

**ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS
PROYECTO DE CAMINOS**

**AUTOR:
AUGUSTO AGUIRRE BENAVIDES**

LIMA-PERÚ

-1954-

SEÑOR DIRECTOR
DE LA ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

S. D.;

Habiendo terminado mis estudios en forma satisfactoria, en la Escuela bajo su digna dirección, presento a vuestra consideración, el presente Proyecto de Caminos, que como a ex-alumno egresado del año 1954, me fuera asignado para optar el título de Ingeniero Civil.

Dios guarde a Ud.


Augusto Aguirre Benavides.

Lima, Mayo de 1955.

PROYECTO DE CAMINOS PARA EL AÑO 1954

Este proyecto consta de cinco grandes capítulos:

- a) Trazo definitivo (En el plano al 2,000)
- b) Construcción y drenaje del camino.
- c) Diseño y construcción del pavimento y otras obras accesorias.
- d) Diseño y construcción de un puente y
- e) Estudio económico, análisis de precios y presupuestos.

a) TRAZO DEFINITIVO. - Se hará el trazo definitivo en los Planos a Escala 1:2,000 en la siguiente forma:

Los alumnos del N° 1 al N° 10 trabajarán sobre el Plano N° 7 uniendo con trazo definitivo los puntos allí marcados como sigue:

El alumno N° 1	hará el trazo de	1 a 2
N° 2	"	" 2 a 1
N° 3	"	" 3 a 4
N° 4	"	" 4 a 3

y así sucesivamente.

Los alumnos del N° 11 al 20 trabajarán el Plano N° 8 uniendo con trazo definitivo los puntos allí marcados como sigue:

El alumno N° 11	hará el trazo de	11 a 12
N° 12	"	" 12 a 11
N° 13	"	" 13 a 14
N° 14	"	" 14 a 13

En la misma forma procederán los alumnos del 21 al 30 que trabajarán sobre el Plano N° 9, los alumnos del N° 31 al 40 trabajarán sobre el Plano N° 10, los alumnos del N° 41 al 50 en el Plano N° 11 y los alumnos del N° 51 al 60 en el Plano N° 12.

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

Para hacer el estudio definitivo del Kilómetro que le corresponde 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 500 camiones y 300 automóviles diarios.
- 2°.- Que deberán seguirse las "Normas para Estudios de Carreteras" aprobadas por la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento y que según la topografía que se encuentre se adoptarán las características para topografía Plana, ondulada o accidentada.
- 3°.- Para el establecimiento de las obras de drenaje se supondrá que en la zona las máximas precipitaciones pluviométricas en un día llegan a los 30 mm.
- 4°.- Las dimensiones y cargas máximas de los vehículos que circulan por la carretera, serán las siguientes:

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

Los alumnos deberán de informarse en el Comercio los camiones que más se aproximan a estas condiciones, y, la distribución de la carga.

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

Para los alumnos del N°. 1 al N°. 10 - Plano N°. 7
Para los primeros 400 m. Materiales sueltos
Para los 300 m. siguientes Rocas blandas
Para los últimos 300 m. 90% rocas blandas y 10% de materiales sueltos.

Para los alumnos del N°. 11 al N°. 20 - Plano N°. 8
Para los primeros 200 m. Rocas blandas
Para los 600 m. siguientes materiales sueltos
Para los últimos 200 m. 40% rocas blandas y 60% rocas duras.

Para los alumnos del N°. 21 al N°. 30 - Plano N°. 9
Para los primeros 300 m. Rocas blandas
Para los 300 m. siguientes - Materiales sueltos.
Para los 400 m. finales 50% rocas duras y 50% rocas blandas.

Para los alumnos del N°. 31 al 40 - Plano N°. 10
Para los 400 m. primeros, rocas blandas
Para los 400 m. Sigüientes 50% materiales sueltos y 50% rocas blandas.
Para los 200 m. restantes materiales sueltos.

Para los alumnos del N°. 41 al N°. 50 - Plano N°. 11
Para los 500 primeros m. 70% rocas blandas y 30% materiales sueltos.
Para los 200 m. siguientes 100% rocas duras
Para los 300 m. restantes 30% rocas blandas, 10% rocas duras y 60% materiales sueltos.

Para los alumnos del N°. 51 al 60 - Plano N°. 12
Para los primeros 500 m. 50% rocas blandas, 50% rocas duras
Para los 500 m. restantes 100% materiales sueltos.

6°. - Al hacer el estudio deberá tenerse en cuenta que si bien se trata de construir una carretera de primer orden, no debe descuidarse el factor económico ya que debe de haber cierto balance entre la bondad de las características y el costo de la obra. Este balance llevará en muchos casos a estudios comparativos de 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.

b) 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 balance adoptada.

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

Elegidas la 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 del 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 encuentra 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 del drenaje del camino mismo, el drenaje de las zonas adyacentes, que por la topografía del terreno puedan considerarse necesarias.

Siendo la zona lluviosa se deberá considerar algún sistema de control de erosión. Se darán planos y detalles de una alcantarilla metálica o de conc. de 1 m. de luz.

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

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

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

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

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

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

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

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

Conociéndose los precios unitarios y teniendo 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 corresponde 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 corresponden.

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"

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

Se presentarán como mínimo los siguientes planos;

- 1.- Plano del trazo definitivo a escala 1:2,000.
- 2.- Perfil longitudinal del eje proyectado entre los dos extremos del trazo. Sólo se calculará el kilómetro que le corresponda, según el acápite b). Las escalas serán 1:2,000 y 1:200 vertical.
- 3.- Pliego de secciones transversales del kilómetro respectivo 1:200
- 4.- Diseños de secciones transversales a Escala 1:50 según lo indicado en el acápite c) pavimento.
- 5.- Diseños de las obras y estructuras de drenaje (alcantarillas, drenaje etc., tanto superficial como subterráneo).
- 6.- Planos pedidos en el acápite d) Puente.

C A P I T U L O I

TRAZO DEFINITIVO

Como podemos ver, de acuerdo a las especificaciones del Proyecto de Caminos para el año 1954 y según el número de orden que me corresponde, el N° 8, trabajé sobre el Plano N° 7, uniéndolo con trazo definitivo los puntos 7 y 8, partiendo de este último.

