la combustión con la velocidad de la onda de compresión. El explosivo que contienen los fulminantes, es generalmente el tetrilo (tetranitrametilánilina $(\text{NO}_2)_2\text{C}_6\text{H}_5\text{N}(\text{CH}_3)_2$), prácticamente es el único que se utiliza. El explosivo de los fulminantes absorbe mucho la humedad y pierde su sensibilidad, conviene entonces, guardar los fulminantes en un lugar seco y bien ventilado.

Para el encendido de los fulminantes se emplean mechas de seguridad, que producen las chispas que hacen explotar el fulminante. Consiste de un fino reguero de pólvora bien envueltos en unas cubiertas interior y exterior mas o menos impermeables de cinta, hilo o cañamo. El diámetro de la mecha es de 4 a 5 milímetros y el del reguero de pólvora de 2.5 milímetros. Como una cifra de aproximación puede decirse que la mecha arde a razón de 1 cm/s., aunque existen mechas mas lentas por otra parte varían según las pequeñas diferencias de fabricación de la misma marca de mecha y de la forma como se ataque el taladro, cuanto mas encerrada está mas rapidamente arde.

También puede emplearse sistemas eléctricos, consistentes en hacer saltar una chispa entre dos electrodos o por incandescencia de un alambre de platino. Este sistema tiene la ventaja que permite detonar varias cargas simultaneamente y a distancia segura del operador.

La mecha de seguridad debe ser fijada dentro del fulminante para lo que se usa las tenazas para fulminantes. Ellas fijan la mecha haciendole una entalladura al fulminante de manera que no llegue a cortar el hilo de pólvora de la mecha. Se usan también para abrir un agujero en el cartucho de dinamita e introducir en él el fulminante ya adaptado a la mecha.

Cantidad de explosivos. - Las razones expuestas anteriormente hacen comprender lo aventurado que es, determinar la cantidad de explosivos. Existen fórmulas empiricas para determinar el rendimiento de las car-

gas, pero su empleo no es admisible en el presente caso por ser poco convincentes y carecer de algunos datos para el empleo de ellas; el cálculo se hará en una forma teórica utilizando coeficientes y así vamos a considerar los que se recomiendan en el manual de Hütte y son los siguientes:

Roca dura	0.30	Kg/m ³
Roca blanda	0.15	Kg/m ³
Conglomerados	0.07	Kg/m ³

Como en el estudio de nuestro primer kilómetro tenemos el conglomerado y la roca blanda mezclados en proporciones de 50% cada uno emplearemos el coeficiente promedio de los anteriores que será:

$$0.15 \frac{+}{2} 0.07 = 0.11 \text{ Kg/m}$$

En posesión de los datos de la cubicación y de los coeficientes podemos determinar la cantidad aproximada de dinamita.

$$\text{Roca dura: } 1960 \times 0.30 = 588 \text{ Kg.}$$

$$\text{Cong. y roca blanda: } 12498 \times 0.11 = 1375 \text{ Kg.}$$

El consumo total será de 1963 Kg. de dinamita.

Generalmente la dinamita viene en cajones de 200 cartuchos cada uno con un peso de 100 gramos o sea que el peso total de cada cajón es de 20 kilogramos, el número total de cajones es:

$$\frac{1963}{20} = 98$$

Para determinar la cantidad de fulminantes necesarios se debe conocer el número de tiros que se van a efectuar, pero como esto es muy relativo nos basaremos en el número de cartuchos que en promedio requiere cada tiro. Suponiendo un empleo de 3 cartuchos por tiro, se efectuarán entonces:

$$\frac{98 \times 200}{3} = 6534 \text{ tiros}$$

Aceptando que es suficiente un detonador o fulminante por tiro se necesitarán: 6534 fulminantes

La longitud de mecha necesaria dependerá de la distribución de los tiros y del tiempo que quiera darse entre el encendido de la mecha y la

explosión. Si admitimos la velocidad de la mecha en $1m/s$. como se ha señalado anteriormente y optamos por un tiempo prudencial de 100 segundos, necesitaremos 1 metro de mecha para cada tiro y en total será necesario:

$$6534 \times 1.00 = 6534$$

Todos estos cálculos son muy relativos dependerán de la carga como es natural, del volumen que se quiera mover y si se trabaja en corte a media ladera o corte cerrado, pero más que todo dependerá de la experiencia y práctica del barrenero

Al iniciar los trabajos es necesario ubicar los puntos donde se van a efectuar los barrenos o calambucos, deberá de tenerse muy en cuenta la consistencia y conformación de la roca a fin de que las distancias sean lo más convenientes y se logren buenos resultados. Conocidas las distancias entre tiro y tiro se procede a la perforación haciendo empleo de la máquina neumática; terminado el barreno se seca y limpia, posteriormente se colocan los cartuchos uno a continuación del otro hasta completar la carga deseada, a continuación viene el atacado que se realiza por una vara de madera lisa i liviana, se comienza por echar el material que debe estar exento de piedras, las arcillas son los mejores materiales para este fin, el material debe llenar completamente el hueco para evitar que el mismo se desfogue, la buena atacadura es uno de los requisitos esenciales para un buen disparo; la última operación es la del encendido que se realiza en las mechas de seguridad.

Almacenaje.- Los explosivos violentos deben almacenarse en un lugar seco, fresco, limpio y bien ventilado y a prueba de balas y de incendios deben estar a cierta distancia en relación con edificios, líneas ferroviarias y carreteras. Las cajas deben colocarse con la tapa hacia arriba dejando ver la marca a fin de que sea fácil tomar la más antigua, a los lugares que contienen explosivos no deben llevarse fósforos o materias inflamables, tales como aceites, gasolinas, pinturas, carburo, residuos aceitosos, etc., así como tampoco metal o herramientas de metal. El piso debe mantenerse limpio y libre de explosivos sueltos y no deben estar expuestos a clavos o cabezas de tornillos.

En un polvorin no debe ponerse luz alguna artificial que no sea una linterna eléctrica de acumulador o antorcha eléctrica, no debe permitirse fuegos o chispas cerca de un polvorin, y el terreno a su alrededor, por lo menos 8 metros en todas direcciones debe conservarse limpio de arbustos, hierbas, hojas, escombros o cualquier clase de materias inflamables. La mecha de seguridad debe almacenarse en un lugar fresco seco, y donde no pueda ponerse en contacto con aceite o grasa. Los fulminantes no deben almacenarse con otros explosivos y el polvorin debe de ser seco y fresco.

Transporte.- No se llevarán metal, herramientas de metal, carburos, petróleos, armas de fuego, fósforos, acumuladores, sustancias inflamables, ácidos y compuestos oxidantes o corrosivos en el camión o vehículo en que se transportan explosivos.

Precauciones generales.- Si algun tiro fallara es conveniente esperar un tiempo prudencial, por lo menos una hora debe dejarse pasar. Los barrenos fallados deben manipularse bajo la dirección de la persona encargada de la voladura y de acuerdo con su mejor juicio, generalmente la mejor solución es volar estos barrenos fallados y se hace necesario buscar entre los escombros los detonadores y cartuchos que no hayan hecho explosión. También es conveniente fijar horas para la explosión de los tiros a fin de evitar accidentes.

A continuación enunciamos algunas de las instrucciones de la Imperial Chemical Industries Limited que titula "Buena práctica".

1.- Usese cartuchos del mayor diámetro permitido para el barreno.

Así: Usese cartuchos de 1 1/4" con agujeros de 1 1/2". Usese cartuchos de 1 7/16" con agujeros de 1 3/4". Usese cartuchos de 1 3/4" con agujeros de 2".

Salvo en casos especiales cuando se desea un efecto moderado, no se conviene emplear cartuchos, que sean amontonados o no, en barrenos de un diámetro mucho mayor de los cartuchos, por que esto implica lo siguiente:

Se efectua menos trabajo. Se consume mas explosivo. Mas humo se desprende. Se necesita mas tiempo para cargar el barreno.

2.- Usese la cantidad mínima de cartuchos para un tiro

Se debe usar uno o más cartuchos grandes y no una mayor cantidad de cartuchos pequeños.

3.- El uso de cebadores cortos es desventajoso para el buen cebamiento.

Esto es de importancia especial cuando se trata de explosivos del tipo nitroglicerina.

4.- Colóquese el cebador en el barrenado de manera que el detonador se dirija hacia la mayor parte de la carga.

Se ha demostrado que el hecho de colocar el cebador de tal manera que el detonador esté a cualquier punto en el interior de la carga influye perjudicialmente en la detonación completa y efectiva.

DESCRIPCION DE UN RELLENO

La estabilidad de un relleno depende de la preparación que se le de al terreno que le va a servir de base y de la buena distribución de los materiales empleados, sobre todo si los rellenos van a ser de gran altura.

De acuerdo con los métodos modernos indicados por la Mecánica de Suelos será necesario extraer muestras del terreno a diferentes profundidades, que con gran eficiencia se pueden realizar por medio de sondajes, estas muestras se llevan al Laboratorio y se les examina en las características que presenta cada capa de terreno y con los resultados obtenidos se prepara un perfil geológico.

En nuestro caso se presentan tres clases de materiales: tierras, una mezcla de conglomerados y rocas: blanda y dura, de modo que las condiciones para cada uno de estos rellenos será diferente.

Supongamos que el relleno que se va a realizar está en una zona en la cual el material para realizarlo esta compuesto en su mayor parte de conglomerado, aunque bien es verdad que en dicha zona se encuentra en iguales proporciones con la roca blanda, omitiendo dicho punto y siendo conglomerados tendrá cantos rodados, grava, arenas, mezclados con ciertos porcentajes de arcillas que actuan como aglomerante. Este material es de buena calidad para la construcción de terraplenes, debido a que se asientan poco y no tienen tendencias al deslizamiento.

La construcción del relleno se efectuará por capas horizontales compactadas que abarquen el ancho del terraplen de tal manera que se obtenga la estabilidad requerida y no se produzcan asentamientos, contracciones, deslizamientos o hinchamientos posteriores.

El procedimiento de la construcción del relleno será:

- a) Se construirá la alcantarilla que se encuentra en ese lugar y que cruza y estará sobre el terraplen.
- b) Se estudiará el grado de compacticidad natural del terreno sobre el cual irá el terraplen y se buscará que en los 15 centímetros superiores del terreno natural se obtenga una compactación como mínimo

del 90% de aquella máxima obtenida en el Laboratorio.

- c) El material de corte será distribuido uniformemente teniéndose cuidado de desmenuzar los torones de tamaño mayor de 6". Los trozos de cantos o gravas se les distribuirá uniformemente y se rellenarán los huecos que dejan entre ellos con trozos pequeños y tierra.
- d) La compactación se llevará por capas de 20 centímetros de espesor suelto. Si el material petreo lo admite puede compactarse en capas hasta de 90 centímetros, pero debe llenarse los huecos con material fino, para formar un terraplen sólido y denso. La compactación se llevará a cabo con rodillos mecánicos.
- e) Cada capa será compactada haciendo circular el equipo de transporte, sobre el ancho total de la misma y que circulen de los bordes hacia el centro.
- f) El contenido de humedad del terraplen será obtenido regando cada capa y compactándola luego, la adición del agua conviene hacerla después del extendido del material y en cantidades necesarias para llegar al óptimo grado de humedad cuyo valor se ha determinado previamente.
- g) En los sitios donde están las alcantarillas el extendido y compactación se hará con mas cuidado procurando que estos queden perfectamente sujetos de modo que no sufran deformaciones o desplazamientos. Igualmente a medida que se eleva el relleno se tendrá cuidado de darle al talud la inclinación correspondiente.

COMPACTACION DE SUELOS - GUIA PARA LA SELECCION Y USO DEL EQUIPO

La compactación es un proceso que depende de las dimensiones del área cargada, la presión ejercida en esa área y el espesor de las capas. Este último es un factor muy importante en el grado de compactación obtenido; muchas de las dificultades experimentadas al tratar de obtener determinada compactación pueden achacarse a capas de espesores excesivos y no apropiados para el equipo mecánico usado. El espesor de

las camadas varía con el tipo de suelo para cada tipo determinado de maquinaria.

En realidad no es posible predecir exactamente que espesor de camadas resultará mas económico para todos los suelos, y tipos y pesos de equipos, pero si hay ciertas reglas generales que pueden aplicarse corrientemente. En general, mientras mas pesado sea el equipo usado, mayor podrá ser el espesor de la camada. Esta regla no se cumple en la misma proporción para los rodillos de patas de cabra, porque algunos modelos standard tienen patas de compactación de idéntica longitud, independientemente de sus dimensiones y de la presión de contacto. Siempre debe determinarse el espesor máximo de las camadas durante el apisonado inicial del proyecto. Los valores pueden variar notablemente frente a pequeñas diferencias en la humedad del suelo.

Añadiendo agua al terreno

Muy a menudo es necesario aumentar el contenido de humedad de los terraplenes, materiales de la subrasante y materiales de base, para obtener el grado deseado de compactación y uniformidad. Debido a la variedad de condiciones que pueden presentarse no puede nunca afirmarse que determinado sistema o equipo sea siempre el mejor. El suelo puede regarse en la rasante o en la cantera. Aunque generalmente se usa el riego por rocío, hay veces en que puede resultar mas económico inundar la cantera, siempre que el agua penetre hasta una profundidad apropiada.

Suelos excesivamente húmedos

Cuando el contenido de humedad del suelo exceda definitivamente el necesario para obtener la densidad requerida, habrá que reducir ese contenido de humedad o usar ese material sólo en aquellos casos en que la humedad excesiva no represente un factor perjudicial. El secar grandes volúmenes de terreno en cortes de carreteras es un proceso no solo lento sino costoso. A veces se hace con éxito usando hornos secadores de agregados similares a los utilizados en las plantas de asfalto; sin embargo, casi siempre se ha utilizado el secado por aire que se basa

en la aereación y exposición al sol para remover el exceso de humedad. En el secado por aereación el objeto es manipular y exponer el suelo húmedo al aire y a los rayos del sol, mezclándolo continuamente y re-exponiéndolo el suelo húmedo para obtener el secado mas rápido posible. El movimiento puede hacerse con arados, cultivadores o mezcladoras rotatorias. Las mezcladoras rotatorias de alta velocidad, con sus secciones de cubierta de cola levantadas, ofrecen una buena aereación, constituyendo uno de los mejores métodos para el secado de suelos.

En los casos en que haya que usar suelos húmedos, y al mismo tiempo se disponga de suelos secos, se puede reducir el contenido de humedad del suelo húmedo mezclándolo con el seco. Este mezclado puede hacerse rapidamente con las mezcladoras rotatorias de alta velocidad. Otro método es el de construcción con capas alternadas, poniendo una camada de aproximadamente 30 cm. de suelo húmedo y cubriéndola con otra camada de suelo seco y estable. El espesor de esta última se ajusta de manera que resista el equipo de acarreo, para que se puedan compactar ambas capas lo suficiente para obtener un terraplén estable.

Si sólo se encontrara humedad en el suelo superficial, el método mas sencillo consiste en limpiar o remover esa capa superficial excesivamente húmeda, lo que será suficiente en muchos casos para proseguir con la construcción sobre el subsuelo.

Los suelos húmedos pueden colocarse frecuentemente en el lado exterior de los terraplenes, donde no pondrán en peligro la estabilidad de la sección de la carretera y donde se podrán secar lo suficiente para adquirir la estabilidad necesaria antes de recibir la siguiente camada de material húmedo, si la cantidad de este último material lo hiciera necesario.

Rodillos del tipo de pata de cabra

Las variables que afectan la compactación en el rodillo de pata de cabra son: el peso del rodillo, el área y forma de las patas, y el espaciamiento entre estas últimas. Otras variables incluyen el tipo de suelo, el contenido de humedad, la densidad inicial y el espesor de las ca-

en la aereación y exposición al sol para remover el exceso de humedad. En el secado por aereación el objeto es manipular y exponer el suelo húmedo al aire y a los rayos del sol, mezclándolo continuamente y re-exponiéndolo el suelo húmedo para obtener el secado mas rápido posible. El movimiento puede hacerse con arados, cultivadores o mezcladoras rotatorias. Las mezcladoras rotatorias de alta velocidad, con sus secciones de cubierta de cola levantadas, ofrecen una buena aereación, constituyendo uno de los mejores métodos para el secado de suelos.

En los casos en que haya que usar suelos húmedos, y al mismo tiempo se disponga de suelos secos, se puede reducir el contenido de humedad del suelo húmedo mezclándolo con el seco. Este mezclado puede hacerse rapidamente con las mezcladoras rotatorias de alta velocidad. Otro método es el de construcción con capas alternadas, poniendo una camada de aproximadamente 30 cm. de suelo húmedo y cubriéndola con otra camada de suelo seco y estable. El espesor de esta última se ajusta de manera que resista el equipo de acarreo, para que se puedan compactar ambas capas lo suficiente para obtener un terraplén estable.

Si sólo se encontrara humedad en el suelo superficial, el método mas sencillo consiste en limpiar o remover esa capa superficial excesivamente húmeda, lo que será suficiente en muchos casos para proseguir con la construcción sobre el subsuelo.

Los suelos húmedos pueden colocarse frecuentemente en el lado exterior de los terraplenes, donde no pondrán en peligro la estabilidad de la sección de la carretera y donde se podrán secar lo suficiente para adquirir la estabilidad necesaria antes de recibir la siguiente camada de material húmedo, si la cantidad de este último material lo hiciera necesario.

Redillos del tipo de pata de cabra

Las variables que afectan la compactación en el redillo de pata de cabra son: el peso del redillo, el área y forma de las patas, y el espaciamiento entre estas últimas. Otras variables incluyen el tipo de suelo, el contenido de humedad, la densidad inicial y el espesor de las ca-

madras usadas. Debido a la presencia de tan numerosas variables no se puede hacer recomendaciones específicas sobre la selección y uso de los rodillos sin incluir numerosas excepciones y condiciones. Lo más que se puede hacer actualmente es analizar el efecto de las variables y hacer recomendaciones basadas en las tendencias y métodos desarrollados hasta la fecha.

La presión de contacto debe ser la mayor posible, sin exceder considerablemente la capacidad de resistencia del suelo. Esta aumenta en proporción con la densidad, lo que explica por qué los rodillos de patas de cabra "flotan" cuando la presión de contacto no es grande.

La capacidad de soporte o resistencia disminuye proporcionalmente al área cargada en los suelos granulares, ya que en ellos la resistencia depende de las cualidades de fricción. Aumentando el tamaño del área cargada no sólo se aumenta la presión total sino también la presión unitaria de contacto que puede usarse efectivamente. Si se tienen presiones excesivas y áreas de contacto pequeñas el suelo se cizallará. Aunque las áreas nominales de las patas raramente exceden 7 pulgadas cuadradas, la experiencia indica que definitivamente para suelos en que predomine el cieno o la arena se necesitan áreas mayores.

Muy poca es la evidencia en el sentido de que un aumento en longitud de las patas permita una compactación más eficiente por medio de mayores espesores en las camadas. Aunque es cierto que con patas mayores se aumenta la presión de contacto y por lo tanto el espesor de las camadas, el carácter básico de los rodillos de patas de cabra es tal que los modelos standard muy rara vez pueden compactar eficientemente a profundidades mayores de 10 a 12 pulgadas de espesor compactado.

El espaciamiento de las patas afecta las presiones de contacto y el porcentaje efectivo, definido como el área real de patas apisonadoras en contacto con el suelo en una pasada, dividida por el área cubierta en ese viaje. Con todas las demás variables fijas, mientras mayor sea el área de las patas apisonadoras, menos pasadas se requerirán para compactar el suelo. La relación entre el porcentaje efectivo y el

número de pasadas se muestra en las dos curvas de la Fig. 1. Los valores dados para los dos rodillos sirven para indicar valores comparables a otros tipos.

Un factor adicional que afecta la selección del rodillo de patas de cabra a usar, es el radio de rodamiento, pues éste determina hasta cierto punto, la fuerza requerida para remolcarlo y su maniobrabilidad. Mientras menor sea el diámetro de rodaje (diámetro del rodillo mas las patas) para un peso dado, mayor será la tracción en la barra, tanto en línea recta como en las curvas.

En la selección de un rodillo para compactar un suelo a la densidad deseada en el mínimo tiempo posible, deben considerarse los factores siguientes: (1) seleccionar la presión máxima de contacto que el suelo pueda resistir sin fallar por esfuerzo cortante, y (2) seleccionar el rodillo que satisfaga la condición primera y que al mismo tiempo ofrezca mayor área neta cubierta por pasada.

La Tabla 1 puede usarse como guía en la selección de rodillos para tres grupos generales de suelos.

Métodos de apisonado

Al comenzar la compactación en un proyecto, aunque se cuente con operarios e inspectores de experiencia, es recomendable hacer ensayos para determinar el procedimiento de compactación que resulte mas apropiado. Asumiendo que no se tenga donde escoger en lo que se refiere a equipo (dimensiones de las patas apisonadoras), el ensayo se limitará a determinar el espesor de camada que puede compactarse mejor, el número de pasadas requerido por los suelos encontrados, y la necesidad de aumentar o disminuir la presión en las patas. Esos pases de ensayo deben incluir sólo un mínimo de variables y el suelo debe tener el contenido óptimo de humedad. Generalmente tres camadas son suficientes para determinar el apisonado mínimo necesario para obtener la densidad requerida. Por ejemplo tres camadas sueltas de 6, 9 y 12 pulgadas, después de esparcidas, se dividen en franjas sobre las que se dan 4, 7

y 10 pasadas del rodillo. Los ensayos de densidad indicarán que combinación es la mas efectiva.

La longitud del área apisonada puede influenciar considerablemente las densidades en los meses del verano, en que la evaporación es alta. Usando y manipulando con rapidez los materiales en la rasanté se evita muy a menudo la necesidad de dar demasiadas pasadas para obtener la debida densidad, o se elimina el tener que agregar agua al terreno. La cantidad de apisonado requerida puede disminuirse fijando apropiadamente el recorrido del equipo de construcción, de modo que se aproveche al máximo su efecto de compactación. La velocidad del rodillo dentro de los límites con que se remolcan los rodillos de patas de cabra detrás de los tractores, tiene muy poco efecto sobre la efectividad.

La figura 2 indica gráficamente la capacidad productiva máxima posible de un rodillo de patas de cabra (de tambor doble, con tambores de 4 pies) para distinto número de pasadas y velocidades de operación variadas, en la compactación de una camada de 6 pulgadas. Para otros espesores de camadas pueden prepararse gráficos similares.

Como los aumentos de velocidad (dentro de límites razonables) no afectan la efectividad de los rodillos de patas de cabra, puede notarse en la Figura 3 que la capacidad productiva está en razón directa de la velocidad de operación, lo que indica que debe considerarse la velocidad al especificar el tiempo de operación.

Aplanadoras de ruedas lisas

Las aplanadoras lisas del tipo de tres ruedas han sido siempre muy usadas para la compactación de suelos. Las aplanadoras tándem no se usan generalmente sobre tierra, pero si, en la compactación final de la superficie de subrasantes y bases. Normalmente se usa el tipo de tres ruedas en la compactación de tierras, debido a la presión mayor ejercida por las ruedas traseras (tractoras).

Los principios que regulan la relación entre las presiones de contacto y la compactación, se aplican a las aplanadoras de tres rue-

das igual que a los rodillos de patas de cabra; las aplanadoras de tres ruedas ajustan sus presiones de contacto a la capacidad de resistencia del suelo, simplemente hundiéndose a la profundidad en que se tenga un área adecuada para equilibrar la presión unitaria.

El tipo de tres ruedas tiene la ventaja de que cubre por completo el área por donde pasen los rodillos tractores. El rodillo guía generalmente compacta el suelo lo suficiente para darle la resistencia adecuada para los rodillos tractores. Las unidades más pesadas de este tipo (10 a 12 toneladas o más) pueden a menudo compactar capas de 10 a 12 pulgadas, o aún más, especialmente en suelos friables o de gránulos finos.

En las aplanadoras de tres ruedas es importante obtener un equilibrio apropiado entre la capacidad del equipo de acarreo y la capacidad del cilindrado. Si se remolcan cilindros de patas de cabra con tractores de capacidad adecuada, se tiene más flexibilidad, ya que se puede aumentar o disminuir la velocidad de remolque. Esa variación sin embargo no es tan amplia en las aplanadoras de tres ruedas. El gráfico de la Figura 3 permite estimar rápidamente la capacidad de apisonamiento de las aplanadoras de tres ruedas de 10 a 12 toneladas para espesores de capas compactadas de 6 pulgadas.

En el uso de aplanadoras de tres ruedas, al igual que con los rodillos de patas de cabra, es muy conveniente el uso de franjas de prueba para seleccionar el espesor más apropiado para las capas, si se quiere obtener la compactación más económica. La tabla 2 puede usarse como una guía general para estimar la variación posible de esos espesores según el peso de la aplanadora. No debe olvidarse sin embargo, que esos valores no son exactos si el contenido de humedad se aleja mucho del óptimo.

Algunas aplanadoras de tres ruedas no vienen preparadas (o muy imperfectamente) para balasto y por lo tanto es muy importante seleccionar el peso más apropiado a las condiciones particulares de la obra. La Tabla 2 da las variaciones aproximadas de presión y pesos de las aplanadoras de tres ruedas apropiadas para la compactación de diferen-

tes tipos de suelos.

Aplanadoras de neumáticos

La aplanadora de neumáticos, al igual que la de tres ruedas, depende del área de presión de contacto (la presión de contacto es igual a la presión de aire mas cierta presión debida a la rigidez de las caras laterales del neumático), del número de pasadas y del espesor de la camada usada. El área de contacto y la presión de contacto están relacionadas entre si y con la carga total de cada rueda. Si la presión de contacto es constante, para una máquina dada, un aumento en la carga total no determinará un aumento de la densidad obtenida al rodar. Sin embargo, al aumentar la carga total se aumenta el tamaño del área cargada y la profundidad efectiva de compactación. O sea, es posible obtener en un suelo dado aproximadamente la misma densidad en una camada de 3 pulgadas con una carga en la rueda de 1500 libras, que la obtenida en una camada de 6 pulgadas con una carga de 10000 libras en la rueda. Esto no se cumple idénticamente en el caso de suelos no cohesivos, los que dependen considerablemente de su calidad friccional para desarrollar un buen soporte. En este caso mientras mayor sea la llanta, mayor será el área cargada y mayor el efecto de confinamiento.

De modo que la presión de contacto es un factor básico en la obtención de las densidades, y la carga en la rueda y el número de pasadas determinan el espesor de camadas que resultan mas económicos para una aplanadora determinada. La información dada en la Tabla 3 puede usarse como guía general para fijar los espesores de camada que pueden compactarse con distintas presiones de contacto y cargas diferentes en la rueda, facil y económicamente. La aplanadora de neumáticos tiene gran flexibilidad, ya que se pueden cambiar las presiones de contacto con sólo cambiar las presiones de aire en los neumáticos.

Existe para cada suelo (cuando tienen el contenido óptimo de humedad) una combinación preferencial de presión de aire y espesor de las camadas para una carga determinada en las ruedas. La Tabla 3 pue-

de usarse como guía en los estimados preliminares de las presiones de contacto para la compactación de suelos diferentes.

El gráfico en la Figura 4 se puede usar para estimar la capacidad de apisonamiento de una aplanadora de determinado tamaño y peso, sobre la base de espesores de camadas de 6 pulgadas.

Comportamiento en distintos suelos

Cuando se está compactando un suelo, su capacidad de soporte o resistencia limita la presión de contacto que puede usarse. Por lo tanto, al seleccionar el tipo y peso de la aplanadora, la máquina mas económica será la que ofrezca la mayor economía entre la presión de contacto y el espesor de la camada después de considerar adecuadamente el tamaño del área cargada.

Las aplanadoras de tres ruedas lisas dan un buen resultado en cualquier tipo de suelo, con la excepción de las arenas limpias, no plásticas.

Los rodillos de patas de cabra prestan su eficiencia máxima en los suelos de gránulos finos, del grupo plástico, y desarrollan el mínimo de efectividad en los suelos muy arenosos o gravillosos.

Las aplanadoras de neumáticos, en general, son apropiadas para compactar todos los suelos, siempre que los valores de la presión de contacto y de la carga en la rueda sean los apropiados para el suelo que se está compactando.

SUBRASANTE

La subrasante es definida por la A.A.S.H.O. de la siguiente manera: "Fundación del camino formado por el material del corte o del coronamiento del relleno, hasta una profundidad de 45 centímetros por debajo de la parte inferior del pavimento, base o sub-base".

La subrasante es la capa de fundación en la cual se apoya el pavimento. El material para la subrasante debe ser escogido y seleccionado; constituyendo los ripios y arenas gruesas buenos materiales para las

subrasantes debido a que poseen un gran coeficiente de fricción interna oponiéndose por lo tanto a los deslizamientos y empujes, también una buena mezcla de arenas y arcillas pueden formar buenas subrasantes. La arena debe ser de buena calidad y dureza especialmente de naturaleza silicea, debe pasar por el tamiz N° 10 y retenido por el N° 200

El tamiz N° 60 debe retener del 40% al 60% de la arena. El material que pase por el tamiz N° 10 debe satisfacer el análisis mecánico siguiente:

Arcilla	9	a	25%
Limo	5	a	20%
Arena	60	a	80%

El suelo de la subrasante será humedecido hasta obtenerse el contenido de humedad igual al límite plástico obtenido de su análisis. Se procederá luego a la compactación hasta obtenerse por lo menos una densidad del 95% de aquel obtenido por la aguja de Proctor.

La subrasante deberá de tener un valor de soporte uniforme, estimándose que por lo común un buen suelo de subrasante puede resistir con seguridad y sin deformación excesiva presiones de 1.8 a 2.1 Kg/cm²

TABLA 1 - Presiones de contacto y patas apisonadoras mas apropiadas para compactar diferentes suelos con rodillos de patas de cabra.

TIPO DE SUELO	AREA DE CONTACTO pulg ²	PRESION DE CONTACTO (lb/pulg ²)	OBSERVACIONES
Suelos arenosos, arcillosos y cenagosos que dependen de sus características friccionales para desarrollar resistencia.	7 - 12	75 - 125	Estas divisiones se basan en modelos standard para compactar hasta densidades de 95% AASHO T 99 densidad máxima con contenido de humedad óptimo o ligeramente menor, desarrollando espesores de camada compactada de 6 a 9 pulgadas. Se basan también en el conocimiento de que los rodillos se pueden remolcar mas fácilmente cuando su peso les permite empezar a flotar cuando el cilindrado empieza. Se acepta que se pueden desear presiones de contacto mucho mayores si se aumentan las áreas de contacto y que esos aumentos son necesarios si se necesitan densidades mayores en el suelo.
Grupo intermedio de cienos arcillosos, arenas arcillosas y suelos limpios de arcilla que tienen una plasticidad baja	6 - 10	100 - 200	
Arcillas medianas a pesadas	5 - 8	150 - 300	

TABLA 2 - Presiones y pesos de las aplanadoras de tres ruedas apropiadas para la compactación de suelos diferentes.

CLASE DE SUELO	PESO Y PRESION
Arenas bien graduadas, limpias, arenas graduadas uniformemente (un tamaño), y algunas arenas gravilosas con muy poco o ningún cieno o arcilla.	(Peso por pulg. lineal de ancho de los rodillos posteriores) No se pueden aplanar satisfactoriamente con las aplanadoras de tres ruedas.
Cieno suelto y suelos de arcilla y arena que dependen de sus características friccionales para desarrollar resistencia.	5 a 6 ton., 150 - 225 lb.
Grupo intermedio de cienos arcillosos y suelos arcillosos limpios de baja plasticidad (menor de 10)	7 a 9 ton., 225 - 300 lb.
Arenas-gravillas bien graduadas conteniendo finos suficientes para actuar como relleno y aglutinante.	10 a 12 ton., 300 - 400 lb.
Suelos arcillosos medianos a pesados	10 a 12 ton., 300 - 400 lb.

TABLA 3 - Presión de contacto de las aplanadoras neumáticas apropiadas para la compactación de suelos diferentes

CLASE DE SUELO	PRESION DE CONTACTO
Arenas limpias y algunas arenas gravillosas.	De 20 a 40 libras de presión en los neumáticos, la presión mayor con los neumáticos de mayor tamaño.
Arenas sueltas cenagosas y arcillosas que dependen de sus características friccionales para desarrollar resistencia.	De 40 a 65 libras de presión en los neumáticos.
Suelos arcillosos y muy gravilletes.	65 libras o mas en los neumáticos.

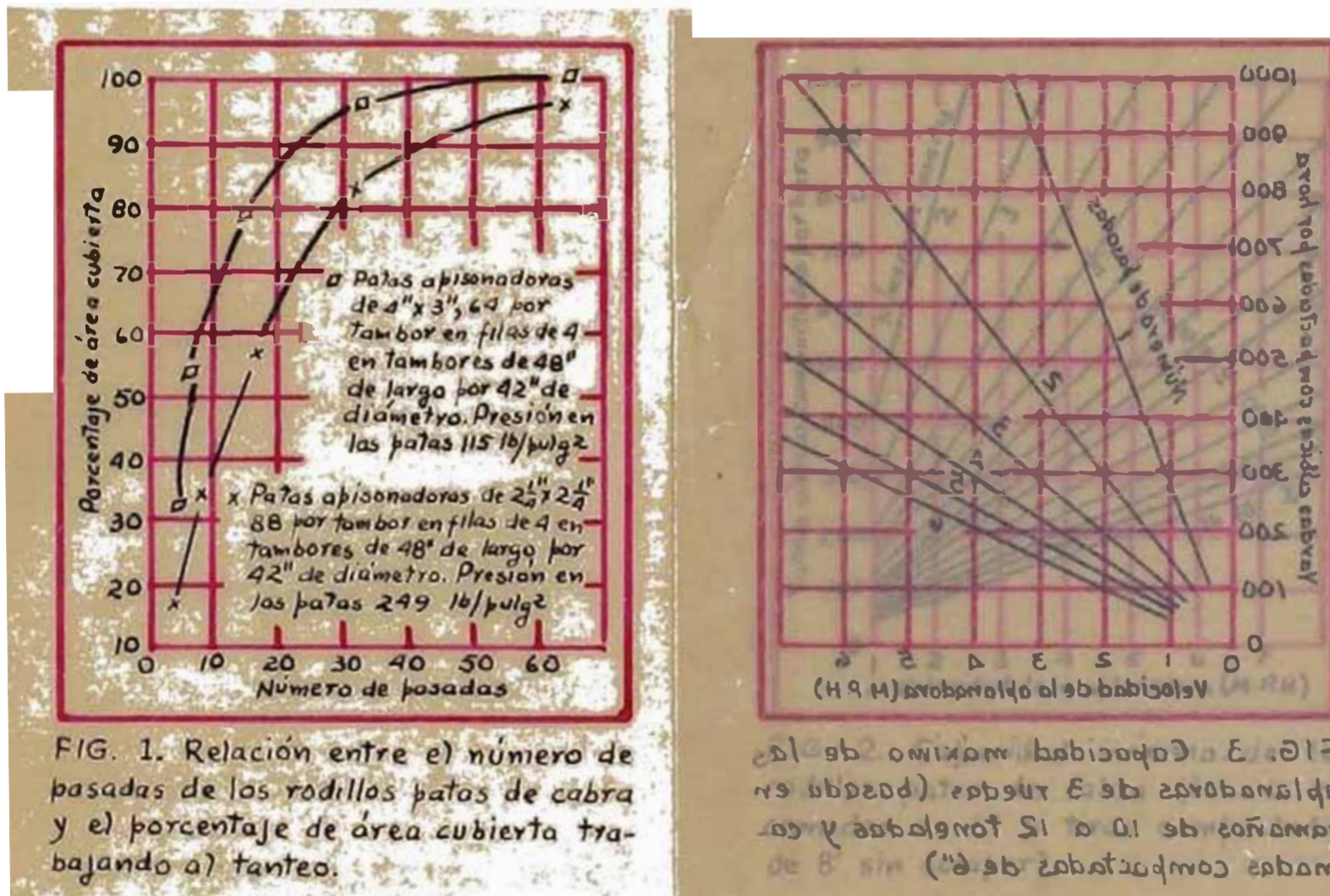


FIG. 1. Relación entre el número de pasadas de los rodillos patas de cabra y el porcentaje de área cubierta trabajando a) tanteo.

El gráfico muestra la relación entre la velocidad de la aplanadora y el número de pasadas críticas como porcentaje por hora para diferentes configuraciones de rodillos patas de cabra y para una zona de presión.

TABLA 3 - Presión de contacto de las aplanadoras neumáticas apropiadas para la compactación de suelos diferentes

CLASE DE SUELO	PRESION DE CONTACTO
Arenas limpias y algunas arenas gravillosas.	De 20 a 40 libras de presión en los neumáticos, la presión mayor con los neumáticos de mayor tamaño.
Arenas sueltas cenagosas y arcillosas que dependen de sus características friccionales para desarrollar resistencia.	De 40 a 65 libras de presión en los neumáticos.
Suelos arcillosos y muy gravillosos.	65 libras o mas en los neumáticos.

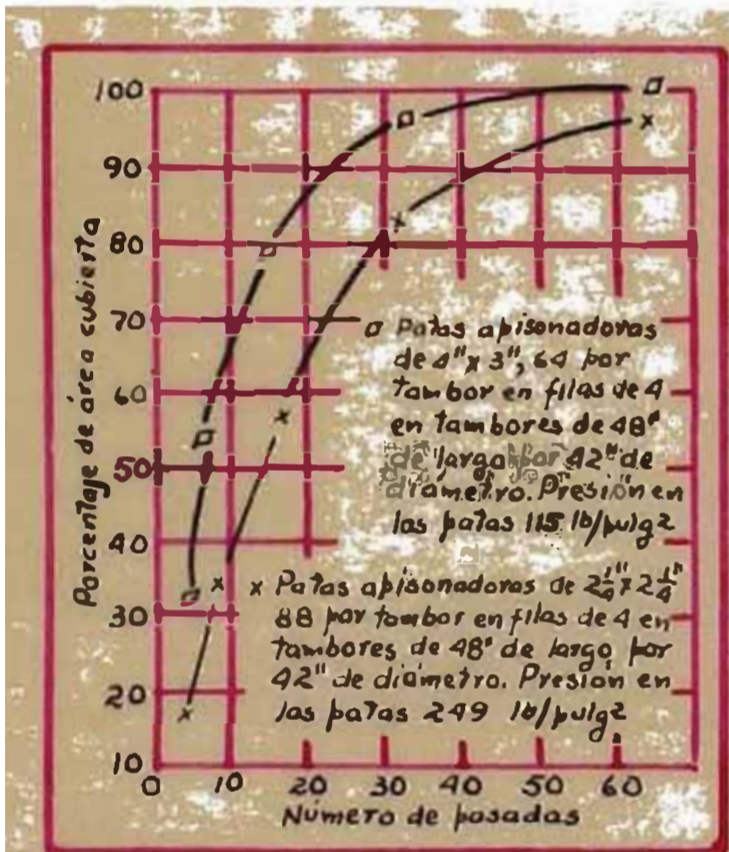


FIG. 1. Relación entre el número de pasadas de los rodillos patas de cabra y el porcentaje de área cubierta trabajando a) tanteo.

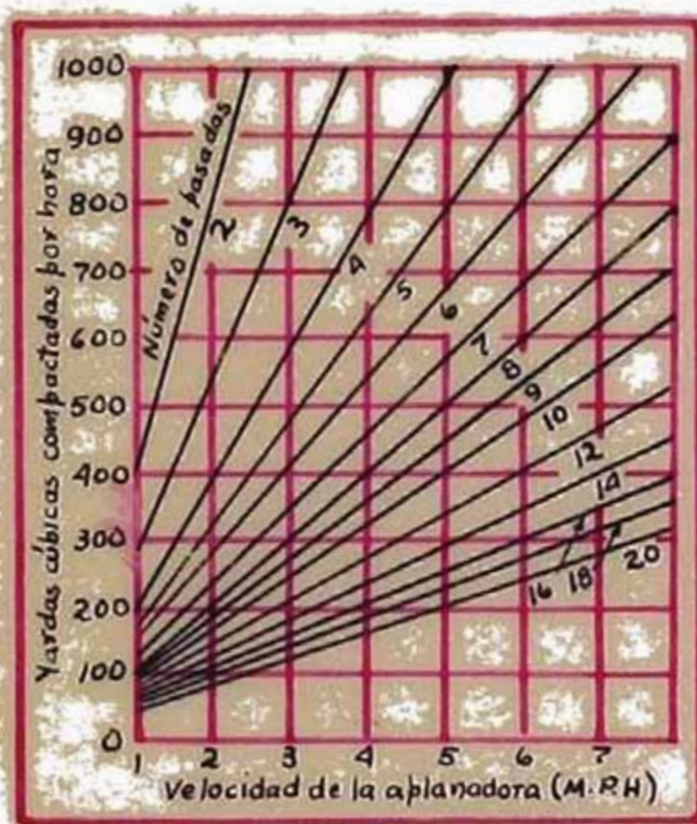


FIG. 2. Capacidad máxima de los rodillos patas de cabra (basada en camadas de 6" y tiras compactadas de 8' sin solapar).

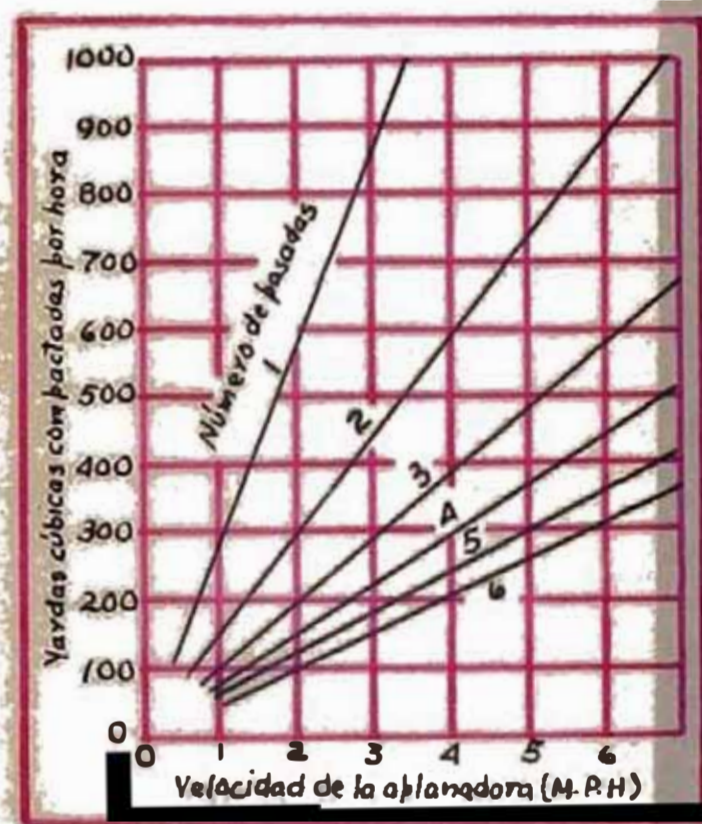


FIG. 3. Capacidad máxima de las aplanadoras de 3 ruedas (basada en tamaños de 10 a 12 toneladas y camadas compactadas de 6")

DRENAJE DE LA CARRETERA Y CONTROL DE EROSION

Drenaje de Carreteras.- El agua estancada o en movimiento es el peor enemigo de las Carreteras, en el primer caso por su acción de ablandamiento y en el segundo por su poder erosivo; ellos hacen que ella sea la causa principal de la mayor parte de las fallas y desastres de los caminos. Se hace entonces necesario adoptar sistemas para acopiarlas, encausarlas y extraerlas, pero no solo el agua superficial es dañina, el agua subterránea también lo es. Es entonces necesario el drenaje que se define como la ciencia de controlar el movimiento de las aguas superficiales y subterráneas con el fin de que no afecten la estructura del Camino, alejándolas rápidamente de él. El drenaje de un camino es un problema que debe estudiarse cuidadosamente y que no solo comprende la plataforma misma sino también toda la zona adyacente y subyacente. Su estudio debe iniciarse desde la ubicación del trazo, con el fin de no tener que confrontar posteriormente problemas difíciles de drenaje o de defensas, la inversión de grandes sumas de dinero en drenajes se justifica, ya que así se tendrá la certeza que aún en las peores condiciones de lluvia, el tránsito no será afectado. Para la vida de un pavimento el drenaje es básico, sería absurdo construir un pavimento de tipo superior sobre unas explanaciones deficientemente drenadas ya que con toda seguridad al poco tiempo comenzará a rajarse, deformarse y por último destruirse. Es necesario el drenaje desde dos puntos de vista: el drenaje superficial que se ocupa de las aguas que corren por la superficie y el drenaje subterráneo o subdrenaje que se ocupa de las aguas subterráneas.

Drenaje superficial.- Su misión principal es alejar las aguas superficiales, cualquiera que fuera su proveniencia lo más rápidamente posible para que no se filtren dentro de las explanaciones, erosionándolas o haciéndolas perder estabilidad. Este drenaje puede decirse que ya ha sido contemplado en parte al diseñar la superficie de rodadura pues el bombeo hace que el agua corra hacia las cunetas o taludes y estas desembocan a las alcantarillas que son las que sacan el agua a través del camino, las cunetas pueden estar ubicadas cerca del pie de los ta-

ludes de los rellenos para defenderlos y debe proveerseles de desagüe para que en ningún momento colmen su capacidad, en ningún caso debe quedar una cuneta sin conexión a una salida. Cuando existen posibilidades de que pueda caer un gran volumen de agua en poco tiempo y que las dimensiones de las cunetas no, puedan ampliarse, para preveer esta circunstancia, se hace necesario entonces hacer cunetas fuera de la Carretera para ayudar 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. (Fig. 1)

Las cunetas son del mismo material de los cortes y llevan la misma pendiente del camino, cuando es muy fuerte y hay el peligro de que el agua en movimiento erosione, se procede a revestirlas o hacer gradines para cortar la fuerza de la corriente. (Fig. 2)

Drenaje subterráneo o subdrenaje..- El agua subterránea se mueve a través de las capas permeables formando corrientes o permanece estancada en pequeños reservorios formados por material impermeable. En cualquiera de las formas es peligrosa para la estabilidad del camino aún considerando que está a cierta profundidad, ya que satura y ablanda los materiales circundantes y pueden provocar deslizamientos al actuar como lubricantes en los planos de contacto entre las capas permeables e impermeables. Conviene considerar que en el subsuelo se encuentra el agua de gravedad o sea la que corre obedeciendo a dicha ley y que forma la napa de agua que es el agua que puede drenarse y también existe el agua capilar que sube obedeciendo a las leyes de la capilaridad y que no pueden drenarse. Esta distinción es fundamental para evitar la construcción de subdrenes costosos e inútiles.

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 constituyan peligros para la estabilidad de los terrapienes, para ello se debe estudiar la profundidad y dirección de las corrientes subterráneas

En las figuras 3 y 4 se representan dos casos típicos uno de ellos lleva un dren interceptor bajo la cuneta y llega hasta la capa

impermeable y en el otro se ha bajado el nivel de la mesa de agua mediante drenes profundos. Los drenes interceptores, interceptan la corriente antes de que llegue a la parte del terraplen que se desea defender.

La mesa de agua puede bajarse mediante la construcción de zanjas de drenaje, abiertas longitudinalmente al terraplen, pero en otros casos se hace necesario usar los verdaderos subdrenes que son tubos perforados colocados en el fondo de zanjas rellenas con material granular, este material debe ser arena y grava fina. La boca del subdren debe ser sellada para que no pase el agua de la superficie que puede obstruirlo debido a los materiales que arrastra. Las zanjas no se deben rellenar con material chancado porque el limo y la arcilla pueden atacar el dren (Fig. 5)

Drenaje de terraplén..- Los terraplenes requieren precauciones especiales a fin de que su base no sea susceptible de mojarse y el terraplen pueda correrse o asentarse, se recomienda que sobre el terreno sobre el cual va asentado se hagan zanjas longitudinales que se rellenan con materiales granulares y que intercepten la corriente de agua que pasa por la capa permeable, sacandola fuera de la zona de la base mediante drenes transversales; se puede también usar tubos. Si la capa de material permeable fuese muy profunda se deberán usar drenes verticales de arena que no son sino tubos perforados que se introducen verticalmente en el terreno y se rellenan de arena, cerca de la superficie estos tubos están conectados a drenes transversales que extraen el agua constantemente. (Fig. 6)

Drenaje de filtraciones..- Las zonas de filtración generalmente se encuentran al hacer cortes en los cerros, se deben a corrientes de agua subterráneas que corren por las capas permeables de los suelos, son las originantes de los deslizamientos que se ven en muchos caminos. Estas corrientes pueden ser paralelas o transversales al tráfico, en el primer caso serán necesarios drenes paralelos y en el segundo ubicar un dren transversal en la parte alta tratando de cortar la corriente en forma total.

Existen dos casos típicos de filtraciones: el primero se refiere al paso de corte a relleno en el perfil longitudinal, generalmente en el punto de paso se produce una filtración debido al plano de ruptura que se forma al encontrarse tipos diferentes de suelos, se hace entonces necesario ubicar allí un dren. El segundo caso se presenta cuando la rasante pasa a poca altura sobre una formación de roca, sobre esta tiende a formarse una acumulación de las aguas filtradas, que debe ser drenada (Fig. 7)

La intersección y drenaje de las corrientes y puntos de filtración solo puede obtenerse a través de un cuidadoso estudio de las condiciones particulares de cada caso.

Drenaje y subdrenaje de la sub-base, afirmado y pavimento.- Cuando los suelos que forman un terraplen y la subrasante son susceptibles de retener el agua de capilaridad; mientras no se les ponga un pavimento impermeable tendrán oportunidad de evaporarla, pero en cuanto se le coloque la superficie asfáltica se corta la evaporación y la humedad capilar acumulada subirá hasta ella haciendo que el cimiento del pavimento se vuelva inestable. Este problema puede solucionarse con la construcción de una sub-base, que es una capa de material destinado a cortar el ascenso de la humedad capilar a la superficie de rodadura y que también se emplean cuando los materiales que forman la subrasante son de mala calidad. Otros sistemas a emplearse son: bajar el nivel de la mesa de agua; levantar la rasante por rellenos o empleando en la construcción el método de Proctor.

Para drenar el afirmado y con gran eficiencia se emplea el sistema de intercalar en las bermas en los lugares en que se pueda haber humedad, drenes y material granular incrustados en ellas. En las partes bajas de las curvas verticales existe la conveniencia de usar subdrenes para evitar que el agua que tiende a acumularse en esa zona produzca efectos nocivos. (Fig. 8)

Altura de la rasante sobre el nivel de la mesa de agua.- Por consideraciones prácticas se ha visto la conveniencia de que la subrasante este a una altura prudencial sobre el nivel de la mesa de agua, para evi-

tar que la humedad capilar pueda hacerle perder estabilidad. Para evitar esto el sistema mas comunmente empleado es el de levantar la rasante ubicandola en relleno, cuya altura mínima sea de 1.20 metros sobre la mesa de agua.

Control de erosión.- La erosión producida por las aguas en movimiento es un problema que debe afrontarse estando ya construida la Carretera y especialmente en las zonas en que las precipitaciones pluviométricas son intensas. Los suelos poco cohesivos son los mas afectados por los efectos de la erosión.

Los problemas de control de erosión y drenaje estan estrechamente vinculados y el mejor sistema de control consiste en desalojar rapidamente las aguas de manera que ya el problema es, de drenaje.

Control de erosión en las cunetas.- Este se efectúa por medio del revestimiento de las cunetas y por la colocación de vertederos. El primer sistema se emplea cuando la pendiente de ella es mayor de 6%, se lleva a cabo en todo lo largo en que hay esa fuerte pendiente y debe estar empalmada con el pavimento mismo de la Carretera a fin de que no se produzca erosión por el agua que va a dar de la plataforma a la cuneta. El segundo sistema se emplea cuando la pendiente no es mayor de 4 a 6%, estos vertederos forman escalones a lo largo de la cuneta y a intervalos tales que las aguas que corren entre vertederos no llegen a tener velocidad que provoque erosión. La diferencia de nivel entre los vertederos debe ser tal que la pendiente de la cuneta entre ellos no sea mayor del 2%. Pueden ser contruidos de madera tratada o de albañilería (Fig. 9)

Control de erosión en los taludes.- La erosión tiene graves consecuencias cuando los taludes estan formados por suelos poco cohesivos, el procedimiento normal en estos casos es interceptar el agua que llegaría a los taludes, mediante una cuneta de coronación en los cortes, y una cuneta de base en los rellenos, esa cuneta se hace desembocar en algun canal de drenaje o alcantarilla a fin de desaguarla. (Fig. 10).

La erosión en los taludes también puede evitarse sembrando plantas apropiadas tales como las leguminosas que tienden una red de rai-

ces, resisten la acción de las aguas y viven en condiciones desfavorables de **suelos** y de humedad. La mas conocida es el tipo de grass denominado "kudzu" y que da buenos resultados. En general la plantación de estas leguminosas requiere conocimientos y técnica especial.

El sistema a emplearse cuando los taludes son de gran amplitud es escalonarlos y sembrar en ellos leguminosas. La linea de intersección del talud de los rellenos altos con el terreno natural es susceptible de erosión por el encausamiento del agua de las laderas y que corre por el talud mismo, haciendose necesario ubicar en esa linea canales revestidos que impidan el efecto destructor de la corriente que se forma (Fig. 11)

Para los casos corrientes de taludes de cortes y rellenos que no son muy altos se emplea un revestimiento de piedras acomodadas unidas con mortero de cemento y si el talud es suave bastan piedras sueltas o el revestimiento con trozos de terreno ya sembrado en otro lugar que se cortan con la lampa y se ponen directamente sobre el talud que se trata de proteger.

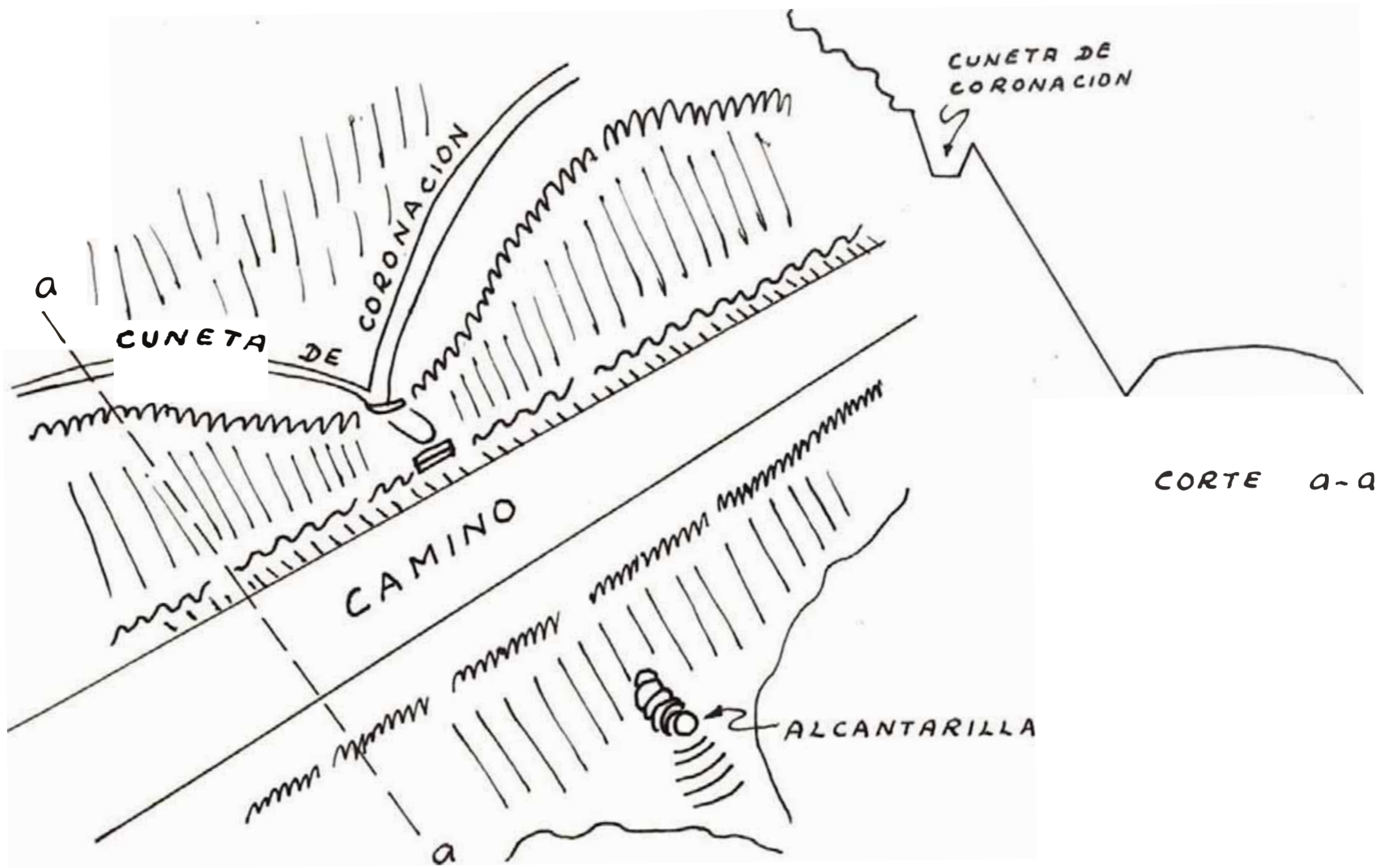


Fig. 1

GRADINES EN EL FONDO DE UNA CUNETA CON MUCHA PENDIENTE

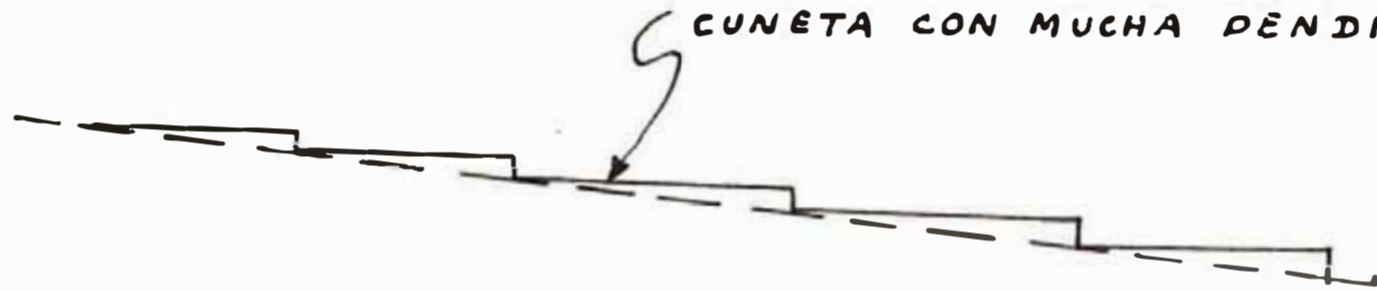


Fig. 2

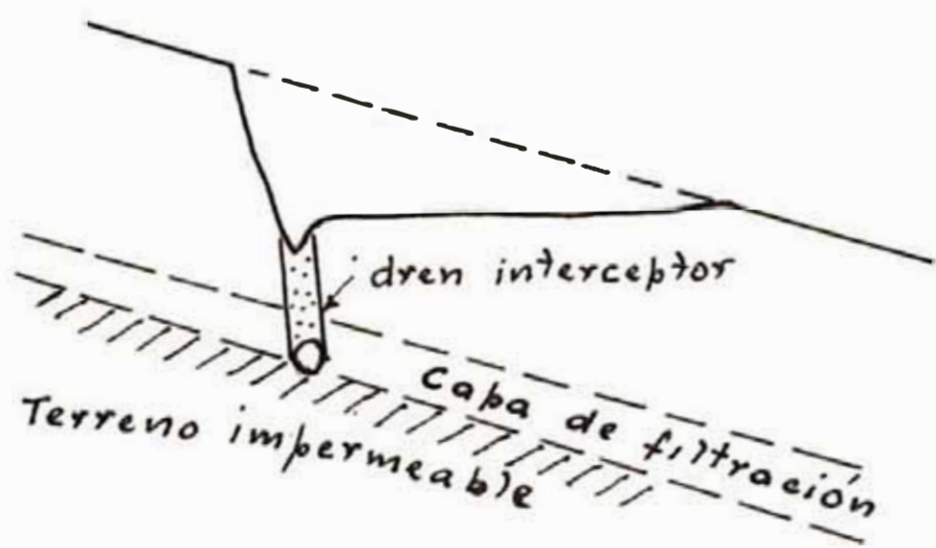


Fig. 3

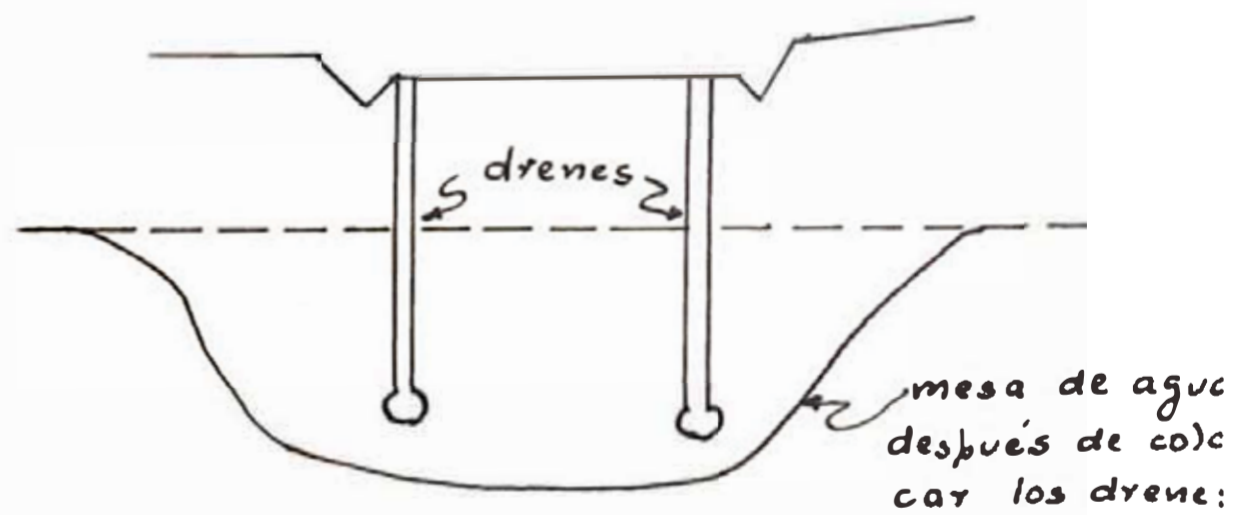


Fig. 4

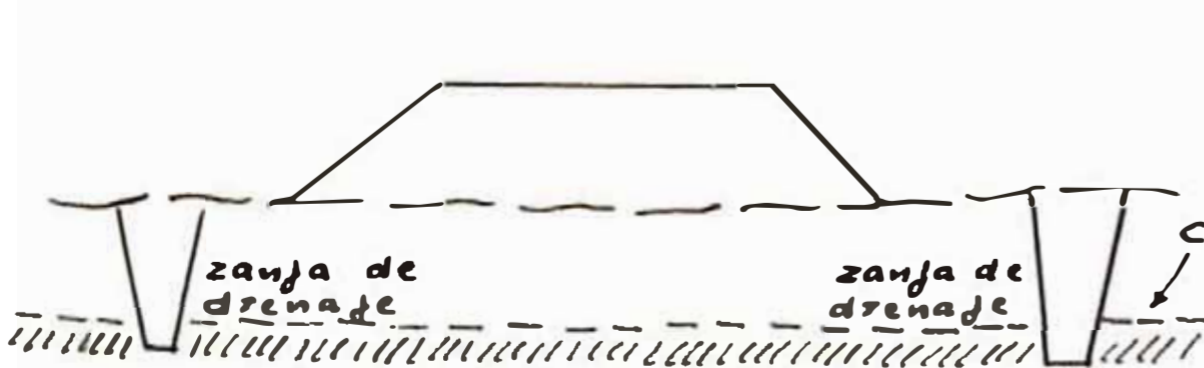


Fig. 5-a

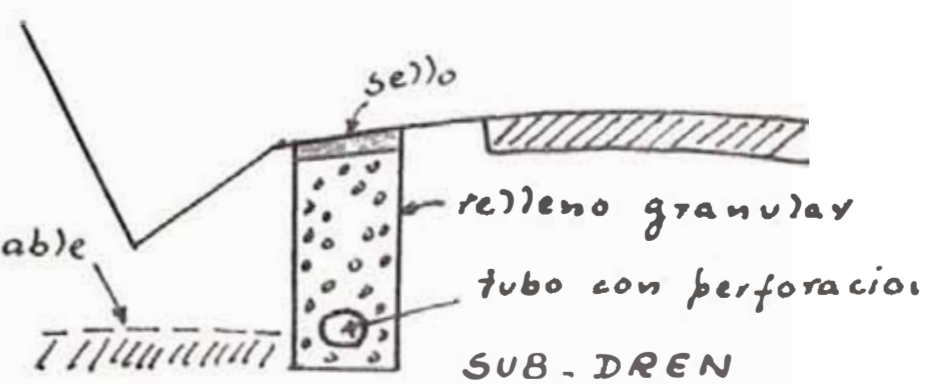


Fig. 5-b

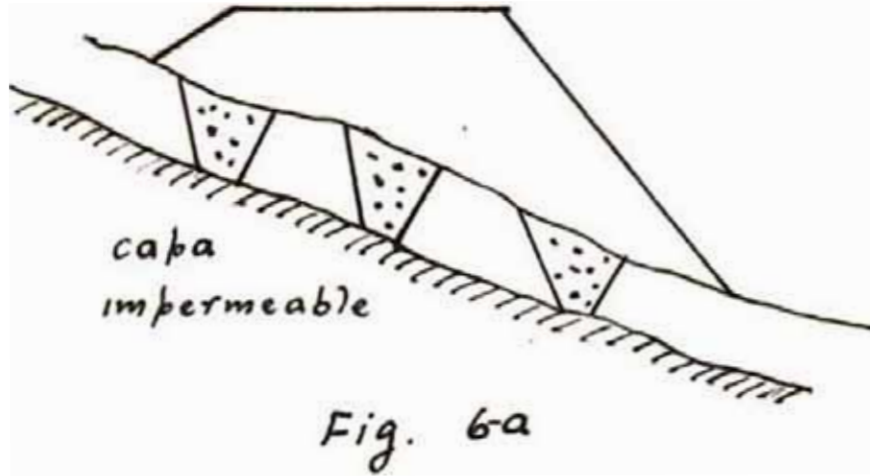


Fig. 6a

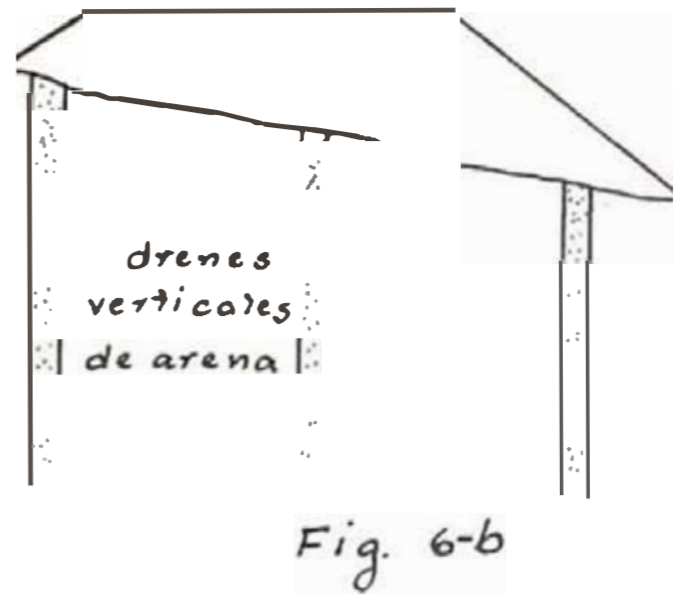


Fig. 6-b

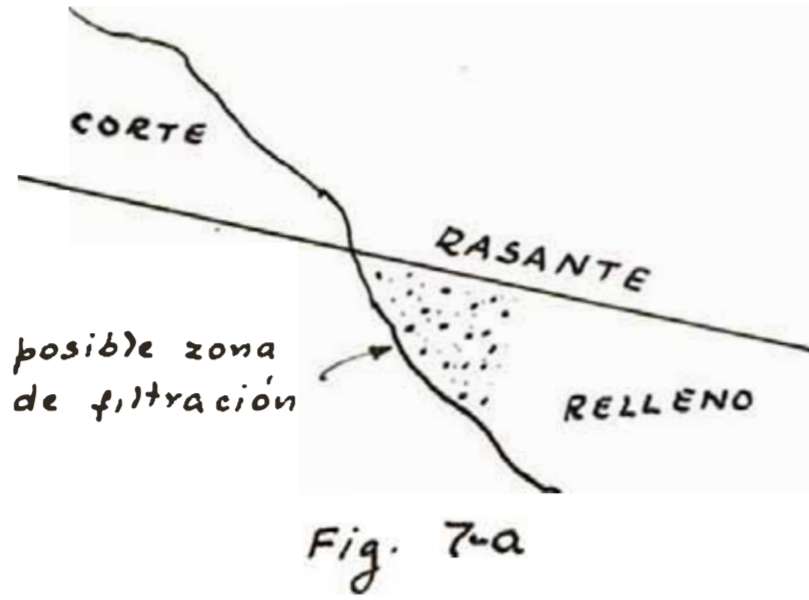


Fig. 7-a

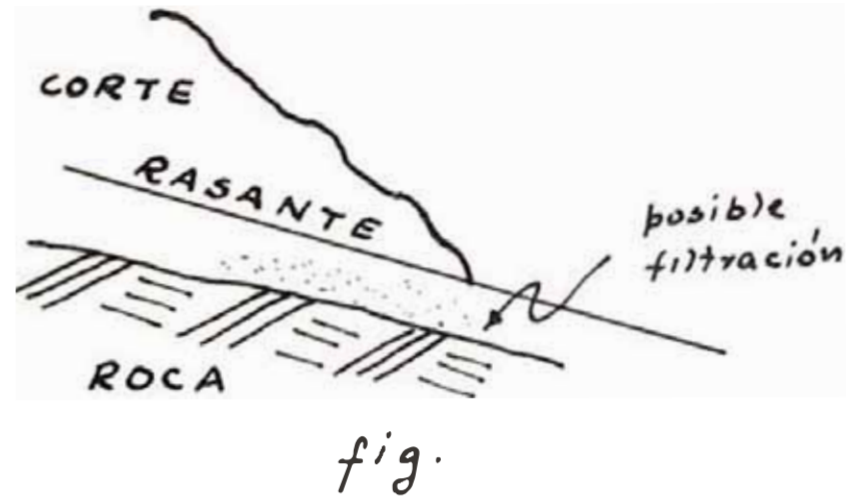


fig.

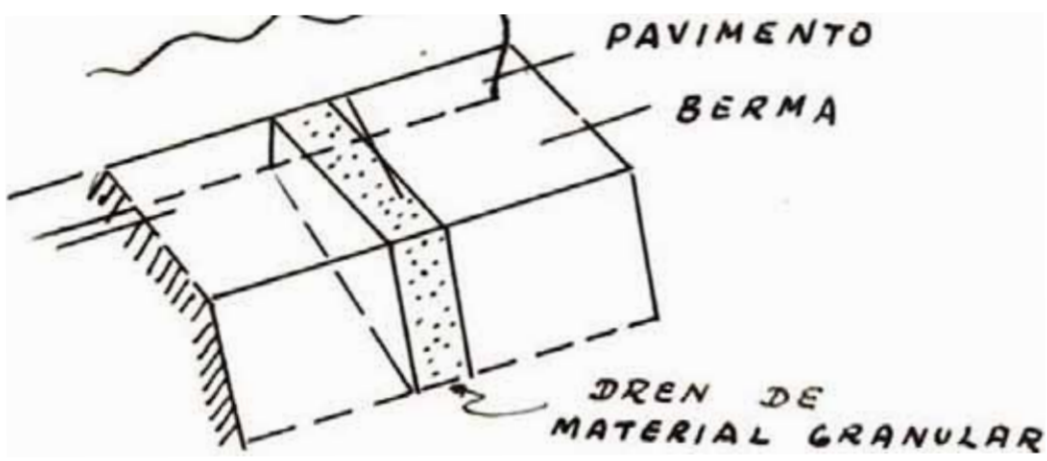


Fig. 8-a

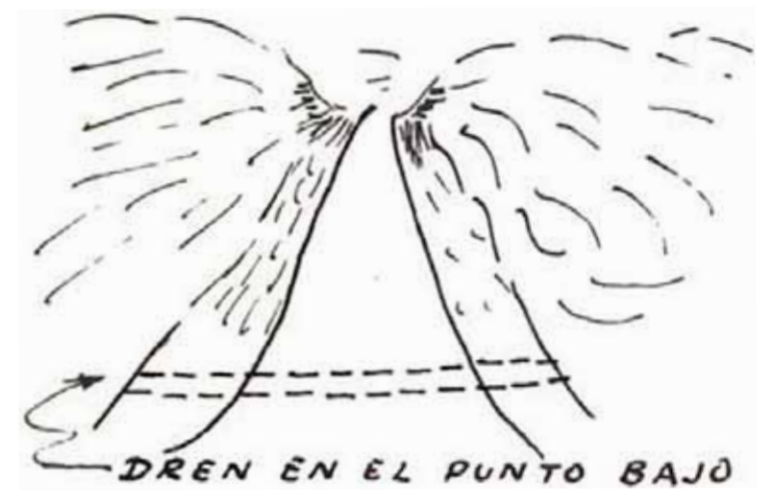


Fig. 8-b

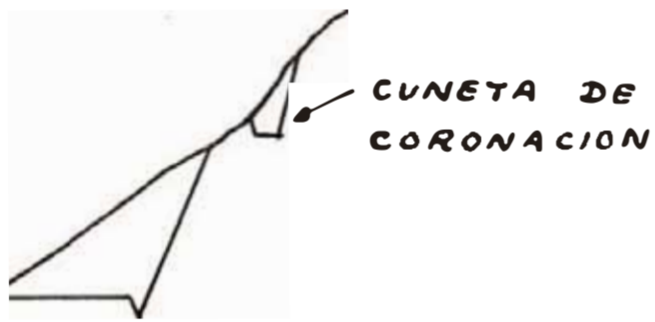


Fig. 10-a

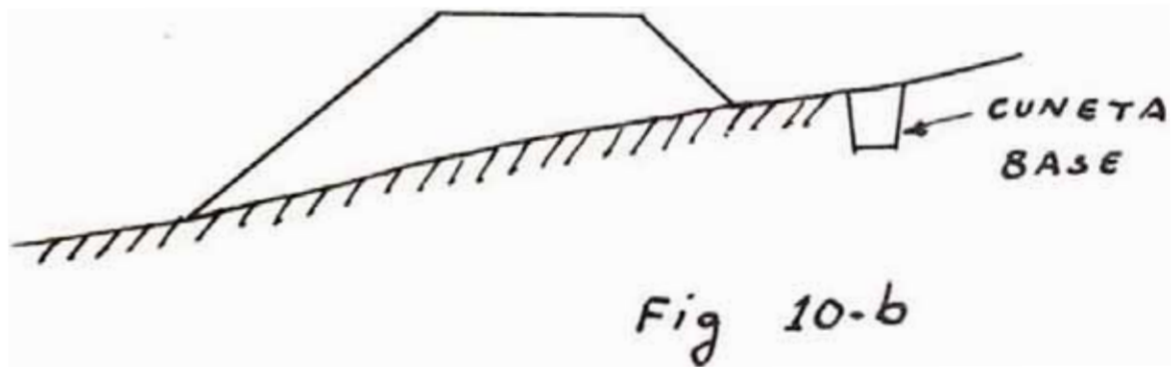


Fig. 10-b

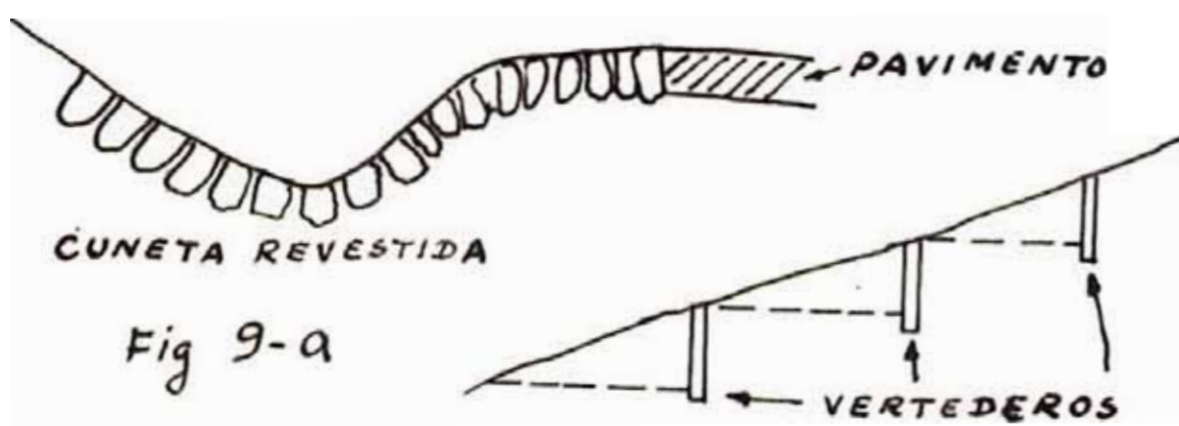


Fig. 9-a

Fig. 9-b

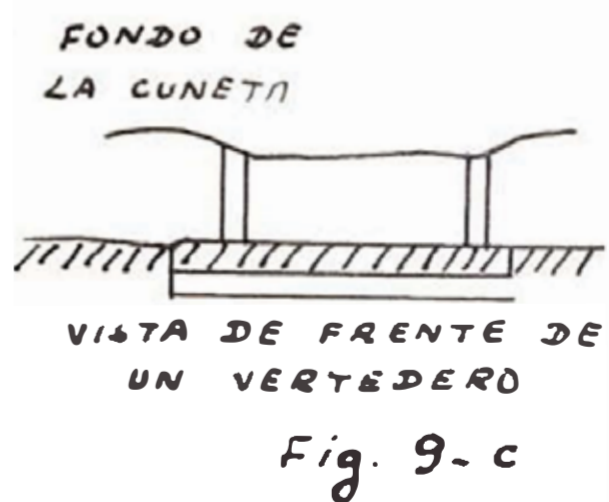
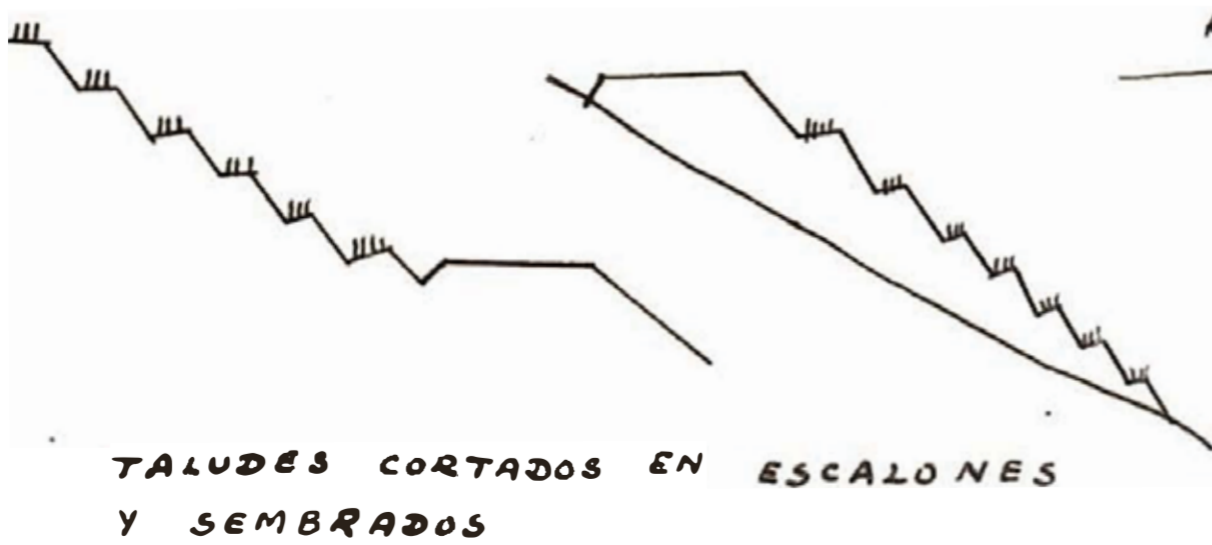
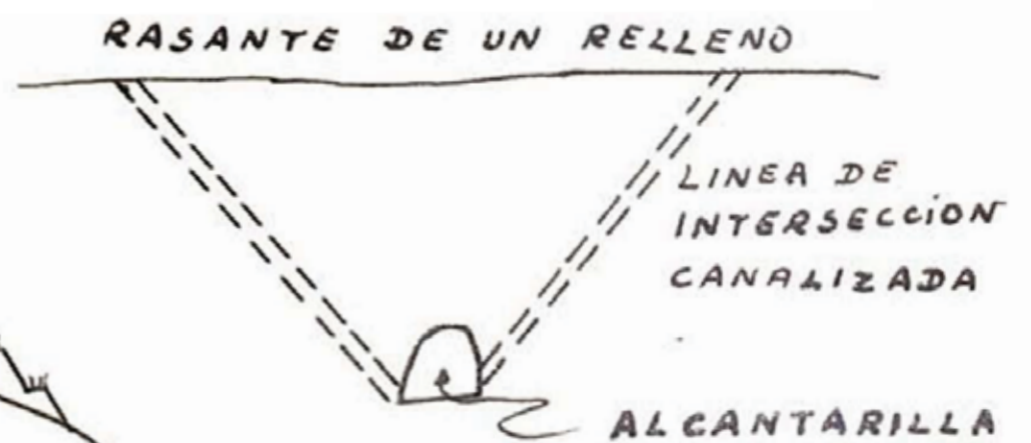


Fig. 9-c



11-a



11-b

ALCANTARILLAS

El objeto de las alcantarillas es hacer pasar el agua debajo de la superficie de la Carretera; generalmente están cubiertas en su totalidad en los cortes por el terreno natural y están enterradas en los rellenos. Forman parte integral del sistema de drenaje de la Carretera y se le ubica en sección transversal de manera que no interfiera con la continuidad de la pendiente ni con el alineamiento.

El diseño de las alcantarillas debe hacerse de tal manera que ellas tengan la capacidad suficiente para desalojar rápidamente el agua que llega a ellas, resistir el peso de los rellenos que van encima y soportar las cargas que el tránsito produce; deben de tener pendiente suficiente para que el agua corra y la salida debe de ser en la misma dirección que el eje longitudinal de la alcantarilla para facilitar el movimiento de la corriente.

La ubicación de las alcantarillas se realiza 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 empobrecerse; 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 adopta la solución de encausar la quebrada y poner la alcantarilla en la parte alta, casi al nivel de la rasante.

Tanto a la boca de entrada y salida debe darseles especial atención, según la proveniencia del agua. El diseño hidráulico de la desembocadura de las alcantarillas requiere ciertos estudios especializados de manera que daremos solo algunos principios generales. Un sistema bastante bueno es observar las estructuras que hubiera en la zona donde se va a trabajar y anotar los resultados que han dado, haciéndose las correcciones que fueran necesarias. Si la alcantarilla fuese a 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, pero, si se tratase de drenaje de aguas de llu-

vias, hay fórmulas empíricas que dan la sección requerida. Estas fórmulas se basan en gran número de observaciones y dan aproximaciones aceptables sin embargo hay variables que es preciso tener muy en cuenta y que alteran sus resultados, ellas son: la forma y pendiente del terreno en el área de drenaje, la clase de vegetación, la clase y condiciones de los suelos y otras de menor importancia.

Los resultados que dan las fórmulas que se indican a continuación son bastante aceptables y se puede confiar en ellas.

Fórmula de Talbot.- Da directamente la desembocadura, ella es:

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

en la que: A es la desembocadura necesaria en pies cuadrados
el área de drenaje en acres y

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

C = 1 para terrenos rocosos de fuertes pendientes

C = 2/3 para terreno quebrado con pendientes moderadas

C = 1/2 para valles anchos

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

C = 1/5 para terrenos a nivel

En los Manuales se encuentra la solución gráfica de la fórmula de Talbot pudiendo obtenerse directamente las desembocaduras conociéndose los otros dos datos. Para ilustración damos a continuación algunos resultados de la fórmula.

Diámetro en pulgadas de una alcant. circular.	Area de la desemboca- dura en pies cuad.	Terreno	Terreno	Terreno a
		Montañoso C = 1 (Areas de drenaje)	Ondulado C = 1/3	nivel C = 1/5
12	.785	3/4	3	6
24	3.142	5	20	39
36	7.068	14	59	116
48	12.566	29	126	250
60	19.635	53	229	453
72	28.274	86	373	737
84	38.484	130	562	1111

Fórmula de Burki-Ziegler .- Esta fórmula da resultados mas precisos que la de Talbot ya que considera factores de observación mas directos

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

en la que: 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 mas altas en pulgadas por hora

c coeficiente que depende de la clase de superficie drenada y vale:

0.75 para calles pavimentadas

0.30 para los macadams y

0.25 para zonas agrícolas

Como se ve esta fórmula solo da cantidades de agua que llega a la alcantarilla, en los manuales se encuentran tablas que dan la sección transversal necesaria en función de este dato, asi como también la solución gráfica de la fórmula.

Carga sobre las alcantarillas - Efecto del tránsito y del pavimento.- Sobre una alcantarilla actúa no solo el peso estático debido al relleno que sobre ella gravita, sino también la carga dinámica debida al tránsito. Durante muchos años ha habido una gran duda sobre la cantidad de relleno que actúa sobre una alcantarilla. La teoría que parece la verdadera es la que supone que el peso que actúa es el prisma de relleno que descansa sobre la alcantarilla y para su comprobación se llevaron a cabo varios experimentos.

Por otra parte el peso que gravita sobre la alcantarilla depende también, de la forma como se hizo el relleno, de la forma como se colocó la alcantarilla, de la clase del suelo que la soporta y de la densidad de los materiales del relleno.

En lo que respecta al efecto del pavimento sobre la transmisión de las cargas del tráfico, se puede considerar que cuando es un pavimento rígido reduce en un 50% el efecto de las cargas; pero cuando es un pavimento de grava, estabilizado, riegos u otros pavimentos flexibles se considera que no atenúan en nada el efecto de las cargas sobre las alcantarillas.

Una regla práctica que es preciso tener presente es que debe haber cuando menos un relleno de 30 centímetros sobre la cabeza de la alcantarilla, esto establece un colchón protector que amortigua los impactos del tránsito.

Cálculo de una alcantarilla de concreto armado de 1 m. de luz.- Por no especificarse para el presente proyecto el tipo de alcantarilla, hemos elegido una alcantarilla tipo losa y para una sobrecarga H 15 - S 12, considerando sobre la alcantarilla un relleno de 0.30 m.

Datos:

Luz libre	=	1.00 m.
Sobrecarga	=	H 15 = S 12
Altura del afirmado	=	0.25 m.
Altura de la capa asfáltica	=	0.05 m.
Peso del concreto armado	=	2400 Kg/m ³
Peso del afirmado	=	1600 Kg/m ³
Peso del asfalto	=	2000 Kg/m ³

Si se supone que la alcantarilla es perpendicular al eje del camino o sea que posee un ancho entre sardineles de 7.00 metros y además se emplea un concreto de carga de rotura de 210 Kg/cm² y reforzada con acero de 1400 Kg/cm² de carga de trabajo, se tiene:

Valor de las constantes de diseño

$$f_c = 0.4 f_c' = 0.4 \times 210 = 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 10$$

$$k = 0.375$$

$$j = 0.875$$

$$K = 13.8$$

Cálculo de la losa:

Suponiendo un espesor de $e = 0.16$ m.

El peso propio por metro lineal será:

$$1.00 \times 1.00 \times 0.16 \times 2400 = 384 \text{ Kg./m.l.}$$

El peso propio del afirmado

$$1.00 \times 1.00 \times 0.25 \times 1600 = 400 \text{ Kg/m.l.}$$

El peso propio del 'asfalto

$$1.00 \times 1.00 \times 0.05 \times 2000 = 100 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{Peso total} = W = 884 \text{ Kg/m.l.}$$

Máximo momento de peso muerto.

$$M = \frac{W l^2}{8} = \frac{884 \times 1.00^2}{8} = 111 \text{ Kg-m.}$$

El ancho efectivo será:

$$E = \frac{3.05 N \cancel{f} W}{4 N} = \frac{3.05 \times 2 \cancel{f} 7.00}{4 \times 2} = 1.64 \text{ m.}$$

Si consideramos el espesor del afirmado y asfalto tendremos:

$$E = 1.64 \cancel{f} 2 \times 0.30 = 2.24 \text{ m.}$$

Máximo ancho efectivo

$$E_{\max} = \frac{W}{2 N} = \frac{7.00}{2 \times 2} = 1.75 \text{ m.}$$

Impacto.

$$I = \frac{50}{3.28 L \cancel{f} 125} = \frac{50}{3.28 \times 1.00 \cancel{f} 125} = 0.39$$

$$I_{\max} = 30\% \text{ (considerado)}$$

Si la rueda mas pesada es de 5440 Kg. el peso efectivo de dicha rueda será:

$$P = \frac{5440 (1 \cancel{f} 0.30)}{1.75} = 4048 \text{ Kg.}$$

El máximo momento de sobrecarga e impacto será:

$$M = \frac{P l}{4} = \frac{4048 \times 1.00}{4} = 1012 \text{ Kg-m.}$$

El momento total será:

$$M_t = 1012 + 111 = 1123 \text{ Kg-m.}$$

Chequeo de la altura

$$d = \sqrt{\frac{M}{K B}} = \frac{112300}{13.8 \times 1.00} = 9.1 \text{ cm.}$$

$$e = 10 / 6 = 16 \text{ cm.}$$

Area de acero principal

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{112300}{1400 \times 0.875 \times 10} = 9.2 \text{ cm}^2$$

Ø 5/8" a 22 cm.

Acero de repartición.

$$A_{s_{rep}} = \frac{100}{3.28 L} = \frac{100}{3.28 \times 1.00} = 55.3$$

$$A_{s_{rep. max}} = 50\% A_{s_{principal}} = 4.6 \text{ cm}^2 \text{ Ø } 5/8" \text{ a } 44 \text{ cm.}$$

Acero de temperatura

$$A_s = 0.001 b d = 0.001 \times 100 \times 10 = 1 \text{ cm}^2$$

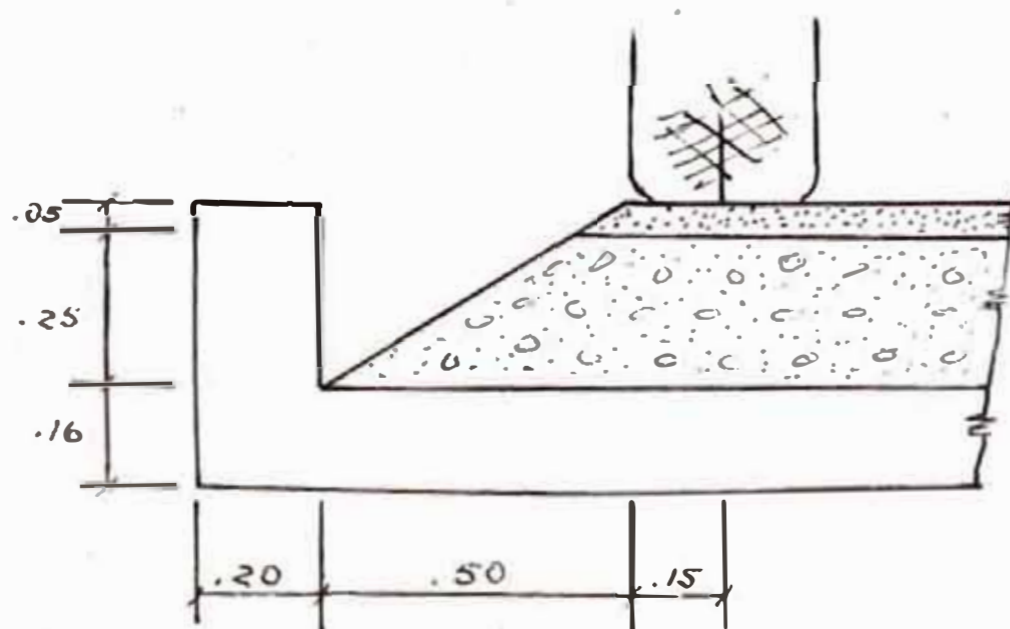
Viga sardinel.- Supondremos el caso mas desfavorable

$$\frac{E}{2} = \frac{1.75}{2} = 0.88 \text{ m.}$$

$$0.88 - (0.50 / 0.15) = 0.23 \text{ m.}$$

Momento de sobrecarga e impacto:

$$M = 1012 \times 0.23 = 233 \text{ Kg-m.}$$



El peso propio de la viga es:

$$p.p = 0.46 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 220 \text{ Kg/m.}$$

Momento de peso propio

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{220 \times 1.00^2}{8} = 25 \text{ Kg-m.}$$

Momento total

$$M_t = 233 + 25 = 258 \text{ Kg-m.}$$

Chequeo de la altura

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \frac{25800}{13.8 \times 20} = 9.7 \text{ cm.}$$

La altura mínima para el sardinel es la indicada de 46 centímetros ya que son: 25 cm. de afirmado, 5 cm. de pavimento y 16 cm. de losa.

Area de acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{25800}{1400 \times 0.875 \times 40} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Veamos si la viga necesita estribos.

El peso efectivo de la rueda más pesada es

$$P = 4048 \times 0.23 = 931 \text{ Kg.}$$

El máximo esfuerzo cortante es:

$$V = P + \frac{p.p.}{2} = 931 + 110 = 1041 \text{ Kg.}$$

Luego:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{1041}{20 \times 0.875 \times 0.40} = 1.49 \text{ Kg/cm}^2$$

No se necesitan estribos pero por normas se colocarán: ϕ 3/8" a 35 cm.

Diseño del apoyo fijo.-

$$V_{\max} = p.p./2 + \text{peso de una rueda}$$

$$V_{\max} = 442 + 4048 = 4490 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{V_{\max}}{f_s} = \frac{4590}{1400} = 3.21 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \text{ a } 22 \text{ cm.}$$

La V que corresponde a cada barra es:

$$V = \frac{4590 \times 22}{100} = 988 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo de adherencia será:

$$u = 0.05 f_c' = 0.05 \times 210 = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Por otra parte se tiene:

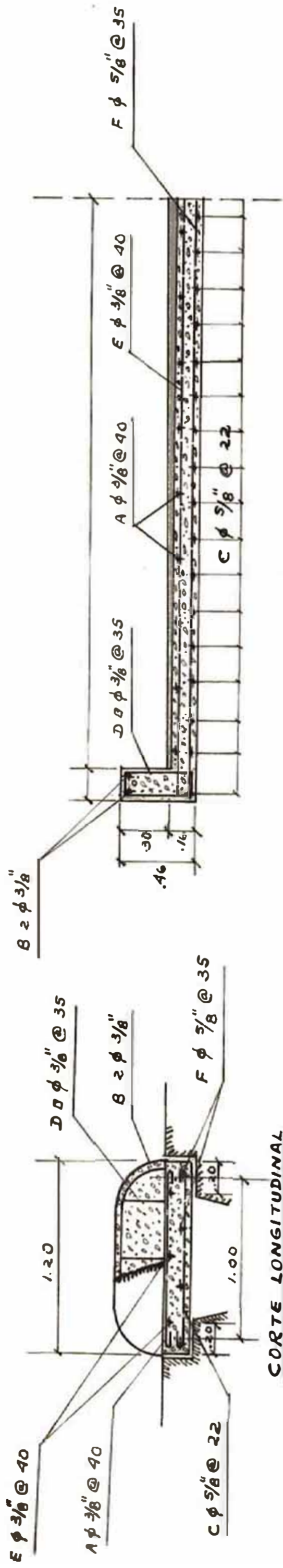
$$V = u \varepsilon_0 l$$

$$l = \frac{V}{u \varepsilon_0} = \frac{988}{10.5 \times 3.00} = 30 \text{ cm.}$$

Estribos.- En lo que respecta a los estribos estos serán de concreto ciclopeo; por falta de datos relativos a la altura de elevación y profundidad de cimentación, se ha adoptado las recomendaciones que para el caso da el Ministerio de Fomento y Obras Publicas en su folleto titulado "Alcantarillas Tipo Losa" y en el cual figuran las dimensiones de los estribos en función de la altura "h"; dichas dimensiones pueden utilizarse hasta una altura máxima de 4.00 metros.

La inclinación de las alas y la altura de sus extremos han sido fijadas para el caso de que el curso de agua sea perpendicular al camino y que éste esté en relleno.

La presión que transmiten los estribos al terreno, varían con la altura del estribo y la luz de la losa, pero puede tomarse como promedio 2.5 Kg/cm^2 ; no debiendo emplearse esta clase de alcantarillas si la resistencia del suelo es menor de 2 Kg/cm^2 .