La Carretera es de 1ra. clase; y posee las características mencionadas en las especificaciones anteriormente expuestas. La carga máxima que ha de soportar, es la de un vehículo M15-S12.

DESCRIPCION DE LA TOPOGRAFIA DEL LUGAR.

Después de un estudio del plano, cuya escala es 1:2,000, llegué a la conclusión de que era una zona de topografía accidentada, pues está cruzada por numerosas quebradas y cadenas de montañas. Además vemos que cerca del punto 7, a unos 500 metros aproximadamente, existe un pequeño río, al que es necesario cruzar para poder llegar al punto N° 8. Por lo demás, toda la zona está surcada por numerosos cursos de agua, aunque de escaso caudal.

Los puntos N°s. 7 y 8 por unir, se encuentran a una altura de 3,750 m. y 3,800 m. respectivamente, sobre el nivel del mar, estando por lo tanto en la región de la sierra.

Los materiales que constituyen el terreno por el que va a pasar el 1er. km. son los siguientes: Materiales sueltos para los primeros 400 m., rocas blandas para los 300 m. siguientes, y 90% de rocas blandas y 10% de materiales sueltos para los últimos 300 m.

CARACTERISTICAS GENERALES DEL TRAZO.

El trazo lo he realizado de acuerdo a dos criterios fundamentales, a los que me he ceñido en toda su exten-

sión; el criterio académico del proyecto y el criterio económico que debe acompañar a cualquier trabajo de ingeniería.

Según el primer punto de vista por el que me he guiado, he tratado de resolver todos los problemas que se me han presentado, dándoles la solución más adecuada, de acuerdo al reglamento existente; "Normas Para Estudio de Carreteras en el Perú" y procurando cumplir con la mayor amplitud posible con las características que corresponden a un camino de 1er. orden.

Por el segundo criterio, el económico, he procurado en todo momento, efectuar un trazo, que a la vez de ser el más apropiado, teóricamente hablando, sea el que menos gastos origine en su construcción, así como también, más economía en su explotación y conservación, para lo cual he diseñado la carretera, teniendo en mente, una longitud mínima, un movimiento de tierras pequeño y las mejores condiciones técnicas.

Ha sido pues, de la conjunción de estos dos grandes criterios, que ha nacido el presente Proyecto.

DESCRIPCION DEL TRAZO.

Antes de empezar a tratar de este acápite, daré algunas de las características que debe tener la carretera.

Según el artículo 2.01.01 del Reglamento antes mencionado, la velocidad directriz para una carretera de 1ra. clase en topografía accidentada es de 45 km. por hora, y las dimensiones de la superficie de rodadura y bermas para este mismo tipo de carretera serán, según el artículo 2.03.01, de 6.00m. y 0.50m. respectivamente, lo que da un ancho total de 7.00m.

Las pendientes a las que debo ceñirme deben ser de acuerdo al artículo 2.12.01 del Reglamento, menor que el 4.8% para una carretera de 1ra. clase situada entre los 3,000m y 4,000m. de altura siendo además las pendientes medias máximas, computadas en secciones de 10 en 10 kms. o menos, de as-

La diferencia de nivel entre el punto 8 de salida y el punto 7 de llegada es de 50m. y la distancia aproximada en línea recta entre ambos es de 1,950m. siendo la pendiente en este caso de 2.5%, luego como podemos darnos cuenta, no tengo problema de pendiente, sino de dirección. Por lo tanto, he tratado en lo posible no apartarme de la dirección señalada por la recta imaginaria que une los puntos propuestos, obteniendo como resultado, el trazo más corto entre ellos.

El proceso que he seguido, ha sido el de ir determinando en los lugares más notables, los puntos más favorables de paso, ya sea por el talud apropiado del terreno o sus condiciones de visibilidad, o facilidad de construcción etc.

Al salir del punto 8, me vi obligado a hacerlo en curva, ya que de haber salido en línea recta hubiera tenido que llevar el eje completamente en corte, que aunque no hubiese sido muy profundo, entre 2 y 4m. solamente, habría sido en una longitud bastante considerable, de 100m. a 130m., que habría dado un gran volumen de corte; por lo tanto, preferí salir con una curva, que por otra parte no va a perjudicar el trazo, ya que élla es bastante corta, pues tiene un ángulo pequeño de 42° y un radio amplio de 100m. por lo que esta curva es casi insensible. La pendiente que utilizado es de -2.85% en los primeros 380m. En todo el estudio he cumplido con el artículo 2.12.08 de las Normas Peruanas que dice "La longitud mínima para los cambios de pendiente será de 200m..." Al llegar a la estaca (0/200), estudié la posibilidad de tres variantes fundamentales. Una de ellas, la primera, hubiera modificado totalmente todo el trazo, pues consistía en llevar la carretera íntegramente por las partes elevadas de la región, es decir hubiera ido coronando la cadena de montañas, hasta llegar a una planicie existente cerca del nacimiento del río, para cruzarlo a esa altura en que su caudal es aún escaso, y por la ribera opuesta venir sin mayores tropiezos hasta el punto de llegada 7.

El segundo proyecto consistía en atravesar el primer farallón por la parte superior, sin necesidad de rodearlo luego seguir por las partes elevadas siguiendo a las curvas de nivel, para luego empezar a bajar rápidamente a partir del segundo farallón hasta encontrar el trazo existente por la estaca 1/800 aproximadamente y unirse a él.

Por último, la tercera variante, que fué la que escogí, fué la de rodear el farallón, siguiendo a las curvas de nivel que en ese punto cambian de dirección abriéndose y extendiéndose suavemente durante este cambio, luego seguimos con el trazo pegándonos al terreno a fin de obtener el menor movimiento de tierras. Para ello he utilizado una curva de 110m. de radio, que como vemos da una curva amplia. Luego seguí rodeando el cerro y alcancé la cara opuesta mediante una curva, que la ubiqué en una zona donde el terreno se extiende siendo propicio para la construcción de una obra de este tipo, ya que allí las curvas de nivel se separan, pasando el eje con muy pequeños cortes y rellenos. El radio para esta curva es de 72m.

Una vez salvado este obstáculo seguí con el trazo por las partes bajas, es decir por las faldas de los cerros, que me parecieron los lugares más apropiados para llevar el camino, ya que es en estos sitios, donde el terreno se horizontaliza notablemente, permitiendo una construcción más rápida y económica, dando además unas longitudes de tangentes mayores.

Antes de seguir adelante, voy a exponer los motivos por los que me decidí por este último proyecto.

Para llevar a efecto el primero de los tres anteriormente descritos, hubiera sido necesario realizar un gran corte para atravesar el primer farallón y llegar a la otra vertiente, ya que si hubiese salido del punto 8 con una pendiente fuerte de subida a fin de poder pasarlo por la parte alta sin necesidad de corte, entonces el compás, con la abertura necesaria para esta pendiente, me hubiera llevado fuera

del plano ya que las curvas de nivel siguen esa dirección, entonces al tratar de evitar esto, saliendo con una gradiente moderada, no llego a coronar el cerro, por lo que hubiera sido preciso efectuar el corte antes mencionado. Una vez pasado este punto, hubiera avanzado sin mayores tropiezos, ya que el terreno allí no es muy empinado, hasta encontrar el segundo farallón, que es mucho más elevado y ancho que el primero; siendo este el principal inconveniente de esta variante, ya que para atravesar este gran saliente de las montañas, es preciso la construcción de un túnel, de una longitud apreciable, 100m. como mínimo, lo que encarecería notablemente la obra. Luego viene una zona ya más despejada, hasta llegar al río, al que lo atravesaría un pequeño puente, o con una alcantarilla de grandes dimensiones.

Una vez pasado a la otra vertiente, el trazo ya hubiera sido menos sinuoso, pero el terreno es bastante empinado, por lo que hubiera sido necesario, o, introducir el eje de la carretera en el cerro, para obtener la mayor parte de las secciones transversales en corte, o, de lo contrario, hacer cada cierto trecho, donde fuera necesario, muros de contención del relleno de las secciones en media ladera. El trazo así llevado, hubiera salido de mayor longitud que el que viene uniendo directamente los dos puntos.

Las ventajas pues de este primer tanteo serán; menor sinuosidad de la carretera, ya que posiblemente hubiera tenido tangentes más largas y menores curvas, aunque hubieran sido únicamente 3 ó 4 curvas menos; menor gasto en las obras de drenaje, ya que por encontrarse en las cumbres de los cerros, los cursos de agua recién nacen allí o son aún muy pequeños, y por lo tanto, menor costo de conservación.

Las desventajas serían las siguientes; mayor longitud de la carretera ya que en un tanteo preliminar obtuve una longitud mayor en cerca de 300m. la que con un estudio más detenido se hubiera podido reducir a 200m. aproximadamente; este

aumento traería consigo, además de encarecer la construcción, una elevación en el costo de explotación de la obra, ya que la longitud de recorrido es mayor, aumentándose el consumo de gasolina de los vehículos y su desgaste. Así mismo se requeriría la construcción de un túnel, cuyo costo de excavación es sumamente elevado, lo que exigía un cuidadoso estudio para su financiación; además un túnel es justificable solo cuando va a disminuir la longitud de un trazo o cuando va a mejorarlo notablemente, lo que no sucedió, en mi caso. Por último, las obras de protección de rellenos, necesarias en la última etapa de la carretera, elevaría aún más el costo de construcción del primer proyecto.

Por todas estas razones, descarté la variante explicada.

La segunda idea, o sea la de pasar por lo alto el primer farallón y luego unirme rápidamente al trazo definitivo, en las faldas del segundo, lo deseché, debido primero al gran volumen de corte, de 10 a 12m. de altura, que hubiera requerido el pasar ese obstáculo, y para poder realizar ese corte, habría tenido que colocar tres curvas seguidas y de sentidos diferentes, lo que perjudicaría enormemente la capacidad de tránsito de la carretera, debido a la necesidad de ubicar tangentes excepcionales para unir las curvas puesto que habría sido imposible darles las longitudes mínimas necesarias; además de estos inconvenientes existe otro, cual es, la imposición de una fuerte pendiente al tramo que serviría de enlace entre la parte de la carretera que va por las partes superiores y el resto que continúa por las faldas de los cerros, debiendo utilizarse posiblemente, pendientes excepcionales. En vista de lo expuesto, escogí la tercera variante, que es la que mejores resultados me ofreció.

Las características del trazo que adopté, ya las he explicado antes, hasta el lugar en que va a atravesar el segundo saliente o farallón; sus ventajas son las de constituir

una obra que cumple ampliamente con las condiciones de una carretera de 1er. orden, ya que las curvas son de radios grandes y las tangentes tienen unas longitudes bastante aceptables, además están ubicadas, como ya dije, en las fajas de terreno menos escarpadas de la zona, lo que da como resultado en la construcción un movimiento de tierras mínimo.

Una vez que llegué al lugar de volteo sobre este saliente, en la estaca 17700 aproximadamente, dejé el trazo allí a fin de ubicar o buscar en el río el lugar más adecuado para cruzarlo, y lo encontré en la zona donde la curva de nivel de cota 3,716 forma el lecho del río, ya que allí, puedo trazar una tangente que alcance ambas riberas y se prolonguen un poco más allá de ellas, lo que permite la construcción de un puente recto, y dada la condición de la topografía en ese sitio, permite una adecuada entrada al puente con una curva bastante amplia y una salida muy segura con una curva suave de radio de 150m.

Si hubiese tratado de pasarlo más arriba, donde el terreno forma una curva horizontal natural, por la cota 3,730 más o menos, habría sido fácil hacer la curva de entrada al puente, ya que la pendiente del terreno allí es bastante suave, pero al salir del puente, me encontraría con una muralla casi vertical formada por el cerro que queda en la margen izquierda del río, como se puede ver por las curvas de nivel que allí están muy juntas, luego hubiera sido, preciso, o construir un pequeño túnel en curva para poder ingresar a dicha ribera o construir un puente curvo, que permitiese una salida tangente al cerro, siendo las dos soluciones antieconómicas y de difícil construcción; además para poder llegar a un punto más alto del río para cruzarlo, habría tenido que pasar por una zona muy accidentada, lo que hubiera originado grandes cortes y rellenos, y alargando así mismo inutilmente el recorrido.