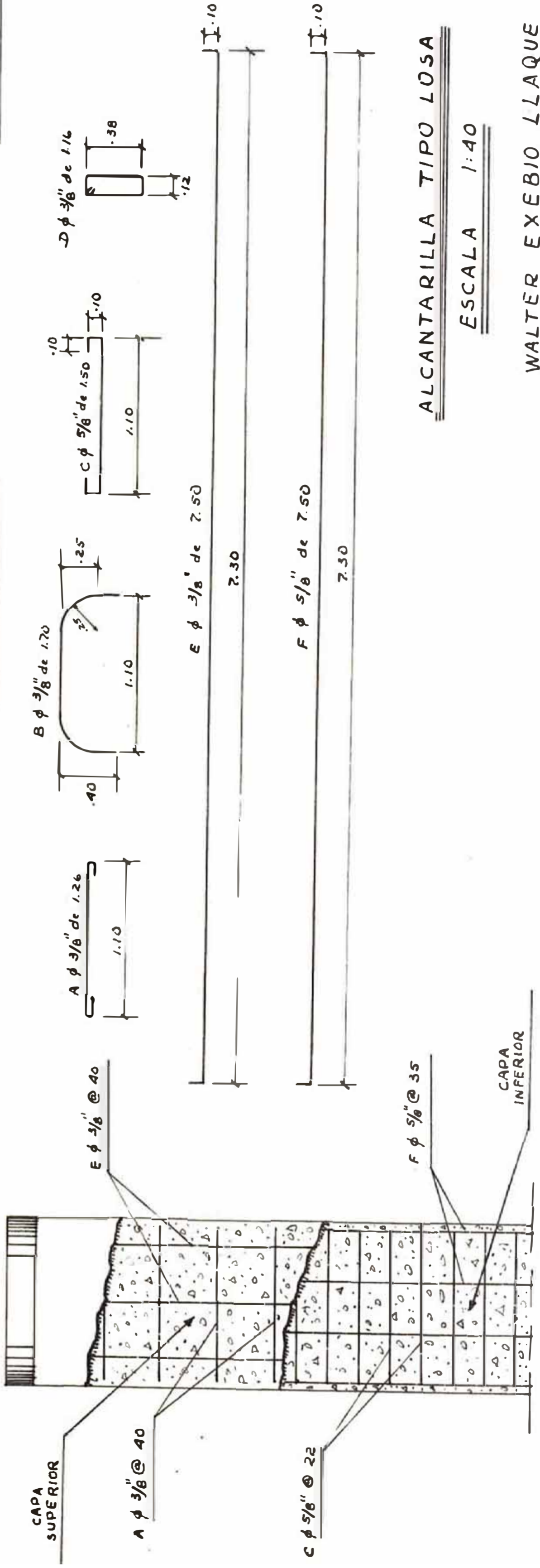


CORTE LONGITUDINAL

CORTE TRANSVERSAL

Al.	φ	Nº de piezas	Mº de barras por pieza	Nº de barras por pieza de donde se toman
A	3/8"	18	1.26	1/2 barra de 30'
B	3/8"	4	1.70	50x3+50x.6
C	5/8"	34	1.50	1/2 barra de 30'
D	3/8"	6	1.16	1/2 barra de 30'
E	3/8"	3	7.50	barra de 30'
F	5/8"	4	7.50	barra de 30'

Cantidad	Peso
9 φ 3/8" de 30'	128.00
7 φ 3/8" de 30'	36.00
Total: 164.00 Kg.	



PLANO

ALCANTARILLA TIPO LOSA

ESCALA 1:40

WALTER EXEBIO LLAQUE

CAPITULO IV

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL PAVIMENTO Y OTRAS OBRAS ACCESORIAS

PAVIMENTACION

Posteriormente a todos los trabajos relativos a explanaciones y estando preparada la subrasante se procede a la construcción del pavimento que es una capa resistente en condiciones determinadas, para que resista el tráfico que va a soportar; desde la antigüedad se mencionan trabajos de pavimentación llegando hoy día a una técnica casi perfecta. El tipo de pavimentación está condicionado con la clase de camino y de los fondos disponibles.

Clases de pavimento.- Existen dos clases rígidos y flexibles, dar una definición de cada uno de ellos es muy difícil puesto que hay que considerar para establecerla una característica que varía de una manera gradual de una clase a otra. Esa característica es la resistencia a la flexión que en el tipo de pavimentos flexibles alcanza valores máximos y determina de un modo bastante preciso, la idea que preside su utilización. En las calzadas rígidas la idea básica es distribuir las cargas del tránsito sobre grandes superficies de subrasante, valiéndose de la relativa indeformabilidad del material. Pero en toda calzada es primordial esa función distribuidora de las cargas y no puede emplearse la rigidez por lo tanto como un criterio muy estricto de definición o de clasificación. El problema se simplifica desde el punto de vista práctico si se comienza por definir los pavimentos rígidos no de una manera muy general, sino estrictamente de acuerdo con lo que por tales se entiende en la práctica.

Así encarada la cuestión son calzadas rígidas las que tienen como estructura distribuidora de carga una base de hormigón simple o armado, que puede actuar sola, sin recubrimiento alguno y asentada sobre el terreno o bien cubierta con otros materiales y sustentada por subbases distintas de una subrasante simple. Calzadas flexibles son aquellas, en las que falta esa estructura de hormigón simple o armado y por

ello tiene una aptitud marcadamente menor para distribuir las cargas hasta una distancia grande del lugar en que son aplicadas. Este tipo asi definido es de una gran amplitud y comprende todos los pavimentos primitivamente conocidos (con exclusión desde luego de los de base rígida), constituidos por sustancias bituminosas y agregados petreos, los macadam, (excluido el ligado con cemento Portland) y todas las modernas cubiertas de bajo y mediano costo en que intervienen los suelos estabilizados con distintos ligantes y las carpetas bituminosas.

La discusión anterior no está demás, en cuanto nos pone en contacto con un problema inicial que dista mucho de estar resuelto, el de encontrar un método simple y eficaz para dimensionar esta clase de estructuras. Ella demuestra en efecto que para las calzadas rígidas el criterio de cálculo se basa en la distribución de la carga por flexión asimilando el problema al de la capa elástica de un material duro, apoyado sobre un medio elástico mas blando. Para las calzadas flexibles en cambio, este concepto no se aplica, aún cuando habiendo distribución de cargas, como evidentemente tiene que haberla, existirá también un trabajo de flexión en las distintas capas de la calzada; se llama la atención sobre el hecho de que en general, la concepción del llamado pavimento flexible es mas racional que la del rígido. Toda aclaración que a este respecto pueda hacerse será muy util porque orientará de una manera lenta pero definitiva las preferencias hacia tipos de calzada realmente mas útiles, tanto desde el punto de vista técnico como del económico.

La misión de una calzada es dar condiciones cómodas de rodamiento al tránsito, en todo tiempo, para lo cual se necesita lograr una estabilidad mecánica de toda la construcción incluyendo en ellas las subrasantes, ante las cargas y una que podriamos llamar permanencia o estabilidad en el tiempo, que no es en suma mas que la continuidad no interrumpida de la condición anterior. Para lograr esto se requiere mecanicamente, una resistencia en la superficie, expresable como dureza es decir, una resistencia de corte y su disminución gradual en profundidad hasta alcanzar valores comparables a los del suelo natural. Esto es lo

que indica el sentido común y corrobora la teoría que permite expresar la variación de los esfuerzos producidos por las cargas. De acuerdo con esto, un pavimento racionalmente construido debe formarse con capas sucesivas de resistencias decrecientes y en las que la dureza máxima correspondiente a la superficie no tienen porque sobrepasar la necesaria para soportar los esfuerzos generales en la zona de contacto de carga y calzada. El espesor total de los materiales que se coloquen o de estos mas los naturales, modificados con el objeto de mejorarlos, debe ser el necesario para que el suelo inalterado que este abajo, soporte el esfuerzo que recibe en la situación de confinamiento en que se encuentra. Este criterio de formación de una calzada, es lo que en general se busca hoy satisfacer en las llamadas flexibles; tratando de no poner en ningun plano de su espesor, materiales mejores ni peores que los necesarios y admitiendo solo características especiales cuando se necesitan para satisfacer alguna otra condición que indirectamente deba contribuir a la estabilidad mecánica.

En las calzadas rígidas en cambio, considerando la mas extendida de todas para no complicar la discusión, cual es la del hormigón simple o armado sobre la subrasante, la dureza del material es innecesariamente excesiva con respecto a las presiones de contacto en la parte superior y la subrasante resulta demasiado blanda y poco protegida para su estabilidad en el tiempo, en la zona en que toca la losa y en sus inmediaciones. Existe una discontinuidad que si bien es tomada en cuenta por el método de cálculo, no escapa a la seria objeción de no adaptarse al proceso natural de distribución de los esfuerzos bajo las cargas. Hoy se admite como necesario disminuir la diferencia de calidad resistente de los materiales que introducen esa discontinuidad y se reconoce la falacia del primitivo principio, según el cual una calzada rígida podía construirse sin precauciones especiales sobre cualquier suelo o poco menos.

La ajustada adaptación a la realidad del concepto que preside el proyecto de las calzadas flexibles significa una ventaja muy grande para su futuro perfeccionamiento, que ellas terminarán por ser la

solución integral para todos los problemas que presenta la práctica, pues harán posible la elección y colocación en cada caso de los materiales que estrictamente se necesitan y el desarrollo de métodos de cálculo simples y satisfactorios.

Diseño de los pavimentos flexibles.- Para el dimensionamiento de calzadas flexibles en base de procedimientos puramente racionales se presentan grandes dificultades, por un lado tenemos la heterogeneidad de los materiales que constituyen la fundación, por otro la variabilidad con el transcurso del tiempo de las características de esos materiales ocasionada por causas fiscalizables difícilmente y que nada tienen que hacer con las cargas, como la humedad por ejemplo. Estas dificultades del problema hacen que muy pocos procedimientos de cálculo merezcan realmente confianza y obligan a un diseño de acuerdo a la experiencia propia y a la ajena como el método más seguro de acercarse a las buenas soluciones.

Han existido discusiones con respecto al espesor y los americanos han usado fórmulas para su cálculo y así tenemos:

Gray	$t = R \sqrt{\frac{p}{s} - 1}$
Goldbeck	$t = b \sqrt{\frac{p}{s} - \frac{3}{4}}$
Klinger	$t = K \sqrt{\frac{p - s}{s}}$
Housel	$t = \frac{2(p - s)}{2m}$
California	$t = \frac{2}{s^n} \sqrt{\frac{p}{s}}$

En las cuales:

t = espesor en pulgadas

R = radio de la llanta

b = eje menor de la elipse de contacto

p = carga en libras por pulgada cuadrada

s = soporte o capacidad resistente de la subrasante

K = constante

m = resistencia al esfuerzo cortante del afirmado

n = variable

En la actualidad se usan gráficos y el mas conocido es el de la Highway Research Board, da los espesores según las clases de suelo de la subrasante. En las Normas Peruanas existe un gráfico que da el espesor en función de los índices de grupo y de la intensidad de tráfico, es el Diagrama de Reagel ideado por el Ing^o. F. V. Reagel por lo cual lleva su nombre y que permite hallar el espesor necesario para determinados materiales de la subrasante y para varias categorías de tráfico. En el presente caso hemos elegido un pavimento flexible, de tipo superior y el tráfico se ha considerado de servicio pesado extra por tener mas de 300 vehículos por día. Además en el kilómetro en estudio se tienen las siguientes clases de materiales: materiales suaves conglomerados y rocas, todos ellos de distinto comportamiento tanto en los cambios de volumen como en la resistencia a las cargas.

Tentativamente y a base de características físicas, lo cual es muy relativo ya que cada grupo presenta a su vez variedades, se ha hecho la siguiente asimilación a la clasificación de suelos dada por la Public Road Administration: los materiales suaves (tierras), al grupo A-4, los cuales estan formados por materiales limosos con pequeña cantidad de material granular; y el resto de materiales al grupo A-3, los cuales estan constituidos casi integramente por material granular como la arena gruesa y la grava. Entrando al diagrama con los valores enunciados obtenemos para el A-3, considerando el espesor promedio 4 1/2 pulgadas y para el A-4, considerando el índice de grupo ligeramente superior a 7, un espesor de 8 pulgadas, estos espesores requeridos son para el pavimento mas la base que se descompondrán de la siguiente manera:

Para la zona de tierras: Afirmado . 6"

Superficie de rodadura 2"

Para la zona de conglomerados y rocas: Afirmado 4"

Superficie de rodadura 2"

Hacemos la salvedad que a pesar de haber obtenido para esta última zona un espesor total de 4 1/2", se recomienda para la base espesores no

menores de 4", habiendo adoptado por lo tanto este valor.

Construcción del pavimento.- Se estudiará considerando sus dos partes fundamentales separadamente o sea la base o afirmado y la superficie de rodadura.

Base o afirmado.- Las presiones provocadas por el tráfico son transmitidas y distribuidas a la subbase por esta capa del pavimento, motivo por el cual hay la obligación de tener especial cuidado en su construcción, se buscará el tener una capa bien compacta y estabilizada, sus constituyentes tanto granulares como ligantes deben estar en la proporción adecuada para que den una mezcla densa, impermeable y resistente, los porcentajes de cada uno de los materiales se determinaran en el laboratorio a base del análisis mecánico por medio de los tamices. Para el soporte del tráfico y del tiempo, el agregado grueso estará formado de partículas limpias, duras y durables y el agregado fino será de un tamaño menor de 0.25 mm. Los componentes de la mezcla así obtenidos deben cumplir los siguientes requisitos al análisis.

Malla	Porcentaje que pasa
2"	100
1 1/2"	70 - 100
1"	55 - 85
3/4"	50 - 80
3/8"	40 - 70
Nº. 4	30 - 60
Nº. 10	20 - 50
Nº. 40	10 - 30
Nº. 200	5 - 15

La fracción que pasa por la malla Nº 200, no será mayor que la mitad de lo que pasa por la Nº 40, tendrá un límite líquido no mayor de 25 y un índice plástico no mayor de 6.

La construcción del afirmado se efectúa en dos capas cada una de las cuales tendrá después de la consolidación, la mitad del espesor calculado para este.

La primera capa del material se pondrá en montones sobre el camino, mezclándolo y extendiéndolo luego con la hoja de la motoniveladora, de tal manera que después de delineado el bombeo quede formada una capa uniforme en todo el ancho de la sección transversal, en seguida se adicionara cuidadosamente la cantidad de agua calculada en el laboratorio por metro cuadrado, a continuación viene el apisonado que se efectua por medio de rodillos, primero se pasa un rodillo pata de cabra y después el rodillo neumático de ruedas oscilantes, hasta conseguir por lo mínimo el 95% de la máxima densidad determinada experimentalmente. Compactada la primera capa y después de haber dejado que seque completamente se procede a la construcción de la segunda capa en idéntica forma a la anterior.

Los rodillos neumáticos proporcionarán una unidad de compactación no menor de 1.50 metros de ancho y una presión mínima de 40 Kg/cm. lineal de ancho, su velocidad no debe ser mayor de 6.5 Km/h.

Finalizada la compactación del afirmado se comprobará la densidad lograda extrayendo muestras de los bordes que es donde la compactación tiene su menor eficiencia; estas sometidas a la prueba de laboratorio proporcionarán la densidad previamente obtenida cuyo valor no será menor de 140 libras por pie cúbico, de no ser así se continuará el rodillado por lo menos hasta alcanzarla.

La superficie del firme debe quedar perfectamente lisa; antes de construir la capa de rodadura se correrá una nivelación para que así aparezcan las fallas si las hubiera y poder hacer las respectivas rectificaciones.

Superficie de rodadura.- Habiendo construido el afirmado cumpliendo todos los requisitos necesarios se procede a la construcción de la superficie de rodadura o cubierta asfáltica, que es el revestimiento destinado directamente a soportar la intensidad del tráfico.

Las operaciones necesarias para el tipo de pavimento son las siguientes:

- a) Imprimación
- b) Colocación de la capa de mezcla asfáltica
- c) Sellado

Los tipos de asfalto empleado para las diversas operaciones son: el MC-0 para la imprimación, el RC-2 para la mezcla asfáltica y el RC-1 para el sellado, no contendrán agua y satisfacerán los siguientes requisitos

Objeto	Imprimación	Mezcla	Sello
Clase	MC-0	RC-2	RC-1
Punto de inflamación °F.	100	80	
Viscosidad Saybolt Furol a 77°F. en seg.	75-150		
	122°F. en seg.	--	75-150
	140°F. en seg.	100-200	
Destilación (Porcentaje del destilado total) a 680°F.		--	
a 374°F.			10
a 437°F.	25	40	
a 500°F.	40-70	65	70
a 600°F.	75-93	87	88
Residuo de destilación a 680°F.			
porcentaje en volumen por diferencia	50	67	60
Ensayos en el residuo de destilación			
Penetración a 77°F., 100 gr., 5 seg.	120-300	80-120	80-120
Ductibilidad a 77°F. centímetros	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono %	99.5	99.5	99.5

Algunos de los requisitos del asfalto se pueden comprobar como sigue: Viscosidad, se emplean diversos aparatos, el mas conocido es el Saybolt Furol, se mide el tiempo necesario para que pase el asfalto por un orificio de diámetro determinado, el tiempo que demoran en pasar 60 centímetros cúbicos es la viscosidad, la prueba generalmente se hace a 25°C (77°F.)

Penetración, se mide por medio de una aguja standard, se ve lo que penetra en 5 segundos, en 100 gramos, a 25°C.

Solubilidad, disolviendo el asfalto en tetracloruro de carbono, existen además otras pruebas.

Agregados minerales.- Se seleccionarán en las canteras tomando en consideración la calidad y el costo del transporte. Se compondrá de grava partida o piedra zarandeada y arenas formadas por partículas angulosas, duras, limpias y secas, deberán satisfacer ciertos requisitos en su gradación. El contenido de humedad de estos materiales no será mayor de 0.5%, se deberá probar la resistencia al desgaste. Cuando no existe material partido hay que proceder al chancado por medio de chancadoras o trituradoras que son de dos clases: Chancadoras de mandíbulas o primarias, que dan piedras a lo más de 2" y si se necesita de menor tamaño se recurre a las chancadoras de rodillo o secundarias.

La combinación de los agregados con los asfaltos debe ser estudiada. Existen fórmulas que dan las cantidades de asfalto que deben usarse en un agregado, una de las fórmulas más conocidas es la de Hieson y Frikslad que es la siguiente:

$$p = 0.015 a / 0.03 b / 0.17 c$$

p = proporción de asfalto en peso

a = proporción retenida en la malla 10

b = lo que pasa en la malla 10 y es retenida en la 200

c = lo que pasa la malla 200

Hoy día más que fórmulas se emplea otra clase de métodos y el más conocido y empleado es el llamado de "las áreas superficiales" y que pertenece al Departamento de Caminos de California. El índice de asfalto se obtiene conociendo el índice de área.

Aplicación del método de las áreas superficiales a la determinación de la proporción de asfalto.- Este método consiste en hacer un análisis granulométrico del material, multiplicar el porcentaje en peso retenido en cada una de las mallas usadas por una constante definida para cada malla y sumar luego los resultados para obtener el área superficial por libra de agregado. Entrando con esta cantidad al gráfico del índice asfáltico, se obtiene el correspondiente que multiplicado por el área superficial da el porcentaje de asfalto buscado.

Supongamos que el análisis granulométrico del agregado que se empleará ha dado el siguiente resultado:

TABLAS DE EQUIVALENTES DE AREA SUPERFICIAL

TABLA N° 1 (10 MALLAS)			TABLA N° 2 (8 MALLAS)			TABLA N° 3 (7 MALLAS)		
MALLA N°	CONSTANTE		MALLA N°	CONSTANTE		MALLA N°	CONSTANTE	
PASA	RET.	AR. SUPERF.	PASA	RET	AR. SUPERF	PASA	RET.	AR. SUPERF
1	3	3	1	3	3	1	3	3
3	10	5	3	10	5	3	10	5
10	20	11						
20	30	13	10	30	15	10	20	11
30	40	27						
40	50	36	30	50	32	20	40	20
50	80	55	50	100	60	40		50
80	100	75						
100	200	120	100	200	120		200	115
200	-	250	200	-	250	200	-	250

TABLA N° 4 (5 MALLAS)			TABLA N° 5 (3 MALLAS)			Se reduce la seguridad de los resultados si se reduce el número de mallas.
MALLA N°	CONSTANTE		MALLA N°	CONSTANTE		
PASA	RET	AR. SUPERF.	PASA	RET	AR. SUPERF.	
1	3	3	1	10	4	
3	10	5				
10	40	18	10	200	45	
40	200					
200	-	250	200	-	250	

Se determina la cantidad de cada tamaño del agregado por un análisis de mallas y se expresa como un porcentaje del total, multiplicando el porcentaje de cada tamaño por la constante dada para ese tamaño y dividida entre 100 la constante es el equivalente de área superficial en pies cuadrados de una libra de material de ese tamaño, sumando los resultados el total representará el área superficial de toda la muestra en pies cuadrados por libra.

Malla	Porcentaje en peso que pasa	Porcentaje en peso reten.
N° 1	100	0
N° 3	75	25
N° 10	40	35
N° 20	31	9
N° 40	20	11
N° 80	13	7
N° 200	5	8

Para estos valores hallamos el area superficial por libra de agregado. Las constantes que figuran representan los equivalentes de área superficial en pies cuadrados de una libra de material de un tamaño dado, intervienen divididas por 100. Han sido obtenidas de las tablas de equivalente de área superficial teniendo en cuenta que se han empleado 7 tipos de mallas (Tabla N° 3)

Pasa malla	Retenido malla	Porcentaje retenido	Constante Area superf.	Area Superf.
N° 1	N° 3	25	3:100	0.75
N° 3	N° 10	35	5:100	1.75
N° 10	N° 20	9	11:100	0.99
N° 20	N° 40	11	20:100	2.20
N° 40	N° 80	7	50:100	3.50
N° 80	N° 200	8	115:100	9.20
N° 200	-----	5	250:100	<u>12.50</u>
				30.89

Area superficial por libra - 30.89 pies cuadrados

Entrando con esta area superficial al gráfico de índice asfáltico y considerando que el agregado está formado por partículas asperas e irregulares se obtiene el correspondiente índice asfáltico cuyo valor es de 0.00154 libras por pie cuadrado

La cantidad de asfalto por libra de agregado será:

$$30.89 \times 0.00154 = 0.0475 \text{ libras}$$

Expresada en porcentaje equivale a 4.75%

Considerando como arena la parte del agregado que pasa por la malla N° 10 (parte menor que 2 mm.) se tiene que 60% es piedra menor que 1" y 40% es arena.

	Porcentaje en en peso	Densidad Kg/m ³	Porcentaje en volumen
Piedra	60	1700	57
Arena	40	1600	43

La arena ocupa los vacíos dejados por la piedra, pero como en el presente caso la parte considerada como arena alcanza una proporción alta igual al 69.5% del volumen de la piedra, hecha la mezcla el volumen resultante será algo mayor que el volumen correspondiente a la piedra. Asumiendo que el aumento de volumen es igual al 10% del volumen de la piedra, los volúmenes necesarios para formar 1 m³ de mezcla serán aproximadamente de 0.91 m³ de piedra por 0.63 m³ de arena.

Imprimación.- La base debe ser cuidadosamente barrida a fin de dejarla completamente limpia y seca y en seguida se hace el riego del material asfáltico de la clase MC-0, esto es lo que se denomina imprimación, tiene por objeto impermeabilizar la superficie del afirmado para evitar que la humedad capilar afecte la superficie de rodadura. Se realizará en todo el ancho de la superficie del afirmado por medio de un tanque regador o imprimadora, la temperatura de aplicación es más o menos de 50°C., el riego debe ser uniforme y en una proporción aproximada de 1 a 1.5 litros/m². La superficie cubierta con el riego de imprimación debe prohibirse de todo tránsito durante 48 horas, a fin de que haya una completa absorción del asfalto, cualquier exceso de material que no penetrara debe ser eliminado, antes de que se permita transitar.

Capa de mezcla asfáltica.- Sobre la superficie imprimada y después de un tiempo prudencial, se hace un barrido cuidadoso para proceder a asentar la capa de mezcla asfáltica que constituye la verdadera capa de rodadura.

En general está constituida por una mezcla de piedra, arena y asfalto en proporciones determinadas y definidas, es decir por una mezcla

de graduación abierta ya que en su constitución no interviene el filler o polvo mineral característico de las mezclas de graduación cerrada, como el concreto asfáltico por ejemplo.

El contenido de asfalto para un agregado dado, debe ser tal que cubra completamente la superficie de las partículas que lo integran, con una película cuyo espesor les permita una óptima cementación. Este contenido de asfalto para cada agregado es el llamado "grado óptimo de contenido de asfalto" y del área superficial, gobernada por el tamaño y forma de las partículas y de la capacidad absorbentes de estas gobernada por su porosidad, ya se ha indicado el proceso que se sigue en el método de las áreas superficiales para determinar el porcentaje de asfalto.

En lo relacionado a la ubicación de la planta mezcladora se hará lo mas cerca posible, a la cantera que proporciona el material petreo y en caso de ser posible junto a ella. La provisión de asfalto se hará en camiones tanques de gran capacidad, y recibidos en la obra en un depósito especial que podemos suponer por ejemplo un bozo revestido, de allí se le bombea a un tanque donde es calentado a vapor por medio de un serpentín interior alimentado por un caldero, cuando ha alcanzado cierta temperatura, mas o menos 110°F., pasa a la mezcladora por intermedio de una cañería donde entra en el porcentaje determinado de antemano para unirse con la piedra y la arena, materiales que también entran en su cabal medida por intermedio de tolvas. Realizada la mezcla se transporta por medio de volquetes al punto en que debe ser utilizada donde se hace el extendido por medio de una esparcidora o pavimentadora mecánica graduable en ancho y espesor, se toma una capa uniforme del espesor requerido mas un cierto porcentaje y la mitad del ancho de la superficie de rodadura, la otra mitad se hace posteriormente. Extendida la mezcla y transcurrido el tiempo necesario para la iniciación del endurecimiento, se hará el apisonado por medio de rodillos de 8 toneladas, el rodillado se efectúa longitudinalmente de los lados hacia el centro, de manera que cada pasada cubra la mitad del ancho cubierta en la última. La velocidad del rodillo será lo mas baja posible a fin de evitar que haya desplazamientos, como máximo será de 4 Km./h.

Sellado.- Después de algunos días se colocará la última capa que cubre el pavimento denominada sello. Sobre la superficie bien construida, limpia y seca, se aplica un riego uniforme de asfalto RC-1, a razón de más o menos 1 litro por metro cuadrado y a una temperatura de 115°F. Inmediatamente después de aplicado el riego, se extiende una capa de material de 1/8" a 1/16", en la proporción suficiente para impedir que el tráfico levante el material asfáltico, generalmente se emplean de 7 a 15 litros por metro cuadrado.

Finalmente se emplean los rodillos liso y neumático para hacer un planchado con lo cual la Carretera se encuentra lista para entrar en servicio.

Consideraciones para el trabajo de pavimentación.- El problema básico en la pavimentación está representado por la coordinación para que el avance del trabajo sea bueno; debe existir una organización de Inspección para la ejecución de la base y de la superficie de rodadura. Es conveniente destacar algunos aspectos a fin de arraigar en el personal el convencimiento de la necesidad de dar real importancia no solo a los ensayos de rutina sino de una serie de recomendaciones que se ponen a su alcance. Algunas veces podrían existir deficiencias aún en proyectos adecuados. Buenas direcciones podrían malograrse por la creencia generalizada de que ciertas exigencias exceden a las necesidades precisas.

Se exponen algunas ideas que se señalan para que el personal constante a cargo de los trabajos en el terreno pueda aplicarlas.

Entre el personal auxiliar de Inspección el Ingeniero Jefe de Obra tendrá la supervisión de todas las tareas del control.

Los numerosos controles que la inspección de estas obras requiere, deben ser objeto de ordenación y realización sistemática, para asegurar que todos ellos se ejerzan debidamente y rindan la eficacia que de los mismos se espera.

Es necesario así mismo por un principio de división del trabajo se les agrupe para que cada agente realice tareas afines y permita de-

sempeñarse con un conocimiento acabado y mejorar cada vez mas la calidad de las obras.

Sin perjuicio de que el personal auxiliarnamplíe sus conocimientos y experiencia, participando en todo el proceso de la construcción, cada agente debe estar directamente a cargo de determinados controles y ser responsable de que los mismos se realicen correcta y oportunamente

No siempre es necesario hacer mas rigurosas las especificaciones para aumentar la seguridad. Puede llegarse a atribuir deformaciones a deficiencias de diseño, cuando con un mayor celo en los controles y cuidado en las operaciones constructivas, la solidez del pavimento se vería superada.

En un trabajo presentado en 1946 a la reunión de la "Asociación Americana de Constructores de Carreteras" al observarse las causas de las fallas, se hace notar la falta de uniformidad en los resultados, motivado en el manipuleo impropio y la proporción variable de los materiales. De aqui surgio la idea de que "para tener caminos uniformemente estabilizados es absolutamente necesario tener un control preciso de todas las fases de la estabilidad"

Para tomar el ejemplo mas común, puede corroborarse lo antedicho observando el resultado excelente cuando los materiales de una base se les mezcla, riega, compacta y perfila uniformemente.

Aunque esta premisa pareciera axiomática, cuando no se cumple origina zonas semi-estables que afectan o acortan sensiblemente la vida del pavimento.

La estabilidad bien controlada, ahorra arreglos costosos y retarda la necesidad de nuevos mejoramientos. Es de vital importancia para estos trabajos el control de Laboratorio.

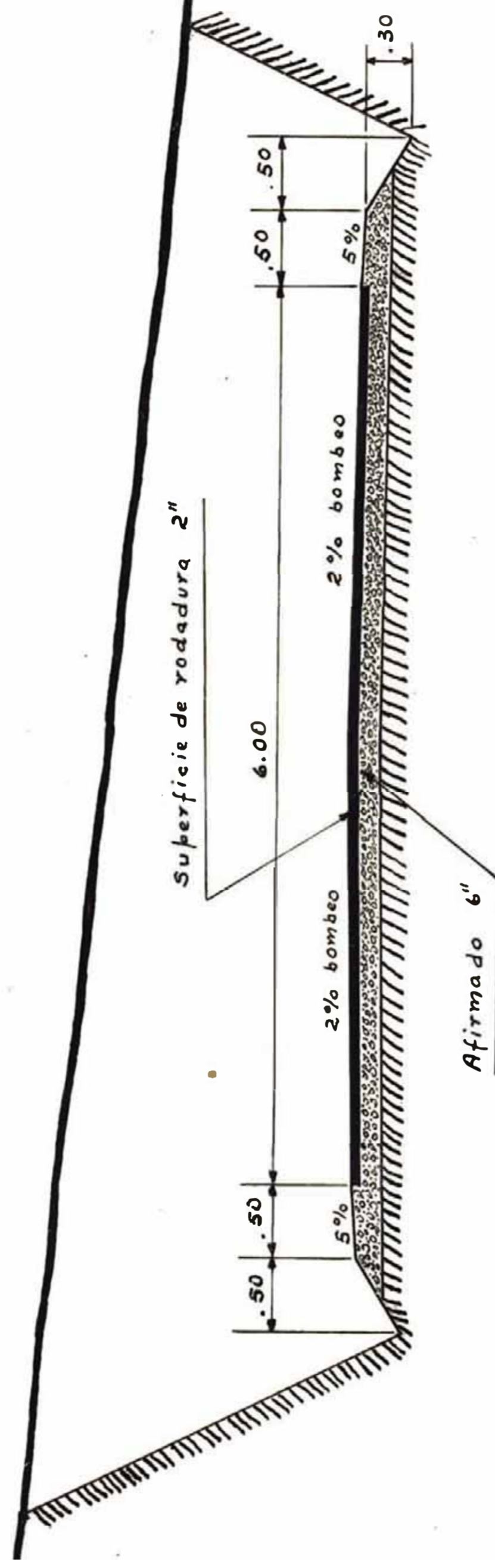
Laboratorio.- La misión del laboratorio para cualquier tipo de obra, debe ser de previsión, una acción pasiva hace no solo ineficaz sino hasta pernicioso su función.

Cualquier información sobre características de materiales o gra-

do de humedad y de compactación "a posteriori" del instante en que deba recibirse una etapa, hace insalvables las fallas que el ensayo pueda acusar, colocando a la Inspección en la disyuntiva de rehacer o aceptar un trabajo defectuoso.

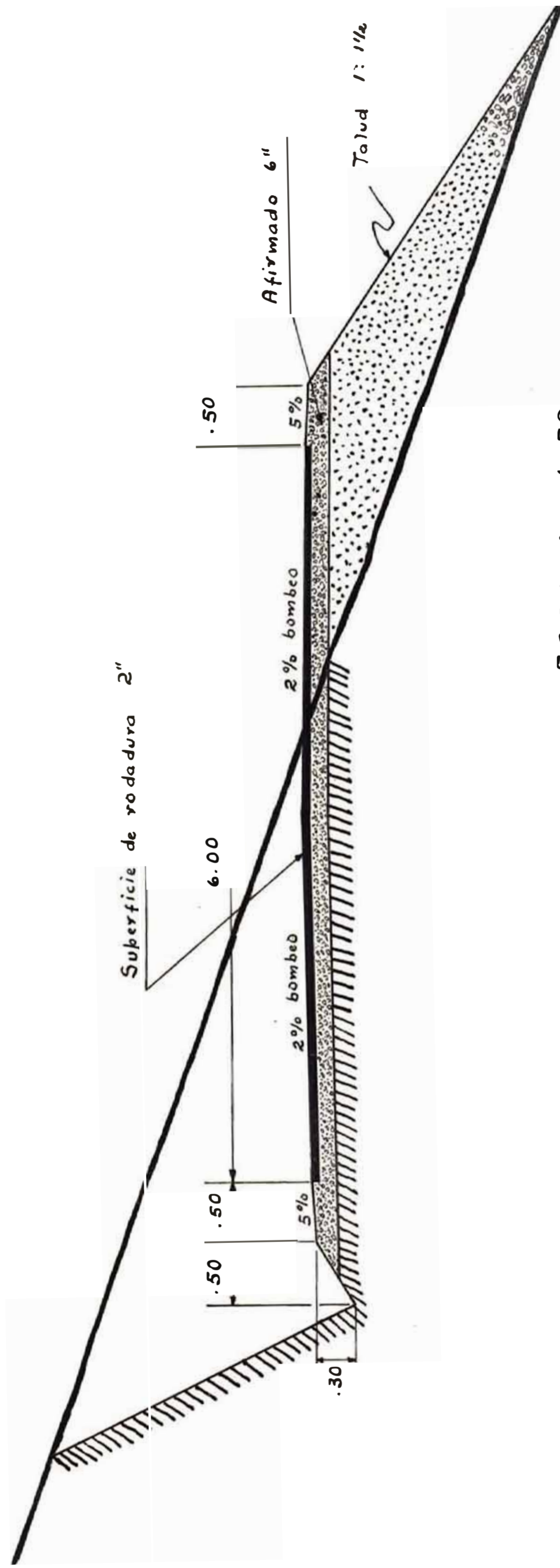
Ninguno de los casos es deseable y para evitarlo el Laboratorista en común con la Conducción de obra hará un plan de trabajo de las distintas zonas. De este modo el laboratorio podrá disponer con la debida anticipación de los resultados necesarios y advertir a la Inspección de la corrección de los mismos. Dentro de estos conceptos el Laboratorio se constituye en el vigía de la obra, evitando demora, ensayos motivo de discusión que se traduce a menudo en interrupción del trabajo.

Como conclusión diremos que en general con un control bien expuesto el resultado es alentador, ellos son necesarios pero pueden ser no suficientes ya que la calidad de estos trabajos está condicionada a la observación de cuantiosos cuidados.



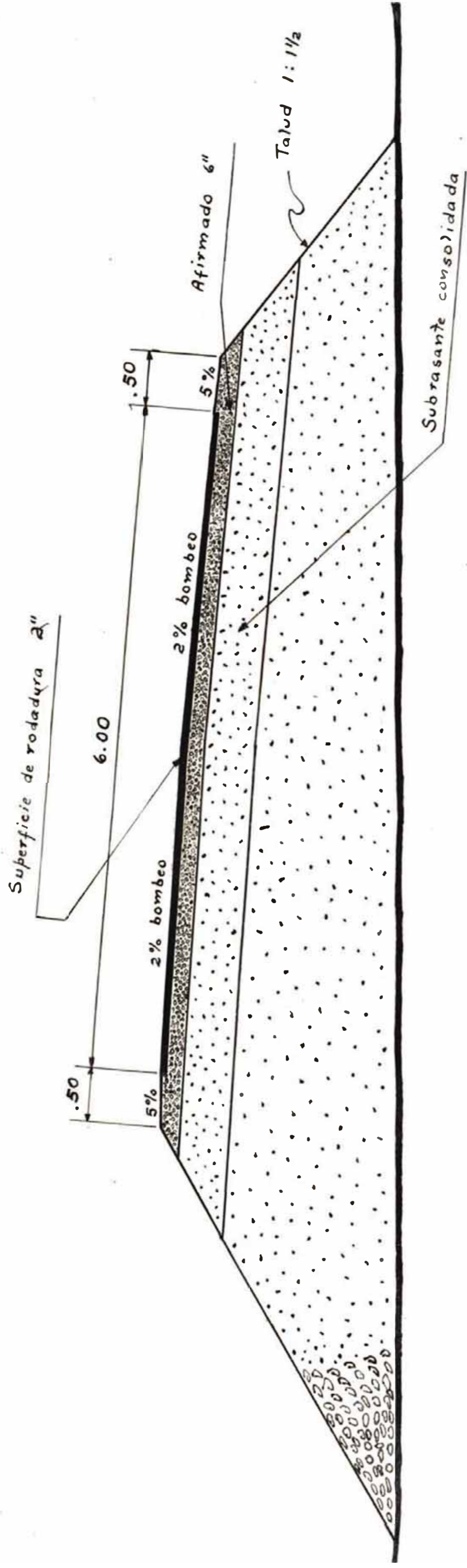
ESCALA 1:50

SECCION EN CORTE CERRADO



ESCALA 1 50

SECCION A MEDIA LADERA



ESCALA 1:50

SECCION EN RELLENO

OBRAS ACCESORIAS

SEÑALIZACION

Con las distancias reduciéndose cada día más debido a los adelantos obtenidos en el transporte rápido y en las comunicaciones, tiende a desaparecer una más en la serie de esas diferencias internacionales que hacen interesantes, y a veces difíciles, los viajes en el extranjero. Las señales de tránsito a los lados de la Carretera, con su contribución de peculiaridades locales a los paisajes, se ven ahora amenazadas por un sistema de sistematización, quizás poco romántico pero esencialmente práctico, patrocinado por las Naciones Unidas.

Tanto la seguridad como la eficiencia del tránsito en las carreteras dependen de la identificación rápida y automática de los dispositivos de control del tránsito. Si bien antes el objeto de los países era alcanzar una estandarización nacional, la meta hoy día se cifra en una uniformidad mundial. Las barreras que aparentan ser las fronteras nacionales contra el tránsito por carretera en los países libres con redes modernas de vías de comunicación, y aunque es cierto que los océanos siempre restringirán el movimiento intercontinental de vehículos, debe tomarse en cuenta que cada día más viajeros están descubriendo y aprovechando las ventajas de adquirir vehículos para su uso personal mientras están en el extranjero.

La estandarización de las señales de carreteras se remonta a un poco más de un cuarto de siglo, pero sólo en los últimos años ha alcanzado un carácter verdaderamente global. Gracias a la Convención sobre Tránsito Motorizado en 1926, y la Convención sobre Señales de Carreteras en 1931, las naciones de Europa y gran parte de sus colonias alcanzaron cierto grado de uniformidad, aunque con numerosas variaciones locales. De un modo similar se establecieron las normas nacionales en los Estados Unidos en 1925, bajo los auspicios de la American Association of State Highway Officials. Todos los Estados Unidos han aceptado el Manual sobre Dispositivos Uniformes para el Control del Tránsito, que está respaldado por la American Association of State Highway Offi-

cials, el Institute of Traffic Engineers y el National Committee on Uniform Traffic Laws and Ordinances. Este Manual ha recibido gran aceptación no solo en los Estados Unidos y el Canada sino también en Latinoamérica.

Tanto el sistema europeo como el americano han tenido desarrollos independientes, y por lo tanto, con muy pocas características comunes; en el sistema americano para lo que a E.E. U.U. y Canada respecta debido a que se habla un solo idioma se puede emplear palabras en muchas de las señales, bajo el sistema europeo se ha preferido el uso de símbolos, pictóricos o abstractos, para eliminar el problema de los distintos idiomas utilizados. Las señales de peligro en el sistema europeo, son triangulares, mientras que en la América tienen forma de diamante. Las señales regulatorias europeas son redondas, en los Estados Unidos son rectangulares. Las señales de precaución y regulatorias usadas en Europa tienen bordes anchos coloreados, mientras que en los Estados Unidos los signos de precaución son amarillos y los regulatorios blancos, con las palabras o los símbolos en negro. Tanto el sistema americano como el europeo han probado sus buenas cualidades durante su uso y a base de ellos una comisión de expertos en señales de caminos han tratado de la uniformización, durante varias reuniones llegaron a varias conclusiones tales como: en todos los casos los símbolos ofrecen una legibilidad superior a las inscripciones. Las señales amarillas con símbolos negros acusaron una ligera superioridad y las que resultaron mas efectivas fueron las que tenían un diseño en líneas gruesas contornos bien definidos y un area considerable.

La naturaleza específica y detallada de muchas de las leyes de tránsito limita, hasta cierto punto, la confianza que puede depositarse en los símbolos para proporcionar la información necesaria y los experimentos realizados en los Estados Unidos al menos, indicaron que en condiciones ordinarias se necesitaría un mensaje con palabras para completar el símbolo.

Finalmente el grupo de expertos se puso de acuerdo sobre una Convención para un Sistema Uniforme de Señales de Carreteras, que ofre-

ció a la "Comisión de Transporte y Comunicaciones de las Naciones Unidas", recomendando a todos los países que la adoptaran.

En nuestro país el diseño de la Señalización está sujeto a las Normas del Joint Committee On Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways que con ligeras variantes se encuentra vigente en nuestro medio.

Las señales empleadas son de tres clases:

a.- Señales restrictivas

b.- Señales preventivas

c.- Señales de dirección

Señales restrictivas.- Como su nombre lo indica sirven para detener el tráfico ante la presencia de algún peligro, como es por ejemplo el cruce a nivel con una línea férrea.

Señales preventivas.- Sirven para poner sobre aviso al piloto de la existencia de lugares en los cuales es necesario obrar con cuidado como las curvas cerradas por ejemplo.

Señales de dirección.- Sirven para indicar al piloto cual es la ruta que deben seguir para llegar a su destino.

Forma de señales.- Las formas de señales contempladas en las Normas son las siguientes:

a) Octogonal.- Se usa exclusivamente para la indicación de "ALTO"

b) Circular.- Se usa para indicar el cruce con vías férreas.

c) Romboidal.- Se usan para indicar que se deben tomar precauciones debido a la existencia de peligro en la vía o en la zona adyacente.

d) Rectangular.- Se usan tanto para las señales restrictivas con excepción de ALTO como para las de dirección, teniendo las restrictivas su mayor dimensión en el sentido vertical y las de dirección en el sentido horizontal.

e) Especiales.- Entre estas tenemos la forma de Escudo Nacional que se usa en forma de indicadores de ruta.

Color.- Las señales restrictivas, con excepción de ALTO serán blancas con letras y marco negros.

Las señales preventivas incluyendo ALTO serán de color amarillo caminero.

Las señales de dirección serán blancas con letras y marco negros.

Dimensiones.- Las dimensiones serán las que se indican en las ya citadas Normas, aun cuando es posible darles mayor dimensión para lo cual se debe tener en cuenta la velocidad y grado de peligro.

Letras y marcas.- Serán del mismo color, siendo el marco de 2 centímetros de ancho y distanciada 1 centímetro del borde para la señal de 0.60 x 0.60 m. aumentando proporcionalmente a medida que la señal es de mayor tamaño.

Ubicación.- Todas las señales estarán ubicadas a la derecha en el sentido del tráfico, a ángulo recto con el eje del camino, en caso de tener elementos reflectorizantes se colocaran ligeramente inclinados.

Distancia lateral.- La distancia del eje vertical de la señal al borde de la carretera no será menor de 1.80 metros, ni mayor de 3.00 m.

Altura.- La parte inferior de la señal, no estará a menos de 0.60 m. por encima de la parte mas alta del bombeo de la calzada.

Para el presente proyecto se usarán las siguientes señales:

RESTRICTIVAS:

"ALTO", será un octogono de 0.25 m. de lado y se usará en:

- 1.- Intercepción con vías secundarias
- 2.- Cruce de vías ferreas
- 3.- Intercepción de dos caminos

"VELOCIDAD MAXIMA", será un rectángulo de 0.60 x 0.75 m., de color amarillo y se usará en las curvas de desarrollo.

"CONSERVE SU DERECHA", se colocará 100 metros antes de las curvas y serán blancas con letras y marco negros de 0.60 x 0.45 m.

"PROHIBIDO EL TRANSITO DE VEHICULOS CON LLANTAS METALICAS", será de 0.60 x 0.75 m. con la mayor dimensión en el sentido vertical.

PREVENTIVAS:

"CURVA CERRADA", será romboidal de 0.60 m. de lado, de color amarillo caminero y se ubicará a una distancia no mayor de 170 metros ni menor de 120 metros.

"CURVA", será romboidal de 0.60 m. de lado de color amarillo caminero con símbolos y marco negros; se colocará a una distancia del comienzo

de la curva no mayor de 170 metros ni menor de 100 metros.

DIRECTIVAS:

- 1) Indicadoras de ruta, que tendrán la forma del Escudo Nacional, de color blanco con letras y marco negros e insertos en un cuadrado de 45 centímetros de lado.
- 2) Señales de destino, se usarán en las intercepciones de varios caminos y sirven para indicar la dirección a seguirse para llegar al lugar de destino, será rectangular con letras y marco negros. Las dimensiones son variables y la altura de las letras será de 10 centímetros como mínimo en una carretera de I Clase y de 5 centímetros, si la carretera es secundaria. Se recomienda que todas las letras de una misma señal sean de altura uniforme.
- 3) Señal de indicación de distancias, informan al conductor del vehículo sobre la distancia a que se encuentran las poblaciones, serán de color blanco con letras, números y marco negros. El rectángulo será de 1.00 x 0.50 metros correspondiendo la mayor dimensión al sentido horizontal.

PRESUPUESTO

ANALISIS DE COSTOS

I) Replanteo y nivelación.- Suponiendo que el Kilómetro en su totalidad se trabaja en un solo día tenemos:

a) Trazo

Ingeniero Jefe	S/	100.00	
Ingeniero Ayudante		80.00	
2 cadeneros a S/ 12 c/u.		24.00	
1 estaquero		12.00	
1 porta instrumento		12.00	S/ 228.00

b) Nivelación

Ingeniero Nivelador	S/	80.00	
2 portamiras a S/ 12 c/u.		24.00	
1 portainstrumento		12.00	116.00

c) Seccionamiento

Ingeniero Seccionista	S/	60.00	
2 ayudantes a S/ 10 c/u.		20.00	80.00

d

d) Gastos generales por día

Movilidad	S/	50.00	
Estacas		30.00	
Depreciación equipo		42.40	
Leyes sociales (40 % jornales)		<u>41.60</u>	<u>164.00</u>

TOTAL POR DIA S/ 588.00

II) Explanaciones

A) Corte en rocadura con compresora y martillo perforador.

a) Costo por hora de una compresora "Worthington Modelo 210" que acciona dos perforadoras de roca.

Valor de la compresora	S/	60,000.00
Valor recuperable		20,000.00

Depreciación S/. 40,000.00

Admitimos que la vida probable de la compresora es 5 años, trabajando 2,000 horas anuales

Costos fijos al año.

Amortización 20%	S/. 8,000.00
Intereses 8%	3,200.00
Mantenimiento y reparaciones 15%	6,000.00
Almacenaje, guardianía, etc. 3%	<u>1,200.00</u>
	S/. 18,400.00

Costo fijo por hora

$$18,400.00 : 2,000 = S/. 9.20$$

Costos variables por hora

Combustibles: 2 galones de petroleo a S/. 0.90 galón	S/. 1.80
Aceite y grasas	2.00
Kerosene y waipe	0.50
Pequeños repuestos	1.00
	S/. 5.30

$$\text{TOTAL COMPRESORA } 9.20 + 5.30 = S/. 14.50$$

b) Costo de un martillo perforador por hora

Valor del martillo	S/. 4600.00
Accesorios (mangueras)	1400.00
Valor recuperable	1500.00
Depreciación	S/. 4500.00

Admitimos como vida probable del martillo perforador, 3 años o sea 6,000 horas.