Si hubiera escogido un punto más bajo, de paso,

habría sido muy difícil llegar a él, ya que el abra más baja para pasar esta a 3,738m. sobre el nivel del mar, y estando la cota del río a 3,710m hubiera sido necesario efectuar enormes cortes y rellenos y forzar la pendiente en un trecho pequeño, 200m., pero no solo este inconveniente se presenta, sino que además, hubiéramos llegado a un punto muy bajo en la orilla opuesta, desde donde sería muy difícil arribar al punto 7 sin un desarrollo o una muy fuerte pendiente. Por lo tanto escogí el punto de paso msotrado en el plano, que es el que presenta las mejores condiciones de seguridad, facilidad de construcción y calidad de trazo, ya que la curva de entrada al puente termina 15m. antes del puente, por lo que la tangente tiene aproximadamente 95 m. de longitud, de los cuales, 30m corresponden al puente, luego a la salida del puente hay aún un tramo recto de 50m. viniendo luego la curva de 150m. de radio que como vemos es muy poco pronunciada. La pendiente utilizada a partir de la estaca 2/894 es de 4.4%, subiendo con esta misma gradiente hasta llegar al punto 7 pedido.

La parte comprendida entre el punto de cruce del río y la estaca 1/700 donde dejáramos anteriormente el trazo la resolví buscando la cota más baja para atravesar la cadena de cerros que impiden el libre descenso al río; este punto lo encontré entre dos picos cercanos al punto elegido de paso del río, esta abra tiene una cota de 3,738m. y la convertí en punto obligado de paso de la carretera; luego después de varios tanteos con diferentes pendientes logré unir los dos tramos del trazo mediante el msotrado en el plano, que lo logré con solo dos cambios de pendiente, uno de ellos de 0.8% a 4% en la estaca del Km.2, y el otro en la estaca de 2/60, en que pasé de 4% a 3.85%.

Como hemos visto en todo el trazo en planta he cumplido con las Normas Peruanas Para Construcción de Carreteras. Así en ningún caso he empleado curvas de Radio menor que el mínimo, y de las 16 que he utilizado solo 5 tienen

56m. de radio. La longitud mínima que he adoptado para las tangentes es la necesaria para efectuar la transición del peralte, esta longitud deber ser de 50 a 100 veces el peralte de la curva, y he tomado 60m. como tangente mínima.

Para la construcción de las curvas horizontales, he tenido en cuenta todos los factores necesarios para ello.

Así para la determinación del radio mínimo, he usado la fórmula:

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

dada por el Art.2.06.01 de las Normas Peruanas, en donde p es el peralte máximo en centésimos, cuyo valor se ha fijado en 0.08 para carreteras de 1ra. clase y f es el coeficiente de fricción dado por la fórmula siguiente;

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

Reemplazando valores:

$$R = \frac{45^2}{128(0.08 \frac{1}{1.4\sqrt{45}})} = 56m.$$

que es el dado por las N.P. art.2.06.01.

Al pasar un vehículo de un alineamiento recto a una curva, aparece una fuerza centrífuga que actúa sobre él, creando un peligro de vuelco o de deslizamiento transversal del vehículo. También se presenta el problema de la falta de visibilidad necesaria para dar el espacio suficiente a fin de poder maniobrar segura y eficazmente al presentarse un obstáculo inesperado, evitando así accidentes. Además en las curvas, los vehículos siempre tienden hacia la parte interna de ellas, es decir por el lado más bajo, tratando de circular por el camino más corto, por lo tanto en esos puntos, es necesario aumentar el ancho de la superficie de rodadura a fin de no disminuir la capacidad de tránsito de la vía; a esta adición se le denomina sobreancho.

Las formas como se solucionan estos problemas son las siguientes;

Para neutralizar la fuerza centrífuga que se presenta, originando vuelco y deslizamiento del vehículo se recurre a dos procedimientos, el primero consiste en interponer entre la tangente y la curva circular, una curva de transición, que en nuestro medio es una espiral debido a su facilidad de cálculo que tiene un radio que varía desde infinito en el punto de tangencia con la tangente, hasta adquirir el valor del radio de la curva circular en el punto de unión con ésta. Esta curva hace que el vehículo vaya pasando insensiblemente del alineamiento recto al circular.

DETERMINACION DE LAS CURVAS DE TRANSICION.

La fórmula utilizada para encontrar la longitud que debe tener la curva de transición, ha sido deducida a partir de los valores de la fuerza centrífuga originada y del tiempo necesario para recorrer la curva y alcanzar ese valor de la fuerza, y es la siguiente;

$$L = \frac{v^3}{CR} \quad \text{en donde:}$$

L=Longitud de la curva de transición.
R=Radio de la curva circular en m.
C=Coficiente variable.

Los valores de C según las N.P. art. 2.09.02 son:

C=28 para $v \geq 100$ Km/h.

C=46 para comprendida entre 60 y 100 Km/h.

C=70 para $v \leq 60$ Km/h.

Como vemos el valor de la longitud de la curva está en razón inversa del Radio de la curva, luego corresponde un valor de L máximo para un Radio mínimo. Entonces en mi caso, para una velocidad constante, como es la velocidad directriz de 45 Km./h. y para un radio mínimo de 56 m. la mayor longitud de curva de transición que voy a tener será:

$$L = \frac{v^3}{CR} = \frac{45^3}{70 \times 56} = 23.2 \text{ m.}$$

pero según el libro "Transition curves for Highways" por Joseph Barnett, curvas de transición menores de 40 m. de longitud son impracticables.

Luego en mi caso, no utilizaré en ningún momento esta clase de curvas.

La segunda forma de anular las fuerzas anteriormente enunciadas, consiste en efectuar el peraltado de la curva.

PERALTADO DE LAS CURVAS.

El peraltado de la curva consiste en sobre elevar la parte exterior de la curva con respecto a la interior en una cantidad necesaria para evitar vuelco y deslizamiento.

La fórmula práctica dada por las N.P. que se utiliza para la determinación del peralte es;

$$P = \frac{v^2}{2.28R}$$

que ha sido deducida a partir de la que da el radio en función del peralte;

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

Las N.P. fijan para carreteras de 1ra. y 2da. clase un valor del peralte que varía desde el 2% como mínimo hasta el 8% como máximo, art.2.08.01; y el art.2.08.02, dice que "En las carreteras de 1ra. clase y 2da. clase también, será mantenido el peralte en 8% hasta radios de 340m. y disminuirá proporcionalmente en $\frac{1}{2}$ % por cada 20m., hasta radios de 580m. Todas las curvas mayores de 580m. de radio tendrán 2% de peralte"

Por consiguiente en mi caso, en que todos los radios son menores de 340m. emplearé un peralte de 8% para todas las curvas.

El giro del peralte se podrá hacer, sobre el eje de la carretera o sobre el borde interno del pavimento, sin considerar el sobre ancho que seguirá la inclinación del resto de la calzada art. 2.08.04.

Yo he hecho el giro sobre el eje del pavimento por facilidad de construcción.

La transición del peralte se hace a lo largo de la tangente en la longitud necesaria para ello, que es de 50 a

100 veces el valor del peralte, hasta alcanzar su máximo en el PC., y disminuirá a partir del PT.

VISIBILIDAD.

Ya he descrito la influencia que tiene la visibilidad en todo proyecto de una carretera. Por lo tanto es necesario que todas las curvas posean las condiciones mínimas de visibilidad, para ello es preciso la existencia de ciertas distancias mínimas que permitan la visión del obstáculo a tiempo para evitarlo, la reacción del conductor del vehículo y la maniobra necesaria para sortearlo con comodidad.

Con este fin, se han establecido una serie de distancias de visibilidad para carreteras de dos tráfico, y son:

Distancia simple de visibilidad de frenado: D_f , que es la mínima necesaria para detener un vehículo en marcha, a cierta velocidad.

Distancia de visibilidad de paso: D_p , que es la requerida para que un vehículo en marcha a cierta velocidad, pase a otro con toda seguridad, que marcha en la misma dirección, suponiendo que en dirección opuesta se acerque un tercer vehículo. La velocidad del vehículo sobrepasado se supone que sea de 15 Km/h menor que la directriz.

DISTANCIA DOBLE DE VISIBILIDAD: D_d , es la mínima que necesitan dos conductores de habilidad media, cuya altura visual sobre el nivel de la calzada sea de 1,30m., a fin de evitar un choque entre sus vehículos.

Según las N.P., Art. 2.11.04, la D_f debe existir a todo lo largo de la carretera, y de visibilidad de paso a distancias no mayores de 5Kms.

En las mismas Normas, Art. 2.11.08, se especifican las diferentes distancias de visibilidad para diferentes valores de velocidades directrices. Así para mi caso de velocidad directriz de 45 Km/h., obtengo:

Curva N°5.....	Sobreancho;	1.22 m.
" N°6.....	".....;	1.28 m.
" N°7.....	".....;	1.00 m.
" N°8.....	".....;	1.22 m.
" N°9.....	".....;	0.68 m.
" N°10.....	".....;	1.28 m.
" N°11.....	".....;	1.28 m.
" N°12.....	".....;	1.28 m.
" N°13.....	".....;	0.86 m.
" N°14.....	".....;	1.28 m.
" N°15.....	".....;	-0.65 m.
" N°16.....	".....;	0.86 m.

La forma de ejecutar el sobreancho es, según el Art. 2.07.04, de darlo por medias partes en el lado exterior e interior de las curvas; esto para las carreteras de 1ra. y 2da. clase. Además dice, Art. 2.07.06 "En las curvas sin transición el sobreancho morirá sobre las tangentes en la longitud fijada para alcanzar el peralte".

El valor del sobreancho debe empezar en el PC. de la curva y seguir con el mismo hasta el PT, donde empezará a disminuir nuevamente hasta hacerse cero donde empieza la rampa del peralte.

TRAZO EN PERFIL.

Después de haber terminado el estudio del trazado en planta, paso a tratar sobre sus características en perfil.

El objeto de este estudio, es el de obtener una rasante que, a la vez de proporcionarnos el perfil de cortes y rellenos más económico, nos de también una serie de pendientes que no sobrepasen las máximas y mínimas establecidas y que sean las más adecuadas técnicamente.

Esta parte del proyecto, el estudio en perfil del trazo, es posiblemente la más importante, ya que de ella

depende en gran parte la mayor o menor economía que se realice, así como la mejor distribución de pendientes que permitan el máximo rendimiento de los vehículos que circulen por ella.

Es pues necesario efectuar un estudio concienzudo del perfil y llegar inclusive al "Diagrama de Masas" del que más adelante trataré, ya que este diagrama es el que mejor nos indica si efectivamente nuestro trazo cumple con las anteriores condiciones. Si esto no sucediera, es necesario entonces modificar la rasante hasta ubicarla en lugar preciso, jugando para ello, moderadamente, con las pendientes y sobre todo sin abusar ni prescindir de estos cambios de gradiente. Si aun así no se obtuvieran los resultados apetecidos, es necesario y más aun, obligatorio, modificar el trazo en planta y volver a comenzar su estudio hasta conseguir la mejor solución posible.

En mi caso he llegado a hacer hasta cuatro estudios completos del Km., pues al llegar al "Diagrama de Masas" éste me indicaba las zonas en que podía mejorar el trazo, ya sea moviendo el eje un poco más afuera para disminuir los cortes o bajando algo la rasante para obtener rellenos menores, o variando el radio de las curvas y la dirección de las tangentes a fin de pasar por zonas mejores etc., obteniendo finalmente un trazo que me pareció el más satisfactorio.

Así se puede ver que en mi trazo he hecho ocho cambios de pendiente, contando la necesaria para darle la horizontalidad requerida por el puente. Estando todas las pendientes dentro de los límites fijados por las N.P.

En el 1er. Km. he utilizado 2 pendientes, siendo la 1ra. de 2.85% en una longitud de 380 m. y la siguiente de 2.5% en los 620 m. restantes. Además como vemos que la diferencia de pendientes es menor que el 1%, no necesito la construcción de curvas verticales, puesto que según el Art. 2.11.09, no se colocarán curvas verticales en los cambios de pendiente cuya diferencia algebraica sea menor de 2%, y en los

caminos con pavimento de tipo superior, cuya pendiente no exceda el 1%.

Además en todo el trazo ^{no} he utilizado, contrapendientes, cumpliendo con las recomendaciones de las Normas, que dice que se evitará en lo posible el uso de ellas.

Los valores de las demás pendientes, pueden verse en el plano correspondiente.

SECCIONES TRASVERSALES.

Después de los acápites anteriores, solo nos resta estudiar las secciones transversales.