Costo fijo por año

Amortización 33.3%	S/. 1,500.00
Intereses 8%	360.00
Mantenimiento y reparaciones 15%	675.00
Almacenaje, guardianía, etc. 3%	<u>135.00</u>
	S/. 2,670.00

Costo fijo por hora

$$2,670.00 : 2,000 = S/. 1.35$$

Costos variables por hora

$$\text{Lubricantes, waipe} \quad S/. 0.50$$

$$\text{TOTAL MARTILLO PERFORADOR} \quad 1.35 \neq 0.50 \quad 1.85$$

c) Jornales por hora

$$\text{Maquinista de la compresora} \quad S/. 2.50$$

$$2 \text{ taladradores (1 por martillo)} \quad 4.00$$

$$\text{Leyes sociales (40\% jornales)} \quad 2.60$$

$$\text{Capataz, planilleros 10\%} \quad \underline{0.65}$$

$$S/. 9.75$$

Costo total por hora de una unidad de perforación, compuesto por una compresora y dos martillos

$$\text{Compresora} \quad S/. 14.50$$

$$2 \text{ martillos} \quad 3.70$$

$$\text{Jornales} \quad \underline{9.75}$$

$$S/. 27.95$$

d) Costo por metro cúbico de desagregación de roca dura.- Consideramos que con cada metro lineal de perforación, se puede desagregar 1 metro cúbico de roca y que el rendimiento para cada uno de los martillos es de 24 metros lineales, en jornadas de 8 horas, luego el total desagregado por los 2 martillos es 48 metros cúbicos.

$$\text{La desagregación por hora será } 48 : 8 \quad 6 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$\text{El costo por m}^3 \text{ será } 27.95 : 6 = S/. 4.66$$

Materiales.- Si se considera que las brocas son especiales y que pueden perforar los 24 m.l. sin ser aguzadas y que además resisten 8 aguzadas, el total que se puede taladrar con ellas es:

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

Si el costo de la broca es de S/.,335.00, el costo por metro lineal

de perforación ó también por metro cúbico de desagregación será:

335.00 : 192 = S/. 1.64

Resumen:

Maquinaria y jornales	S/.	4.66	
Dinamita 0.30 Kg/m ³ a S/ 4.00 Kg.		1.20	
Brocas		1.64	
Mechas (2 metros aproximadamente)		0.80	
Fulminantes (3 unidades)		0.60	
COSTO TOTAL		S/.	8.90

e) Costo por metro cúbico de desagregación de roca blanda.- Haciendo las mismas consideraciones que para la roca dura y sabiendo que se pueden perforar 60 metros lineales, en jornadas de 8 horas y que la broca perfora sin aguzarse 50 metros lineales y resiste 8 aguzadas, tenemos:

Maquinaria y Jornales, S/ 27.95 y 15 m ³ /h.	S/.	1.87	
Brocas, S/ 335 y 400 m ³ .		0.84	
Dinamita, 0.15 Kg/m ³ a S/ 4 Kg.		0.60	
Mechas (2 metros aproximadamente)		0.80	
Fulminantes (3 unidades)		<u>0.60</u>	
COSTO TOTAL		S/.	4.71

f) Costo de desagregación de conglomerado a mano.-

Jornal del barretero por jornadas de 8 horas	S/.	12.00	
Jornal del barretero por hora 12.00 : 8	S/.	1.50	
Rendimiento promedio del barretero en jornadas de 8 horas		4.00 m ³	
Rendimiento promedio del barretero en 1 hora 4.00 : 8			
COSTO DEL BARRETERO POR m ³ .		S/.	3.00

Costo del barretero por metro cúbico S/ 3.00

Materiales:

Pólvora 0.25 Kg/m³ a S/ 2.00 el Kg. S/ 0.50

Mechas 0.80

Varios:

Desgaste herramientas (10% mano de obra y materiales) S/ 0.43

Capataz, planillero (10% mano de obra y materiales) 0.43

Leyes sociales (40% mano de obra y materiales) 1.72

COSTO TOTAL S/ 6.88

III) Excavación, transporte y relleno

a) Con tractor D-7 y empujador angular

Valor de la máquina S/ 350,000.00

Valor recuperable 70,000.00

Depreciación 280,000.00

Asumimos que la vida probable es de 5 años, a razón de 2,000 horas anuales de trabajo.

Costo fijo al año

Amortización 20% S/ 56,000.00

Intereses 8% 22,400.00

Mantenimiento y reparaciones 42,000.00

Almacenaje, guardianía, etc. 8,400.00

S/ 128,800.00

Nota.- Para mantenimiento y reparaciones se considera el 15% y para almacenaje, guardianía, etc. el 3%

Costo fijo por hora:

128,800.00 : 2,000 = S/ 64.40

Costos variables por hora:

1) Jornales:

Maquinista	S/ 3.00	
Ayudante	1.50	
Leyes sociales (40%)	<u>1.80</u>	S/ 6.30

2) Combustibles:

Petroleo: 3 galones a S/ 0.90 galón	2.70	
Aceite y grasas	9.00	
Waipe, gasolina, etc.	1.50	
Pequeños accesorios	<u>2.00</u>	S/ 15.20

COSTO TOTAL POR HORA S/ 85.90

Costo del acarreo por metro cúbico.-

Tierras:

Segmento I	c = 85.90 : 62.00 =	S/ 1.38
Segmento II	c = 85.90 : 57.20 =	S/ 1.50
Segmento III	c = 85.90 : 108.50 =	S/ 0.79
Segmento IV	c = 85.90 : 103.80 =	S/ 0.83
Segmento V	c = 85.90 : 58.80 =	S/ 1.46

Costo promedio:

$$\underline{355} \quad \underline{1.38} \times 12 \quad \underline{1.50} \times 10 \quad \underline{0.79} \times 10 \quad \underline{0.83} \times 20 \times 1.6 = \text{S/ } 1.42$$

Conglomerados y roca blanda:

Segmento VI	c = 85.90 : 56.30 =	S/ 1.52
Segmento VII	c = 85.90 : 92.70 =	S/ 0.93
Segmento VIII	c = 85.90 : 54.70 =	S/ 1.57
Segmento IX	c = 85.90 : 72.40 =	S/ 1.18
Segmento X	c = 85.90 : 23.40 =	S/ 3.68
Segmento XI	c = 85.90 : 90.60 =	S/ 0.95
Segmento XII	c = 85.90 : 78.80 =	S/ 1.09

El costo promedio se obtiene en igual forma que para la zona de tierras, resultando ser:

Costo promedio S/ 3.27

Roca dura:

Segmento XIII	c = 85.90	: 188.20	S/ 0.46
Segmento XIV	c = 85.90	: 77.80	S/ 1.10
Segmento XV	c = 85.90	: 34.10 =	S/ 2.50
Segmento XVI	c = 85.90	182.00 =	S/ 0.47
Segmento XVII	c = 85.90	: 57.10 =	S/ 1.50
Segmento XVIII	c = 85.90	152.00	S/ 0.57

El costo promedio, también se determina en igual forma que para la zona de tierras, y en el presente caso es:

Costo promedio S/ 1.92

Compactación de rellenos:

Valor de la máquina	S/ 200,000.00
Valor recuperable	40,000.00
Depreciación	S/ 160,000.00

Admitimos que la vida probable de la máquina, es de 5 años, trabajando 2,000 horas anuales.

Costos fijos al año:

Amortización 20%	S/ 32,000.00
Intereses 8%	12,800.00
Mantenimiento, reparaciones, 15%	24,000.00
Almacenaje, guardianía, etc. 3%	<u>4,800.00</u>
	S/ 73,600.00

Costo fijo por hora:

73,600 : 2,000 = S/ 36.80

Costos variables por hora:

1) Jornales:

Maquinista	S/ 3.00	
Ayudante	1.50	
Leyes sociales	1.80	S/ 6.30

2) Combustibles

Gasolina: 2 galones a S/. 2.00 c/u.	4.00	
Aceite y grasas	2.50	
Pequeños repuestos	<u>1.50</u>	S/. 8.00
		S/. 14.30

COSTO TOTAL POR HORA $36.80 + 14.30 = S/. 51.10$

Costo por metro cúbico.- Siendo el rendimiento del rodillo de 78.9 m^3 por hora de material compactado, el costo por metro cúbico será:

$$51.10 : 78.9 = S/. 0.65$$

A este costo se le debe agregar, el del riego que se estima en S/. 0.05 por metro cuadrado, y por capa de 15 centímetros de espesor tendremos:

$$100 \times 0.05 : 15 = S/. 0.34 / \text{m}^3.$$

El costo total por metro cúbico será:

$$0.65 + 0.34 = S/. 0.99$$

IV) Pavimento

Costo unitario de afirmado.- Como el firme va a tener espesores diferentes en la zona de tierras y en la zona de rocas se estudiarán los dos aspectos separadamente y luego se tomará el promedio.

	Z. Tierras	Z. Rocas
Espesor compactado	15	10
Espesor con 20% por esponjamiento	18	12
Materiales:		
Arcillas 20% a S/. 12.00 m^3	2.40	
Granular 80% a 6.00	4.80	7.20
Cada m^3 cubre: 100 : 18		
100 : 12	5.56	8.34
Costo de materiales por m^3:		
$7.20 : 5.56$ y $7.20 : 8.34$	1.30	0.87

Costo del metro cuadrado de afirmado

Materiales	S/. 1.30	S/. 0.87
Extendido y mezclado	0.15	0.10
Nivelación	0.10	0.10
Riego	0.10	0.05
Rodillado neumático	0.05	0.05
Refine	0.05	0.05
Riego	0.10	0.05
Alisado con rodillo liso	0.08	<u>0.04</u>
	1.93	1.31

Costo promedio:

$$\frac{1.93}{1000} \times 200 \times \frac{7}{7} + \frac{1.31}{1000} \times 800 \times \frac{7}{7} = \text{S/. } 1.44$$

Costo unitario de la superficie de rodadura.-

Preparación de la mezcla

Valor de toda la planta 1'500,000.00

Valor recuperable 20% 300,000.00

Depreciación 1'200,000.00

Asumimos que la vida probable es de 5 años a razón de 2,000 horas anuales de trabajo

Costo fijo al año

Amortización 20% S/. 240,000.00

Intereses 8% 96,000.00

Mantenimiento y reparaciones 15% 180,000.00

Almacenaje, guardianía, etc. 3% 36,000.00

S/. 552,000.00

Costo fijo por hora

$$552,000.00 \div 2,000 = \text{S/. } 276.00$$

Costos variables por hora

1) Jornales

2 maquinistas a S/. 5.00 c/u.	S/.	10.00	
20 ayudantes a 2.00		40.00	
Jefe de la planta S/ 7.50		7.50	
Leyes Sociales 40%		<u>23.00</u>	S/ 80.50

2) Combustibles

Petroleo: 10 galones a S/ 0.90 galón		9.00	
Waipe, aceite y grasas		18.00	
Pequeños repuestos		<u>5.00</u>	
			S/ 32.00

COSTO TOTAL POR HORA 276.00 / 80.50 / 32.00 = S/ 388.50

Considerando el rendimiento de la planta en 45 m³/h. que compactados se transforman en 36 m³/h. el costo por hora será:

$$388.50 : 36 = S/ 10.80$$

Como las capas van a tener 5 centímetros de espesor, 1 m³. ocupa:

$$100 : 5 = 20 \text{ m}^2$$

Costo por metro cuadrado

$$10.80 : 20 = S/ 0.54$$

Asfalto: Considerando el 5% y con la merma el 5.5% que equivalen a 85 lit/m³. a S/ 0.35 el litro

Precio por metro cuadrado

$$85 \times 0.35 : 20 = S/ 1.49$$

Arena y grava S/ 0.70/m²

Transporte S/ 0.25/m²

COSTO TOTAL PREPARACION DE LA MEZCLA S/ 2.98

Extendido de la mezcla

Valor de la pavimentadora	S/ 300,000.00
Valor recuperable 20%	60,000.00
Depreciación	240,000.00

Asumimos que la vida probable de la máquina es de 5 años a razón de 2,000 horas anuales de trabajo.

Costo fijo al año

Amortización 20%	S/ 48,000.00
Intereses 8%	19,200.00
Mantenimiento y reparaciones 15%	36,000.00
Almacenaje, guardianía, etc. 3%	<u>7,200.00</u>
	110,400.00

Costo fijo por hora

$$110,000.00 : 2,000 = S/ 55.20$$

Costos variables por hora

1) Jornales

Maquinista	S/ 3.50	
Ayudantes	4.00	
Leyes Sociales 40%	<u>3.00</u>	S/ 10.50

2) Combustibles S/ 15.20

$$\text{COSTO TOTAL POR HORA} = 55.20 + 10.50 + 15.20 \\ = S/ 80.90$$

Siendo el rendimiento de 36 m³/h. o sea 720 m²/h. el costo del extendido será:

$$80.90 : 720 = S/ 0.11 / m^2.$$

Costo por metro cuadrado de la superficie de rodadura.-

Imprimación

Asfalto 1.5 lit / m². S/ 0.52

Riego 0.08

VAN S/ 0.60

VIENEN	S/	0.60
Mezcla asfáltica		
Materiales, transporte y preparación mezcla		2.98
Extendido de la mezcla		0.11
Rodillado		0.04
Alisado final		0.05
Sellado		
Asfalto 1.0 lit / m ² .		0.35
Agregados		0.15
Extendido, rodillado y laminado		0.20
COSTO TOTAL	S/	4.48

Bermas.-

Espesor compactado	4 cm.	
Espesor con 20% por esponjamiento	5 cm.	
Costo del material zarandeado por metro cúbico		S/ 7.20
Cada metro cúbico cubre	$100 : 5 = 20$	m ²
Costo del material por metro cuadrado	$7.20 : 20 =$	S/ 0.36

Precio por metro cuadrado de berma

Materiales	S/	0.36
Extendido, mezclado y rodillado		0.15
Riego		0.05
Rodillado neumático		0.05
Refine		0.05
Riego		0.05
Alisado con rodillo liso		0.05
COSTO TOTAL	S/	0.76

PRESUPUESTO DEL KM. 0 AL KM. 1

Nº.	PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
I	Trazo y nivelac.	Km.	1	588.00	588.00	588.00	
II	Explanaciones:						
	Tierras a mano	m ³ .	2186	2.55	5,574.30		
	Cong. y R. Blanca a mano	"	1250	6.88	8,600.00		
	Cong. y R. B.	"	11248	4.71	52,978.08		
	Roca Dura	"	1960	8.90	17,444.00	84,596.38	
III	Transporte y rellenos:						
	Zona de tierras	"	800	1.42	1,136.00		
	Bote a 20 m.	"	560	1.38	772.80		
	Cong. y R. B.	"	11385	3.27	37,228.95		
	Rello. prestamo	"	560	4.00	2,240.00		
	Bote a 20 m.	"	1335	1.02	1,361.70		
	Rocas Duras	"	1542	1.92	2,960.64		
	Rell. prestamo	"	95	4.00	380.00	46,080.09	
IV	Compactación de rellenos:						
	Zona de tierras	"		0.99	792.00		
	Cong. y R. B.	"	1050	0.85	892.50		
	Roca Dura	"	630	0.65	409.50	2,094.00	
V	Pavimentación:						
	Afirmado	m ² .	7000	1.44	10,080.00		
	Superfic. rodad.	"	6000	4.48	26,880.00		
	Bermas	"	1000	0.76	760.00	37,720.00	
VI	Drenaje	(ESTIMACION)					30,000.00
VII	Señalización	(ESTIMACION)					<u>15,000.00</u>
						216,078.47	
				UTILIDAD DEL CONTRATISTA		21,607.85	
				IMPREVISTOS 5%		10,803.93	
				COSTO TOTAL KM. 0 KM. 1	S/	<u>248,490.25</u>	

SON DOSCIENTOS CUARENTA Y OCHO MIL CUATROCIENTOS NOVENTA 25/100 SOLES

CAPITULO V

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN PUENTE

Introducción.- El puente se va a proyectar sobre un rio cuyas condiciones de aguas máximas y mínimas se muestran en la sección transversal del lugar en el cual se supone se cruza el rio, en la misma forma se muestra la naturaleza del terreno.

Tomando en consideración los anteriores factores y además el económico, se ha elegido un puente tipo "Pórtico de Concreto Armado", simétrico y empotrado en sus bases.

A pesar de que las experiencias con este tipo de construcción no han sido suficientes para determinar su límite económico, se puede decir que para tramos que varían entre 10.00 metros y 25.00 metros su economía ha sido demostrada debido a los muchos puentes que han sido construidos en Westchester County, New York, del tipo que se ha elegido; existen además una serie de factores relativos que no pueden ser determinados sin un estudio considerable y una comparación crítica de los resultados con la experiencia. Entre los límites que se mencionan mas arriba, la economía ha sido demostrada, comparada con la de un arco de concreto y un puente de viga T. Sobre las vigas continuas también tiene alguna ventaja y es que además de su economía en vigas añade la economía en estribos y pilares.

Habiéndose podido elegir un pórtico articulado ó un pórtico empotrado, la elección ha sido para este último debido a que la articulación siempre constituye un punto débil y estando debajo del agua no se sabe que pueda pasar después de algunos años, casi siempre fallan por oxidación. El empotrado solamente es económico en cimentaciones en roca o en terrenos incompresibles, se puede usar el empotrado en zonas de conglomerado como se ha hecho por ejemplo con el puente de Ricardo Palma; nosotros para mayor seguridad en la zona de conglomerados cimentaremos sobre pilotes para evitar posibles giros y rotaciones de la zapata debidos a las socavaciones del rio.

DIMENSIONES PRELIMINARES DEL PORTICO

Aproximadamente se consideran las siguientes:

Altura en la clave

$$d_{\min} = \frac{1}{50} L = \frac{24.50}{50} = 0.49 \text{ m.}$$

Altura en la cara del apoyo

$$d_{\max} = 2.5 d_{\min} = 2.5 \times 0.49 = 1.225 \text{ m.}$$

Altura en la base de los elementos verticales

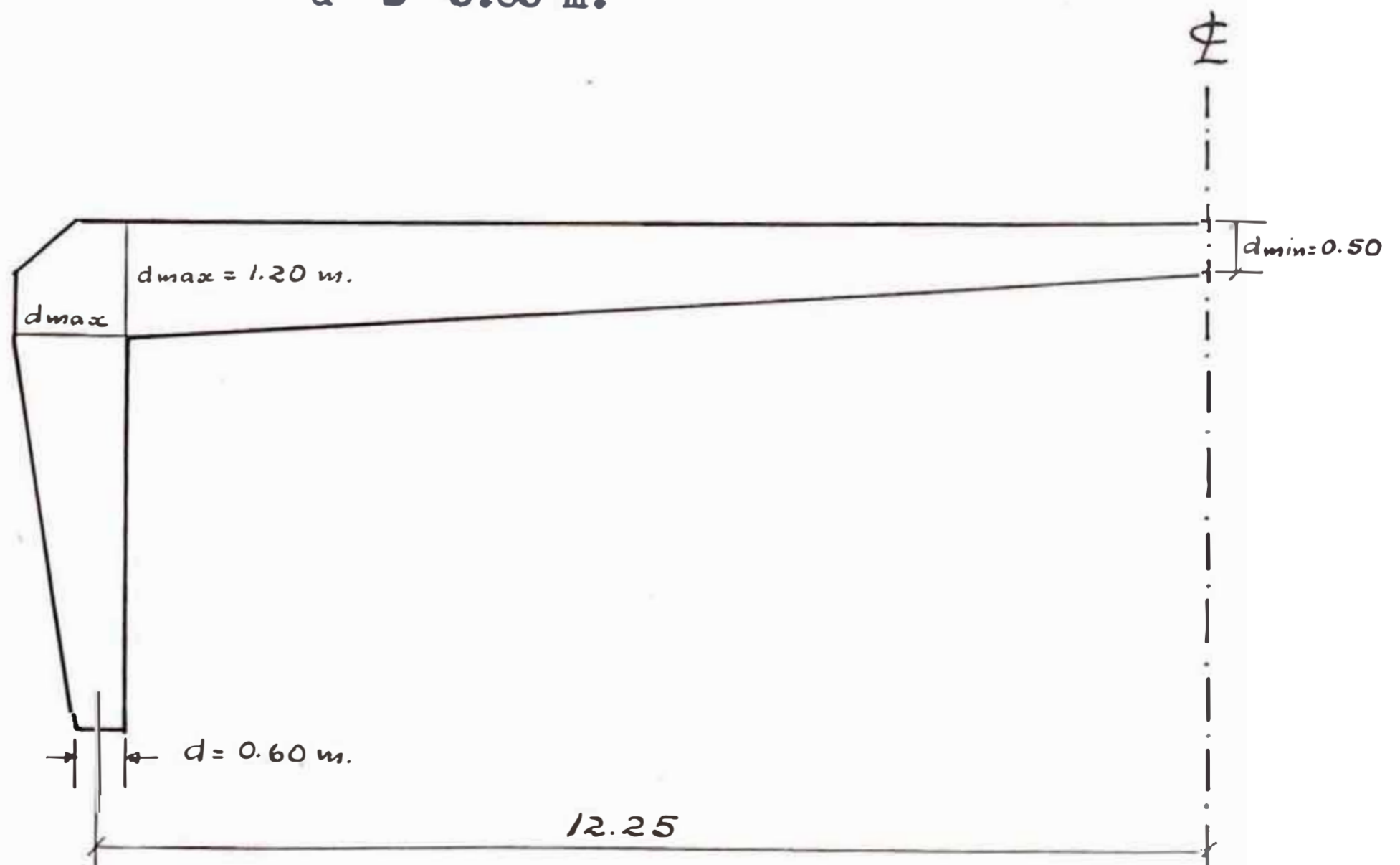
$$d = \frac{d_{\max}}{2} = \frac{1.225}{2} = 0.6125 \text{ m.}$$

Adoptaremos en definitiva:

$$d_{\min} = 0.50 \text{ m.}$$

$$d_{\max} = 1.20 \text{ m.}$$

$$d = 0.60 \text{ m.}$$

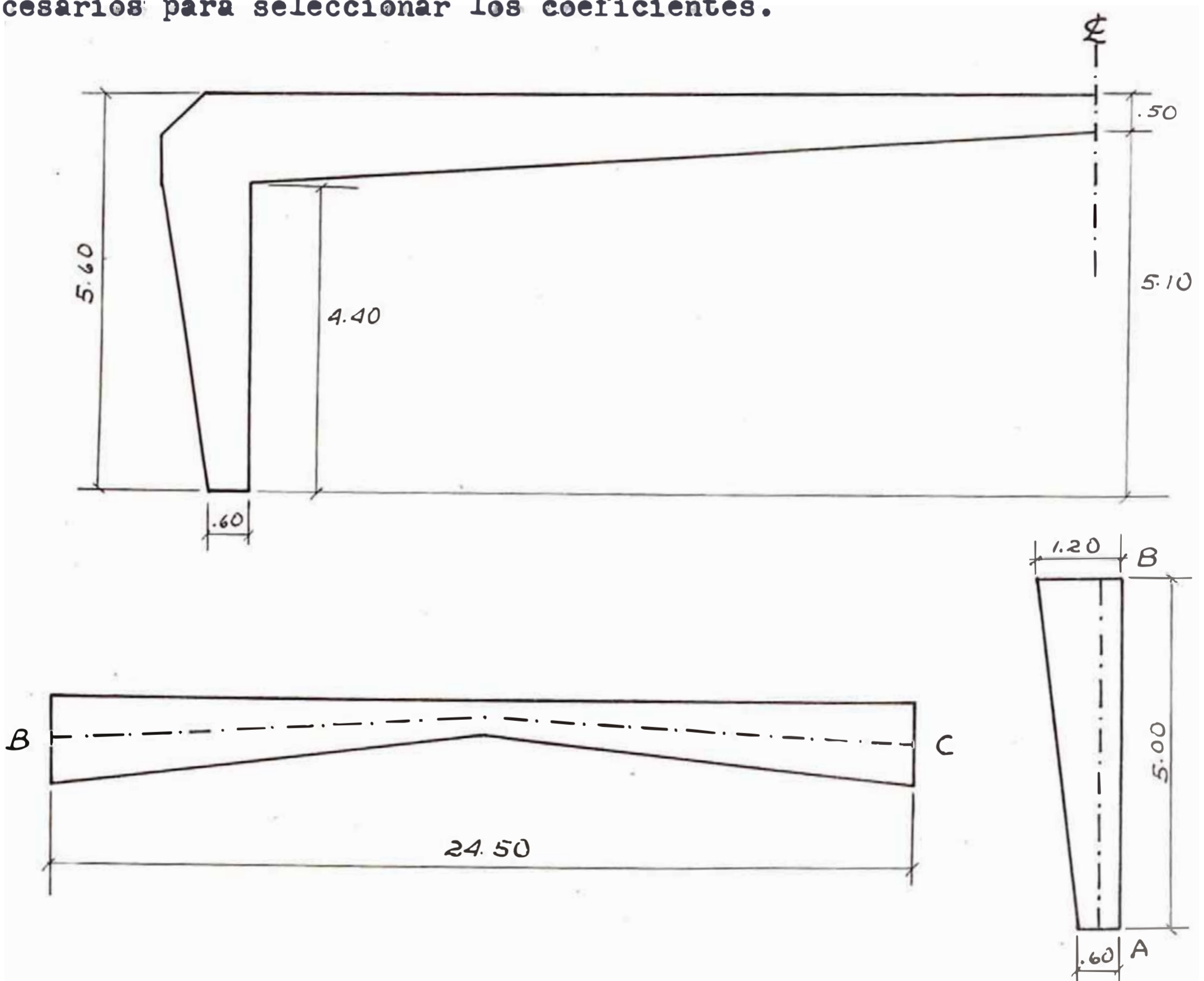


EJES Y COEFICIENTES

En la obtención de los momentos, al emplear el método de Hardy Cross es necesario determinar coeficientes que dependen de las dimensiones y luz del pórtico. El eje del elemento horizontal o sea el lugar geométrico de los centros de gravedad da una línea curva, pero para simplificación de los cálculos en la distribución se considerará recta y después se hará una corrección de los momentos calculados.

En lo referente al eje vertical, si se considera como tal la vertical que pasa por el centro del extremo inferior, ella proporciona la suficiencia necesaria.

A continuación se muestran las dimensiones teóricas y los ejes necesarios para seleccionar los coeficientes.



Al determinar los momentos de inersia de la sección, se considerará solamente la sección de concreto sin tomar en cuenta el refuerzo, de acuerdo con la teoría de Dunham.

Coefficientes de rigidez y traslado.- Se utilizarán los ábacos que figuran en la obra "Theory and Practice of Reinforced Concrete" del profesor C. Dunham.

$$\text{Para el tramo } \frac{d_{\min}}{d_{\max}} = \frac{50}{120} = 0.415$$

$$a = 0.50$$

a1 = longitud del acastelamiento

De los ábacos correspondientes a acastelamiento parabólico:

$$k_{BC} = k_{CB} = 16$$

k = rigidez

$$C_{BC} = C_{CB} = 0.74$$

C = coeficiente de traslado

Para los elementos verticales:

$$\frac{b}{d_{\max}} = \frac{60}{120} = 0.50$$

$$a = 1.00$$

De los ábacos correspondientes a acastelamiento recto:

$$k_{BA} = k_{CD} = 20$$

$$C_{BA} = C_{CD} = 0.29$$

$$k_{AB} = k_{DC} = 6.9$$

$$C_{AB} = C_{DC} = 0.84$$

Coefficientes de rigidez:

Para el tramo

$$K = \frac{k}{L} I_c E$$

I_c = momento de inersia en la clave

E = módulo de elasticidad del concreto

L = luz del tramo

$$K_{BC} = K_{CB} = \frac{16}{24.5} \times \frac{0.50^3 \times 1.00}{12} \times 2.1 \times 10^5 = 1426$$

Para las piernas

Empleamos la fórmula anterior cambiando I_c por I_b (momento de inersia

en la base y L por l (longitud de las piernas)

$$K_{BA} = K_{CD} = \frac{20}{5} \times \frac{0.60^3 \times 1.00}{12} \times 2.1 \times 10^5 = 15120$$

Factores de distribución.

$$D_{BC} = D_{CB} = \frac{1426}{1426 + 15120} = 0.086$$

$$D_{BA} = D_{CD} = \frac{15120}{1426 + 15120} = 0.914$$

Los pórticos en general bajo cargas asimétricas se desplazan hacia un costado, lo que da motivo para que al final la suma de los esfuerzos cortantes no sea cero, esto en cualquier línea, para esto existe la corrección de side way, que en el presente proyecto no se tomará en consideración por las siguientes razones:

- a) La tendencia al desplazamiento lateral, de una franja del pórtico está contrarrestada por las fajas adyacentes.
- b) El material de relleno que forma los accesos y que se coloca antes que circule la sobrecarga móvil, actúa como un impedimento a tal desplazamiento
- c) La corrección tiende a disminuir los negativos y aumentar los positivos; los momentos positivos son mayores cuando la carga está en el centro y no hay corrección y los momentos negativos también resultan seguros al no considerarla.
- d) El caso de desplazamiento contrarrestado es más cercano a las condiciones reales.

MOMENTOS DEBIDOS A SOBRECARGAS

Se determinarán por el trazado de las líneas de influencia para las secciones en B y C, para la clave y para cada decimo de luz.

El procedimiento seguido es el siguiente: "Hacer circular una carga unitaria por el elemento horizontal, fijandola a cada decimo de luz y calculando los momentos respectivos para las esquinas B y C en ese instante. En base de los momentos anteriores se traza graficamente las líneas de influencia según el método que se indica".

Momentos de empotramiento para una carga unidad colocada a cada decimo de luz.-

$$M = f w L$$

f = coeficiente
w = carga unitaria
L = luz

"f" se obtiene de los ábacos de la obra de Dunham, tomandolo para carga concentrada, entrando con los valores siguientes:

$$a = 0.50$$

$$\frac{d_{\min}}{d_{\max}} = \frac{50}{120} = 0.415$$

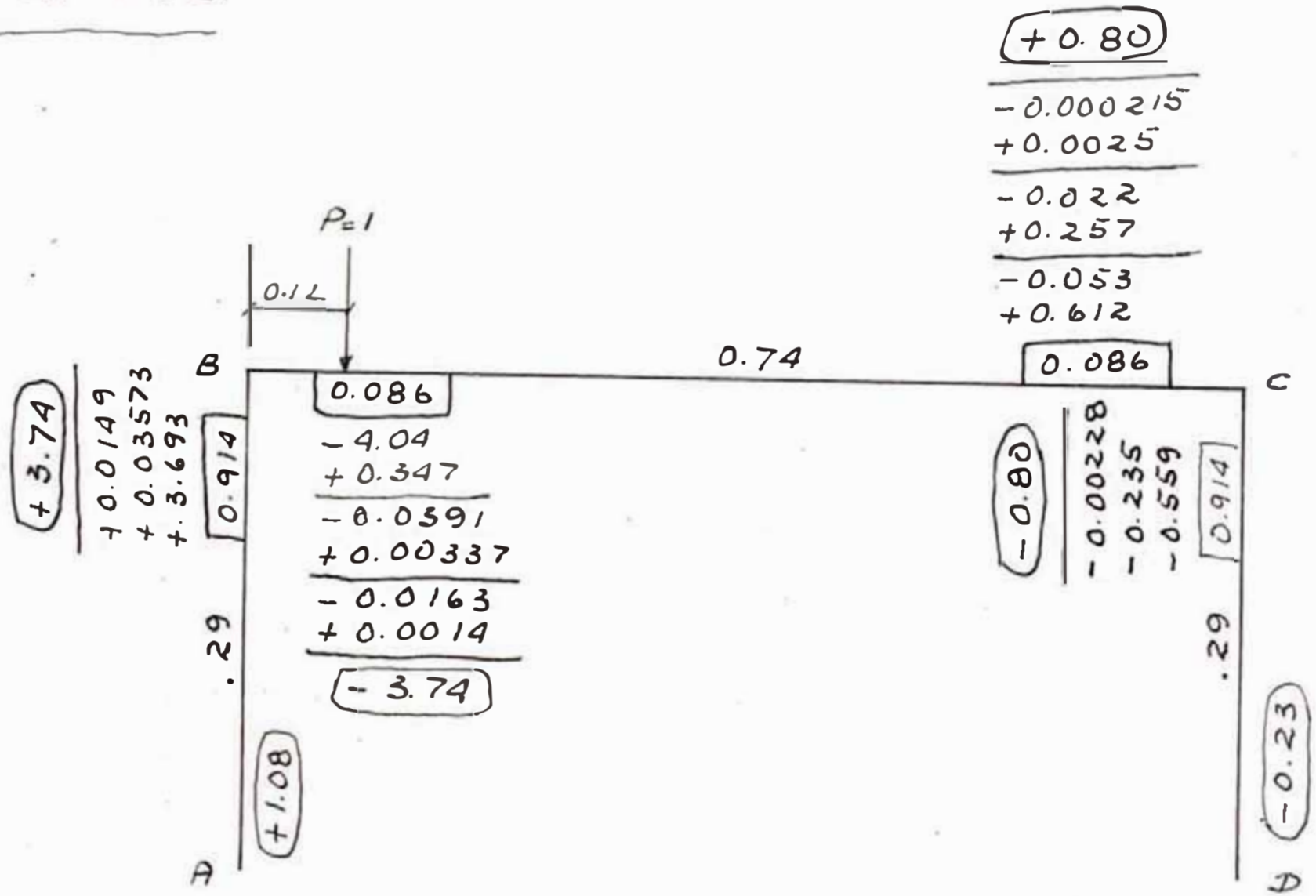
Como no se ha hallado los valores correspondientes a la relación 0.415 se ha recurrido a una interpolación/

	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L
f para $\frac{d_1}{d} = 0.460$.094	.160	.200	.200	.168	.110	.060	.030	.010
f para $\frac{d_1}{d} = 0.370$.100	.170	.220	.220	.180	.110	.060	.020	.010
f para $\frac{d_1}{d} = 0.415$.097	.165	.210	.210	.174	.110	.060	.025	.010
M _{empotramiento BC}	2.38	4.04	5.15	5.15	4.26	2.70	1.47	.612	.245
M _{empotramiento CB}	.245	.612	1.47	2.70	4.26	5.15	5.15	4.04	2.38

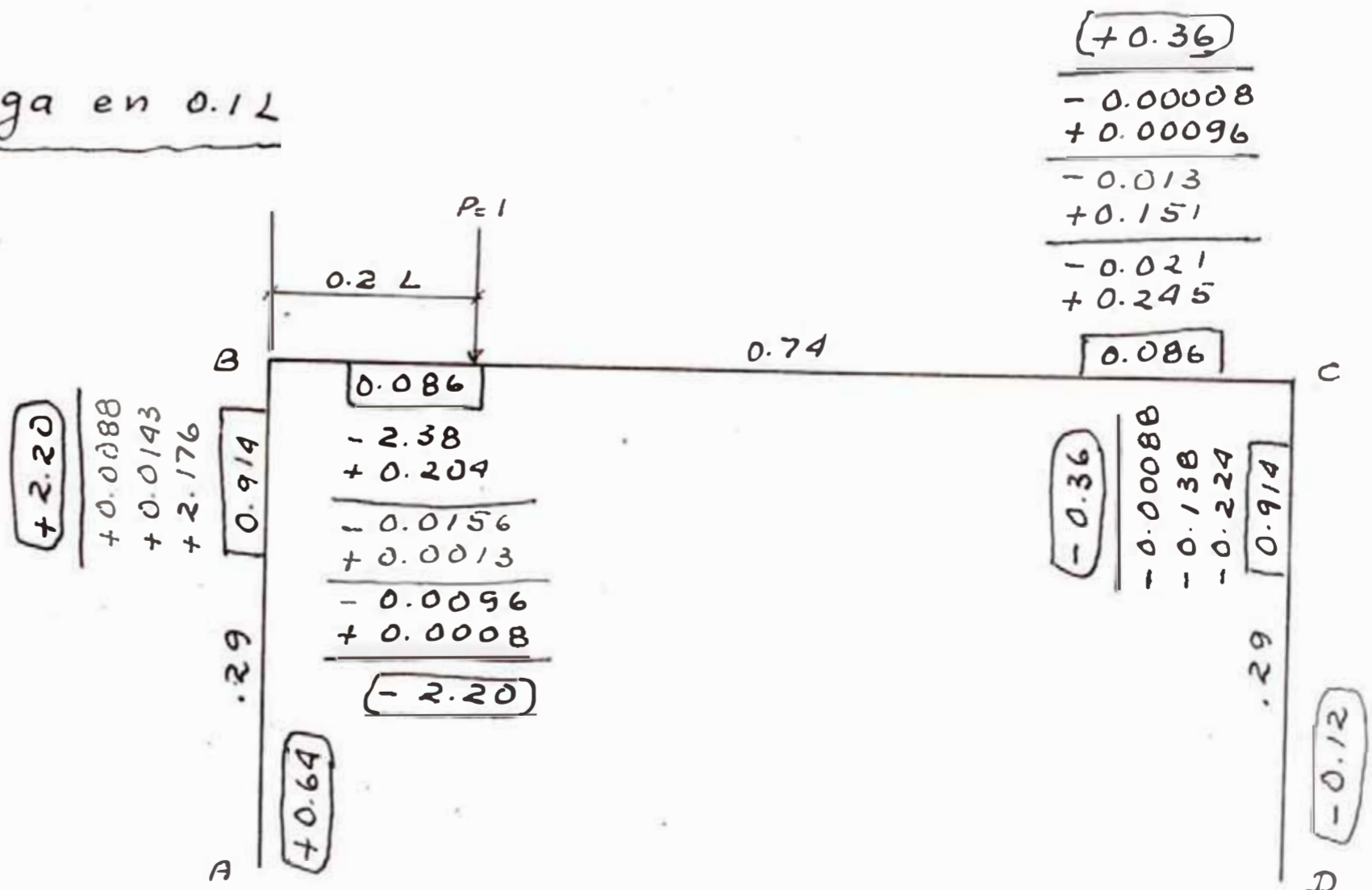
Los momentos finales en A,B,C y D, se encontrarán efectuando las distribuciones correspondientes por el método de Hardy Cross.

Al aplicar el método de Hardy Cross la convención de signos empleada para los momentos es: "momentos resistentes en el sentido de las agujas del reloj, son positivos y en el sentido contrario son negativos".

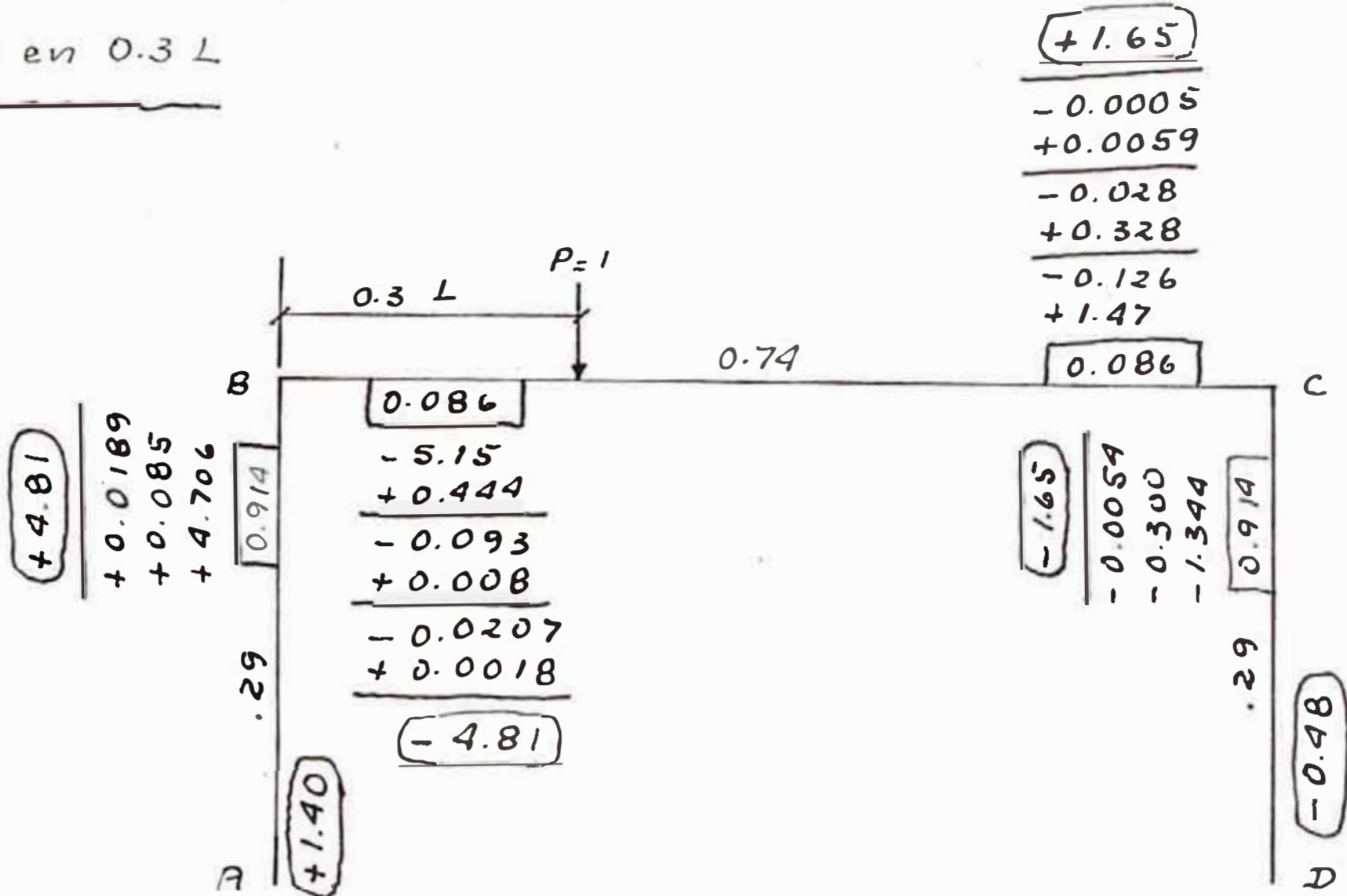
Carga en 0.2 L.



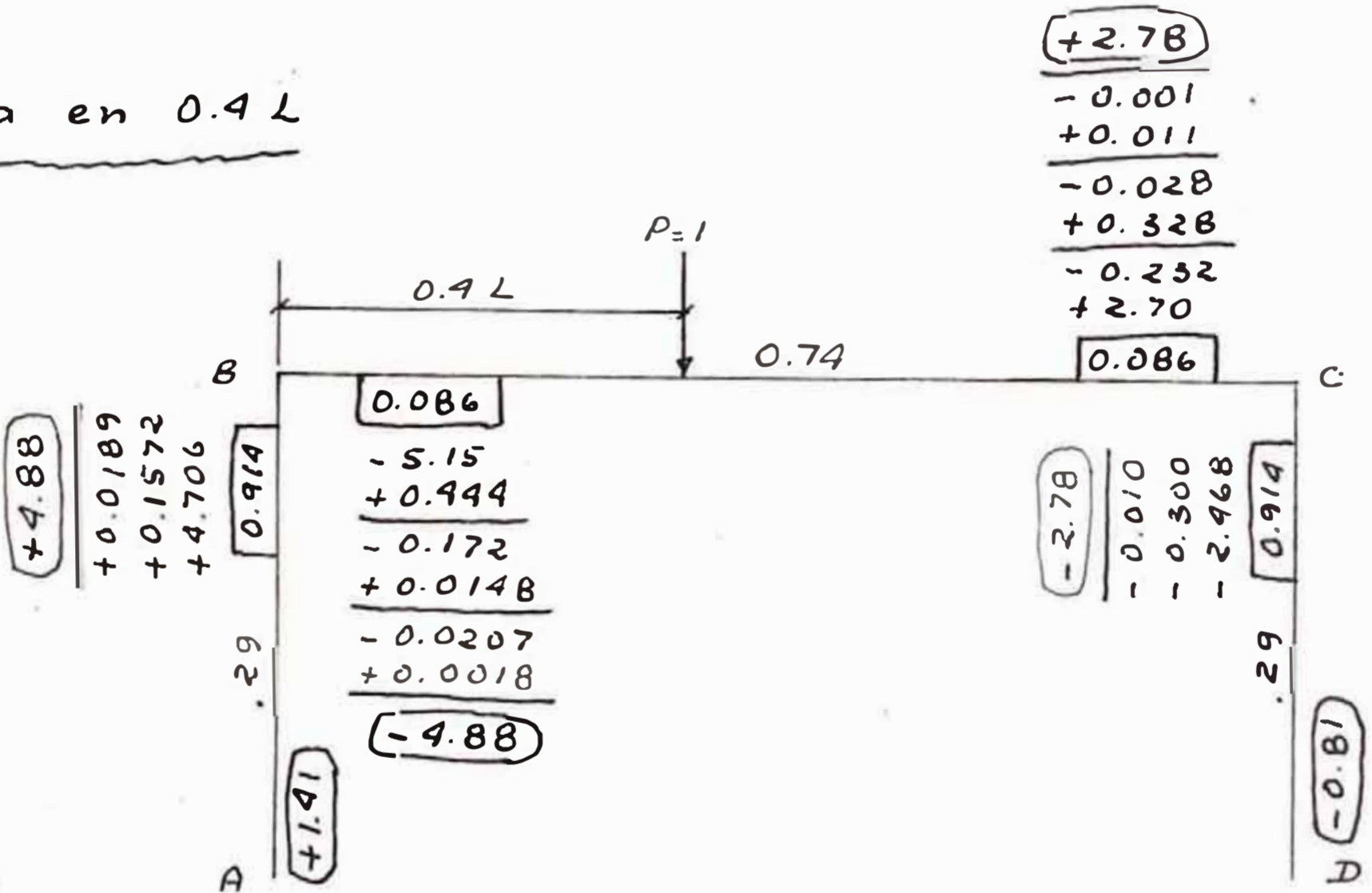
Carga en 0.1 L



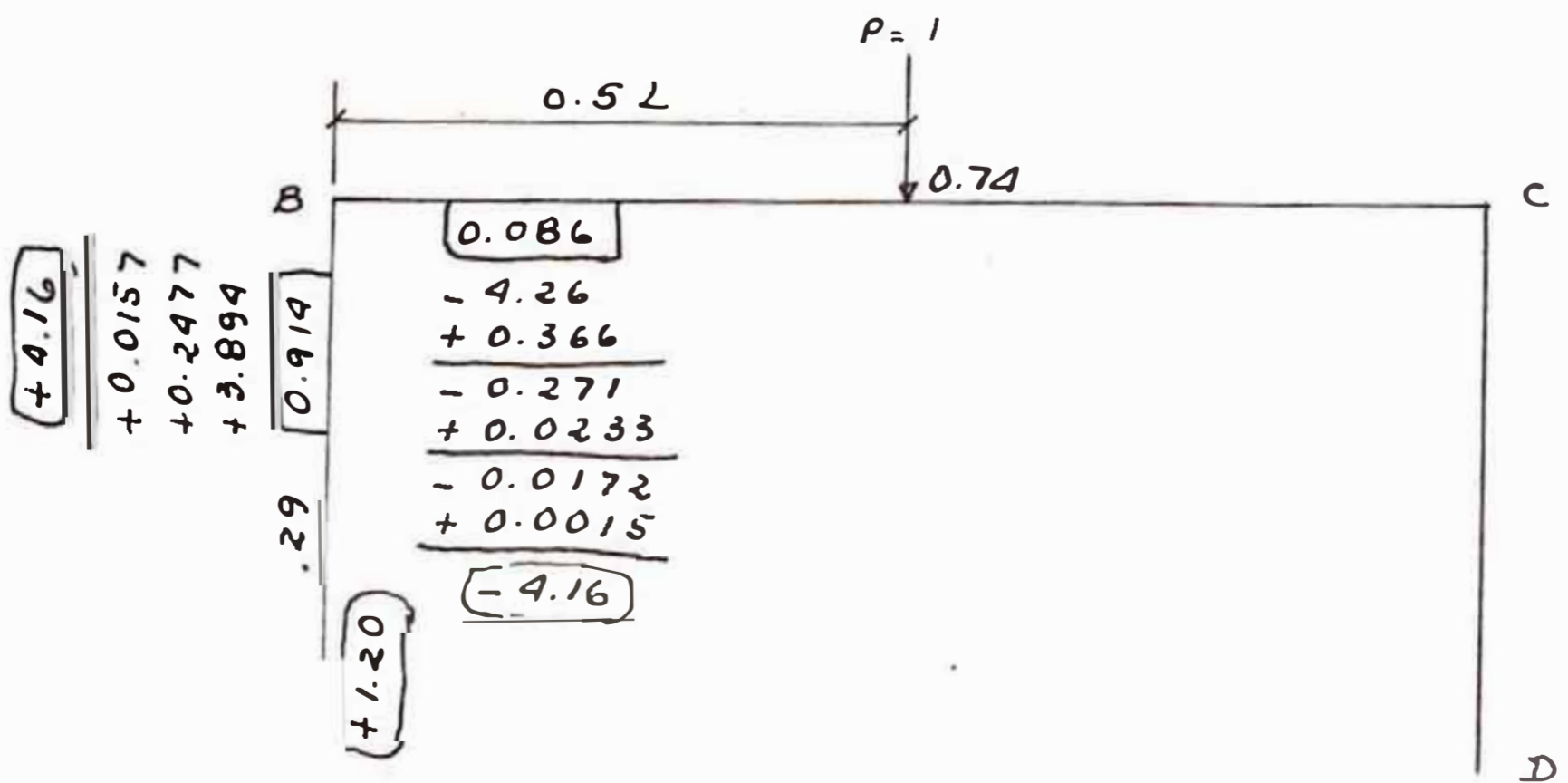
Carga en 0.3 L



Carga en 0.4 L



Carga en 0.5 L



MOMENTOS DEFINITIVOS

Ordenadas de la línea de influencia.-

	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
M _{BC}	2.20	3.74	4.81	4.88	4.16
M _{CB}	0.36	0.80	1.65	2.78	4.16
M _A	0.64	1.08	1.40	1.41	1.20
M _D	0.12	0.23	0.48	0.81	1.20

Corrección de los momentos por curvatura del miembro horizontal.- Habiendo considerado que el eje del elemento horizontal es recto, cuando en realidad no es así; se hace necesario una corrección a los momentos finales hallados por el método del profesor Hardy Cross. Dicho factor de corrección lo da la publicación de la Portland Cement Association titulada "Analysis of Rigid Frame Concrete Bridges" por medio de la fórmula:

$$C = \frac{H \nabla R/2}{H \nabla R}$$

Siendo:

H = altura teórica del miembro horizontal

R = desnivel del eje entre la clave y la esquina

En nuestro caso:

H = 5.00 metros

R = 0.35 "

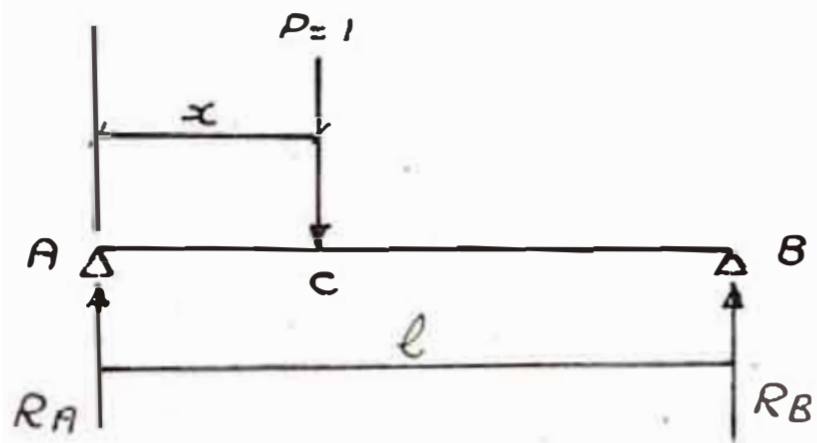
Por lo tanto:

$$C = \frac{5.00 \nabla 0.50 \times 0.35}{5 \nabla 0.35}$$

$$C = 0.97$$

Es posible omitir dicha corrección por ser del orden del 3%, luego se estará considerando momentos actuantes mayores y estaremos al lado de la seguridad.

Cálculo de los momentos isostáticos a cada decimo de luz.- Partimos de una viga elemental simplemente apoyada.



$$R_A = \frac{1 - x}{1} \quad R_B = \frac{x}{1}$$

$$M_C = R_A x$$

Si $x = \alpha l$ y $\alpha = 0.1, 0.2, \dots$

$$M_C = \frac{1 - x}{1} x = \frac{1 - \alpha l}{1} \alpha l$$

$$M_C = (1 - \alpha) \alpha l$$

α	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
M	2.20	3.92	5.14	5.88	6.12

Ancho efectiva.- Según el Reglamento de la A.A.S.H.O se determina por la fórmula:

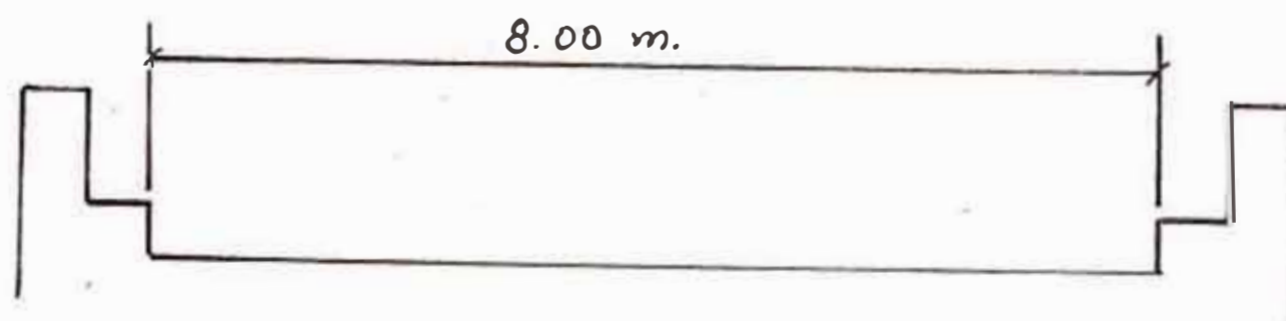
$$E = \frac{3.05N \sqrt{W}}{4N}$$

Siendo:

N = número de tráfico = 2

W = ancho del tablero entre sardineles

Si se considera la sección que abajo se muestra y que es utilizada por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas del Perú, entonces:



W = 8.00 metros y

$$E = \frac{3.05 \times 2 \sqrt{8.00}}{4 \times 2}$$

$$E = 1.76$$

Por otra parte se especifica que:

$$E < \frac{W}{2N} \quad \therefore \quad \frac{W}{2N} = \frac{8}{2 \times 2} = 2.00 \text{ m.}$$

En el presente caso se cumple la condición pues:

$$1.76 \text{ m.} < 2.00 \text{ m.}$$

Impacto.- También lo señala el Reglamento de la A.A.S.H.O.

$$I = \frac{50}{3.28 \sqrt{125}}$$

$$I = \frac{50}{3.28 \times 24.50 \sqrt{125}}$$

$$I = 24.4\%$$

Peso de las ruedas del tren de cargas.

Rueda pesada = 5440 Kilogramos

Rueda liviana = 1360 Kilogramos

Los momentos correspondientes a la posición mas desfavorable del tren de cargas cada decimo de luz, se obtendrán al multiplicar las ordenadas resultantes de cada linea de influencia por la siguiente concentración de cargas:

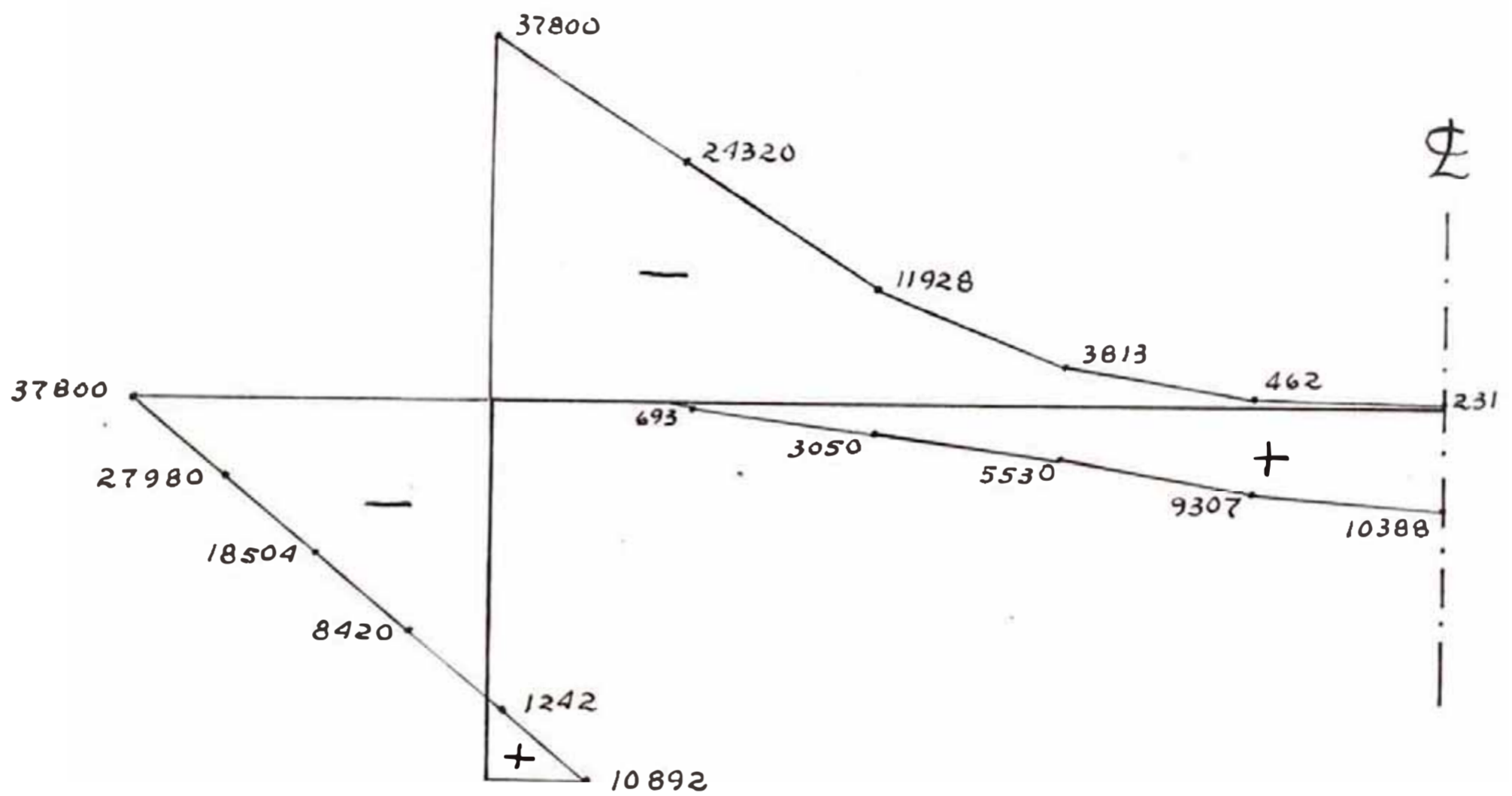
$$\frac{\text{Peso de la rueda (1 \pm I)}}{E}$$

$$\text{Rueda pesada} = \frac{5440 (1 \pm 0.244)}{1.76} = 3852 \text{ Kg.}$$

$$\text{Rueda liviana} = \frac{1360 (1 \pm 0.244)}{1.76} = 963 \text{ Kg.}$$

ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE SOBRECARGA E IMPACTO

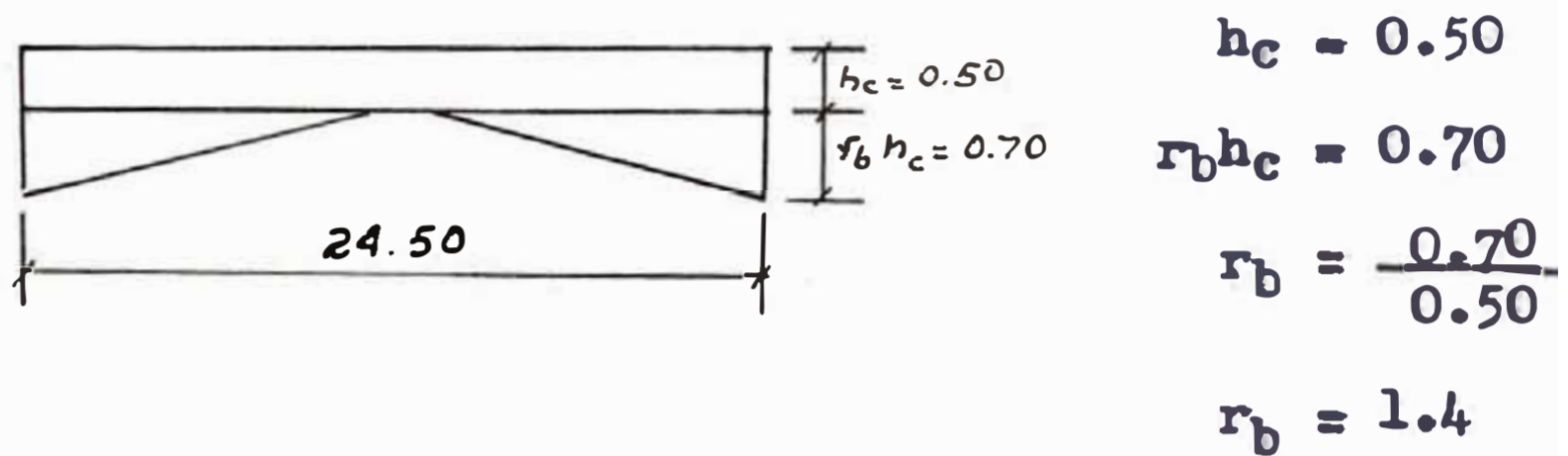
Los valores de las ordenadas correspondientes a ésta envolvente se obtienen haciendo circular el tren de cargas sobre las líneas de influencia de las diversas secciones y tomando las que corresponden a la posición mas desfavorable para tener el máximo en cada sección.



MOMENTOS DEBIDOS A PESO PROPIO

Para el cálculo de estos momentos se considera:

- 1°) Una carga uniforme formada por el peso del asfalto de 2", de espesor y el peso propio de la losa sin considerar el acartelamiento.
- 2°) Una carga parabólica debida al acartelamiento.



1°) Carga uniforme.

a) peso del concreto uniformemente repartido

$$p.p_c = 2400 \times 0.50 \times 1.00 = 1200 \text{ Kg/m.l.}$$

b) peso propio de la capa de asfalto

$$p.p_a = 2000 \times 0.05 \times 1.00 = 100 \text{ Kg/m.l.}$$

Momentos de empotramiento

$$M_{F_{BC}}^i = M_{F_{CB}}^i = f w l^2$$

El valor del coeficiente "f" se obtiene de los abacos correspondientes a miembros simétricos con acartelamientos parabólicos de la obra "Theory and Practice of Reinforced Concrete" de C. Dunham.

para $a = 0.5$ se tiene $f = 0.106$

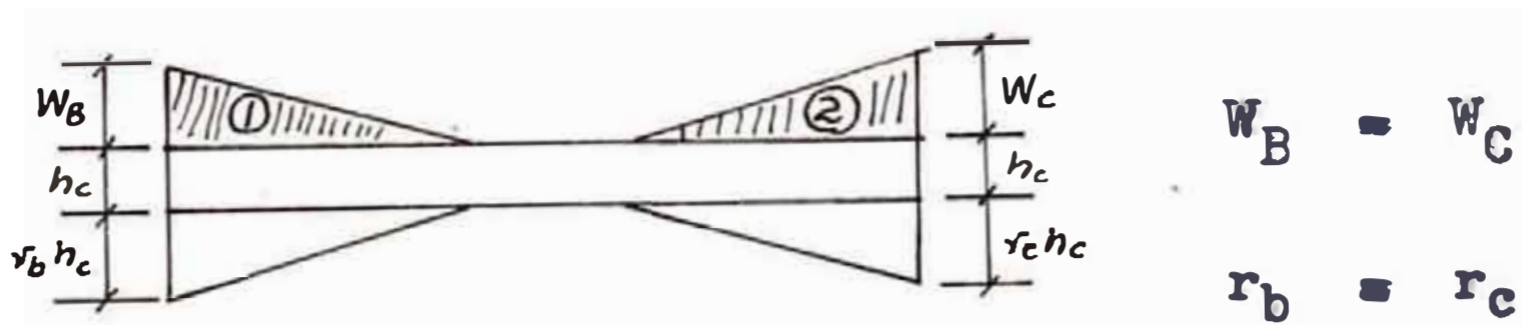
$$\frac{d_{min}}{d_{max}} = 0.415$$

Luego el valor de los momentos será:

$$M_{F_{BC}}^i = M_{F_{CB}}^i = 0.106 \times 1300 \times 24.50^2$$

$$M_{F_{BC}}^i = M_{F_{CB}}^i = 82700 \text{ Kg-m.}$$

2°) Carga parabólica.



La publicación "Continuous Concrete Bridges", de la Portland Cement Association da los valores de los momentos de empotramiento en función de $W_B l^2$ por medio de las fórmulas:

$$M_{FB}^{III} = f_1 W_B l^2 \quad \text{debido a la carga (1)}$$

$$M_{FB}^{IV} = f_2 W_B l^2 \quad \text{debido a la carga (2)}$$

En las cuales:

$$W_B = W_C = 2400 \times 0.70 \times 1.00 = 1680 \text{ Kg/m.l.}$$

Los valores de f_1 y f_2 se obtienen de los abacos entrando con la relación $r_b = r_c = 1.4$ y $W_B = W_C$; en el presente caso hubo que recurrir a una interpolación.

$r_b = r_c$	f_1	f_2
1.5	0.01710	0.00250
1.2	0.01665	0.00270
1.4	0.01695	0.00257

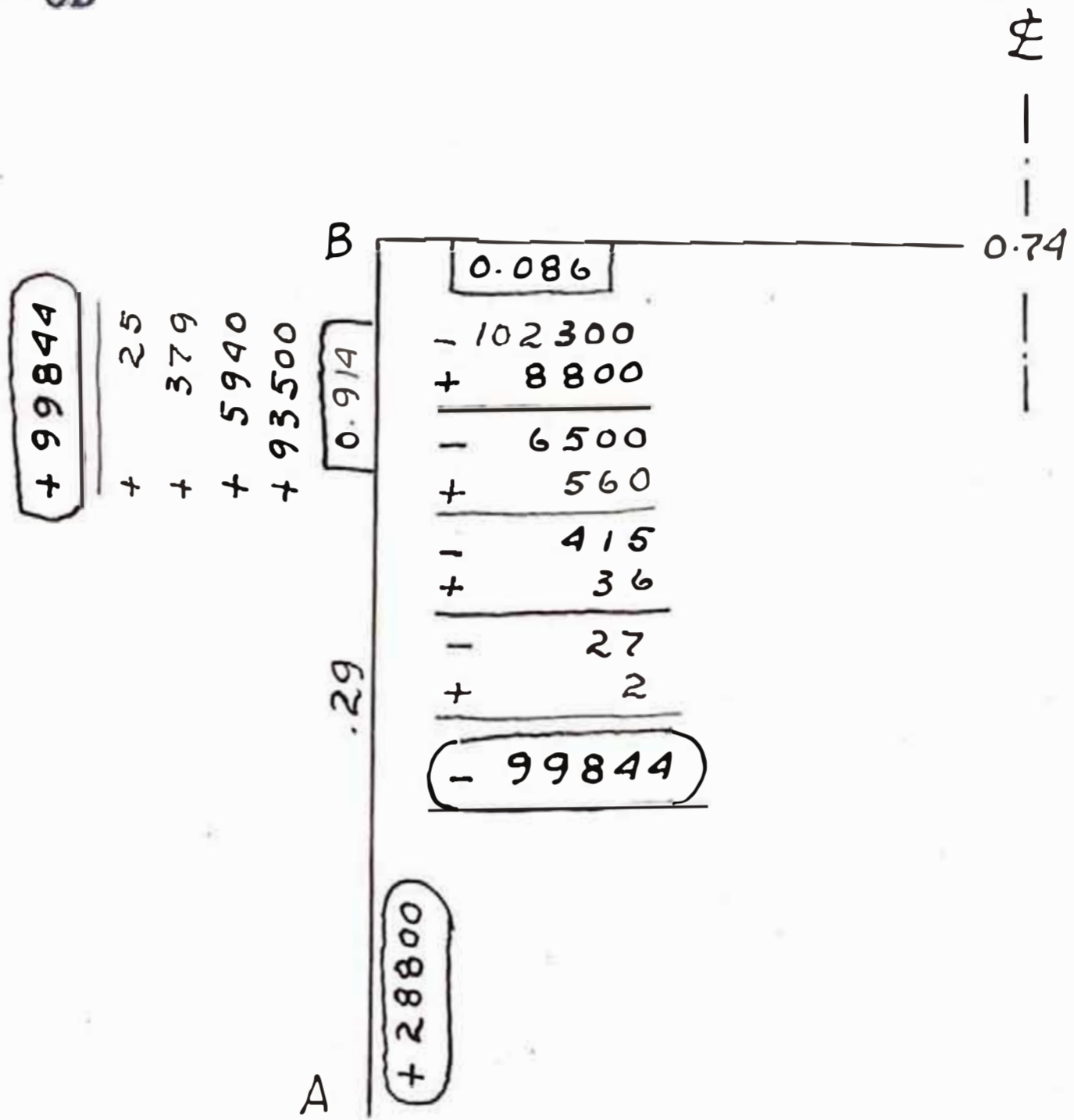
$$M_{FBC}^{III} = M_{FCB}^{IV} = W_B l^2 (f_1 + f_2) = 1680 \times 24.50^2 \times (0.01695 + 0.00257)$$

$$M_{FBC}^{III} = M_{FCB}^{IV} = 19600 \text{ Kg-m.}$$

Sumando los momentos producidos por las cargas: uniforme y parabólica obtenemos los momentos iniciales de empotramiento debidos a peso propio, los momentos finales se pueden obtener por el método de Distribución de Momentos de Hardy Cross.

$$M_{FBC} = M_{FCB} = M_{FBC}^i \neq M_{FBC}^{ii}$$

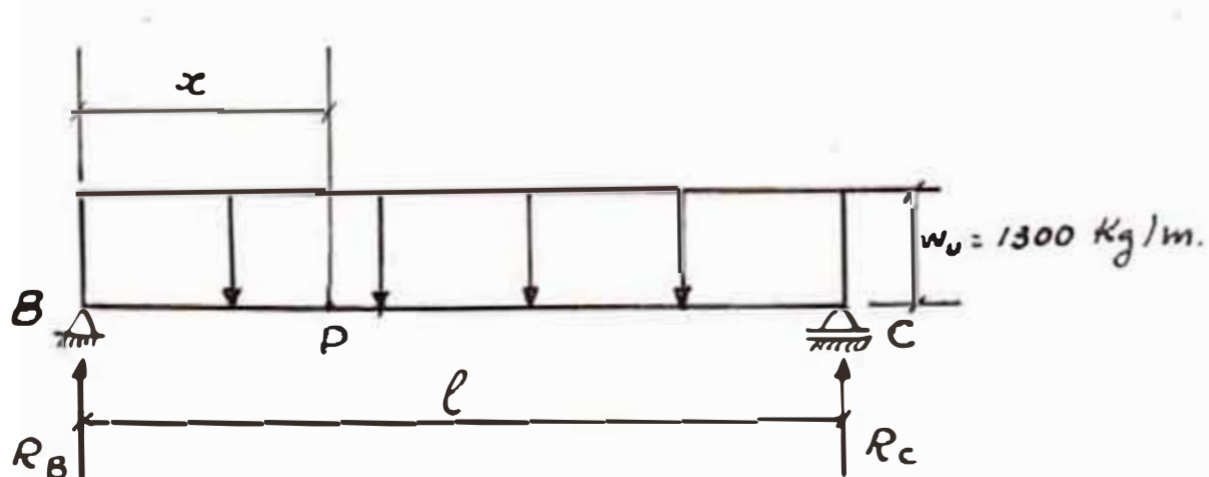
$$M_{FBC} = M_{FCB} = 82700 \neq 19600 = 102300 \text{ Kg-m.}$$



Con los valores anteriores se puede encontrar la envolvente de momentos debidos a peso propio, superponiendolos a los momentos isostáticos producidos en el tramo BC considerado como simplemente apoyado.

Para ello consideramos que sobre este miembro actua una carga uniforme de $w_u = 1300 \text{ Kg/m.l.}$ y una carga parabólica de $w_p = 1680 \text{ Kg/m.l.}$

1) Momentos isostáticos debidos a la carga uniformemente repartida



$$R_B = R_C = \frac{w_u l}{2}$$

Momento en el punto P a la distancia x

$$M_P = R_B x - w_u x \frac{x}{2} = \frac{w_u l}{2} x - \frac{w_u x^2}{2}$$

$$M_P = \frac{w_u x}{2} (l-x)$$

Dando valores a las diferentes secciones:

Secciones

$$(1) \text{ y } (9) \quad x = 0.1L = 2.45 \quad M = \frac{1300 \times 2.45}{2} \times 22.05 = 35100 \text{ Kg-m.}$$

$$x = 0.9L = 22.05$$

(2) y (8)

$$x = 0.2L = 4.90$$

(2) y (8)

$$M = \frac{1300 \times 4.90}{2} \times 19.60 = 62400 \text{ Kg-m.}$$

$$x = 0.8L = 19.60$$

$$x = 0.3L = 7.35$$

(3) y (7)

$$M = \frac{1300 \times 7.35}{2} \times 17.15 = 82000 \text{ Kg-m.}$$

$$x = 0.7L = 17.15$$

$$x = 0.4L = 9.80$$

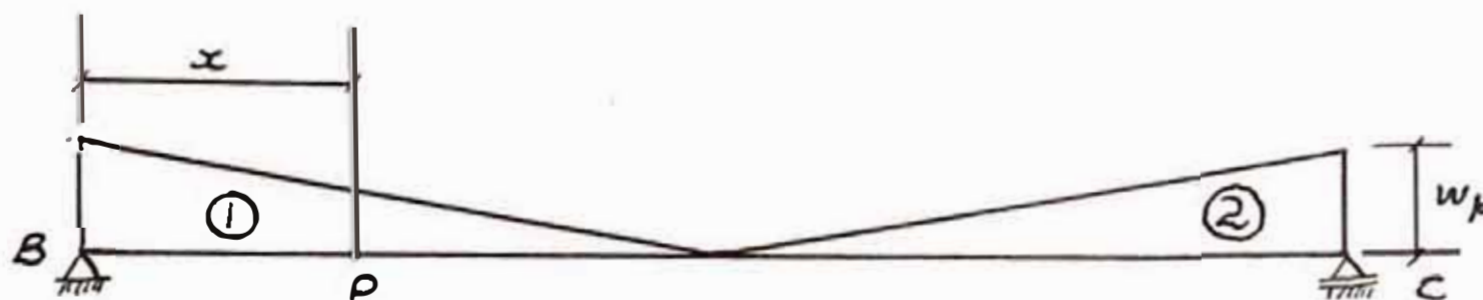
(4) y (6)

$$M = \frac{1300 \times 9.80}{2} \times 14.70 = 93600 \text{ Kg-m.}$$

$$x = 0.6L = 14.70$$

$$(5) \quad x = 0.5L = 12.25 \quad M = \frac{1300 \times 12.25}{2} \times 12.25 = 97600 \text{ Kg-m.}$$

2) Momentos isostáticos debidos a la carga parabólica



El momento isostático en cualquier sección es:

$$M = w_p l^2 (f_1 / f_2)$$

En donde:

f_1 = coeficiente de $w_p l^2$ para hallar el momento en cualquier sección debido a la carga (1)

f_2 = coeficiente de $w_p l^2$ para hallar el momento en cualquier sección debido a la carga (2).

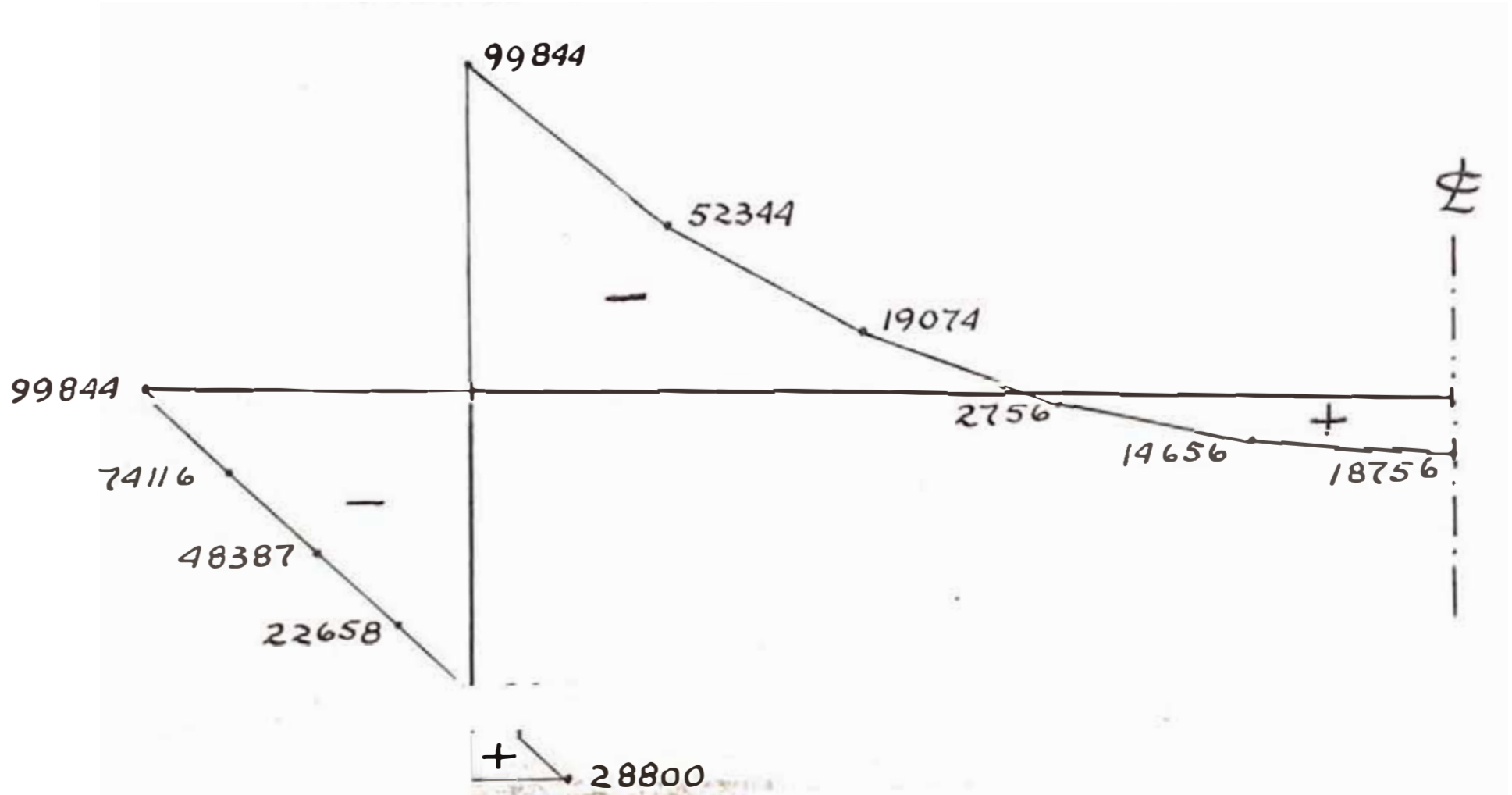
Dichos coeficientes se encuentran en el folleto "Continuous Concrete Bridges" de la Portland Cement Association.

Sección	$W_p l^2$	f_1	f_2	$f_1 \neq f_2$	Momento
B	1008000	0.00000	0.00000	0.00000	-----
1	1008000	0.01020	0.00210	0.01230	/ 12400
2	1008000	0.01400	0.00420	0.01820	/ 18370
3	1008000	0.01410	0.00630	0.02040	/ 20600
4	1008000	0.01245	0.00830	0.02075	/ 20900
5	1008000	0.01040	0.01040	0.02080	/ 21000

MOMENTOS RELATIVOS de peso propio para el elemento horizontal

Sección	M Hiperestat.	M Isost. parab.	M Isost. uniform.	M Definitivo
B	- 99844	/ 12400	-----	- 99844
1	- 99844	/ 12400	/ 35100	- 52344
2	- 99844	/ 18370	/ 62400	- 19074
3	- 99844	/ 20600	/ 82000	/ 2756
4	- 99844	/ 20900	/ 93600	/ 14656
5	- 99844	/ 21000	/ 97600	/ 18756

ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE PESO PROPIO



MOMENTOS PRODUCIDOS POR EL EMPUJE DE TIERRAS

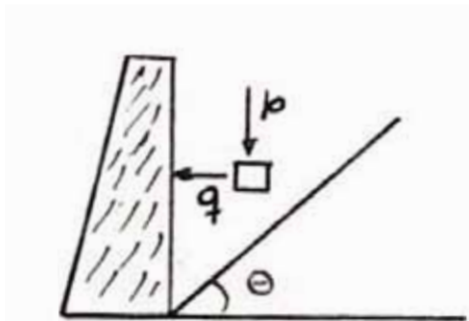
Existiendo en las márgenes del río, diferente composición del terreno, pues en la izquierda existe roca blanda cuyo ángulo de reposo es de 90° y en la derecha conglomerado no cementado de ángulo de talud natural de 40° , podemos observar que se producirá empuje de tierras, solo sobre el miembro vertical de la derecha.

El cálculo del empuje de tierras se hará siguiendo las teorías de Coulomb y Rankine, para nuestras condiciones tenemos:

$$W = \text{Peso del conglomerado no cementado} = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$\theta = \text{Angulo de reposo o de talud natural} = 40^\circ$$

Existe una fórmula que liga los valores de la presión horizontal "q" que ejerce un terreno, con la presión vertical "p" y el ángulo θ de talud natural. Ella es:



$$\frac{q}{p} = \frac{1 - \text{sen } \theta}{1 + \text{sen } \theta} = C$$

Donde:

q = empuje horizontal unitario en cualquier punto

p = presión vertical en el mismo punto

Como "C" es menor que la unidad, resulta que el empuje horizontal es solo una cierta parte del vertical.

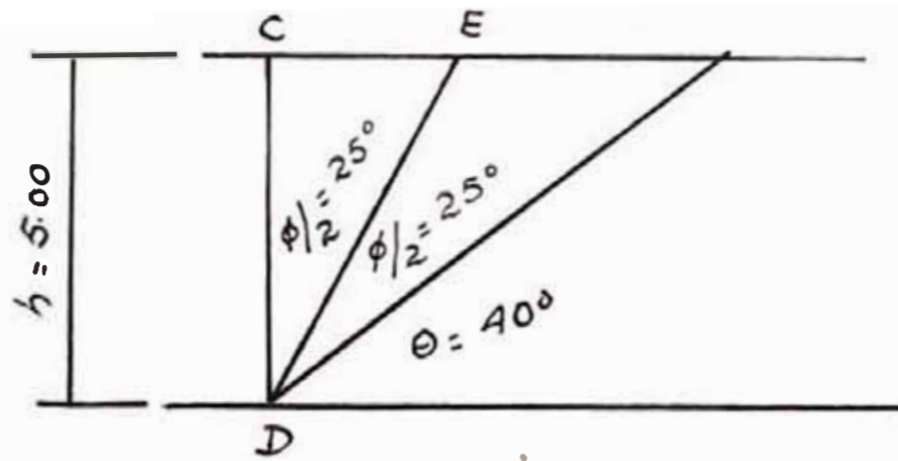
$$q = C p$$

Si $\theta = 90^\circ$, que corresponde a roca $C = 0$ y $q = 0$, es decir no se produce empuje, que es nuestro caso en la margen izquierda.

Como va a actuar una carga sobre el terraplen, para determinar su efecto se reemplazará por una capa de tierra de altura "h'", tratándose de cargas móviles se encuentra teniendo en cuenta el plano de fractura.

Comprobaciones prácticas indican que sobre el muro actúa una cuña de tierra, limitada por el muro y el plano de fractura BC. La posición de este se determina trazando la bisectriz del ángulo complementario del de reposo.

Para nuestro caso tenemos:



$h =$ altura del muro (pierna del pórtico) $= 5.00$ m.

Para el efecto del empuje la superficie CD se considera siempre vertical

$$\phi = 90^\circ - \theta$$

$$\phi = 90^\circ - 40^\circ = 50^\circ$$

$$\phi : 2 = 25^\circ$$

$$CE = h \operatorname{tg} \phi/2 = 5 \operatorname{tg} 25^\circ = 5 \times 0.466 =$$

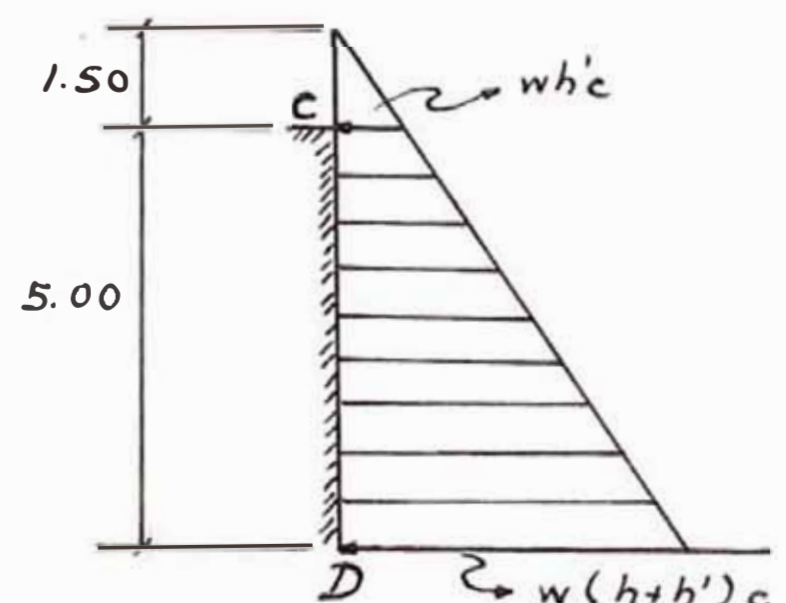
$$CE = 2.33 \text{ m.}$$

El cálculo de la "altura de tierra" h' "equivalente a sobrecarga" se hace colocando sobre la superficie CE los ejes mas pesados del tren de cargas que se está utilizando y quepan en dicha superficie, en el presente caso solo cabe un eje de 12 toneladas, pues la separación entre ejes se especifica en 4.27 m. Se repartirá la carga por eje en la longitud CE y por metro de ancho, siendo la separación entre ruedas de 1.83 m. la carga por metro será:

$$q' = \frac{10880}{1.83 \times 2.33} = 2550 \text{ Kg/m}^2$$

Y la altura equivalente

$$h' = \frac{q'}{W} = 1.50 \text{ m.}$$



Valores de las presiones: (mínima en C y máxima en D)

$$\text{Presión en C} = wh'c$$

$$\text{Presión en D} = w(h/h')c$$

La constante θ se encuentra tabulada (Apuntes del Ing. Quiroga)

Para $\theta = 40^\circ$ y nivel se tiene $c = 0.22$

Luego:

$$\text{Presión en C} = wh'c = 1700 \times 1.50 \times 0.22 \times 1.00 = 560$$

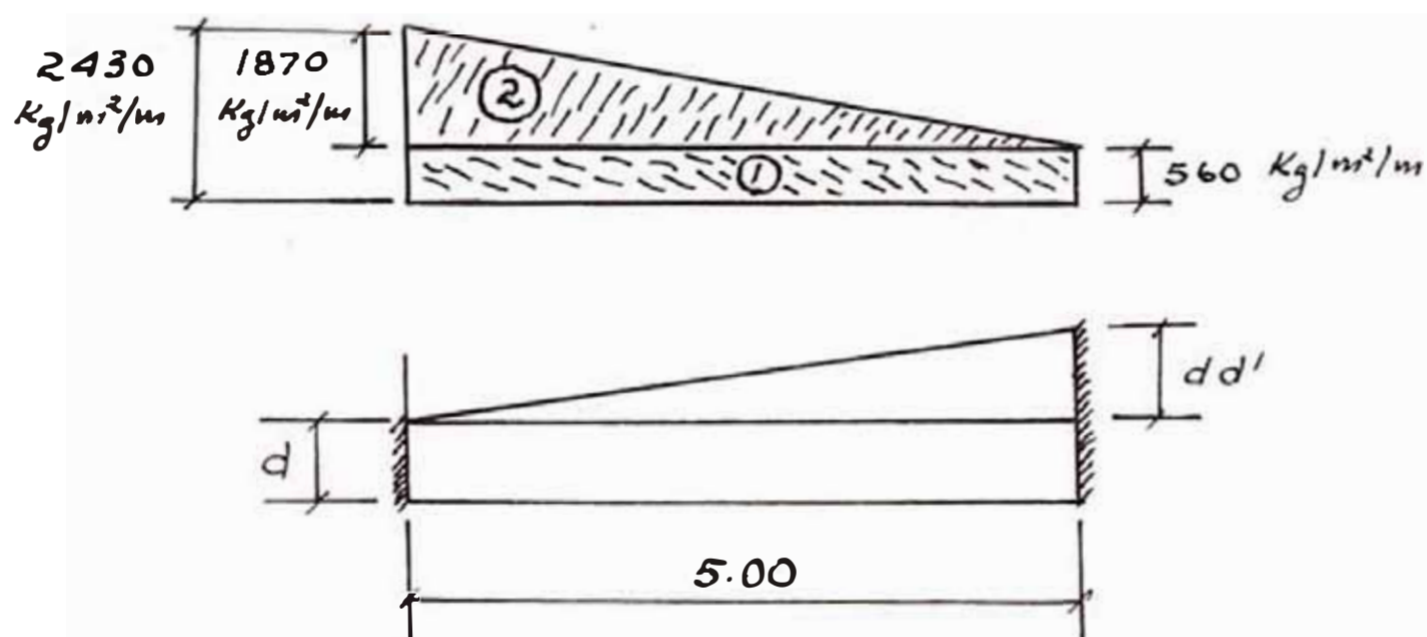
$$\text{Presión en D} = w(h/h')c = 1700(5.00 / 1.50)0.22 \times 1.00 = 2430$$

$$\text{Presión en C} = 560 \text{ Kg/m}^2/\text{m.l}$$

$$\text{Presión en D} = 2430 \text{ Kg/m}^2/\text{m.l}$$

Con los valores encontrados se puede hacer el cálculo de los momentos producidos por el empuje de tierras.

Momentos iniciales de empotramiento



Descompondremos el trapecio en dos cargas: uniformemente repartida (1) y triangular (2)

Cálculo de los momentos que nos producen en los nodos C y D.

Carga uniformemente repartida:

De los abacos de la obra de Cross and Morgan (pag. 144)

$$\text{Para } \begin{cases} a, = 1.00 \\ d' = 1.00 \end{cases} \quad \text{siendo } d' = \frac{dd'}{d} = \frac{60}{60} = 1.00$$

se tiene: $f_D = 0.052$ y $f_C = 0.123$

Luego:

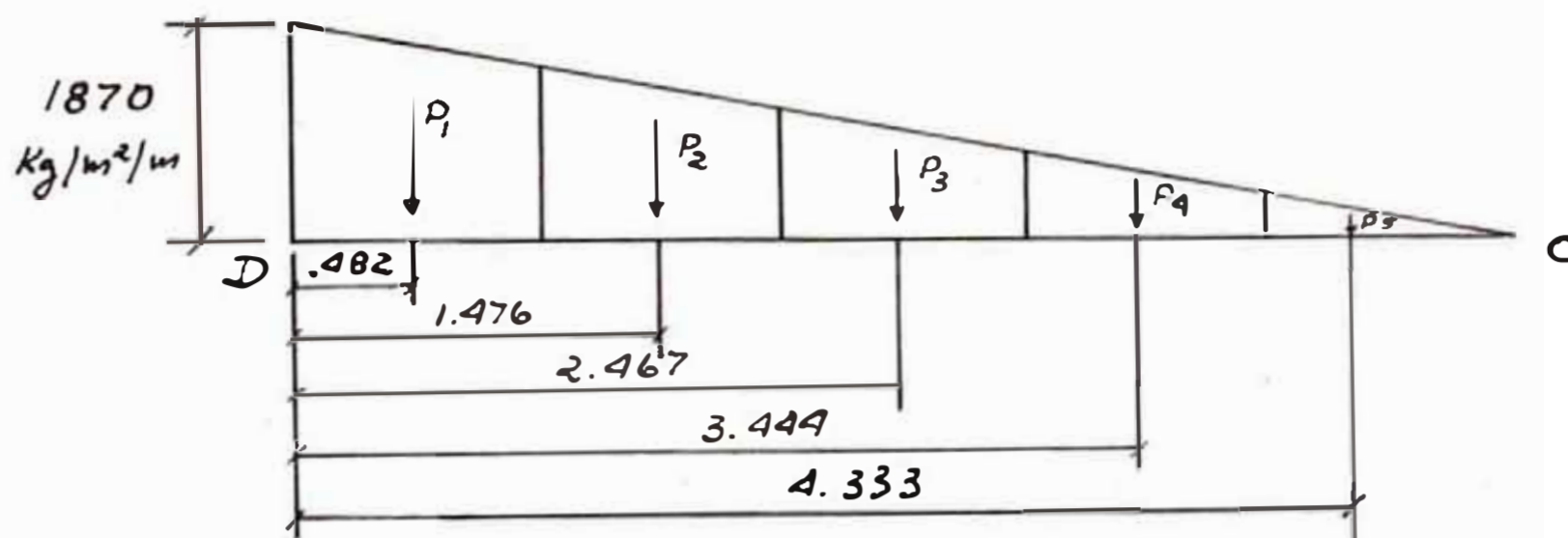
$$M_D = f_D w_u l^2 = 0.052 \times 560 \times 5^2 = 728 \text{ Kg-m}$$

$$M_C = f_C w_u l^2 = 0.123 \times 560 \times 5^2 = 1722 \text{ Kg-m}$$

Carga triangular

Esa carga la supondremos dividida en 5 cargas concentradas que equiva-

len a 5 areas cuyas bases son iguales a 1.00 m. y aplicadas en el centro de gravedad de cada una de ellas.



$$\text{Ordenada máxima} = 2430 - 560 = 1870 \text{ Kg/m}^2/\text{m.l.}$$

$$P_1 = A_1 = \frac{1870 \times 1.496}{2} \times 1.00 = 1683 \text{ Kg.}$$

$$P_2 = A_2 = \frac{1496 \times 1.122}{2} \times 1.00 = 1309 \text{ Kg.}$$

$$P_3 = A_3 = \frac{1122 \times 748}{2} \times 1.00 = 935 \text{ Kg.}$$

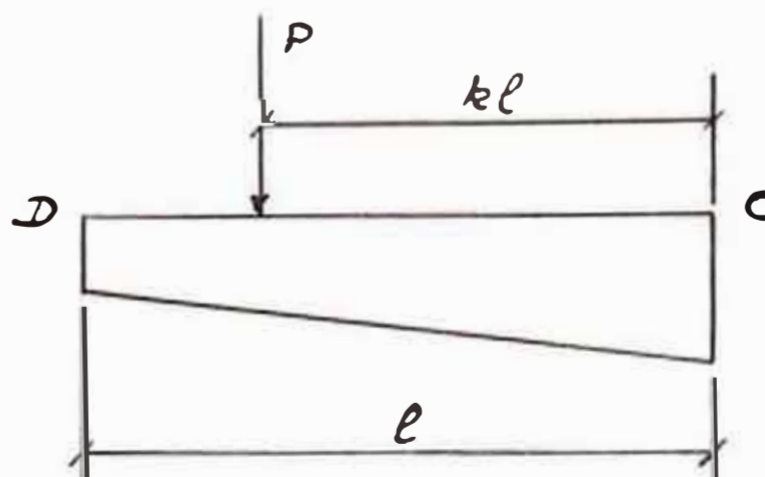
$$P_4 = A_4 = \frac{748 \times 374}{2} \times 1.00 = 561 \text{ Kg.}$$

$$P_5 = A_5 = \frac{374 \times 1.00}{2} = 187 \text{ Kg.}$$

Determinación de los momentos de empotramiento que producen en C y D, cada una de las cargas anteriormente halladas.

$$M_{FD} = f_D P l$$

$$M_{FC} = f_C P l$$



f_D y f_C , se encuentran en los abacos de Cross and Morgan en función de d' y k (pag. 149)

$$\text{Para } P_1 \left\{ \begin{array}{l} d' = 1.00 \\ k = 0.904 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{FD} = 0.070 \times 1683 \times 5.00 = 590 \text{ Kg-m} \\ M_{FC} = 0.019 \times 1683 \times 5.00 = 160 \text{ Kg-m} \end{array} \right.$$

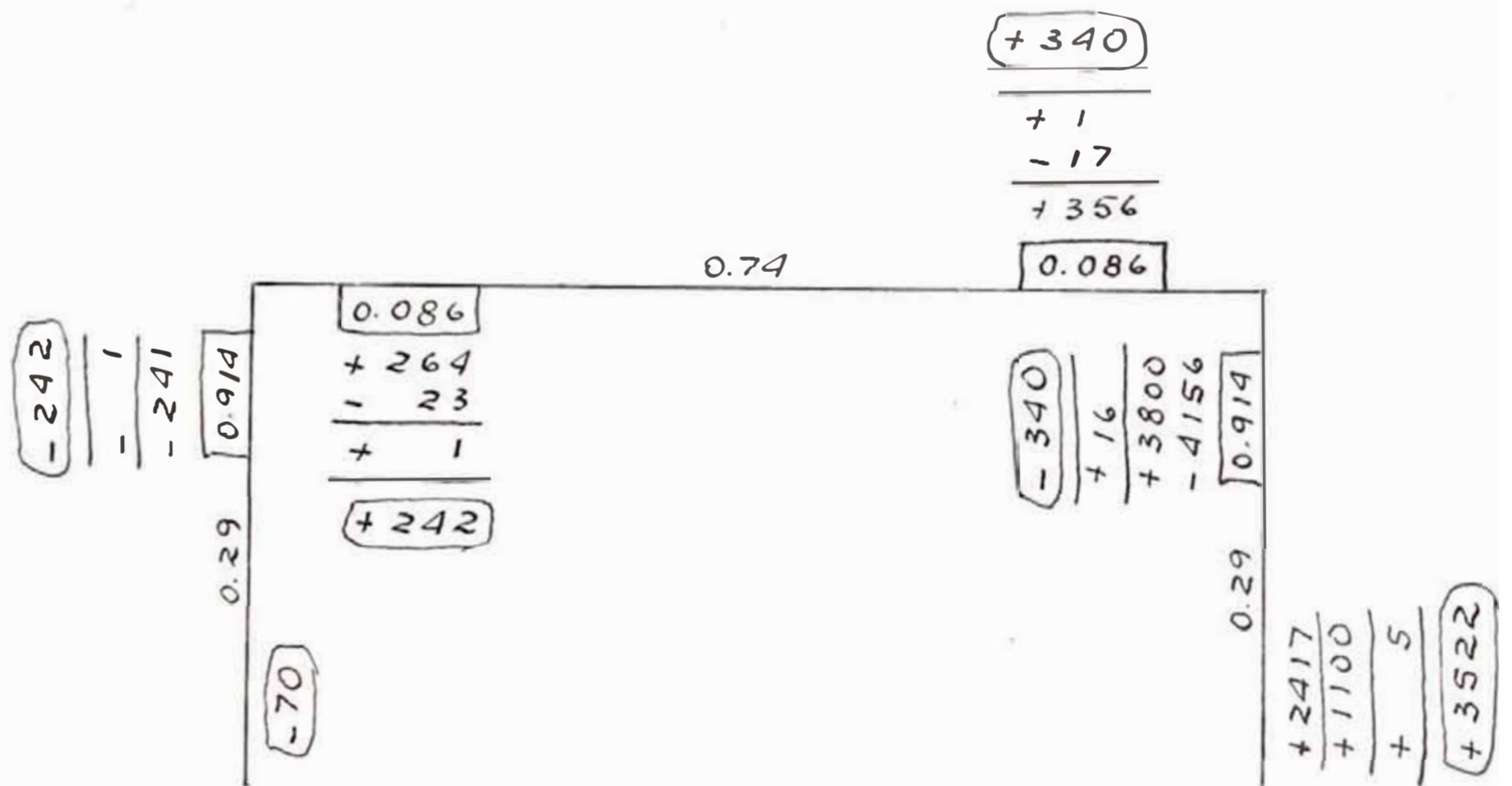
Para P_2	$\left\{ \begin{array}{l} d' = 1.00 \\ k = 0.705 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} M_{FD} = 0.103 \times 1309 \times 5.00 = 675 \text{ Kg-m} \\ M_{FC} = 0.117 \times 1309 \times 5.00 = 768 \text{ Kg-m} \end{array} \right.$
Para P_3	$\left\{ \begin{array}{l} d' = 1.00 \\ k = 0.507 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} M_{FD} = 0.071 \times 935 \times 5.00 = 331 \text{ Kg-m} \\ M_{FC} = 0.188 \times 935 \times 5.00 = 880 \text{ Kg-m} \end{array} \right.$
Para P_4	$\left\{ \begin{array}{l} d' = 1.00 \\ k = 0.133 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} M_{FD} = 0.031 \times 561 \times 5.00 = 87 \text{ Kg-m} \\ M_{FC} = 0.186 \times 561 \times 5.00 = 522 \text{ Kg-m} \end{array} \right.$
Para P_5	$\left\{ \begin{array}{l} d' = 1.00 \\ k = 0.133 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} M_{FD} = 0.006 \times 187 \times 5.00 = 6 \text{ Kg-m} \\ M_{FC} = 0.112 \times 187 \times 5.00 = 104 \text{ Kg-m} \end{array} \right.$

Adicionando los momentos debido a las cargas: triangular y uniformemente repartida encontramos los momentos de empotramiento en C y D con los cuales se efectua la distribución de momentos.