En la sección transversal de una carretera, hay que contemplar tres factores esenciales;

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

Al hablar sobre Construcción de un relleno nos ocuparemos de las partes de que consta una sección transversal.

Para la determinación del ancho de la faja de rodadura, se necesita un estudio hecho con criterio económico de acuerdo al número de vías necesario para una capacidad de tránsito prevista. Según el art. 2.03.01 de las N.P. el ancho de la superficie de rodadura, para una carretera de 1ra. clase en topografía accidentada será de 6m., teniendo además en cada lado una berma de 0.50m. de ancho, especificando también que este ancho corresponde a dos vías de circulación.

En lo que respecta al derecho de vía, que como sabemos es una zona en la que no está permitido construir, ni desviar el agua sin autorización de la Administración, sus dimensiones son variables de acuerdo al tipo de carretera y especialmente a la legislación de cada país.

Las N.P. dan como derecho de vía para carreteras de 1ra. y 2da. clase el valor de 20m. o sea de 10m. a cada lado del eje. Actualmente se tiende a aumentar estos valores. Por el art. 2.05.05, las Normas fijan una zona de 10m. a cada

lado del derecho de vía en la que está prohibida la construcción de obras permanentes que afecten la visibilidad o dificulten futuros ensanches.

Además las Normas dan una serie de reglamentaciones para los casos especiales que se presenten.

BOMBEO DEL FIRME.

Al perfil del firme en la sección transversal, se le provee de una cierta inclinación a partir del eje hacia los bordes.

El objeto de esta pendiente o bombeo, como se le llama, es el de evacuar transversalmente las aguas superficiales, que lleguen a la superficie de rodadura, a fin de evitar un estancamiento y el consiguiente deterioro de ella.

El valor del bombeo, ha sido fijado por las N.P. para todo tipo de pavimento como de 2%.

BERMAS.

Son fajas de anchos variables que van a los costados de las superficies de rodadura. Tienen una múltiple función, siendo las principales; la de contener lateralmente al pavimento protegiendo así sus bordes, de la destrucción, sirve para el paso de los peatones y además se le puede utilizar como base para futuros ensanches. La inclinación transversal de las bermas será la misma que la de la carretera.

Ya hemos visto que el valor fijado por las N.P. para el ancho de las bermas de carreteras de 1er. orden en topografía accidentada es de 0.50m.

CUNETAS.

Son los canales que corren paralelos al eje del camino y cuyo objeto es recojer, conducir y evacuar el agua que el bombeo del firme hace llegar a ellas. Las cunetas son imprescindibles en las secciones en corte.

Su forma puede ser trapezoidal o triangular, siendo esta última la recomendada por las N.P. para su uso entre nosotros. Las características de estas cunetas, las daré en el ca-

pítulo correspondiente al Drenaje.

Solamente indicaré las dimensiones de ellas, fijadas por el art.2.04.01 de las Normas, que dicen que en zona de Sierra deben tener una profundidad de 0.30m. y un ancho de 0.50m.

TALUDES.

Como el perfil longitudinal origina secciones transversales en corte o relleno, en las secciones transversales aparecerán tanto taludes de corte como de relleno. Estos taludes deben tener la inclinación necesaria para evitar el desprendimiento del material que forma el talud y proporcionarle así la suficiente estabilidad que asegure el buen funcionamiento de la carretera.

Cada material tendrá su propio talud de equilibrio, ya que este depende de la naturaleza de aquél. Así el art.2.04.07 de las N.P. especifica los taludes que se debe dar a los diferentes materiales, y son los siguientes;

TERRENO	VERTICAL	HORIZONTAL
En roca y conglomerado		
sementado	10	1
Conglomerado	3	1
Tierra compacta	2	1
Tierra suelta	1	1
Arena	1	1

Y según el art. 2.04.09, en los rellenos los taludes serán de modo general de 1:1 para enrocados y 1:1½ para los demás materiales

De acuerdo a estos datos, en mi kilómetro, he utilizado los siguientes taludes:

	MATERIAL	TALUD	
		Corte	Relleno
Para los 1ros. 400m	Mat.sueltos	1:1	1:1½
Para los 2dos. 300m	Rocas blandas	10:1	1:1
" los ultimos 300m.	90% Roc.bland. y 10% Mat.sueltos	10:1	1:1

CAPACIDAD DE ASCENSO.

CAPACIDAD DE ASCENSO.

Sabemos que capacidad de ascenso de un vehículo es el % de pendiente que puede subir en una carretera con una determinada carga.

Según las especificaciones del proyecto, las dimensiones y cargas máximas de los vehículos que van a circular por la carretera serán:

CARGA TIPO	H 15 - S 12
Longitud total	15m.
Ancho total	2.40m.
Altura total	4.20m.

Después de averiguar en el comercio, sobre el tipo de camión que más se aproxima a estas características, vi que habían varios, por lo que me decidí a escoger un camión Ford F 900, ya que era sobre el tipo de vehículo que más información había logrado reunir.

Las características de este vehículo pueden verse en las especificaciones que se encuentran en el folleto adjunto, por lo que me limitaré a dar solamente algunas:

Max. Peso Bruto del Vehículo	P.B.V. = 27,000 #
Max. Peso de Tracción	P.B.C. = 55,000 #
Longitud del camión Remolque	= 132" / 36.2" = 168.2" = 4.27m.
Torque del Motor	= 286 l-p a 2300 R.P.M.
Capacidad del Eje Delantero	= 8,000 lbs.
" " " Trasero	= 21,000 lbs.
Caballos de Fuerza al Freno	= 170 a 3900 R.P.M.
Velocidad	= 45 k/h. = 28 millas/h.

NEUMATICOS:

Los neumáticos son de 10.00 X 20 de 12 capas de clasificación.

Para encontrar el # de revoluciones por milla de los neumáticos utilizaré el método seguido en el "Highway Engeneering", en el cual se considera el aplastamiento que sufrirá el neumático por acción de la carga transmitida por el ca-

marcha más desfavorable, es decir para la mínima capacidad de ascenso del vehículo, para lo cual tomo la marcha directa en la que el valor de la desmultiplicación de la caja es la menor como se puede ver en sus especificaciones;

Desmultiplicación de la caja en directa (5ta.).....1;1.

Desmultiplicación del eje trasero7.67;1.