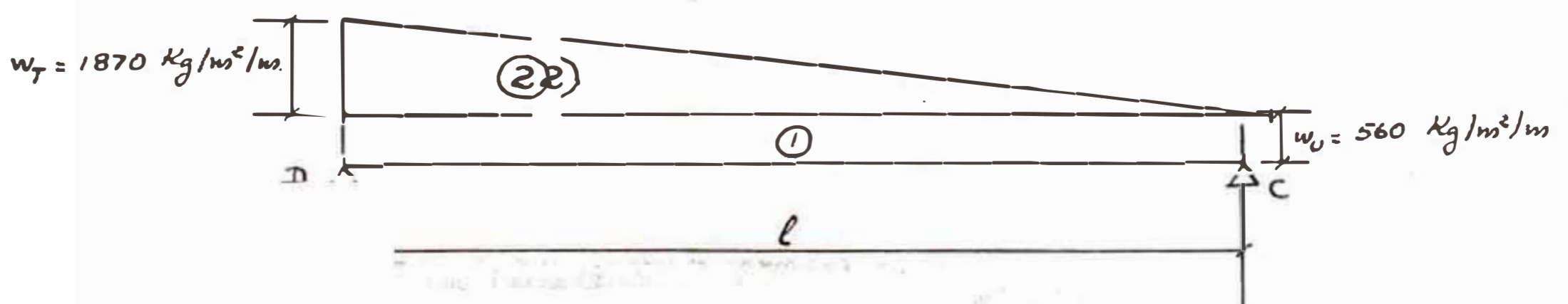
$$M_{FD} = 728 + 590 + 675 + 331 + 87 + 6 = 2417 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FC} = 1722 + 160 + 768 + 880 + 522 + 104 = 4156 \text{ Kg-m}$$

DETERMINACION DE LOS MOMENTOS DEFINITIVOS POR EL METODO DE HARDY CROSS



El diagrama de momentos debidos a empuje de tierras se obtiene superponiendo a los momentos anteriores los del tramo CD considerado como simplemente apoyado. Para esto se supone también actua una carga uniformemente repartida de $560 \text{ Kg/m}^2/\text{m.l.}$ y una triangular cuya ordenada máxima en D es de $1870 \text{ Kg/m}^2/\text{m.l.}$



Ecuación de momentos para la carga uniformemente repartida

$$M_1 = \frac{w_u x}{2} (1 - x)$$

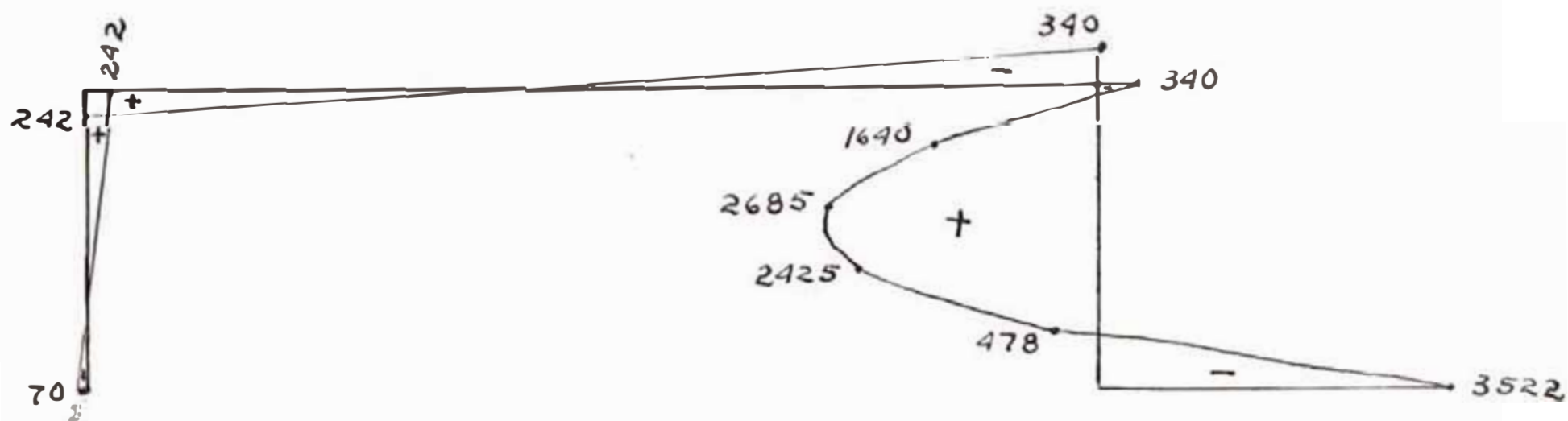
Ecuación de momentos para la carga triangular

$$M_2 = \frac{w_T x}{6l} (l^2 - x^2)$$

	D	1D	2D	3D	4D	C
x	0	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00
M ₁	0	1120	1680	1680	1120	0
M ₂	0	2244	2992	2618	1496	0

	M	M	M	M
Sección	Riperestat.	Isost. Uniform.	Isost. Triang.	TOTAL
	- 340	----	----	- 340
4D	- 976	∕ 1120	∕ 1496	∕ 1640
3D	- 1619	∕ 1680	∕ 2618	∕ 2685
2D	- 2249	∕ 1680	∕ 2992	∕ 2423
1D	- 2886	∕ 1120	∕ 2244	∕ 478
D	- 3522	----	----	- 3522

DIAGRAMA DE MOMENTOS DEBIDOS A EMPUJE DE TIERRAS



MOMENTOS PRODUCIDOS POR FRAGUADO Y CAMBIOS DE TEMPERATURA

Suponiendo cambios de temperatura entre $\pm 20^{\circ} \text{C}$ y -20°C , la estructura va a estar sujeta a variaciones de longitud solo en su elemento horizontal, de la misma manera se va a tener que el fraguado de la mezcla va a producir un acortamiento que se puede asimilar a un descenso de temperatura de 20°C . Los momentos se calcularán solamente para el descenso, ya que así se tendrán los momentos por fraguado; para el caso de aumentos de temperatura los valores serán los mismos pero de signo contrario.

De la obra de C. Dunham (pag. 466) se tiene que:

$$M_{AB} = M_{DC} = K_{AB} (1 - C_{AB}) \frac{d}{l}$$

$$M_{BA} = M_{CD} = K_{BA} (1 - C_{BA}) \frac{d}{l}$$

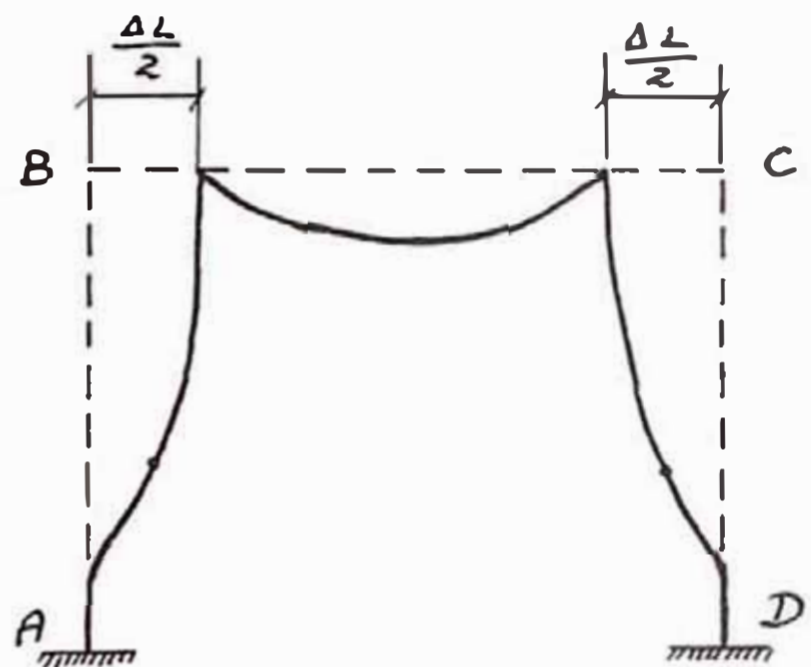
Donde:

K = rigideces en valores absolutos

C = coeficientes de traslado

$$d = \frac{\Delta L}{2} = \frac{w L \Delta T}{2}$$

w = coeficiente de contracción = $0.00001 \text{ m/m.l. } \times 0^{\circ} \text{C}$



Cálculo de K_{AB} y K_{BA}

$$\text{Para } \begin{cases} \frac{b}{d_{\max}} = \frac{60}{120} = 0.5 \\ a = 1.00 \end{cases}$$

De los abacos correspondientes a acartelamiento recto.

$$k_{BA} = k_{CD} = 20$$

$$k_{AB} = k_{DC} = 6.9$$

También se tiene:

$$K = \frac{k I E}{L}$$

Reemplazando valores:

$$K_{AB} = \frac{6.9 \times 100 \times 60^3 \times 2.1 \times 10^5}{12 \times 500} = 522 \times 10^7 \text{ Kg-cm.}$$

$$K_{BA} = \frac{20 \times 100 \times 60^3 \times 2.1 \times 10^5}{12 \times 500} = 1512 \times 10^7 \text{ Kg-cm.}$$

Coefficientes de traslado:

$$C_{BA} = 0.29$$

$$C_{AB} = 0.84$$

Semi-acortamiento:

$$d = \frac{\Delta L \cdot \alpha}{2} = \frac{0.00001 \times 24.50 \times 20}{2} = 0.00245 \text{ m.}$$

$$d = 0.245 \text{ cm.}$$

Los momentos iniciales debidos al descenso de temperatura serán:

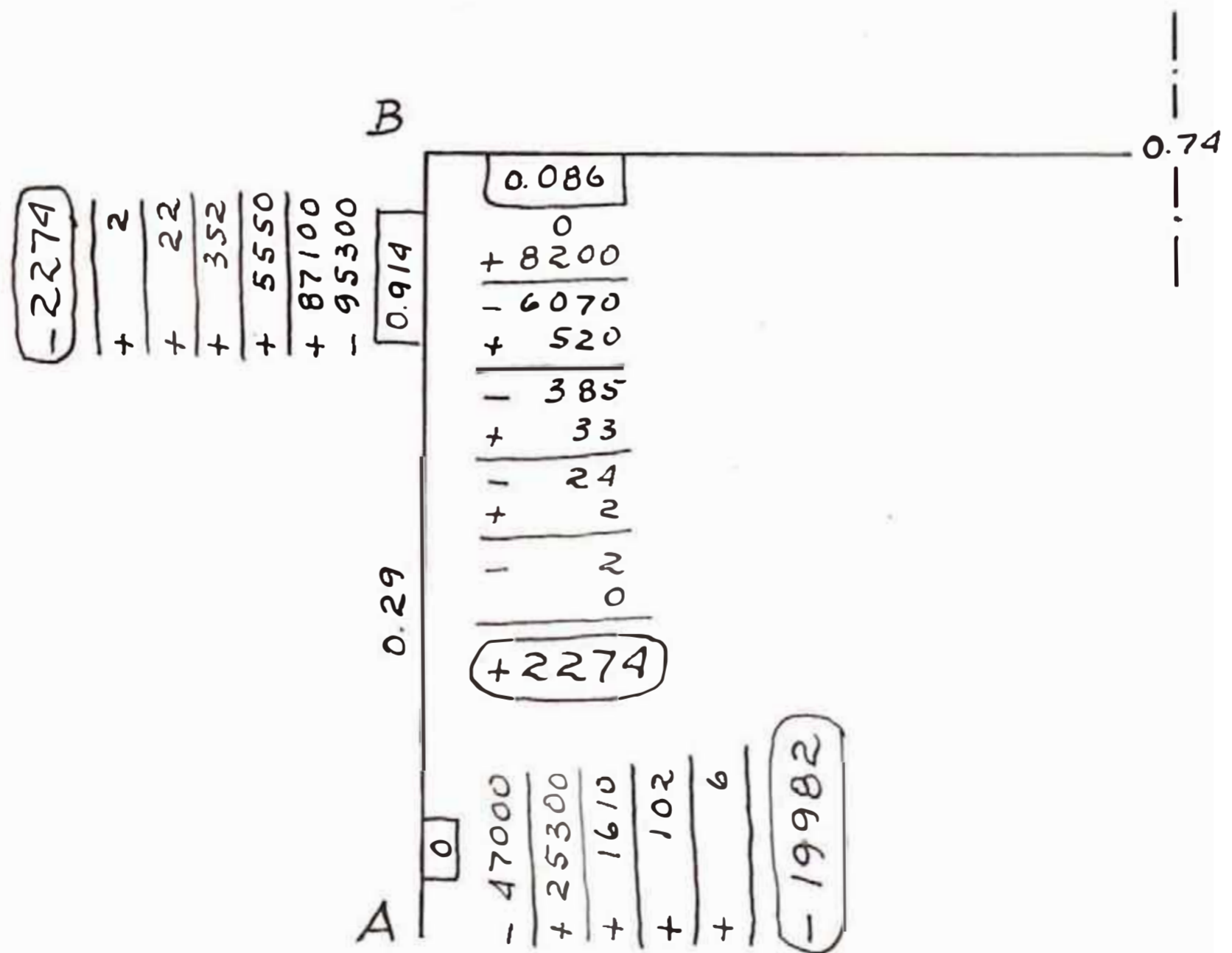
$$M_{AB} = M_{DC} = 522 \times 10^7 (1 - 0.84) \frac{0.245}{500}$$

$$M_{AB} = M_{DC} = 47000 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BA} = M_{CD} = 1512 \times 10^7 (1 - 0.29) \frac{0.245}{500}$$

$$M_{BA} = M_{CD} = 95300 \text{ Kg-m.}$$

Balaceando los momentos por el método de distribución de momentos de Hardy Cross se tiene:



Corrección de los momentos de temperatura y fraguado por curvatura.-

El factor de corrección se ha tomado de la publicación "Analysis of Rigid Frame Concrete Bridges" perteneciente a la Portland Cement Association y cuya expresión es:

Para los nodos B y C

$$C_1 = \left(\frac{H}{H \neq R} \right)^2$$

Para la clave:

$$C_2 = \frac{H}{H \neq R}$$

Donde:

H = altura teórica del miembro vertical = 5.00 m.

R = desnivel del eje del miembro horizontal = 0.35 m.

Luego:

$$C_1 = \left(\frac{5.00}{5.00 \neq 0.35} \right)^2 = 0.87$$

$$C_2 = \frac{5.00}{5.00 \neq 0.35} = 0.935$$

Por lo tanto el valor de los momentos corregidos será:

En los nodos B y C

$$M_B = M_C = 2274 \times 0.87 = 1980 \text{ Kg-m.}$$

En la clave

$$M_{CL} = 2274 \times 0.935 = 2120 \text{ Kg-m.}$$

Con todos los valores de los diversos momentos que actúan en los diferentes puntos estamos en condiciones de obtener la envolvente de momentos que nos servirá para el diseño de la estructura.

Para el cálculo de los valores de esta envolvente es primordial tomar en cuenta los valores de los momentos que actúan permanentemente y que son: peso propio, empuje de tierras, fraguado, en primer lugar y posteriormente los demás que se presentan circunstancialmente y son sobrecarga y temperatura. La envolvente se construirá tomando los valores más desfavorables en cada sección.

CUADRO DE VALORES PARA LA ENVOLVENTE DE MOMENTOS EN CADA SECCION

SECCION	A	1 A	2A	3 A	4 A	5BA	L ₁	L ₂	L ₃	L ₄
Moment. \neq Peso Propio	28800	3071							2756	14656
-			22658	48387	74116	99844	52344	19074		
Moment. \neq de empuje			55	118	180	242	183	124	66	8
-	70	7								
Moment. \neq de fra- gado						1980	2008	2036	2064	2092
-	19982	15590	11198	6806	2413					
Moment. \neq Sobre carga	10892	1242					693	3050	5530	9307
-			8420	18504	27980	37800	24320	11928	3813	462
Moment. \neq tempe- ra tura	19982	15590	11198	6806	2413	1980	2008	2036	2064	2092
-	19982	15590	11198	6806	2413	1980	2008	2036	2064	2092
Moment. \neq Perma- nentes	8748								4886	16756
-		12526	33851	55075	76349	97622	50153	16914		
MOMENT. \neq	39622	4306	22653					11828	12480	28155
TOTALES -	11234	28116	53469	80385	106742	137402	76481	30878	991	14202

NOTA.- Los valores de la hilera MOMENTOS TOTALES, son los que corresponden a la envolvente de momentos.

CUADRO DE VALORES PARA LA ENVOLVENTE DE MOMENTOS EN CADA SECCION

(continuación)

	L ₅	L ₆	L ₇	L ₈	L ₉	C	4 D	3 D	2 D	1 D	D	
1 /	18756	14656	2756							3071	28800	
-				19074	52344	99844	74116	48387	22658			
2 /							1640	2685	2423	478		
-	50	108	166	224	282	340					3522	
3 /	2120	2092	2064	2036	2008	1980						
-							2413	6806	11198	15590	19982	
4 /	10388	9307	5530	3050	693					1242	10892	
-	231	462	3813	11928	24320	37800	27980	18504	8420			
5 /	2120	2092	2064	2036	2008	1980	2413	6806	11198	15590	19982	
-	2120	2092	2064	2036	2008	1980	2413	6806	11198	15590	19982	
6 /	20826	16640	4654								5296	
-				17262	50618	98204	74889	52508	31433	12041		
7 /	33334	28039	12248	12176						20235	4791	36170
-		14086	1223	31226	76946	137984	105282	77818	51051	27631	14686	

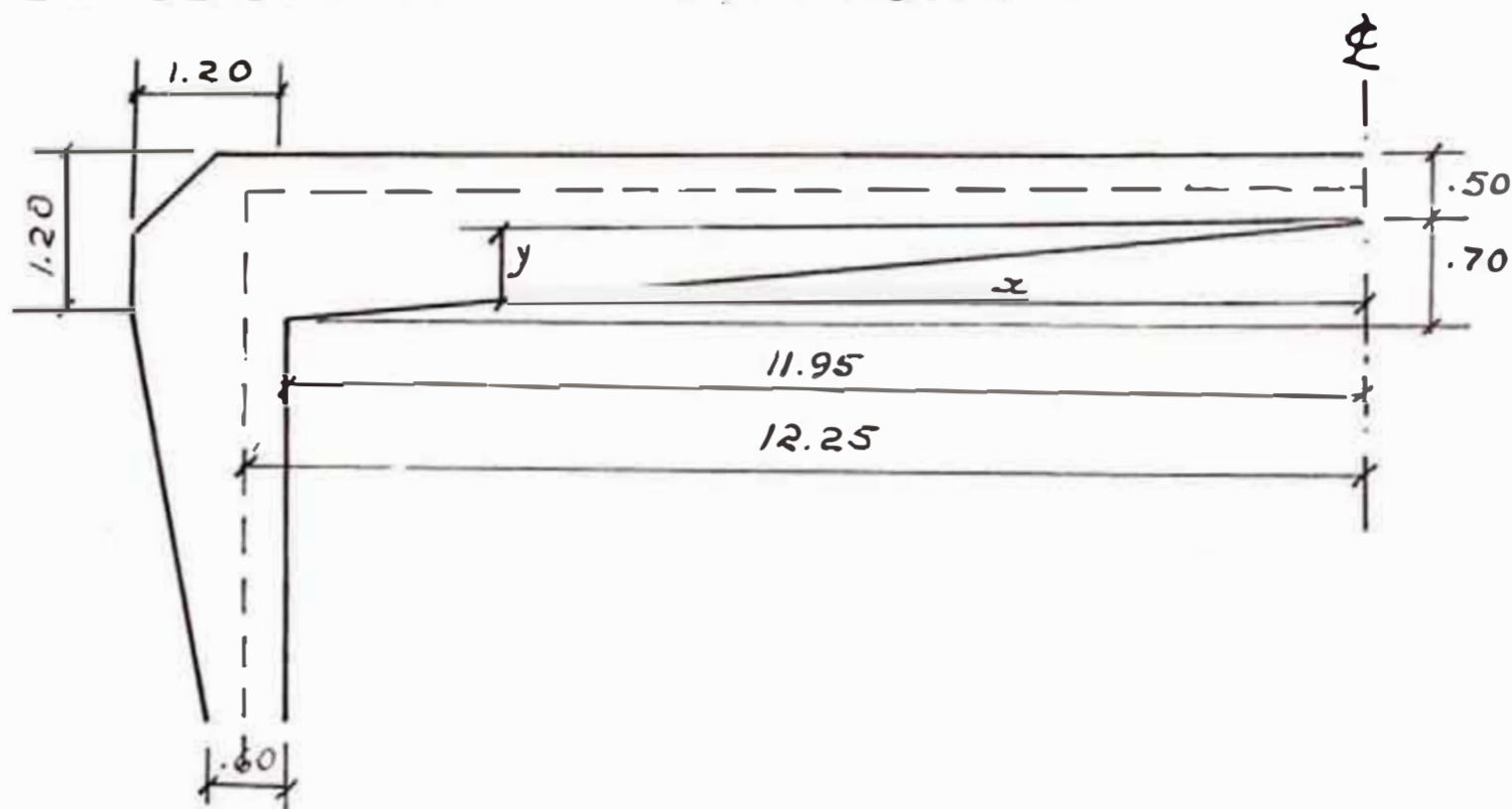
NOTA.- Las hileras 1,2,3....7;tienen la misma indicación de la página anterior, como sigue:

- 1 = Momentos de peso propio
- 2 = Momentos de empuje
- 3 = Momentos de fraguado
- 4 = Momentos de sobrecarga
- 5 = Momentos de temperatura
- 6 = Momentos permanentes
- 7 = Momentos totales

DISEÑO

Diseño del miembro horizontal

a) Determinación del desnivel existente entre el borde inferior de la clave y bordes inferiores de las demás secciones.



Ecuación de la parábola:

$$x^2 = 2py \quad \therefore \quad 2p = \frac{x^2}{y} = \frac{11.95^2}{0.7} = 204$$

$$x^2 = 204y \quad \therefore \quad y = \frac{x^2}{204}$$

Sección	x (m)	y (m)	t = y/0.5 (m)	d = t - 6 (m)
L ₁	9.80	0.47	0.97	0.91
L ₂	7.35	0.26	0.76	0.70
L ₃	4.90	0.12	0.62	0.56
L ₄	2.45	0.03	0.53	0.47
L ₅	0	0	0.50	0.44

Consideraremos un concreto de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Segun la A.A.S.H.O

$$f_c = 0.4 f'_c = 0.4 \times 210$$

$$f_c = 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2.1 \times 10^7}{1000 \times 210} = 10$$

Constantes:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{10 \times 84}}$$

$$k = 0.375$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.375}{3}$$

$$j = 0.875$$

$$K = \frac{1}{2} f_c j k = \frac{1}{2} \times 84 \times 0.875 \times 0.375$$

$$K = 13.8$$

Esfuerzos en el acero y en el concreto.

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

Acero a compresión $f'_s = n f_c \frac{kd - d'}{kd} \times 2$

utilizando la doble efectividad

Esfuerzo de ruptura en el concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo permisible $f_c = 0.4 \times 210 = 84 \text{ Kg/cm}^2$

Secc.	Momento actuante.		M_c Kg-m.	M'_s Kg-m.	$f'_s = \frac{2nf_c}{kd} \times \frac{M_s - M_c}{jd}$ Kg/cm ²	$A_s = \frac{M_s}{f_s jd}$ cm ²	$A'_s = \frac{M'_s}{f'_s (d-d')}$ cm ²	Barras usadas a tensión	Barras usadas a compres.
	M_s Kg-m.	d^2 cm ²							
B	-137984	12996	179345	--	--	98.8	--	∅ 1" a 5	--
L ₁	- 76946	8281	114278	--	--	69.0	--	∅ 1" a 7	--
L ₂	- 31226	4900	67620	--	--	36.4	--	∅ 1" a 14	--
L ₃	- 1223	3136	43277	--	--	1.8	--	∅ 1" a 186	--
L ₃	∕ 12480	3136	43277	--	--	18.3	--	∅ 1" a 28	--
L ₄	∕ 28155	2209	30484	--	--	48.9	--	∅ 1" a 10.3	--
L ₅	∕ 33334	1936	26717	6617	1070	61.9	16.2	∅ 1" a 8.5 ∅ 1" a :	

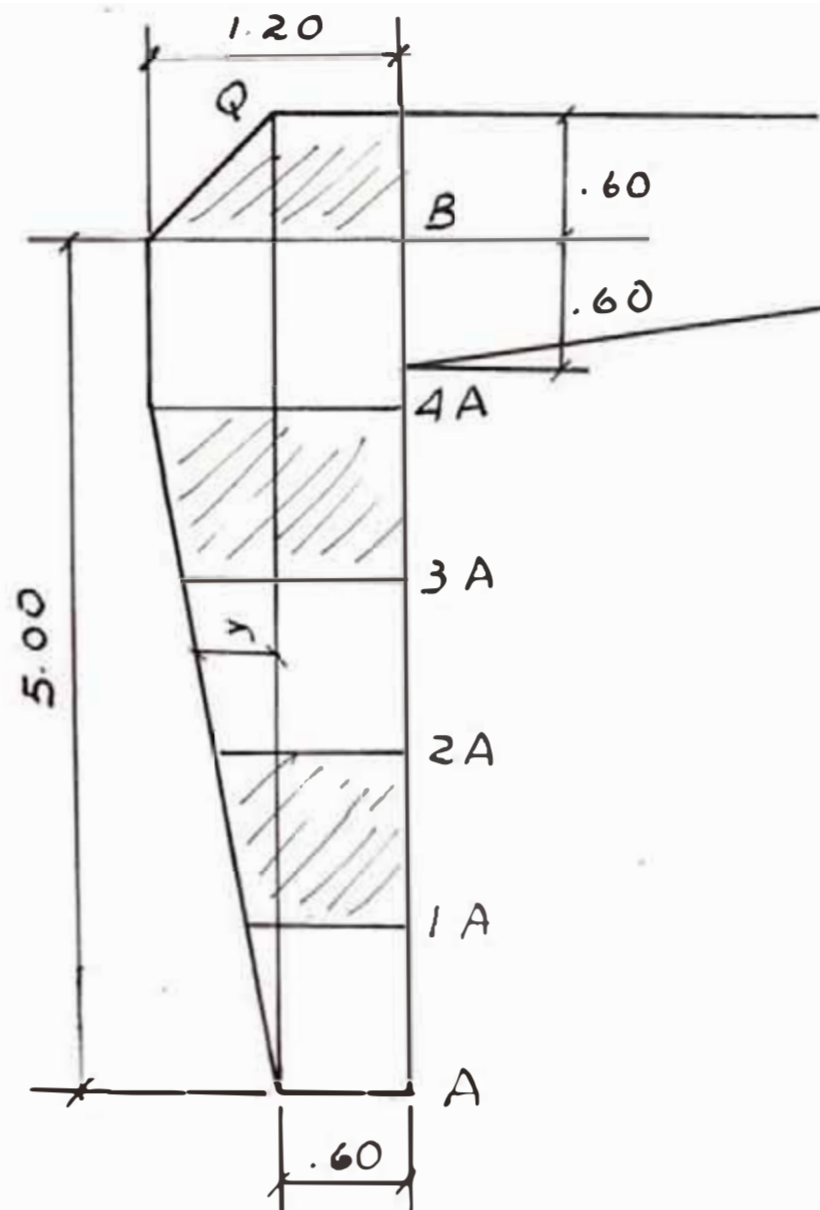
Notas.- 1) El fierro en B se colocará en dos hileras a fin de cumplir con el requisito de espaciamiento mínimo

2) En la sección L₅, el área de acero a tensión se ha determinado por:

$$\frac{M_c}{f_s jd} \neq \frac{M'_s}{f'_s (d-d')}$$

3) Al calcular estas áreas de acero hemos despreciado los esfuerzos producidos por la fuerza axial en el elemento horizontal, colocandonos así del lado de la seguridad.

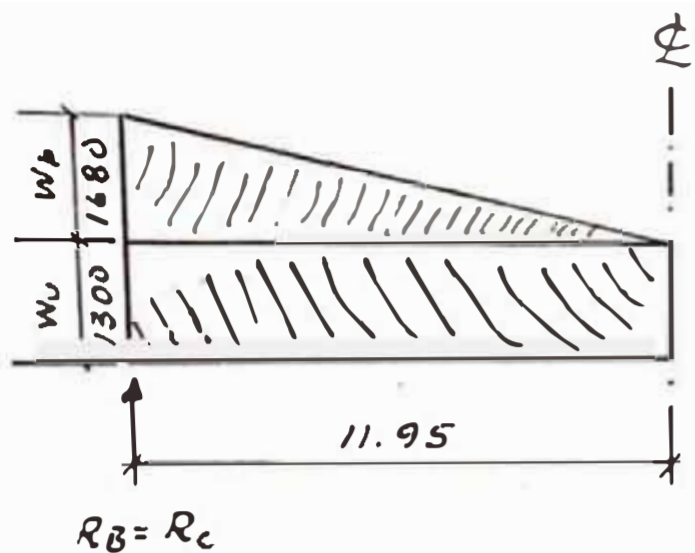
Diseño de los miembros verticales



	y m.	t=60/y m.	Peso de las fajas (Kg)	Pesos (K) acum.
Q	0	0.60	$\frac{0.60 \neq 1.20}{2} \times 0.60 \times 2400 = 1300$	1300
B	0.60	1.20	$\frac{1.20 \times 0.60 \times 2400}{1.20 \neq 1.15} = \frac{1725}{2850}$	4150
4A	0.55	1.15	$\frac{1.15 \neq 1.01}{2} \times 2400 = 2600$	6750
3A	0.41	1.01	$\frac{1.01 \neq 0.87}{2} \times 2400 = 2250$	9000
2A	0.27	0.87	$\frac{0.87 \neq 0.73}{2} \times 2400 = 1920$	10920
1A	0.13	0.73	$\frac{0.73 \neq 0.60}{2} \times 2400 = 1600$	12520
A	0	0.60		

Reacciones debidas al peso propio

Por la carga uniforme:



$$R_{B_{wu}} = R_{C_{wu}} = 1300 \times 11.95 = 15500 \text{ Kg.}$$

Por la carga parabólica:

$$R_{B_{wp}} = R_{C_{wp}} = \frac{1}{3} \times 11.95 \times 1680 = 6700 \text{ Kg.}$$

Reacción total: $R_B = R_C = 15500 + 6700$

$$R_B = R_C = 22200 \text{ Kg.}$$

Debido a fraguado, aumento o disminución de temperatura no se originan reacciones en los nodos B y C.

Reacciones debidas a la sobrecarga - Línea de influencia para la reacción en B.

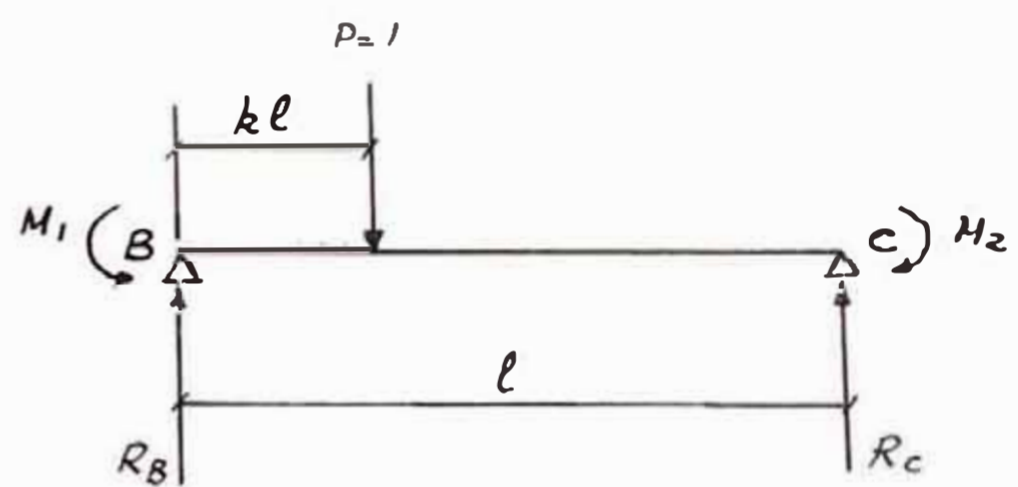
Reacción isostatica debida

a la carga unitaria:

Tomando momentos con respecto a C

$$R_B l - P(1 - kl) = 0$$

$$R_B = 1 - k$$



Reacción debida a los momentos actuantes correspondientes a la misma carga unitaria.

$$R_B = \frac{\Delta M}{L} \quad M_1 > M_2$$

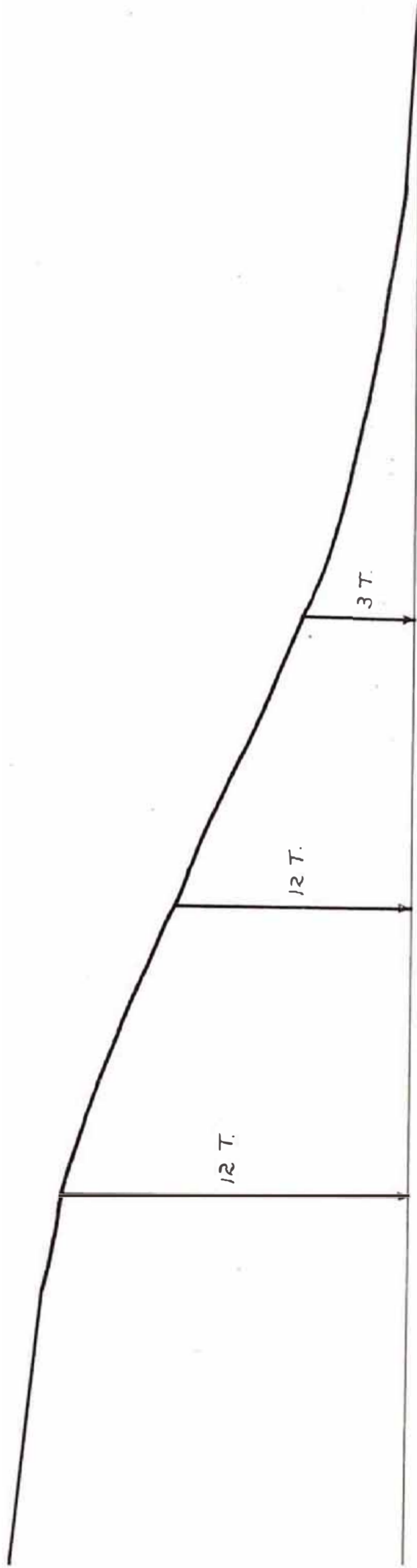
Reacción total

$$R_T = (1 - k) + \frac{\Delta M}{L}$$

Sección	B	L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆	L ₇	L ₈	L ₉
V _{isostat.}	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10
$\frac{\Delta M}{L}$	0	0.075	0.12	0.129	0.086	0	0.086	0.129	0.12	0.075
V _{Total}	1.00	0.975	0.92	0.829	0.686	0.500	0.314	0.171	0.080	0.025

En la sección C todos los valores son 0

Línea de influencia para fuerza cortante en el nodo B



Linea de influencia para fuerza cortante en el nodo B.

ESCALAS V 6 cm = 1.00
 H 1 cm = 1.00 m.

Fuerza cortante debida a la sobrecarga

La fuerza cortante en el nodo B debido a la posición de cargas que produce el máximo momento en dicho apoyo vale:

$$V_{s/c} = 3852 \times 1.46 \neq 963 \times 0.275 = 5890 \text{ Kg.}$$

Reacciones debidas al empuje de tierras:

$$V = \frac{\Delta M}{L} = \frac{242 \neq 340}{24.5} = 23.7 \text{ Kg.}$$

Teniendo en consideración el signo de los momentos, para su equilibrio se necesita que la fuerza cortante en B sea hacia abajo y la fuerza cortante en C hacia arriba, es decir que si consideramos el nodo B debe sustraerse a la fuerza cortante producida por sobrecarga, peso propio, fraguado y temperatura y en el nodo C debe de agregarse. Pero como para ambas piernas se va a hacer un solo diseño utilizando el máximo momento y la máxima fuerza cortante que se produce en ambos miembros, consideraremos para el cálculo: el momento y la fuerza cortante que actúan en el nodo C, cuyos valores son mayores que en el nodo B.

Por lo tanto la fuerza cortante máxima que actúa sobre el nodo dada por la condición mas desfavorable será:

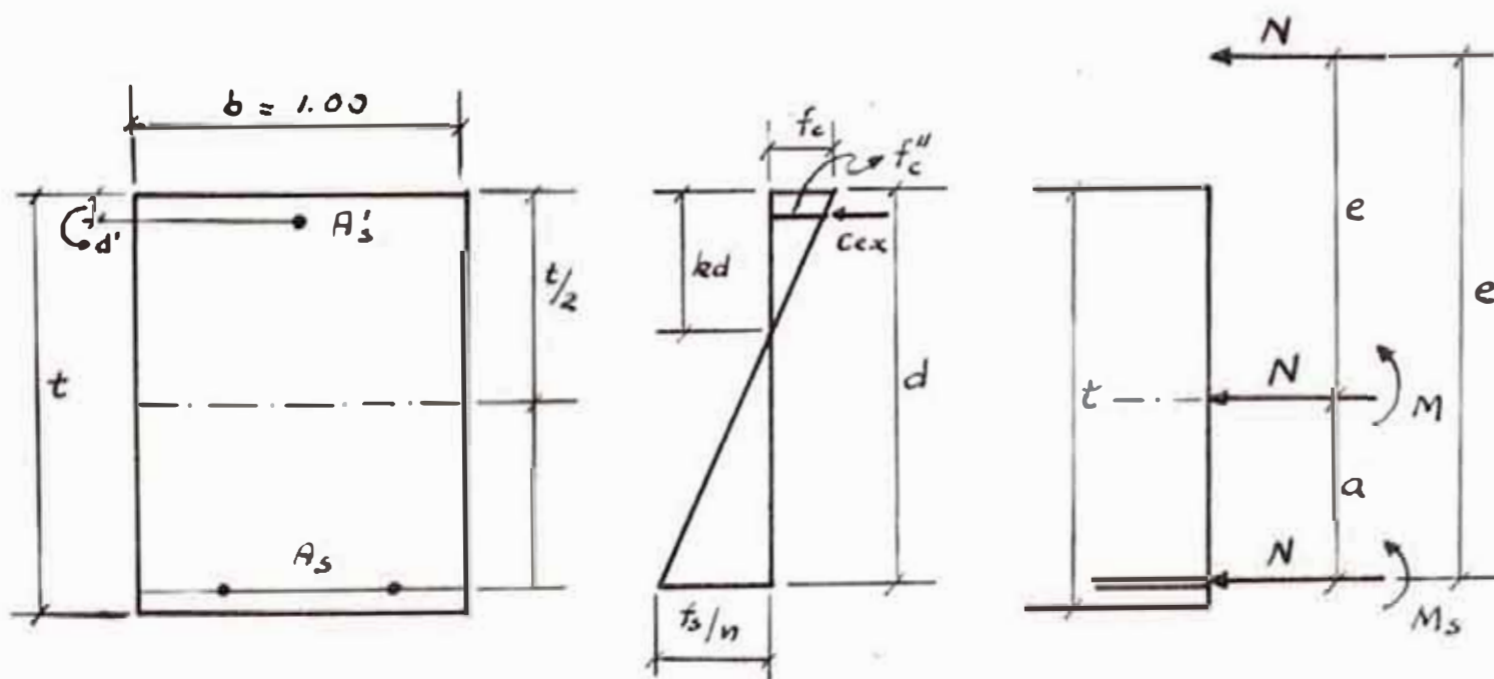
$$V_B = V_C = 22200 \neq 5890 \neq 24 = 28114$$

CONDICIONES DE CARGA PARA CADA SECCION

Secciones	M Kg-m	N Kg.	e m.
B y C	- 137984	28114 \neq 1300	29414 4.70
4A y 4D	- 106742	28114 \neq 4150	32264 3.31
3A y 3D	- 80385	28114 \neq 6750	34864 2.30
2A y 2D	- 53469	28114 \neq 9000	37114 1.44
1A y 1D	- 28116	28114 \neq 10920	39034 0.72
1A y 1D	\neq 4791	28114 \neq 10920	39034 0.12
A y D	- 14686	28114 \neq 12520	40634 0.36
A y D	\neq 39622	28114 \neq 12520	40634 0.98

Sección	Momento Kg-m	N Kg	e cm	t cm	d cm	$a = \frac{t}{2} - b$ cm	$e' = e + a$ cm	$M_s = Ne'$ Kg-m	$M_c = Kbd^2$ Kg-m	$M_r = M_s - M_c$ Kg-m	d-d'
B	-137984	29414	470	120	114	54	524	154400	179345	----	108
4A	-106742	32264	331	115	109	52	383	120200	163958	----	103
3A	- 80385	34864	230	101	95	45	275	95900	124541	----	89
2A	- 53469	37114	144	87	81	38	182	67800	90542	----	75
1A	- 28116	39034	72	73	67	31	103	40100	61948	----	61
1A	∕ 4791	39034	12	73	67	31	43	16750	61948	∕----	61
A	- 14686	40634	36	60	54	24	60	24300	40248	----	48
A	∕ 39622	40634	98	60	54	24	122	49500	40248	9252	48

Sección	$Cex = \frac{M_r}{a-d'}$ Kg	Rd cm	$f_c'' = f_c \frac{kd-d'}{Rd}$ Kg/cm ²	$f_s'' = (n-1)f_c''$ Kg/cm ²	$A_{s1} = \frac{M_s}{f_s d a}$ cm ²	$A_{s2} = \frac{N}{f_s t}$ cm ²	$A_s = A_{s1} - A_{s2}$ cm ²	Barras usadas a tension	$A_s' = \frac{Cex}{f_s - 2f_s''}$ cm ²	Barras usadas compres.
B	-----	42.7	72.1	649	110.6	21.0	89.6	∅ 1" a 5.7	-----	-----
4A	-----	40.8	71.6	644	90.0	23.0	67.0	∅ 1" a 7.6	-----	-----
3A	-----	35.6	70.0	630	82.5	24.9	57.6	∅ 1" a 9.0	-----	-----
2A	-----	30.3	67.3	606	68.4	26.5	41.9	∅ 1" a 12.0	-----	-----
1A	-----	25.1	63.8	574	48.8	27.9	20.9	∅ 1" a 24.0	-----	-----
1A	-----	25.1	63.8	574	20.8	27.9	-----	∅ 1" a 0.0	-----	-----
A	-----	20.2	59.0	531	36.7	29.0	8.1	∅ 1" a 62.0	-----	-----
A	19250	20.2	59.0	531	75.0	29.0	46.0	∅ 1" a 11.0	18.1	∅ 1" a 28



$f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$
 $k = 0.375$
 $n = 10$
 $f_c = 84 \text{ Kg/cm}^2$
 $j = 0.875$
 $K = 13.8$

Chequeo de las secciones por fuerza cortante, tensión diagonal y adherencia.- Según el A. C. I. para fierros estriados y anclaje ordinario:

$$v = 0.03 f_c' = 0.03 \times 210 = 6.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = 0.05 f_c' = 0.05 \times 210 = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Las especificaciones de la A. A . S. H. O. señalan que las losas diseñadas por momentos satisfacen los requisitos de corte y adherencia, por lo tanto solamente se hará el chequeo en el tope de la zapata.

Chequeo en el tope de la zapata:

$$V_{p.p.} = \frac{\Delta M}{L} = \frac{99844 \cancel{f} 28800}{5} = 25729 \text{ Kg.}$$

$$V_{s/c.} = \frac{\Delta M}{L} = \frac{37800 \cancel{f} 10892}{5} = 9738 \text{ Kg.}$$

Las fuerzas cortantes producidas por fraguado y aumento de temperatura se anulan y la producida por disminución de temperatura es de sentido contrario a la de peso propio y sobrecarga; considerandola, no se estaría en el caso mas desfavorable por lo que no se tomará en cuenta.

$$V_{emp.} = \frac{242 \cancel{f} 70}{5} = 62 \text{ Kg.}$$

Fuerza cortante total en el tope de la zapata:

$$V_T = 25729 \cancel{f} 9738 - 62 = 35405 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{35405}{100 \times 0.875 \times 54} = 7.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Siendo el valor de "v", mayor que el permisible es necesaria la colocación de estribos con lo cual se satisficará esta condición; pero también al hacer la distribución del acero se ha aumentado el area necesaria en esa zona y por lo tanto servirá para tomar el esfuerzo adicional existente

$$u = \frac{V}{\epsilon. j d} = \frac{35405}{29 \times 0.875 \times 54} = 24.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Como no satisface y no deseamos cambiar el diámetro de fierros veamos el perímetro necesario/

$$\epsilon_o = \frac{35405}{10.4 \times 0.875 \times 54} = 72 \text{ cm.}$$

$$A_s = 45.5 \text{ cm}^2 \text{ (que es lo que se colocará)}$$

Acero de repartición.-

$$\% = \frac{100}{3.28 L}$$

$$\% = \frac{100}{3.28 \times 24.5} = 11.1$$

$$A_{s_{rep.}} = 0.111 \times 98.5 = 10.9 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 1'' \text{ a } 44 = 11.4 \text{ cm}^2$$

Acero de temperatura

$$A_{s_{temp.}} = 0.001 b d$$

El valor en los nodos B y C será:

$$A_{s_{temp.}} = 0.001 \times 100 \times 114 = 11.4 \text{ cm}^2$$

El acero de temperatura se coloca en los sitios donde no hay armaduras principal o de repartición, en el presente caso existen tanto en el intrados como en el extrados, debido a lo cual no se colocará.

ESTUDIO Y DISEÑO DE LAS ZAPATAS

Zapata izquierda.- El terreno en este lado es una roca con un coeficiente de trabajo mínimo que lo podemos suponer en 20 Kg/cm^2 , tratándose de roca blanda. Realmente no se presenta problema alguno y el cálculo se reduce a fijar las dimensiones de acuerdo a consideraciones prácticas para el ancho y a las recomendaciones del A.C.I. para la profundidad. Así tendremos:

Un ancho de 70 centímetros, a fin de que un hombre pueda trabajar en el interior de la zanja.

En cuanto a la profundidad la requerida por la longitud de anclaje de los fierros de amarre y que según el A.C.I. está dada por la fórmula:

$$l = \frac{f_s \times a}{4u}$$

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

$$a = \emptyset = 2.54 \text{ cm.}$$

$$u = 0.05 f'_c = 0.05 \times 210 = 10.5$$

$$l = \frac{1400 \times 2.54}{4 \times 0.05 \times 210} = 85 \text{ cm.}$$

El terreno resiste por metro de ancho:

$$F = 70 \times 100 \times 20 = 140000 \text{ Kg.}$$

El valor de F está bastante por encima de la máxima reacción vertical del pórtico. A fin de lograr un buen empotramiento en la zapata las paredes de la zanja deben ser rugosas y limpiarse bien con un cepillo de acero para cubrirlas enseguida con una pasta de agua y cemento e iniciar el llenado antes que dicha pasta haya fraguado. En la pared exterior del miembro vertical o sea aquella que va a estar en contacto con la roca se colocará una lámina de cartón comprimido. 9

Zapata derecha. - En este lado se tiene un conglomerado cuyo coeficiente de trabajo se puede suponer de 4 Kg/cm^2 , como mínimo, tomando en cuenta la calidad del material y posible acción de socavación del río vamos a cimentar sobre pilotes hasta llegar a los estratos del terreno rocoso que se encuentran debajo del lecho del río.

La zapata será diseñada considerando 2 casos:

- 1) Esfuerzos producidos por la máxima carga vertical con su correspondiente fuerza horizontal.
- 2) Esfuerzos producidos por el máximo empuje horizontal con su correspondiente reacción vertical.

CASO # 1

$$V_{\text{max.}} = V_{\text{p.p.}} \neq V_{\text{s/c}} \neq V_{\text{elemen. horiz.}} - V_{\text{emp.}}$$

$$V_{\text{s/c.}} = 3852 \times 2.08 \neq 963 \times 0.76 = 8010 \neq 732 = 8724 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{max.}} = 22200 \neq 8724 \neq 12520 - 24$$

$$V_{\text{max.}} = 43438 \text{ Kg.}$$

Fuerza horizontal total:

$$H_T = \frac{M_{\text{p.p.}} \neq M_{\text{s/c}} \neq M_{\text{emp.}}}{h} \quad \frac{6}{R_{\text{emp.}}}$$

$$M_{\text{p.p.}} = 99844 \neq 28800 = 128644$$

$$M_{\text{emp.}} = -3522 \neq 340 = -3182$$

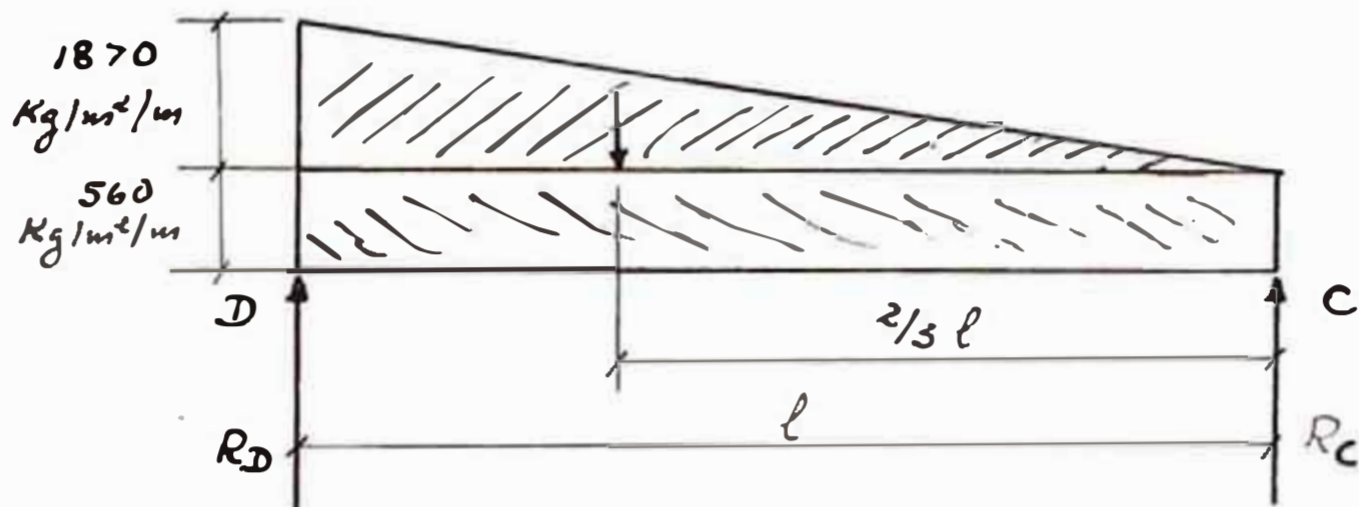
Para determinar $M_{\text{s/c.}}$ es necesario encontrar el momento en el nodo C para la posición del tren de cargas que da el máximo esfuerzo cortante, determinando a la vez el momento en D.

$$M_C = 3852 \times 5.26 \neq 963 \times 4.95 = 20200 \neq 4770 = 24970$$

$$M_D = 24970 \times 0.29 = 7240$$

$$M_{s/c} = 24970 \neq 7240 = 32210 \text{ Kg-m.}$$

Reacción isostática del empuje



$$R_D = \frac{560 \times 5.00}{2} \neq \frac{1870 \times 5.00}{2} \times \frac{2}{3} \times \frac{5.00}{5.00}$$

$$R_D = 1400 \neq 3117 = 4517 \text{ Kg.}$$

$$R_{emp.} = 4517 \text{ Kg.}$$

$$H_T = \frac{128644 \neq 32210 - 3182}{5} - 4517$$

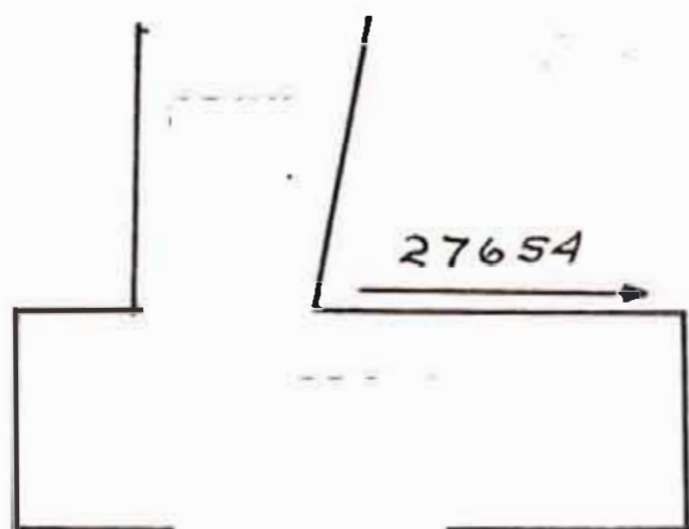
$$H_T = 27654 \text{ Kg.}$$

El momento actuante en el tope de la zapata para estas condiciones es:

$$M = M_{p.p} \neq M_{s/c.} \neq M_{emp.} = 28800 \neq 7240 - 3522 =$$

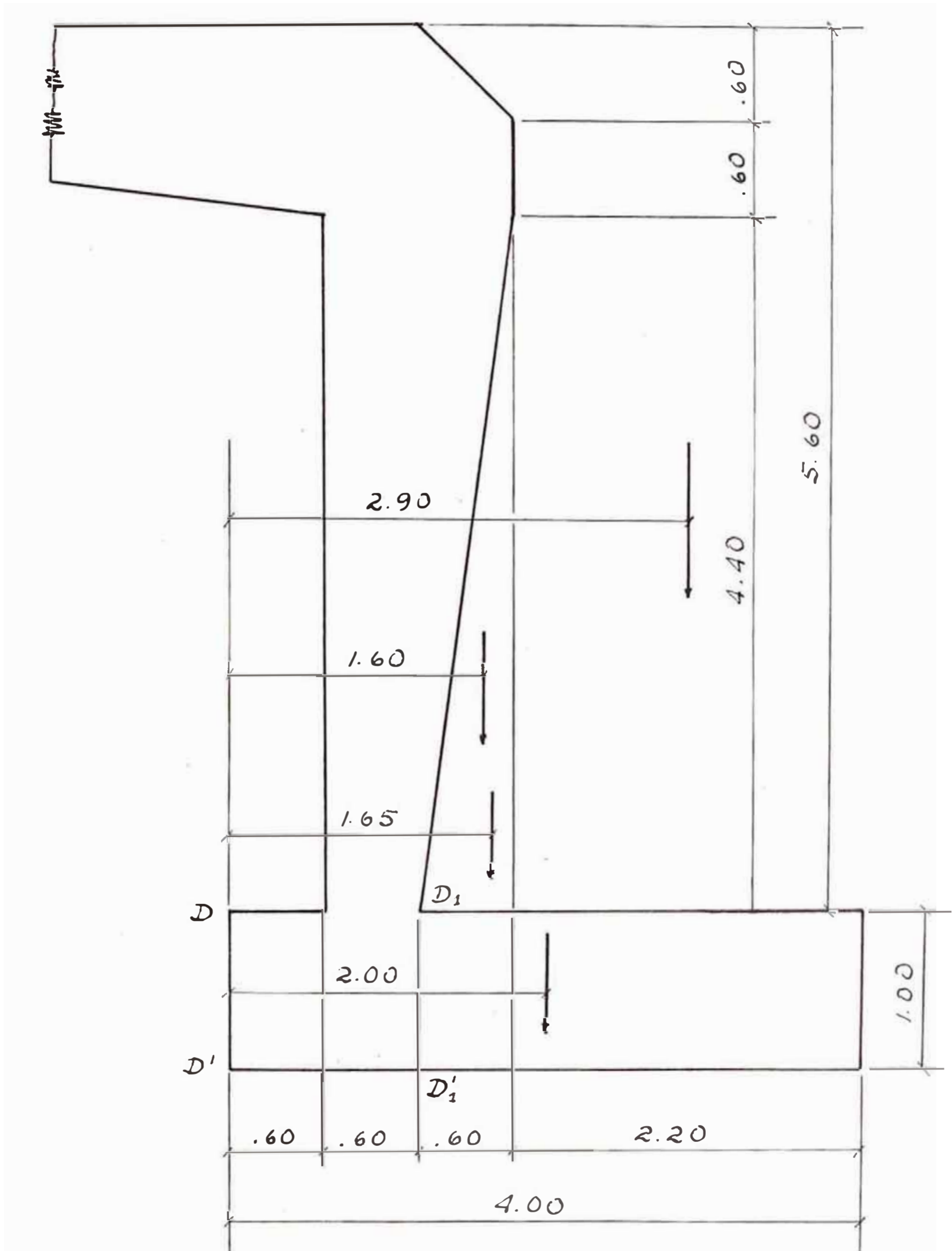
$$M = 32518 \text{ Kg-m.}$$

Este momento lo podemos considerar como producido por una fuerza ex-céntrica que actúa a una distancia del eje de la pierna de



$$e = \frac{32518}{43438} = 0.75 \text{ m.}$$

PERFIL DE ENSAYO



Fuerzas actuantes:

a) Peso del rectángulo de conglomerado

$$2.20 \times 5.60 \times 1.00 \times 1700 = 21000 \text{ Kg.}$$

b) Peso del triángulo de conglomerado

$$\frac{0.60 \times 4.40}{2} \times 1.00 \times 1700 = 2250 \text{ Kg.}$$

c) Peso de la zapata

$$4.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 9600 \text{ Kg.}$$

Tomando momentos con respecto a DD':

$$21000 \times 2.90 = 60900 \text{ Kg-m.}$$

$$43438 \times 1.65 = 71700 \text{ Kg-m.}$$

$$2250 \times 1.60 = 3600 \text{ Kg-m.}$$

$$9600 \times 2.00 = 19200 \text{ Kg-m.}$$

$$76288 \text{ Kg.} \quad 155400 \text{ Kg-m.}$$

El punto de aplicación de la resultante de las fuerzas verticales, estará a una distancia de DD' igual a:

$$x' = \frac{155400}{76288} = 2.04 \text{ m.}$$

Componiendo la fuerza horizontal con la resultante de las fuerzas verticales, se determina en que punto la resultante total corta a la base de la zapata.

Tomando momentos con respecto al punto D₁

$$27654 \times 1.00 = 76288 \times x''$$

$$x'' = \frac{27654}{76288} = 0.36$$

Veamos si pasa por el tercio central:

$$x' \neq x'' = 2.04 \neq 0.36 = 2.40 < 2.67$$

La excentricidad será:

$$2.40 - 2.00 = 0.40 \text{ m.}$$

Valor de las presiones.- Se determinan por medio de la fórmula:

$$p = \frac{V}{a \times b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$p = \frac{76288}{100 \times 400} \left(1 \pm \frac{6 \times 40}{400} \right)$$

$$P_1 = 3.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 = 0.76 \text{ Kg/cm}^2$$

CASO # 2

El **máximo** empuje horizontal se producirá cuando a su vez en C exista el **máximo** momento.

$$H_{\max.} = \frac{M_{p.p.} \neq M_{s/c.}}{h} - H_{isost.}$$

$$M_{p.p.} = 128644 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{s/c.} = 37800 \neq 0.29 \times 37800 = 48750 \text{ Kg-m.}$$

$$H_{isost.} = 4517 \text{ Kg.}$$

$$H_{\max} = \frac{128644 \neq 48750}{5} - 4517$$

$$H_{\max} = 30962 \text{ Kg.}$$

Las fuerzas verticales correspondientes son:

$$V_{p.p.} = 22200 \neq 12520 = 34720 \text{ Kg.}$$

$$V_{s/c.} = 5890 \text{ Kg.}$$

$$V_{emp.} = - 23 \text{ Kg.}$$

$$V_{Total} = V_{p.p.} \neq V_{s/c.} \neq V_{emp.} = 34720 \neq 5890 - 23$$

$$V_{Total} = 40587 \text{ Kg.}$$

El momento actuante en estas condiciones es:

$$M = 28800 \neq 10892 - 3522$$

$$M = 36170 \text{ Kg-m.}$$

$$e = \frac{36170}{40587} = 0.89 \text{ m.}$$

Resultante y punto de aplicación a partir de DD' de las fuerzas verticales:

$$21000 \times 2.90 = 60900 \text{ Kg-m.}$$

$$2250 \times 1.60 = 3600 \text{ Kg-m.}$$

$$9600 \times 2.00 = 19200 \text{ Kg-m.}$$

$$40587 \times 1.79 = 72700 \text{ Kg-m.}$$

$$73437 \text{ Kg.} \quad 156400 \text{ Kg-m.}$$

$$x' = \frac{156400}{73437} = 2.12 \text{ m.}$$

Componiendo la fuerza horizontal con la resultante de las fuerzas verticales se determina en que punto la resultante total corta a la base de la zapata.

Tomando momentos con respecto al punto D₁

$$30962 \times 1.00 = 73437 \times x''$$

$$x'' = \frac{30962}{73437} = 0.42 \text{ m.}$$

Veamos si pasa por el tercio central

$$x' \neq x'' = 2.12 \neq 0.42 = 2.54 < 2.67$$

La excentricidad será:

$$2.54 - 2.00 = 0.54 \text{ m.}$$

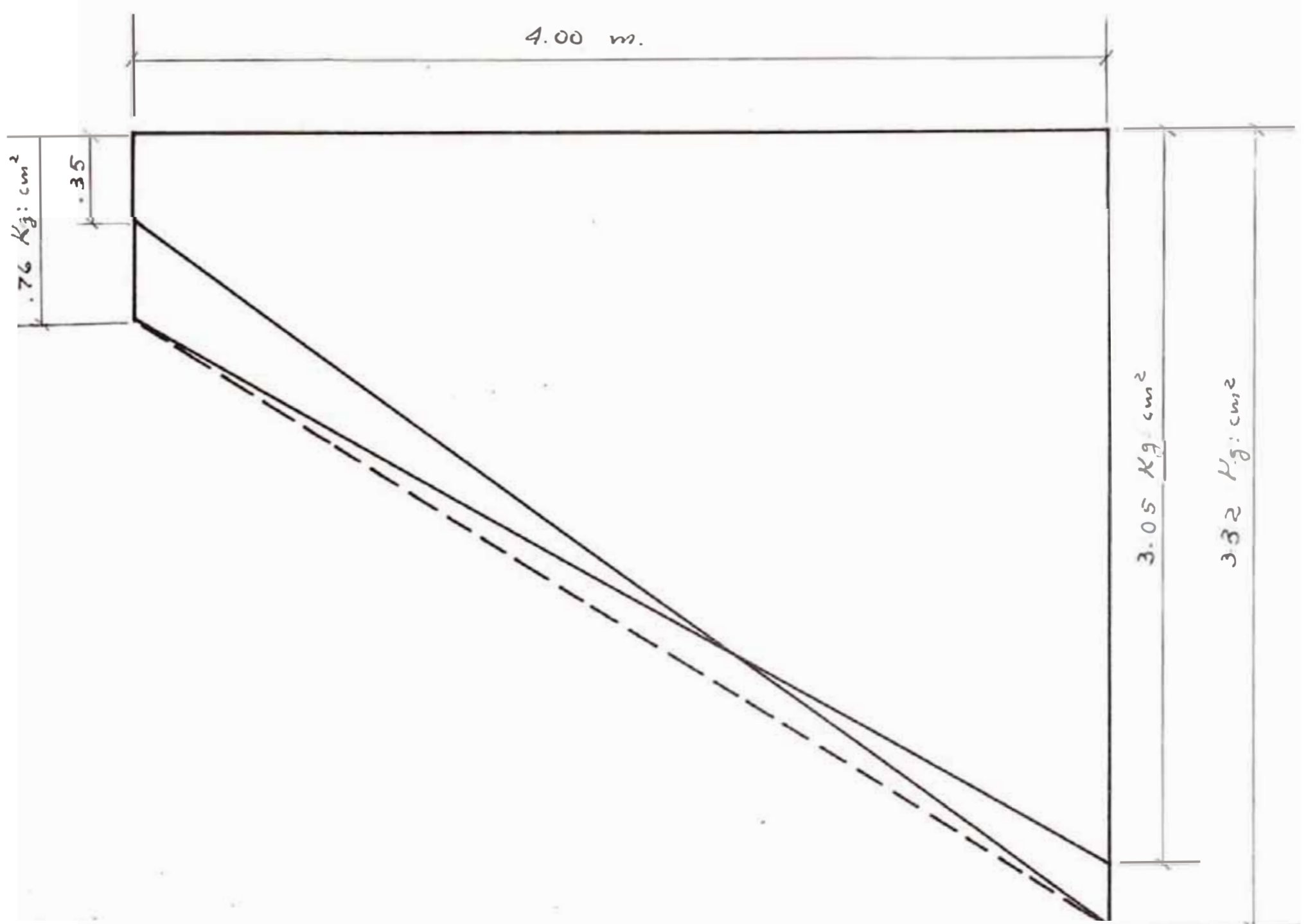
Valor de las presiones.-

$$p = \frac{73437}{100 \times 400} \left(1 \pm \frac{6 \times 54}{400} \right)$$

$$p_1 = 3.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p_2 = 0.35 \text{ Kg/cm}^2$$

DIAGRAMA DE PRESIONES



PILOTAJE

En vista de que el terreno en la margen derecha no ofrece ninguna seguridad a la cimentación del miembro vertical, se ha recurrido al empleo de pilotes hasta llegar a la roca que la hemos supuesto a 10 metros de profundidad.

Se emplearán pilotes de concreto armado y para el diseño se tomará como base las presiones máximas que se producen.

$$\text{Presión promedio} = \frac{3.32 + 0.76}{2} = 2.04 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza total en 1 m. de ancho de la zapata será:

$$F = 2.04 \times 100 \times 400 = 81600 \text{ Kg.}$$

Si elegimos pilotes de 16" de lado, la A.A.S.H.O especifica que la resistencia práctica de dichos pilotes es de 32 toneladas, colocando 3 pilotes, la resistencia de cada uno será:

$$R = \frac{81600 \text{ Kg}}{3} = \frac{90 \text{ T.6}}{3} = 30 \text{ T.}$$

O sea que los pilotes de 16" resisten perfectamente las 30 T, ya que se tiene:

$$30 < 32$$

Como el diagrama de presiones no es rectangular sino trapezoidal debemos determinar las distancias a que se colocarán los pilotes a fin de lograr que su resistencia sea lo mas uniforme posible, esto se logra por medio del método gráfico indicado a continuación:

Las siguientes son algunas de las recomendaciones principales de la A.A.S.H.O para pilotes de concreto armado y que se han cumplido:

- 1) La separación mínima de los pilotes, centro a centro será de 2' 6" (76 cm. < 1.00 m.)
- 2) La separación mínima entre el centro del pilote y la cara de la zapata será $d/2 \neq 9"$ (42.5 cm. < 43 cm.)
- 3) Los pilotes se introducirán como mínimo 9" (23 cm. < 30 cm.)
- 4) La altura mínima de la cabeza del pilote al borde superior de la zapata será de 18" (45 cm. < 70 cm.)
- 5) Las esquinas deben llevar un chaflán de por lo menos 1"
- 6) El recubrimiento mínimo para pilotes en agua salada será de 3" y para pilotes en agua dulce de 2".

Refuerzo del pilote.- Este será igual al 2% de la sección transversal

$$A_g = 0.02 A_g = 0.02 \times 40 \times 40 = 32 \text{ cm}^2 \quad 8 \text{ } \phi \text{ } 7/8"$$

Se le colocarán estribos a 30 centímetros.

Verificación del pilote al izaje.- En la manipulación de los pilotes ya sea para su traslado o izaje, llegarán a trabajar como vigas.

Si se van a izar tomándolos por dos puntos equidistantes de los extremos, tendremos el caso de una viga apoyada en dichos puntos y con voladizos iguales, si se busca que los momentos en los apoyos y en el medio central sean iguales, entonces, es necesario que los apoyos estén a 0.207 L, de los extremos, o sea en el presente caso a:

$$0.207 \times 10 = 2.07 \text{ m.}$$

$$M_A = M_B = M_C = w \frac{L^2}{2}$$

$$w = 0.40 \quad 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 384 \text{ Kg/m.}$$

$$L^2 = 2.07 \text{ m.}$$

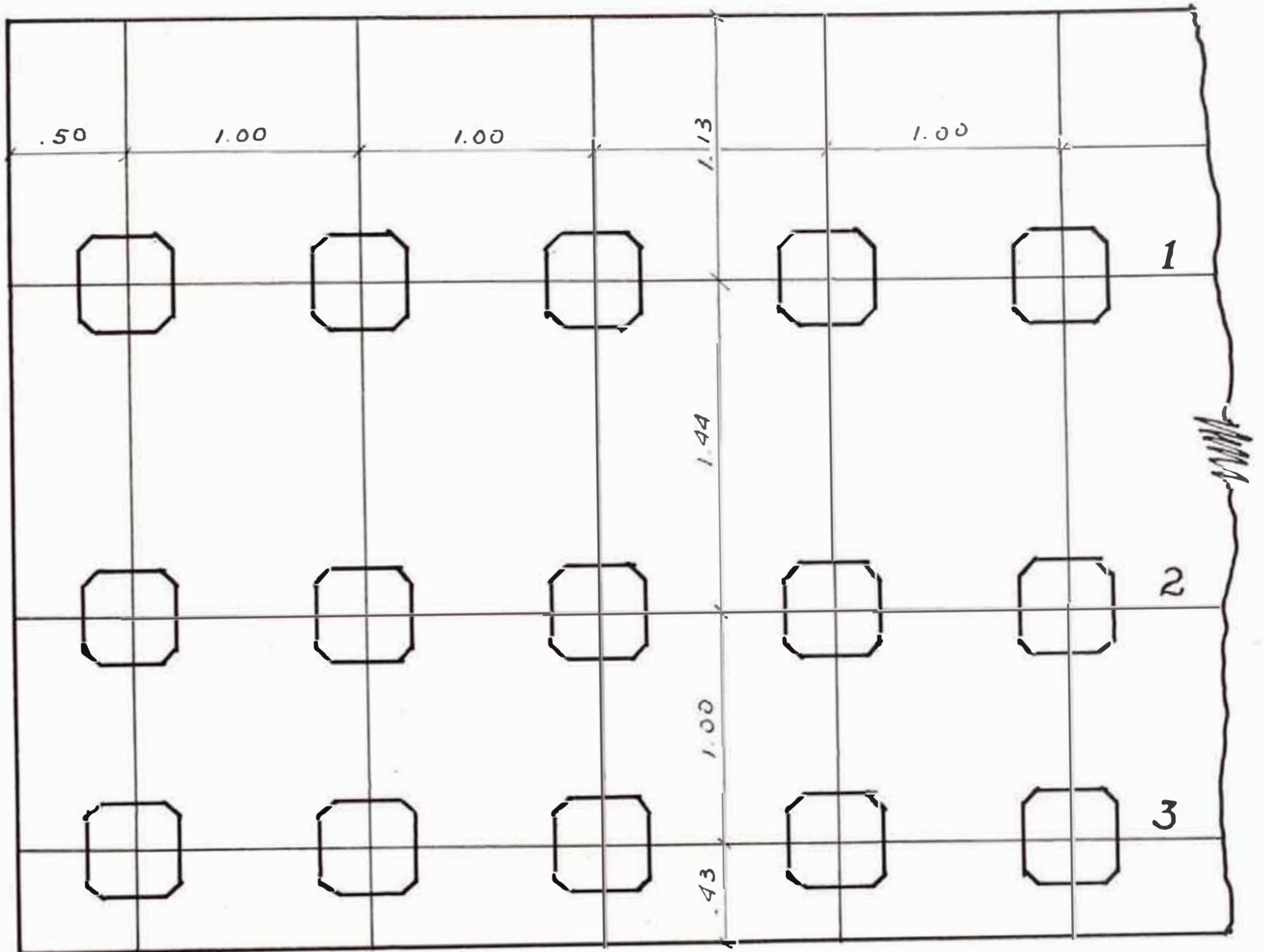
$$M_A = \frac{384 \times 2.07^2}{2} = 825 \text{ Kg-m.}$$

El momento resistente en cualquier punto del pilote es:

$$M = K b d^2 \quad 13.8 \times 0.40 \times 40^2 = 883 \text{ Kg-m.}$$

El pilote resistirá el izaje por tener $883 > 825$

DISPOSICION DE LOS PILOTES



Las cargas verdaderas sobre cada pilote obtenidas del diagrama de presiones serán:

Pilotes 1

$$\frac{0.76 \text{ / } 1.88}{2} \times 197 \times 100 = 26000 \text{ Kg.}$$

Pilotes 2

$$\frac{1.88 \text{ / } 2.16}{2} \times 48 \times 100 \text{ / } \frac{2.16 \text{ / } 2.66}{2} \times 66 \times 100 =$$

$$= 25600 \text{ Kg.}$$

Pilotes 3

$$\frac{2.66 \text{ / } 3.32}{2} \times 89 \times 100 = 26600 \text{ Kg.}$$

Cálculo del acero en la zapata.- Se calculará el acero como un cantiliver, el cual está sometido a fuerzas verticales hacia abajo que son: el peso de la zapata y el peso de la tierra, y hacia arriba las transmitidas por los pilotes.

Cálculo de la parte D₁E

El peso de los materiales que actúan son:

Peso del rectángulo de conglomerado.

$$2.2 \times 5.60 \times 1.00 \times 1700 = 21000 \text{ Kg.}$$

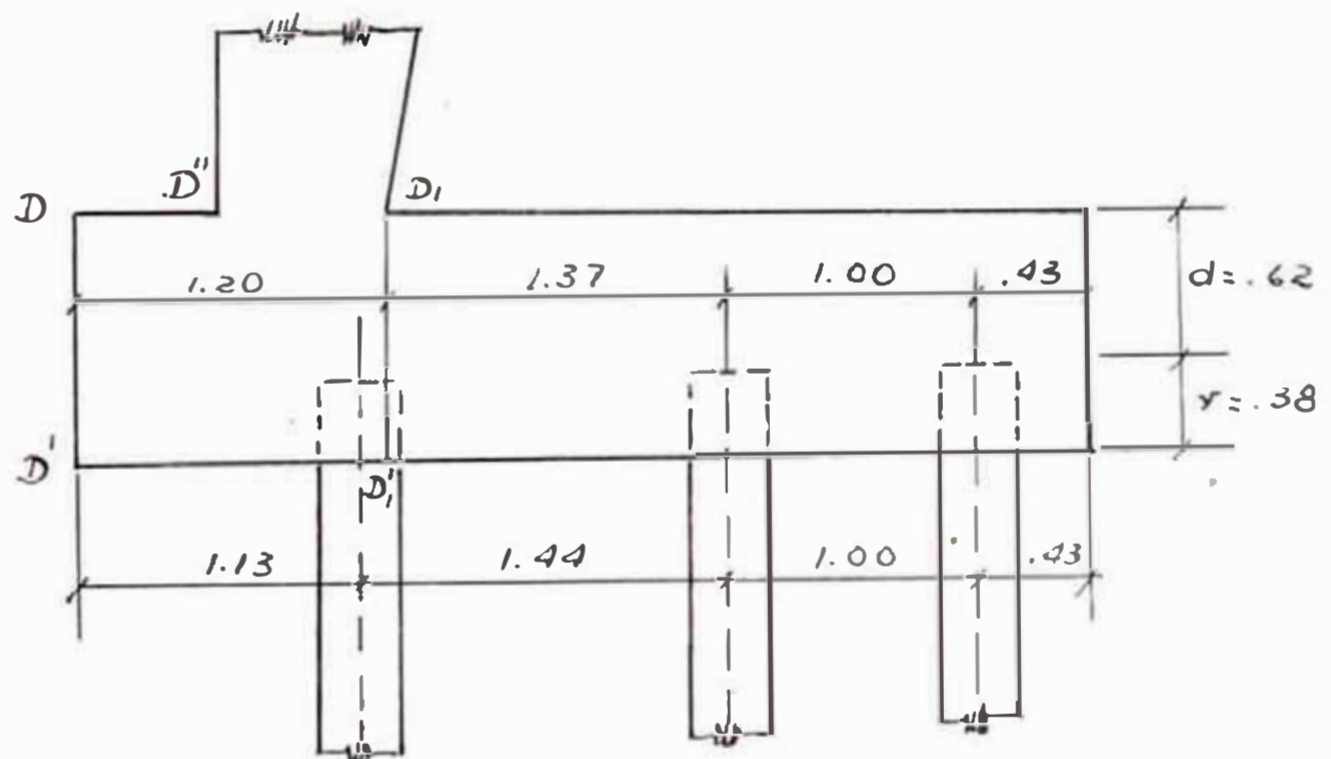
Peso del triángulo de conglomerado.

$$\frac{0.60 \times 4.40}{2} \times 1.00 \times 1700 = 2250 \text{ Kg.}$$

Peso de la zapata.

$$2.80 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 6720 \text{ Kg.}$$

Tomando momentos con respecto a D₁D₁'



1) de arriba hacia abajo:

21000 x 1.70	=	35700 Kg-m.
2250 x 0.40	=	900 Kg-m.
6720 x 1.40	=	9400 Kg-m.
29970 Kg.	=	46000 Kg-m.

2) de abajo hacia arriba:

25600 x 1.37	=	35000 Kg-m.
26600 x 2.37	=	63000 Kg-m.
52200 Kg.	=	98000 Kg-m.

Luego: $V_M = 52200 - 29970 = 22230$ (hacia arriba)

$$M_{\max.} = 98000 - 46000 = 52000 \text{ Kg-m. (cara inferior tendida)}$$

Chequeo de la altura.-

$$d = \sqrt{\frac{M}{K}} = \sqrt{\frac{52000}{13.8}} = 61.2 \text{ cm.}$$

Considerando 62 cm. $h = 62 / 38 = 1.00 \text{ m.}$

Areas de acero

a) Acero principal:

$$A_s = \frac{52000}{1400 \times 0.875 \times 62} = 68.5 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 1'' \text{ a } 7.4 \text{ cm.}$$

b) Acero de repartición:

$$\% = \frac{100}{3.28 \times 4.00} = 27.6$$

$$A_{s_r} = 68.5 \times 0.276 = 18.9 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 1'' \text{ a } 27 \text{ cm.}$$

Chequeo por esfuerzo cortante y adherencia

$$v = \frac{V_{\max}}{b j d} = \frac{22230}{109 \times 0.875 \times 62} = 4.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.1 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2 = 0.02 f_c'$$

Para la adherencia

$$u = \frac{V_{\max}}{\epsilon_o j d} = \frac{22230}{109 \times 0.875 \times 62} = 3.77 \text{ Kg/cm}^2$$

Para barras corrugadas el valor permisible de "u" es:

$$u = 0.075 f_c' = 0.075 \times 210 = 15.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el cálculo de la parte DD", esta actua como un cantiliver bajo su propio peso.

$$p.p. = 0.60 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 1440 \text{ Kg.}$$

El momento máximo será:

$$M = 1440 \times 0.30 = 432 \text{ Kg-m.}$$

Area de acero

$$A_s = 1400 \times \frac{432}{0.875} \times 62 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

Para la parte DD", emplearemos la misma cantidad de acero, que para la parte D₁E, aunque no se necesita.

SARDINEL Y BARANDA

La AASHO en sus especificaciones indica que la baranda se deberá calcular para una fuerza horizontal de 225 Kg/m. y otra vertical simultanea de 148 Kg/m.

En el presente proyecto se usará una baranda de tubo galvanizado de 2" de diámetro, entrando de metro en metro sostenida por postes de tubo igual, empotrados en el sardinel 15 centímetros y tendrá una altura de 85 centímetros sobre el sardinel. Las uniones serán ~~en~~ piezas en cruz para ~~la inferior~~ y en T para la superior.

Para el sardinel las Especificaciones de la AASHO indican que deberá diseñarse para resistir una fuerza horizontal de 750 Kg/m. aplicada a 25 centímetros del piso del puente. En el presente proyecto se va a aumentar la losa en 25 centímetros en los extremos o sea en los sardineles de 50 centímetros cada uno.

El momento en la base del sardinel será:

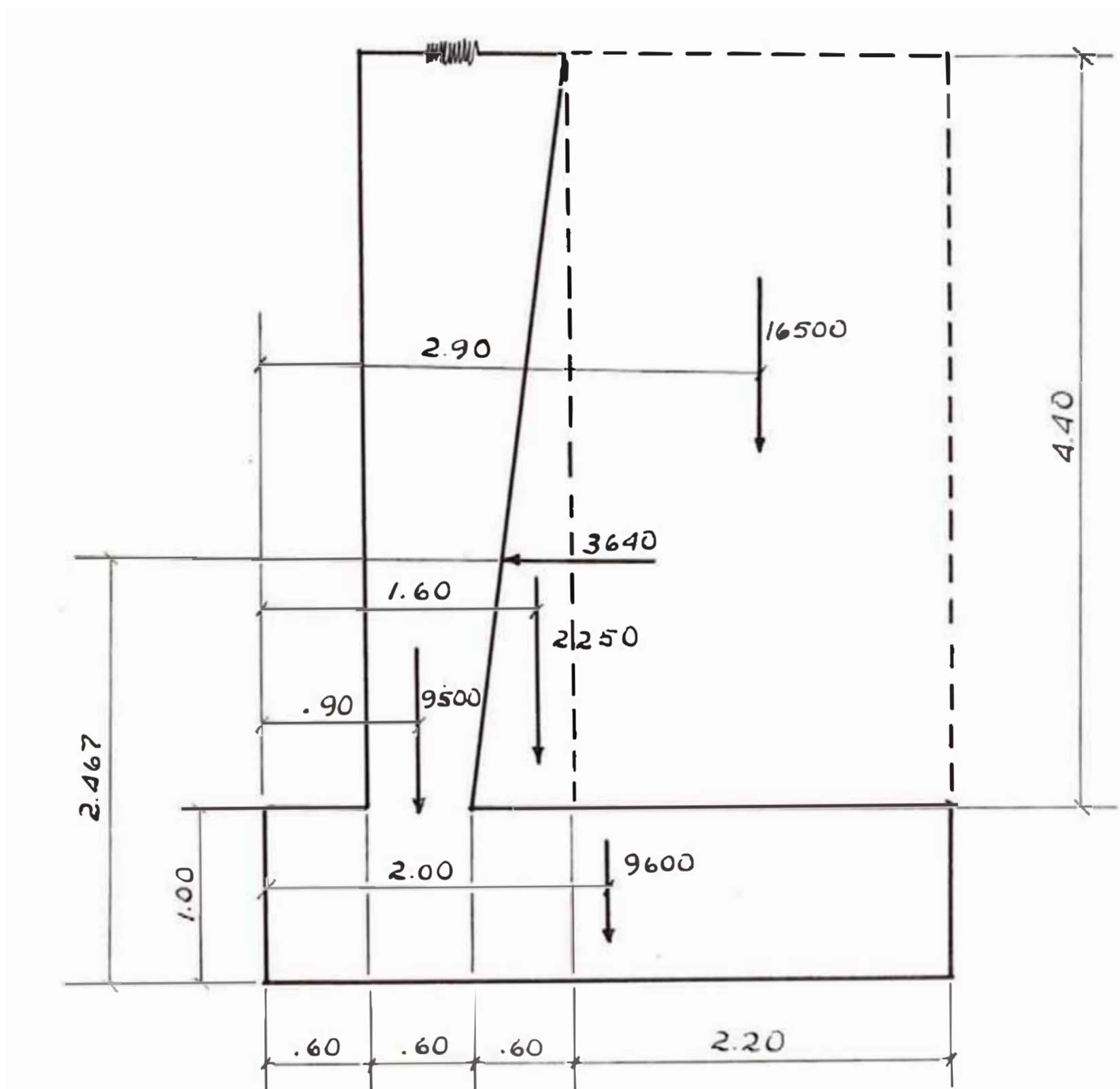
$$M = 750 \times 0.25 \times 225 \times 1.10 = 436 \text{ Kg/m/m.}$$

El área necesaria de acero será:

$$A_s = 1400 \times \frac{43600}{0.875} \times 44 = 0.81 \text{ cm}^2.$$

Por ser el área tan pequeña usaremos \emptyset 1/2" a 25 y como acero de repartición la misma cantidad.

Chequeo del miembro vertical actuando como muro de sostenimiento.- En vista de que la zapata ha sido diseñada, tomando en cuenta el peso que constituye el relleno de tierras, habrá que hacer dicho relleno antes de vaciar el miembro horizontal; por lo tanto bajo estas condiciones el miembro vertical actuará como un muro de sostenimiento.



El empuje de tierras se puede considerar como una carga triangular cuyo valor en la base del miembro vertical es:

$$W = w h c$$

$$w = \text{densidad de las tierras} = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$h = \text{altura del relleno} = 4.40 \text{ m.}$$

$$c = \text{constante} = \frac{1 - \text{sen } \theta}{1 + \text{sen } \theta} = 0.22$$

$$\theta = \text{ángulo de reposo del material} = 40^\circ$$

$$W = 1700 \times 4.40 \times 0.22 = 1650 \text{ Kg/m.l.}$$

El empuje horizontal total vale:

$$E = \frac{W h}{2} = 1650 \times \frac{4.40}{2} = 3640 \text{ Kg.}$$

Su punto de aplicación está situado respecto de la base a un tercio de la altura

$$\frac{4.40}{3} = 1.467 \text{ m.}$$

El peso propio del miembro vertical se considera actuando sobre su eje.

$$P = 1.20 \times \frac{0.60}{2} \times 4.40 \times 2400 = 9500 \text{ Kg.}$$

Peso de las tierras del relleno:

a) Peso del rectángulo:

$$2.20 \times 4.40 \times 1700 = 16500 \text{ Kg.}$$

b) Peso del triángulo:

$$0.60 \times \frac{4.40}{2} \times 1700 = 2250 \text{ Kg.}$$

c) Peso propio de la zapata:

$$4.00 \times 1.00 \times 2400 = 9600 \text{ Kg.}$$

Resultante total de las fuerzas verticales y posición con respecto al eje del miembro vertical.

$$\begin{array}{r} 16500 \times 2.00 = 33000 \text{ Kg-m.} \\ 2250 \times 0.70 = 1580 \text{ Kg-m.} \\ 9600 \times 1.10 = 10570 \text{ Kg-m.} \\ 9500 \times 0 = 0 \\ \hline 37850 \text{ Kg.} \qquad 45150 \text{ Kg-m.} \end{array}$$

$$x = \frac{45150}{37850} = 1.19 \text{ m.}$$

Chequeo del miembro vertical por momentos.- El momento actuante en la base del miembro vertical debido al empuje horizontal vale:

$$M = \frac{E h}{3} = \frac{3640 \times 4.40}{3} = 5330 \text{ Kg-m.}$$

Valor del momento resistente.

$$M_c = K b d^2 = 13.8 \times 100 \times 54^2 = 40248 \text{ Kg-m.}$$

Area de acero requerida.

$$A_s = \frac{533000}{1400 \times 0.875 \times 54} = 8.08 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 1" \text{ a } 63$$

El que existe debido al diseño es: $\emptyset 1" \text{ a } 18.1$

Chequeo del conjunto formado por el elemento vertical y la zapata.-

Coefficiente de volteo:

Tomando momentos respecto del extremo DD' de la zapata

$$C.V. = \frac{37850 \times 2.09}{3640 \times 2.467} = 8.8$$

Coefficiente de deslizamiento:

$$C.D. = \frac{V_t \times f}{E} =$$

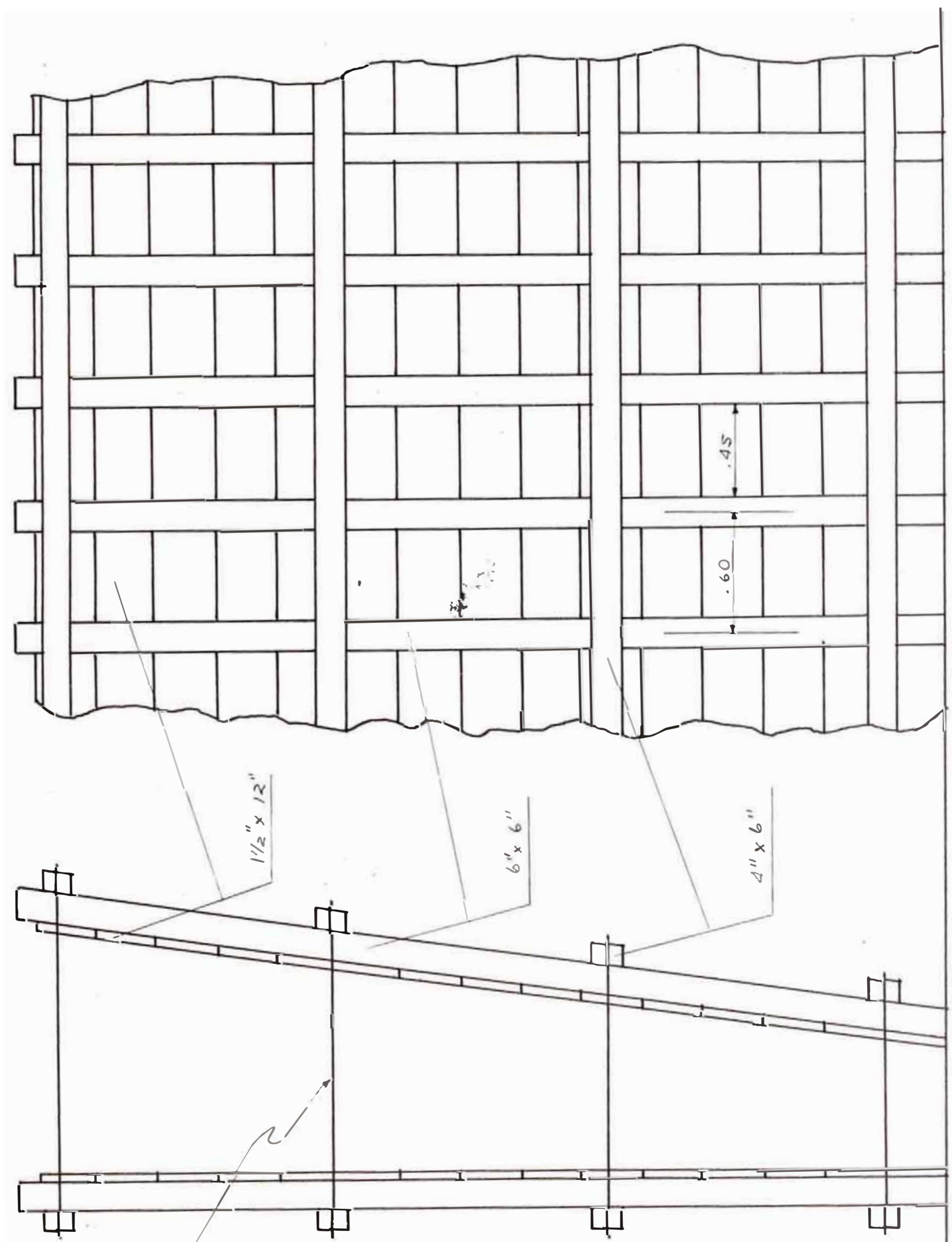
Siendo $f =$ coeficiente de fricción $= 0.7$

$$C.D. = \frac{37850 \times 0.7}{3640} = 7.3$$

ENCOFRADO

La madera utilizada para encofrados en el presente proyecto, será Pino Oregon (P.O.), cuyas características son las siguientes:

Nombre	E	P.E	Trac.	Compresión Kg:cm ²		Flex.	Corte ₂ Kg:cm		Aplastamiento Kg:cm ²	
	Kg:cm ²	Kg:m ³	Kg:cm ²	//FIBRA	IFIBRA	Kg:cm ²	//FIBRA	IFIBRA	//FIBRA	IFIBRA
P.O.	90000	780	90	50	20	100	15	30-40	100	40



Encofrado del miembro vertical en la margen derecha

La obra básica para el diseño de encofrados tomada en consideración es la de A. E. Wynn titulada "Design and Construction of formwork for Concrete Structures"

Encofrado del miembro vertical en la margen derecha - Dimensionamiento

El espesor del entablado será de 1 1/2", la escuadría de los postes verticales 6"x6" y la de los largueros 4"x6".

Separación de los postes.- Para determinar la separación de los postes verticales, entramos a la Tabla # 2 de la obra de Wynn con la altura de la pared igual a 14.5' y espesor del entablado de 1 1/2", para mayor seguridad y por no encontrar para la altura de 14.5', hemos considerado la correspondiente a 16' y que es: $l = 18"$ y el espaciamento centro a centro será: $l = 18" \div 6" = 3 = 24"$

Separación entre largueros.- Esta se obtiene de la Tabla # 10, entrando con los valores:

Escuadría de los postes = 6" x 6"

Espesor del entablado = 1 1/2"

Altura de la pared = 14.5'

Se obtiene las siguientes separaciones de abajo hacia arriba:

12", 51", 54", 54"

Luego el último larguero estará a una distancia de: $174" - 171" = 3"$ del tope del miembro vertical.

Presión sobre los largueros.- Se determina por medio de la fórmula:

$$P = w h' l s$$

En la cual se tiene:

w = densidad del concreto sin fraguar = 100 lb/pie² para $20' > h > 10'$

h' = altura desde el tope del miembro vertical al larguero considerado = 13.5'

l = separación entre postes = 24" = 2'

s = separación entre largueros o ancho de influencia sobre el larguero = 3.125'

Reemplazando valores:

$$P = 100 \times 13.5 \times 2 \times 3.125 = 8440 \text{ lb.} = 3820 \text{ Kg.}$$

Chequeo de los postes.- La parte mas peligrosa de los postes es la

comprendida entre los dos últimos largueros inferiores, pues allí se produce la máxima presión encontrada. Si la convertimos a una carga uniformemente repartida por metro tendremos:

$$W = \frac{P}{s} = \frac{8440 \text{ lb.}}{51''} = \frac{3820 \text{ Kg.}}{1.29 \text{ m.}} = 2950 \text{ Kg/m.}$$

El máximo momento actuante en dicho tramo será:

$$M = \frac{W l^2}{10} = \frac{2950 \times 1.29^2}{10} = 492 \text{ Kg-m.}$$

Momento resistente del poste de 6" x 6":

$$M_r = \frac{100 \times 0.152 \times 15.2^2}{6} = 587 \text{ Kg-m.}$$

$$492 < 587$$

Chequeo de los largueros.- Se hará solamente al esfuerzo cortante que es a lo que están sometidos en sus apoyos y que tienen un valor de 3820 kilogramos.

El máximo esfuerzo de corte producido es:

$$V_{\text{max.}} = \frac{3}{2} \frac{V}{b \times h} = \frac{3 \times 3820}{2 \times 10 \times 15} = 38.2 \text{ Kg/cm.}^2$$

$$38.2 < 40$$

Diseño de los pernos.- El encofrado de la cara interior y de la cara exterior del miembro vertical irán unidos a su vez con pernos en cada punto de unión de los postes y largueros y que estarán sometidos a tracción, contrarrestando las presiones. Consideraremos la presión determinada para el último larguero.

La carga que actúa sobre cada perno es:

$$P = 3820 \times 2 = 7640 \text{ Kg.}$$

Area de acero necesaria:

$$A_s = \frac{7640}{1400} = 5.46 \text{ cm.}^2$$

Usaremos pernos de 1 1/8", cuya area es de 6.28 cm.² y que satisficará ampliamente, los huecos se abrirán de 1 1/4".