Luego:

$$R = 7.67 \times 1 = 7.67.$$

Ya puedo hallar E_t :

$$E_t = 0.00119 \times 286 \times 0.9 \times 7.67 \times 472 = 1,109.2$$

Pero este esfuerzo hallado se encuentra en realidad disminuido por una serie de resistencias, como son, la resistencia a la rodadura R_r ofrecida por el pavimento, la R_a debida al aire, la R_i originada por la pendiente del camino, y por último la resistencia producida por la altura sobre el nivel del mar, R_h .

La resistencia debida al pavimento, R_r , está dada por cada mil libras de peso bruto del vehículo, y su valor es:

$$R_r = \rho P$$

en la que el coeficiente ρ depende de la velocidad del vehículo, de la presión y forma del neumático, etc.

El R_r está tabulado, ya para pavimento asfáltico vale 12.

La resistencia debida al aire, R_a , viene dada por la fórmula;

$$R_a = K \times S \times V^2$$

en la que:

K : es un coeficiente que depende de la forma y dimensiones del vehículo. Adoptaré el valor máximo para ello, es decir 0.0025.

S : es la mayor sección transversal del carro, tomando las dadas en las especificaciones, de 2.40m. por 4.20m. tendré que el valor de S en pies será de 104 pies².

V : es la velocidad directriz en millas por hora, o sea 28 millas por hora. Luego reemplazando:

$$R_a = 0.0025 \times 104 \times 28^2 = 203.8 \text{ lbs.}$$

Si consideramos primeramente sólo la resistencia del aire, el esfuerzo tractor disponible E_d será:

$$E_d = E_t - R_a$$

o sea $E_d = 1109.2 - 203.8 = 905.4 \text{ lbs.}$

y el coeficiente de rendimiento C_r , que está dado por la fórmula:

$$C_r = \frac{E_d \times 1000}{PBV} \quad \text{será, siendo } PBV = 27,000 \text{ lbs.}$$

$$C_r = \frac{905.4 \times 1000}{27,000} = 33.5 \text{ lbs.}$$

Entonces la pendiente que puede subir este vehículo al nivel del mar, considerando la resistencia del pavimento R_r está dada por:

$$i\% = \frac{C_r - R_r}{10} = \frac{33.5 - 12}{10} = 2.15\%$$

Ahora, si tomamos en cuenta la altura sobre el nivel del mar, el camión reduce aún más su capacidad de ascenso; así, si considero que pierde el 1% por cada cien metros de altura, a 3,800 m. perderá $\frac{3,800}{100} = 38\%$ de su capacidad, quedándole únicamente:

$$100 - 38 = 62\%.$$

Luego la pendiente que podrá subir a 3,800 m. de altura será:

$$i\% = 2.15 \times 0.62 = 1.34\%$$

Como podemos ver la pendiente que puede ascender en directa, es menor que la máxima pendiente que tenemos en el trazo, pero esto no quiere decir que no pueda subir por ella, ya que para el cálculo de esta capacidad de ascenso, he considerado las condiciones más desfavorables para el vehículo, lo que no siempre se va a producir, además los tramos con fuerte pendiente son cortos, y cuando se presenta uno de estos, entonces los vehículos trepan en otras marchas más potentes, que tienen una capacidad de tracción tal, que les permite salvar pendientes mucho más empinadas que las que hay en mi trazo.

CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE LA CARGA EN EL SEMIREMOLQUE.

La carga útil en el punto de apoyo del semiremolque sobre el tractor, debe calcularse antes de analizar la distribución de la carga en él.

Antes de proceder a este cálculo, daré algunas de las características del semiremolque utilizado; las demás se podrán encontrar en la hoja de especificaciones adjuntada.

He escogido un semiremolque de la Fruehauf Trailer Company, Modelo GT55, de frente oval. Su longitud es variable, habiéndome decidido por el que tiene la longitud que más se aproxima al tipo H15-S12, que es de 15 m. He tomado pues el de 35 pies de largo.

Longitud del semiremolque; 35' x 0.305 m. = 10.675 m.

Longitud del camión tractor: 4.27 m.

Longitud total; 14.945 m. ≈ 15 m.

El peso del semiremolque vacío, según los datos proporcionados por la casa distribuidora es de..... 11,000 lbs.

La capacidad del semiremolque, en el modelo de simple eje es de 20,000 lbs.

Para ver la carga útil que puede transmitirse por intermedio del King Pin al eje trasero del camión, tengo que determinar primeramente, que porcentaje del peso propio del semiremolque se descarga en dicho eje. Según los datos proporcionados por la casa distribuidora, este porcentaje es de 20%, transmitiéndose el 80% restante al eje trasero del semiremolque. Luego;

% del peso del semiremolque q' va al eje; $0.8 \times 11,000$ 8,800 lbs

% del peso del semiremolque q' va al pin; $0.2 \times 11,000$ 2,200 "

Todo esto es para el semiremolque vacío. La capacidad del s.r. ya hemos visto que es de 20,000 lbs.

Pero la carga útil que se transmite al eje del semiremolque es, de acuerdo a los informes obtenidos, el 65% de la carga útil total, y la que va al eje trasero del camión por intermedio del apoyo es el 35% restante. Entonces;

CARGA UTIL EN EJE DEL S.R. $= 0.65 \times 20,000 = 13,000$ lbs.

CARGA UTIL EN EJE TRASERO DEL TRACTOR $= 0.35 \times 20,000 = 7,000$ lbs.

Luego conociendo la carga útil que va sobre el eje del s.r., puedo encontrar la carga total que va a transmitirse a él;

CARGA TOTAL EN EJE DEL S.R. $= 8,800 + 13,000 = 21,800$ lbs.

y la carga total que se transmitirá al pin será:

CARGA TOTAL SOBRE EL PIN $= 2,200 + 7,000 = 9,200$ lbs.

Hay que recordar que cuando me refiero a la carga que transmite el pin, estoy hablando sobre la carga que el semiremolque transmite al eje trasero del camión tractor.

Luego ahora tengo que comprobar, si los ejes del camión resisten esta carga, para ello, tengo que sumar la carga total del semiremolque que va a transmitirse por medio del pin, más el peso del vehículo tractor listo para el servicio, que gravita en el eje trasero, y esta adición debe resultar menor que la capacidad resistente de dicho eje. De las especificaciones del camión F-900 obtengo;

PESO DEL EJE TRASERO DEL CAMION3,197 lbs.

luego sumándole la carga del semiremolque:

PESO DEL S.R. SOBRE EJE TRASERO DEL CAMION9,200 lbs.