Diseño de las planchas metálicas.- El area requerida por las planchas metálicas o arandelas que van a repartir los esfuerzos a la madera de modo que estas no fallen por cizayamiento será igual a la fuerza dividida entre el esfuerzo permisible de la madera al corte normal a las fibras, adicionada el area del hueco.

$$A_s = \frac{P}{f_c} \neq A_h = \frac{3820}{40} \neq 7.95 = 103.45 \text{ cm}^2$$

Usaremos una plancha de 4" x 4" = 103.2 cm²

Espesor de la plancha.- Se determina por medio de la fórmula:

$$e = \frac{1}{220} \sqrt{\frac{w A p}{d}}$$

En la fórmula:

e = espesor de la plancha en pulgadas

w = presión de la plancha en lb/pd²

A = diferencia entre el area de la plancha y el area de la tuerca en pulgadas cuadradas

p = proyección de la lámina sobre el extremo de la tuerca en pulgadas

d = lado de la tuerca en pulgadas

Usando tuercas de 2" y reemplazando los valores:

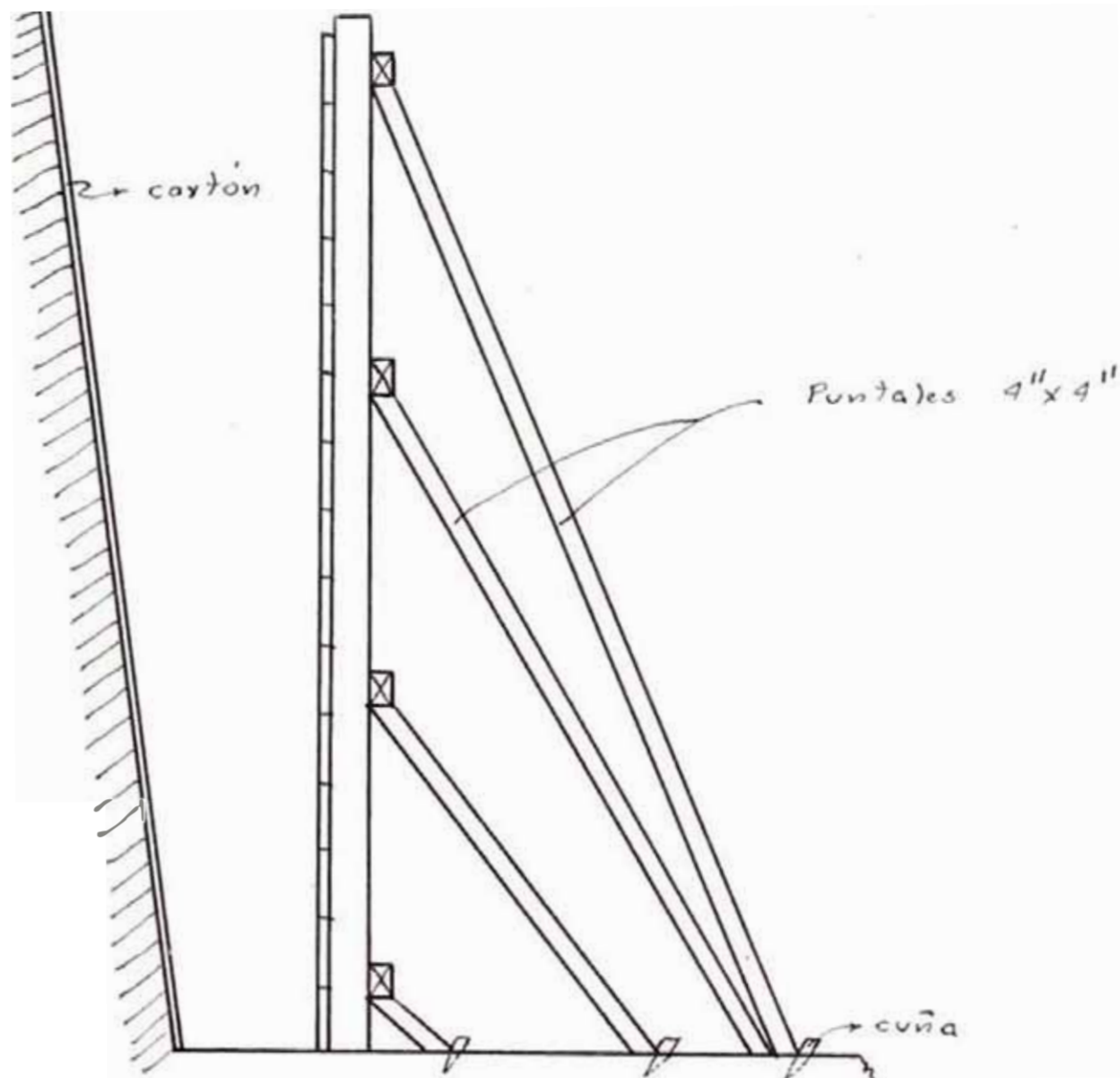
$$w = 40 \text{ Kg/cm}^2 ; A = 16 - 4 = 12 ; p = 1" ; d = 2"$$

$$e = \frac{1}{220} \sqrt{\frac{571 \times 12 \times 1}{2}} = 0.267"$$

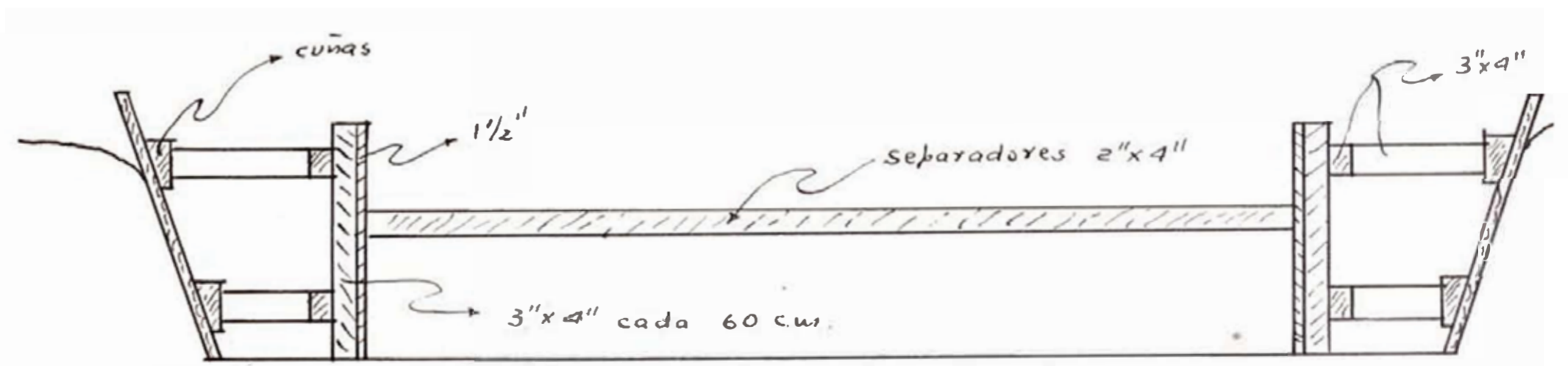
Consideraremos: e = 5/16"

Encofrado del miembro vertical en la margen izquierda.- En este lado no se va a tener necesidad de encofrar la pierna en el lado exterior o sea aquella que va a estar en contacto con la roca, simplemente se colocará una plancha de cartón comprimido para evitar el empotramiento en dicha cara; la disposición en el lado interior será diferente debido a que no se va a poder utilizar los pernos, así es que se colocará puntales inclinados apoyados en cada uno de los largueros que tendrán idéntica separación a los de la pierna derecha. Los puntales

serán de 4" x 4".

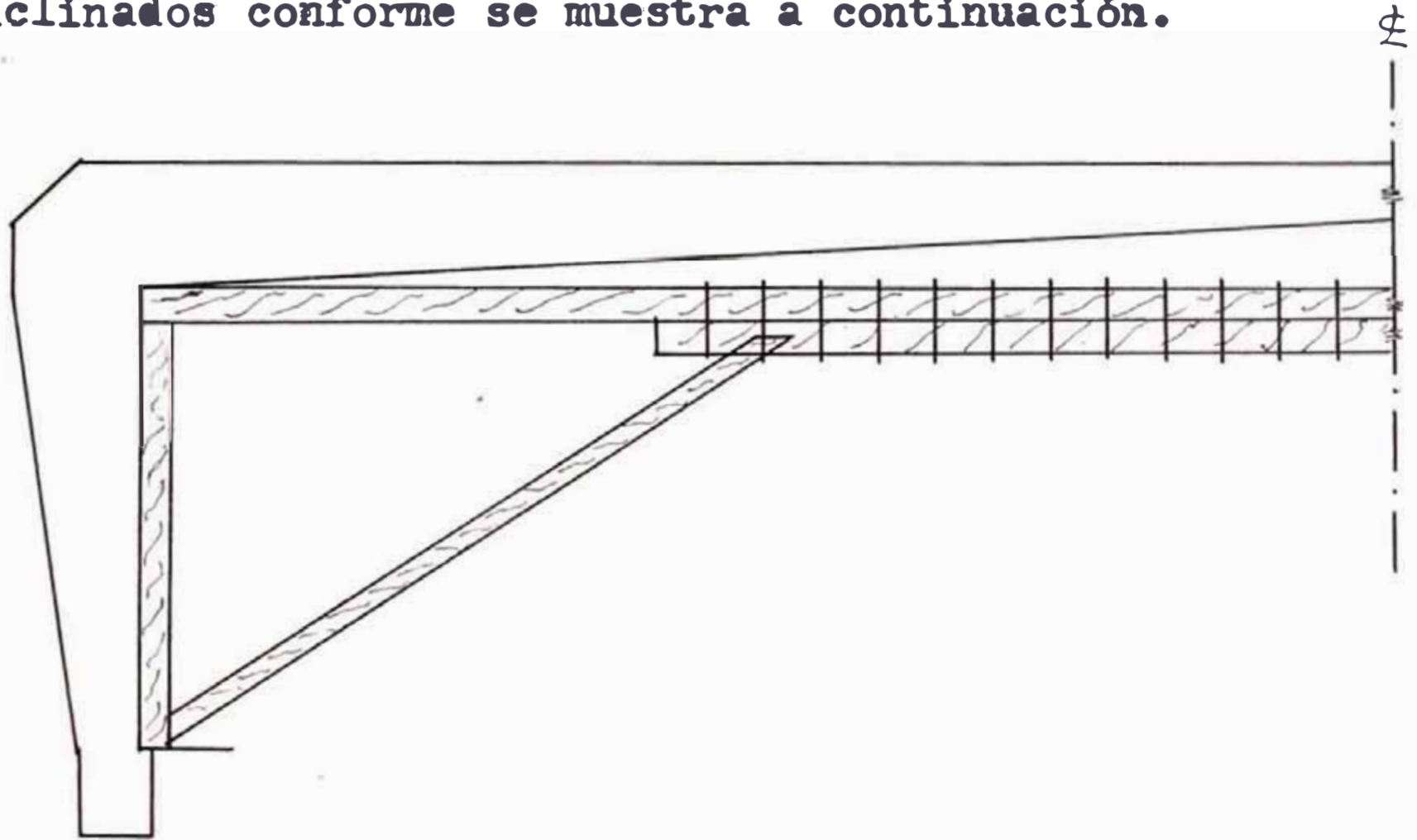


Encofrado de la zapata derecha.- El encofrado de esta zapata estará formado por un cajón sin fondo de 9.00 x 4.00 x 1.00 metros. Consideraciones prácticas sirven para dimensionar los diversos elementos. Se ha tomado para el presente diseño los valores indicados, tomando como modelo el que señala Wynn para una zapata de 30" de altura.



ENCOFRADO DE LA LOSA

Debido a la naturaleza del perfil del cauce del rio y a la profundidad de las aguas mínimas se hace necesario diseñar un falso puente, que estará constituido por viguetas horizontales, postes verticales y puntales inclinados conforme se muestra a continuación.



Al calcular la carga que actúa sobre el falso puente haremos la suposición de que el peso del elemento horizontal es una carga uniformemente repartida.

El peso del miembro horizontal será:

$$W = 1300 \times 24.5 \times \frac{1}{3} (1680 \times 24.5) = 45600 \text{ Kg/m.}$$

Peso por metro:

$$w = \frac{45600}{24.50} = 1860 \text{ Kg/m.l./m.l.}$$

Es imprescindible considerar una sobrecarga adicional que será la necesaria para realizar el acomodo y llenado y que podemos estimarla en 100 Kg/m.l./m.l.

$$w_T = 1860 + 100 = 1960 \text{ Kg/m.l./m.l.}$$

Se hará la suposición de que la vigueta horizontal va a trabajar como un elemento continuo, pues en realidad los apoyos no constituyen empotramientos perfectos.

El error ocasionado por esta suposición es negligible y por medio del método de Distribución de momentos de Hardy Cross podemos determinar los momentos en los apoyos.

La sección de las viguetas supuesta y de la que se hará el chequeo es de 8" x 12" en los tramos extremos y en el central; con la salvedad que en este último se colocarán dos viguetas debidamente unidas para que trabajen como un solo elemento de 8" x 24".

Momentos de inersia:

$$I_1 = \frac{20 \times 30^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{20 \times 60^3}{12} = 360000 \text{ cm}^4$$

Rigideces:

$$K_1' = \frac{45000}{592} = 76 \quad \therefore K_1 = 0.75 K_1' = 57$$

$$K_2 = \frac{360000}{1184} = 304$$

Factores de distribución:

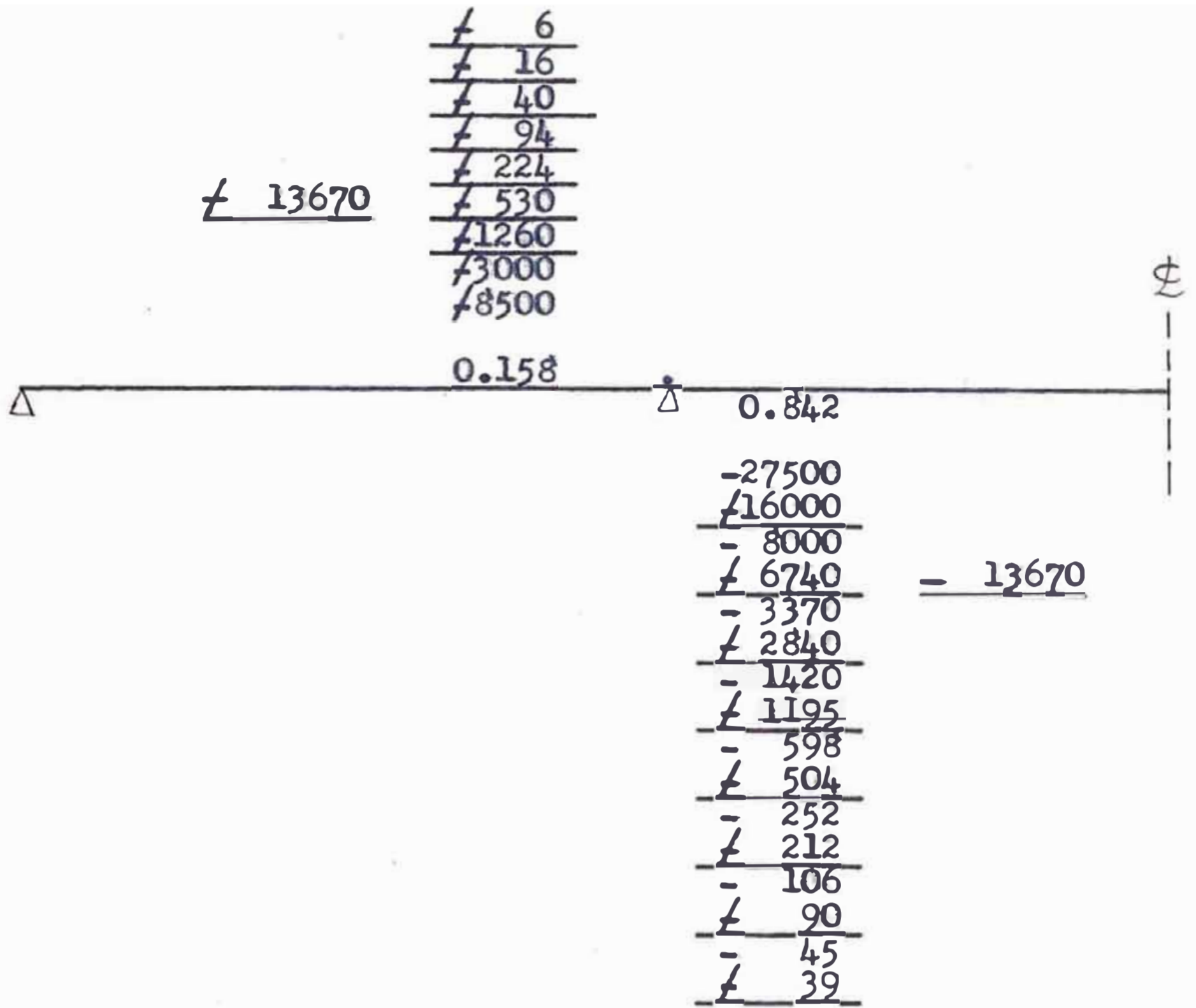
$$D_1 = \frac{57}{57 + 304} = 0.158$$

$$D_2 = \frac{304}{57 + 304} = 0.842$$

Determinación de los momentos de empotramiento:

$$M_1 = \frac{w l_1^2}{8} = \frac{1960 \times 5.92^2}{8} = 8500 \text{ Kg-m.}$$

$$\frac{w l_2^2}{8} = \frac{1960 \times 11.84^2}{8} = 27500 \text{ Kg-m.}$$



Máximo momento positivo en los tramos extremos:

$$M = 8500 - 6835 = 1665 \text{ Kg-m.}$$

En el tramo central:

$$M_i = \frac{1960 \times 11.84^2}{8} = 34000 \text{ Kg-m.}$$

$$M = 34000 - 13670 = 20330 \text{ Kg-m.}$$

Momentos resistentes:

$$M_{r1} = \frac{20 \times 30^2 \times 100}{6} = 3000 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{r2} = \frac{20 \times 60^2 \times 100}{6} = 12000 \text{ Kg-m.}$$

Separación transversal de las armaduras:

$$S_1 = \frac{3000}{1665} = 1.86 \text{ m.}$$

$$S_2 = \frac{12000}{20330} = 0.59 \text{ m.}$$

$$\text{Número de armaduras necesarias} = \frac{9.00}{0.59} = 15.3$$

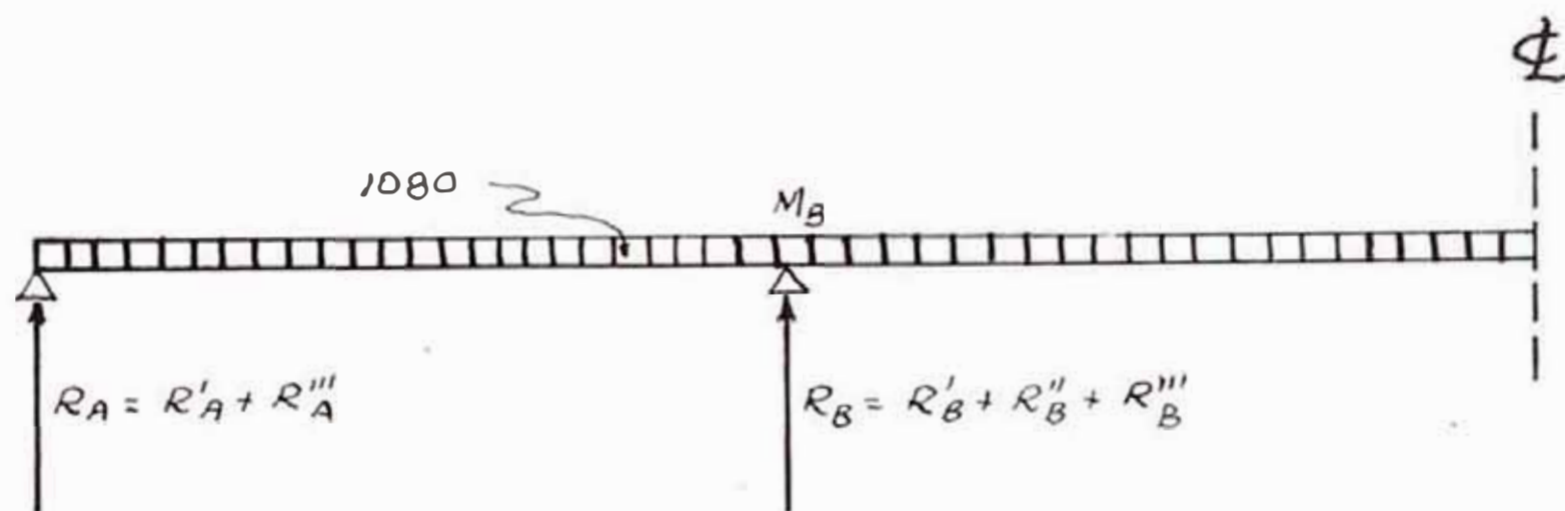
Consideraremos 16 armaduras espaciadas 0.55 metros.

Determinación de las reacciones.- Sobre cada una de las armaduras actúa una carga uniformemente repartida igual a:

$$w = \frac{1960 \times 8.80}{16} = 1080 \text{ Kg/m.l.}$$

El momento actuante en los apoyos intermedios de una armadura es:

$$M = \frac{13670 \times 8.80}{10} = 7530 \text{ Kg-m.}$$



Reacciones isostáticas:

$$R_A^I = R_B^I = \frac{1080 \times 5.92}{2} = 3200 \text{ Kg.}$$

$$R_B^{II} = \frac{1080 \times 11.84}{2} = 6400 \text{ Kg.}$$

Reacción hiperestática:

$$R_A^{III} = R_B^{III} = \frac{13670}{5.92} = 2310 \text{ Kg.}$$

Esta última reacción en el apoyo A actúa hacia abajo y en el apoyo B hacia arriba.

$$R_A = 3200 - 2310 = 890 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 3200 + 6400 + 2310 = 11910 \text{ Kg.}$$

La dirección de la reacción en B estará inclinada el ángulo dado por la inclinación del pmtal.

$$\text{tg } \alpha = \frac{5.92}{4.40} = 1.345$$

$$\alpha = 53^\circ 22'$$

La componente inclinada de la reacción es:

$$N = \frac{P}{\cos \alpha} = \frac{11910}{0.59669} = 20000 \text{ Kg.}$$

Componente horizontal:

$$H = P \operatorname{tg.} \alpha = 11910 \times 1.345 = 16000 \text{ Kg.}$$

Chequeo de los postes verticales:

$$v = \frac{V}{b \times h} = \frac{890}{15 \times 15} = 3.95 \text{ Kg/cm}^2$$

Diseño de los puntales inclinados.-

$$v = \frac{N}{b \times h} \therefore bh = \frac{N}{v}$$

$v = 50 \text{ Kg/cm}^2$, para compresión paralela a las fibras, luego:

$$bh = \frac{20000}{50} = 400 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } b = h \quad b = h = \sqrt{400} = 20 \text{ cm.}$$

Elegimos puntales de 8" x 8" .

La sección requerida por el puntal en la unión con la vigueta inferior será:

Fuerza cortante que existe en el puntal = 16000 Kg.

El valor de "v" para corte perpendicular a la fibra es $v = 40 \text{ Kg/cm}^2$

$$bh = \frac{16000}{40} = 400 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } b = h \quad b = h = \sqrt{400} = 20 \text{ cm.}$$

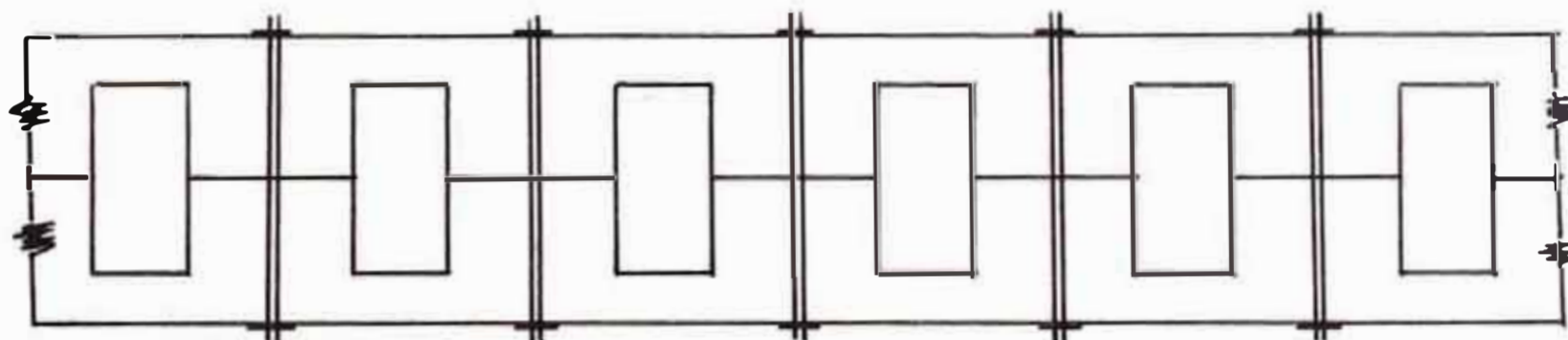
Luego la sección elegida de 8" x 8" satisface ambos casos.

Chequeo de la vigueta inferior.- La vigueta inferior está sometida a una fuerza axial que es la componente horizontal de la reacción, en los apoyos intermedios esa fuerza vale:

$$2 H = 2 \times 16000 = 32000 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{32000}{20 \times 30} \sim 50 \text{ Kg/cm}^2$$

Unión entre las viguetas.- En el tramo central del falso puente es imprescindible unir intimamente las viguetas superior e inferior a fin de que trabajen como un elemento unico. Para el efecto será necesario el diseño de algun sistema y se ha elegido el que consta de una serie de dados que van incrustados por partes iguales en ambas viguetas y para que formen el elemento unico, entre cada par de dados se hará empleo de pernos con su respectiva arandela en la forma que se muestra:



En el plano de contacto de las viguetas existe un esfuerzo cuyo valor dado por Resistencia de Materiales es:

$$v_{\max.} = \frac{3}{2} \frac{V_{\max.}}{bh} = \frac{3 \times 11910}{2 \times 20 \times 60} = 14.8 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza total en el plano será:

$$F = 14.8 \times 20 \times 592 = 175000 \text{ Kg.}$$

Los dados de madera se colocarán con las fibras normales a los esfuerzos resistiendo en esta forma hasta 40 Kg/cm^2

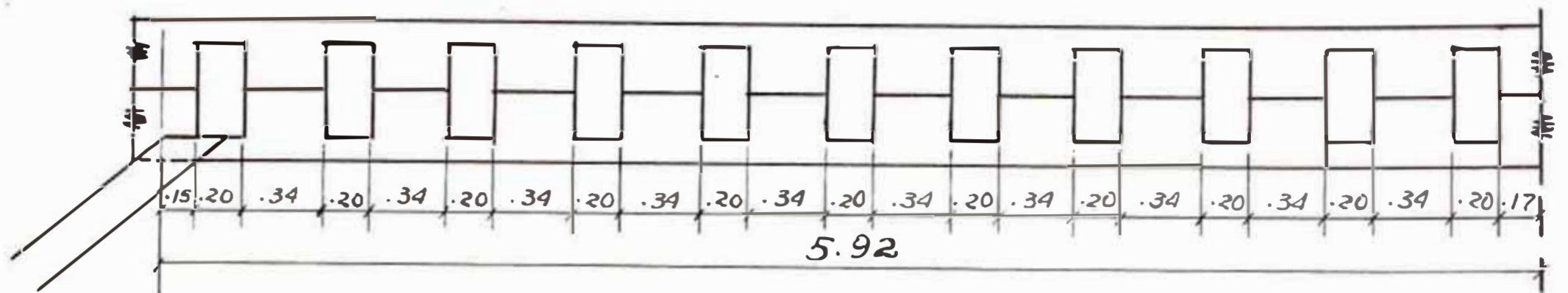
El area necesaria de estos dados será:

$$A_n = \frac{175000}{40} = 4375 \text{ cm}^2$$

Si utilizamos dados de $8'' \times 8''$, el número necesario de ellos será:

$$N^\circ = \frac{A_n}{a} = \frac{4375}{20 \times 20} = 10.9 \sim 11$$

La separación entre los dados será la siguiente:



Altura de los dados.- Sobre cada uno de ellos actúa una fuerza de:

$$F_1 = \frac{175000}{11} = 15900 \text{ Kg.}$$

Como irá repartida por partes iguales entre las partes:superior e inferior

$$F = \frac{15900}{11} = 7950 \text{ Kg.}$$

Para evitar fallas en los dados debemos buscar que el esfuerzo de compresión normal a las fibras no sea mayor de 20 Kg/cm^2 .

$$v = \frac{F}{b h} \quad \therefore \quad h = \frac{F}{v b}$$

$$h = \frac{7950}{20 \times 20} = 19.8 \text{ cm.} \approx 8''$$

Luego la altura total de los dados será:

$$H_T = 16''$$

Como se ha dicho antes, para que las viguetas queden íntimamente unidas, irán debidamente empernadas y se hará con pernos de $3/4''$ que irán colocados entre cada dos dados.

Separación entre las soleras.- La determinación de la separación entre las soleras que servirán de apoyo al entablado se hará buscando que la deflexión máxima del entablado no sea superior a $\frac{L}{400}$, siendo L la separación entre las soleras.

La expresión de la deflexión en el entablado se tomará como un promedio de las deflexiones considerandolas como empotrado y como simplemente apoyado.

Para simplemente apoyado:

$$D_1 = \frac{5WL^3}{384EI}$$

$$D_2 = \frac{WL^3}{384EI}$$

$$D = \frac{1}{2} \left(\frac{5WL^3}{384EI} + \frac{WL^3}{384EI} \right) = \frac{WL^3}{128EI}$$

$$\frac{L}{400} = \frac{WL^3}{128EI}$$

Siendo $W = wL$ tendremos:

$$\frac{L}{400} = \frac{wL^4}{128EI}$$

$$L = \frac{128EI}{400w}$$

El entablado estará formado por piezas de espesor de $1 \frac{1}{2}'' = 3.8 \text{ cm.}$
y $12'' = 30 \text{ cm.}$ de ancho

$$I = \frac{30 \times 3.8^3}{12} = 137 \text{ cm}^4$$

La carga uniforme que soporta cada tabla es:

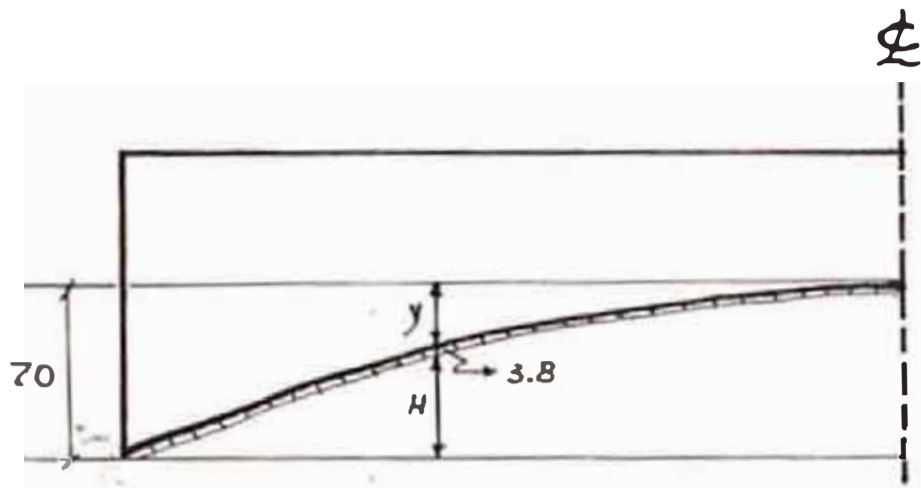
$$w = \frac{1960 \times 55}{100} = 1080 \text{ Kg.}$$

$$L = \sqrt[3]{\frac{128 \times 90000 \times 137}{400 \times 10.8}}$$

$$L = 71.5 \text{ cm.}$$

Colocaremos las soleras espaciadas 70 centímetros a partir del centro de luz y hacia ambos lados hasta la distancia de 10.50 metros, o sea 31 soleras en total, a partir de 11.20 se colocará una cuña parabólica en cada uno de los extremos

Altura de las soleras en las diferentes secciones.- La altura será



igual a:

$$H = 70 - y - 3.8$$

$$H = 66.2 - y$$

La ecuación que dará los valores de y es:

$$y = \frac{x^2}{204}$$

A continuación se muestran los valores de H (Todos los valores de H están dados en centímetros)

x	11.2	10.5	9.8	9.1	8.4	7.7	7.0	6.3
y	61.5	54.0	47.0	40.5	34.5	28.1	24.0	19.2
H	4.7	12.2	19.2	25.7	31.7	38.1	42.2	47.0

x	5.6	4.9	4.2	3.5	2.8	2.1	1.4	0.7
y	15.4	11.8	8.7	6.0	3.9	2.2	1.0	0.2
H	550.8	54.4	57.5	60.2	62.3	64.0	65.2	66.0

La altura de la solera central será 66.2 centímetros.

Determinación de la altura mínima que pueden tener las soleras.- Suponiendo las soleras de 10" de ancho tenemos:

Momento actuante: $M = \frac{1080 \times 0.70^2}{10} = 53 \text{ Kg-m.}$

Momento resistente: $M_T = \frac{100 \times 0.25 d^2}{6}$

$$\frac{25 d^2}{6} = 53$$

$$d = 3.56 \text{ cm.}$$

Como se puede apreciar por la tabla dada, todas satisfacen el requisito de altura mínima.

Arriostramientos

A fin de proporcionar mayor seguridad a los puntales estos irán arriestrados entre sí y además a las viguetas, con piezas de 1 1/2" x 12", conforme se muestran en los planos respectivos.

ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE

Encofrado.- El encofrado deberá hacerse con la madera apropiada, es decir bien seca para evitar los alabeamientos que tienden a producirse; todas las juntas y pequeñas rajaduras de la madera deberán ser calafateadas a fin de prevenir el empobrecimiento de la mezcla, por pérdida de la solución agua cemento. El encofrado se hará con la madera cepillada en la cara en contacto con el concreto, impregnando esta superficie con alguna sustancia que facilite el desencofrado. Las medidas exactas para los diversos elementos del puente, deben darse en el lado interior, a fin de que sean las indicadas en la estructura terminada.

Agregado grueso.- El agregado grueso puede estar compuesto de piedra triturada natural o artificial, grava o escoria de altos hornos enfriada al aire. El tamaño máximo de la piedra estará comprendido entre $1/5$ y $1/10$ de la dimensión mínima de la sección de concreto por llenar y no mayor de los $2/3$ de la separación libre mínima del acero de refuerzo; dentro de estos límites se elegirá el mayor tamaño posible por razones de economía. El agregado grueso deberá tener un desgaste no mayor del 40% sometido a prueba en la máquina Los Angeles, sometido a 5 ciclos de ensayo de durabilidad por medio del sulfato de sodio, la pérdida de su peso no deberá ser superior al 12%.

El agregado grueso no deberá contener fragmentos blandos en proporción mayor del 5%, carbón o lignito en proporción mayor de 1%, arcilla en proporción mayor de 0.25%, materiales que pasan por la malla # 200 en proporción mayor de 1%, piedras de forma alargada (de una longitud aproximadamente igual o mayor de 5 veces su espesor) en proporción mayor de 15%. El peso aparente del agregado grueso no deberá ser menor de 1120 Kg/m^3 .

Agregado fino.- El agregado fino podrá ser arena natural o la proveniente de la trituración de piedra, grava o escoria de altos hornos en-

frída al aire. La arena deberá estar desprovista de impurezas orgánicas; sometida a prueba por el método colorimétrico deberá presentar un color mas claro que el normal; sometido a prueba de durabilidad por medio del sulfato de sodio, su pérdida de peso deberá estar comprendida entre 8 y 12% después de 5 ciclos. La arena que constituye el agregado fino no deberá contener arcilla en proporción mayor de 1% y materiales que pasan la malla # 200 en proporción mayor del 4%.

La granulometría del material deberá estar comprendida entre los límites siguientes:

Pasa la malla de 3/8	100%
Pasa la malla N°. 4	95.1%
Pasa la malla N°. 16	45.8%
Pasa la malla N°. 50	de 10 a 30%
Pasa la malla N°. 100	de 2 a 10%

El módulo de fineza de la arena determinado en las mallas ya citadas, estará comprendido entre 2.20 y 3.30. Al efectuar el control de la granulometría de los materiales el módulo de fineza no podrá variar en mas o menos de 0.20 del módulo de fineza de la arena con la cual se hizo el diseño de la mezcla.

Acero de refuerzo.- El acero de refuerzo que se utilice deberá ser del tipo denominado, acero de grado intermedio, con un yield point mínimo a la tracción de 2800 Kg/cm² y una carga de rotura mínima de 4200 Kg/cm². La carga de trabajo considerada en los diseños es de 1400 Kg/cm² para el acero de tracción y "n" veces la carga de trabajo del concreto para el acero en compresión. Las barras de refuerzo deberán ser en su totalidad corrugadas. Puede utilizarse también del grado estructural aumentando las areas necesarias en la proporción de sus respectivas cargas de trabajo. Las barras deberán ser rectas y limpias, sin manchas de grasa y sin escamas de herrumbre, en caso necesario deberán limpiarse con escobillas de acero o frotarse con arena.

Teniendo mayor ventaja en barras gruesas y enteras la soldadura

sobre los empalmes, se empleará la primera; la ventaja a que se hace referencia es de carácter económico. Las parillas inferior y superior deberán asegurarse entre ellas por medio de barras auxiliares separadoras debidamente amarradas con alambre. La canasta así formada deberá ser lo suficientemente rígida para impedir cualquier desplazamiento de los fierros durante el llenado del concreto. Deberá asegurarse la separación exacta entre la armadura y el encofrado y entre los mismos fierros que corren paralelamente a una cara en dos o más capas por medio de dados prefabricados.

Agua.- El agua que se emplea en la preparación del concreto, no deberá tener cantidades perjudiciales de gas carbónico libre, materia orgánica, limo, azúcar, aceite, alcalis, ni otras impurezas; no deberán sobrepasarse los siguientes límites:

Sulfatos (SO ₄)	300 p.p.m.
Cloruros (Cl)	300 p.p.m.
Sales de magnesia (MgO)	150 p.p.m.
Materia orgánica	10 p.p.m.
Sólidos solubles	1500 p.p.m.
Sólidos en suspensión	1000 p.p.m.

El pH del agua deberá estar comprendido entre 4.5 y 8.5; donde el agua disponible fuera turbia, deberá proveerse depósitos para su estancamiento y sedimentación.

Cemento.- La clase de cemento que se emplee no deberá presentar fraguado falso, prematuro, debido a la exposición prolongada a la intemperie; ni fraguado motivado por los calentamientos resultantes de la fricción interna en los molinos.

Diseño de la mezcla.- El diseño de la mezcla deberá hacerse en el laboratorio teniendo en cuenta lo siguiente:

- a) la resistencia mínima a la rotura, especificada para la estructura será de 210 Kg/cm² a los 28 días.
- b) la resistencia al intemperismo, para lo cual la cantidad de agua

por saco de cemento no será mayor de 6 1/2 galones, para superestructuras en la sierra.

c) el asentamiento de la mezcla, cuando se prueba en el cono de 12" no será inferior a 2" en el caso de vibrarse el concreto con vibrador mecánico de alta frecuencia, en caso contrario el asentamiento mínimo será de 3".

Medida de los materiales.- En general las tandas serán proporcionadas teniendo como base el saco de cemento entero. El diseño de la mezcla toma en cuenta la proporción en peso de los materiales, por lo cual deberá disponerse de preferencia de una balanza, puesta en la obra y que permita pesar las carretillas con material. Si no se pudiese disponer de balanza deberán pesarse los materiales y corregir el dosaje en peso convirtiéndolo en dosaje en volumen.

El dosaje dado por el laboratorio corresponderá a los materiales secos debiéndose corregirse de acuerdo al porcentaje de humedad que estos pueden presentar al momento de ser utilizados en la obra.

El agua deberá medirse utilizando para el efecto, el tanque de agua que debe tener cada mezcladora; en caso contrario puede aceptarse la medida por medio de latas de capacidad conocida.

Mezclado del concreto.- El mezclado del concreto se hará siempre a máquina y no deberá sobrepasarse la capacidad indicada por el fabricante. El tiempo mínimo del mezclado será de 1 minuto para mezcladoras hasta de 0.760 metros cúbicos, por cada 0.400 metros cúbicos en mas de capacidad de la mezcladora se añadirá el tiempo mínimo de mezclado de 15". El tiempo de mezclado se empezará a contar desde el momento en que todos los materiales, incluso el agua se encuentran girando en la mezcladora. El tambor de la mezcladora deberá descargarse en su totalidad antes de volver a cargarlo.

Transporte y colocación del concreto.- Antes de iniciarse la colocación del concreto, revisará el Jefe de Obra los encofrados y armaduras com-

probando que estan de acuerdo a lo indicado en los planos. Durante el transporte del concreto se debe prevenir el escurrimiento de la mezcla agua cemento o la separación de los materiales.

El llenado del miembro horizontal se hará partiendo del centro hacia los extremos, a fin de prevenir las trepidaciones en las partes ya llenadas, motivadas por el transporte del concreto; en lo que respecta a los miembros verticales serán llenados en una sola operación.

El encofrado deberá remojarse antes de iniciarse el llenado del concreto y limpiarse su interior de toda clase de materias que hayan. Inmediatamente después de efectuado el llenado, se cubrirá la superficie superior con un accapa de arena de 5 centímetros de espesor que se mantendrá constantemente húmeda; no debe esperarse terminar el llenado en su totalidad para realizar esta operación con las partes ya terminadas, pues el sol sería perjudicial durante el tiempo que transcurriera para completar el llenado, en las partes ya llenadas.

Vibrado del concreto.- Inmediatamente después de su colocación el concreto deberá ser vibrado mecánicamente; el equipo deberá transmitir al concreto no menos de 4500 revoluciones por minuto. La intensidad de la vibración deberá ser tal que un concreto de 1" de asentamiento sea visiblemente afectado en un radio de 45 centímetros. El concreto deberá ser vibrado inmediatamente después de ser colocado y ser manipulado especial y cuidadosamente al rededor del acero de refuerzo y en las esquinas de los encofrados. El vibrador será aplicado en puntos uniformemente separados, a distancias no mayores del doble de la longitud de la zona que visiblemente afecta el vibrador. El concreto deberá ser colocado y vibrado en capas horizontales de un espesor mínimo de 30 centímetros.

Junta de construcción.- Las juntas de construcción estan diseñadas en las uniones de las zapatas de simentación con los miembros verticales y en las uniones de estos con la losa horizontal. En el primer caso la junta se hará en forma de diente hacia abajo, de un ancho igual

a un tercio del espesor de la losa vertical y de una profundidad igual a un sexto del mismo espesor. En el segundo caso la junta tendrá forma de escalón de una altura igual a un sexto del espesor en ese sitio de la losa vertical; en ambos casos las juntas serán horizontales. Antes de proseguir el llenado las juntas serán limpiadas con escobillas de acero y cubiertas con una pasta de agua y cemento, prosiguiendo el llenado antes de que esta pasta haya fraguado.

Curado y protección del concreto.- Colocado el concreto, debe iniciarse el curado del mismo, lo mas pronto que sea posible y no dejar transcurrir mas de seis horas; esto se hace cubriendo su superficie con una capa de arena de 5 centímetros de espesor y manteniendola constantemente húmeda. El curado del concreto deberá hacerse en una forma continua durante un periodo no menor de 7 días a partir de la fecha de llenado. Deberá protegerse el concreto recién llenado de heladas o altas temperaturas, cubriendolo en casos necesarios con mantas o esteras. No se debe llenar el concreto si la temperatura es menor o amenaza serlo en los días siguientes al llenado de 4° C. o mayor de 40° C.

Desencofrado.- Los tiempos mínimos de desencofrado serán:

Fondo del pórtico	14 días
Costado de la losa	1 día
Costado de zapatas	3 días
Elemento vertical	3 días

Si durante el endurecimiento del concreto hubiera habido días de heladas se prolongarán los plazos anteriores en tantos días como hayan durado; si se ha usado acelerantes de fragua, los plazos pueden reducirse de acuerdo al tipo y calidad del acelerante usado. El tiempo de desencofrado será fijado de preferencia de acuerdo a pruebas de resistencia efectuadas sobre muestras obtenidas del concreto llenado. Al efectuarse el desencofrado deberá evitarse las trepidaciones puesto que estas siempre perjudican al concreto.

Desagüe de la losa.- Para facilitar el desagüe de la losa esta deberá llevar un bombeo transversal igual al 1% de su ancho, el cual se hará siguiendo una curva parabólica normal. Junto a los sardineles se colocarán tubos de fierro galvanizado en la forma, posición, diámetro, indicados en los planos, pero de un diámetro no menor de 3" y a una separación no mayor de 6 metros. El centro de la sección transversal de los tubos deberá estar contenido en la recta formada por la intersección del sardinel con la losa. Los tubos de desagüe se prolongarán cuando menos 6" hacia abajo de la superficie inferior de la losa y serán colocados en tal forma que el agua que descarguen; caiga libremente sin tocar ninguna parte de la estructura.

Baranda y sardinel.- La baranda será confeccionada de acuerdo a los planos respectivos después de efectuado el desencofrado del puente de manera que no realice esfuerzo alguno; deberá tenerse especial cuidado con su alineamiento tanto en el sentido vertical como en el horizontal. El sardinel deberá llenarse junto con la estructura, pues forma parte integrante de ella.

Acabado del concreto del puente.- La superficie del puente será terminada de la siguiente manera:

Se aplicará un chorro de arena a alta presión con la ayuda de un soplete con lo cual se eliminarán todas las asperezas y pequeñas imperfecciones que presente el concreto, luego se cubrirá la superficie con una pintura a base de cemento. Deberá tenerse especial cuidado con mojar la superficie abundantemente antes de pintarla y no efectuar el trabajo durante las horas que la superficie este expuesta al sol.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

a) Materiales

En el presente proyecto se ha considerado para el diseño un concreto de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, el cual se obtiene con una mezcla 1:1:2 y con una relación agua-cemento de 0.47. Según esto la cantidad de materiales en peso, por saco de cemento será:

Cemento (1 saco)	42.5 Kg.
Arena	42.5 Kg.
Grava	85.0 Kg.
Agua = $0.47 \times 42.5 =$	20.0 Kg.

Si se supone que el peso del concreto es de 2300 Kg/m^3 , el factor por el cual hay que multiplicar el peso de los agregados para obtener 1 m^3 de concreto es:

$$Z = \frac{2300}{42.5 + 42.5 + 85 + 20} = 12.1$$

y para 1 m^3 de concreto se necesitará:

Cemento	514.3 Kg. (12.1 sacos)
Arena	514.3 Kg.
Grava	1028.5 Kg.
Agua	242.0 Kg.

Cantidad de fierro, madera, clavos y alambre por metro cúbico de concreto:

Cantidad total de fierro	38871 Kg.
Cantidad total de concreto	300 m^3 .
Cantidad total de madera	49825 pies^2

Luego por metro cúbico de concreto serán necesarios:

Fierro	130.0 Kg.
Madera	41.5 pies (4 usos)

Además se considerará:

Clavos 1 Kg/100 Kg. de fierro	1.30 Kg.
Alambre 1 Kg/100 Kg. de fierro	1.30 Kg.

Considerando la densidad de la arena 1.37 y la de la grava 1.45, para la determinación de los volúmenes, el costo de los materiales de 1 m³ de concreto será:

Cemento	12.1	sacos	a S/	13.00	saco	S/	157.30
Arena	0.375	m ³ .	a S/	25.00	m ³		9.38
Grava	0.71	m ³ .	a S/	25.00	m ³		17.75
Fierro	130.00	Kg.	a S/	2.50	Kg.		325.00
Madera	41.5	pies ²	a S/	2.60	pie ²		107.90
Clavos	1.30	Kg.	a S/	8.00	Kg.		10.40
Alambre	1.30	Kg.	a S/	6.00	Kg.		7.80

TOTAL MATERIALES S/ 635.53

b) Mano de obra:

Encofrado	41.5	pies ² /m ³	a S/	0.50	pie ²	S/	20.75
Desencofrado	41.5	pies ² /m ³	a	0.05	pie ²		2.08
Doblado y colocación de fierros:							
	130.0	Kg/m ³ .	a	0.50	Kg.		65.00
Preparación y vaciado del concreto	a	14.0	m ³				14.00
Curado del concreto	a S/	0.40	m ³ .				0.40
Leyes Sociales	40 %						40.90
Herramientas menores	a	2.00	m ³ .				2.00

TOTAL MANO DE OBRA S/ 145.13

COSTO TOTAL DEL METRO CUBICO DE CONCRETO = 635.53 + 145.13
= S/ 780.66

PRESUPUESTO

PARTIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
EXCAVACION				
Corte en roca	129.00 m ³	30.00	3,870.00	
Corte en conglomerado	265.00 m ³	9.00	2,385.00	6,255.00
PILOTAJE	(Estimación)			30,000.00
PUENTE				
Concreto armado	300.00 m ³	780.66	234,198.00	
Baranda	(Estimación)		2,000.00	
Pintura y refine	(Estimación)		5,000.00	241,198.00
				277,453.00
		UTILIDAD DEL CONTRATISTA 10 %		27,745.30
		IMPREVISTOS 5 %		13,872.65
		<u>COSTO TOTAL DEL PUENTE</u>		S/ 319,070.95

SON TRESCIENTOS DIECINUEVE MIL SETENTA 95/100 SOLES ORO

BIBLIOGRAFIA

I) CAMINOS

Caminos: J. L. Escario

Apuntes del Curso de Caminos: Ing^o. Raúl Paraud

Caminos y Pavimentos: C. Romero S.

Replanteo de Curvas: Sarrazin - Oberbeck - Hofer

Highway Design and Construction: Bruce and Clarkeson

Highway Engeneering: Bateman

Asphalt Handbook: The Asphalt Institute

Manual de Pavimentos Bituminosos: Miguel Montabes

Manual de Señalización: Ministerio de Fomento

Normas para el estudio de Carreteras: Ministerio de Fomento

Memorias del V Congreso Panamericano de Carreteras

Boletines y Revistas afines al ramo

II) PUENTES

The Rigid Frame Bridge: Arthur Hayden

Reinforced Concrete Design: Clarence W. Dunham

Continous Frame of Reinforced Concrete: Cross and Morgan

Analysis of Rigid Frame Concrete Bridges: Portland Cement Asociaton

Continous Concrete Bridge: Portland Cement Associaton

Comcreto de la Escuela de Ingeniería de México: Alberto Muñoz

Apuntes De Puentes: Ing^o. Juan Quiroga

Apuntes de Concreto Armado: Ing^o. Juan Sarmiento

Apuntes de Puentes: Ing^o. Pedro Lainez Lozada

Specifications for Highway Bridges: A. A. S. H. O.

Especificaciones para Concreto Armado: A. C. I.

Design and Construction of Formwork for Concrete Structures: A. E. Wynn .

Reinforced Concrete Structures: Dean Peabody