PESO TOTAL EN EJE TRASERO DEL CAMION 12,397 lbs.

que es menor que la capacidad resistente de dicho eje, que según sus especificaciones es de 21,000 lbs.

Hay que tener en cuenta que he supuesto la posición más desfavorable del pin sobre el camión, para este eje, ya que he considerado que se encuentra directamente sobre él, cuando en realidad está un poco más adelante, a una distancia que varía entre 2" y 6", según el fabricante, transmitiéndose pues parte de la carga del s.r. al eje delantero del camión, aunque esta parte es ínfima y no es digna de ser tomada en consideración.

DISTRIBUCION DE LA CARGA

Para la adecuada forma de colocar y distribuir la

carga sobre los camiones, hay que tener en cuenta varios factores.

Antes de esta distribución, es necesario que la caja del camión elegida, sea la más conveniente para el tipo de chasis poseído. La elección de la caja debe hacerse de acuerdo a la naturaleza de las cargas por llevar y al chasis del camión que se tenga, pues de este factor primordial, depende el rendimiento del vehículo.

Luego podemos clasificar la carga en dos grupos: carga viva y carga muerta.

La primera, o sea la carga viva, es la que varía su centro de gravedad según el movimiento del camión, por poseer cierto grado de flexibilidad o fluidez en sí misma. Este tipo de carga puede resistir bien el efecto del choque. Tal es el caso de los líquidos.

En cuanto a la carga muerta, es aquella que permanece inalterable en su forma, o sea que es rígida. Estas últimas resultan pues más gravosas para el chasis del camión que las cargas vivas, y sus exigencias aumentan en proporción a la aspereza del camino por donde circule.

Otro factor importantísimo, es la densidad de la carga, puesto que a dos cargas de diferente densidad, a igualdad de peso, ocupará más volumen la carga menos densa, por lo que requerirá un espacio mucho mayor que la más densa. Cuando se necesita una gran capacidad cúbica es amenudo más recomendable alargar la caja que aumentar su altura, para mantener el centro de gravedad todo lo bajo que sea posible, y así mejorar la estabilidad del vehículo.

Por último, la carga ha de colocarse centrada, es decir, procurando que el peso de ella se reparta de acuerdo con la capacidad resistente de cada eje. Así hay que evitar recargarla en un costado o colocarla toda muy adelantada o atrasada. Nunca debe sobrecargarse el camión, por que este descuido o negligencia, es el que más daño causa al vehículo.

C A P I T U L O II

CONSTRUCCION Y DRENAJE.

Una vez obtenidas las secciones transversales, efectué la cubicación, es decir, encontré los volúmenes de corte y de relleno.

Para hallar el valor de las áreas de corte y de relleno en cada sección transversal, empleé el método gráfico expuesto por el Ing. Alejandro Begovich en el Boletín Informativo del Ministerio de Fomento y Obras Públicas del mes de Setiembre de 1953. Este método, da las áreas antes nombradas, con gran aproximación y facilidad de construcción. Los valores de estas áreas pueden verse en pliego de cubicaciones.

Luego hice la cubicación, para lo cual empleé el método de las áreas medias, que como sabemos da la suficiente aproximación para los trabajos de carreteras.

Las fórmulas generales que dan los volúmenes de corte y de relleno, cuando las secciones transversales son perpendiculares al eje, son:

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

en las que S y S' son las áreas de corte o de relleno de dos secciones consecutivas situadas a una distancia D entre ellas. La manera de aplicar estas fórmulas en cada caso, según sea la forma de las secciones, es:

1°) Si una sección está en corte y la otra en relleno:

Siendo S el volumen de corte y S' el de relleno, tendremos:

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

2°) Si ambas secciones están en media ladera correspondiéndose las áreas de corte y las de relleno:

Si S es el vol. de corte en la 1ra. sec. y S' el de relleno y S₁ es el vol. de corte en la 2da. sec. y S'₁ el de relleno;

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

3°) Si las secciones están en media ladera y las áreas de corte

y las de relleno no se corresponden:

Con los mismos símbolos anteriores tenemos:

$$V_c = \frac{S^2}{S \cdot S'} \times \frac{D}{2} \neq \frac{S_1^2}{S_1 \cdot S_1'} \times \frac{D}{2}$$

$$V_r = \frac{S_1'^2}{S \cdot S_1'} \times \frac{D}{2} \neq \frac{S_1}{S_1' \cdot S_1} \times \frac{D}{2}.$$

4°) Si una de las secciones se halla en corte o relleno completo y la otra en media ladera:

Llamando S_1 a la parte de la sección en corte o relleno completo correspondiente a la sección S_1' de corte o relleno en media ladera, y S a la otra parte de la sección en corte o relleno completo correspondiente a la sección S' de relleno o corte en media ladera respectivamente, tendremos:

$$\text{Vol. de corte de } S_1 \text{ a } S_1' = \frac{S_1 \cdot S_1'}{2} \times D$$

$$\text{Vol. en relleno } S' = \frac{S_1'^2}{S \cdot S_1'} \times \frac{D}{2}$$

$$\text{Vol. de corte en } S = \frac{S^2}{S \cdot S'} \times \frac{D}{2}$$

Estos son todos los casos que se pueden presentar.

Los volúmenes se pueden ver en el pliego de cubicaciones que acompaño.

Ahora pasaré a explicar el "Diagrama de Masas", pero antes es necesario hacer un estudio del comportamiento de los diversos materiales que forman las capas del terreno.

ESPONJAMIENTO Y CONTRACCION DE LAS TIERRAS.

Al efectuar un corte en el terreno, el volumen obtenido de material suelto, es mayor que el volumen del mismo material pero en estado natural. Esto se debe al fenómeno del esponjamiento que sufren los suelos. El esponjamiento es producido por el número y dimensiones de los vacíos que quedan entre las partículas del terreno después de haber sido removido, ya que primitivamente estaban en un estado de gran compactación logrado a través del tiempo y de un proceso geológico. Este aumento de volumen no es el mismo para todos los tipos de material. Así para los terrenos entre cuyas partículas no existe

gran cohesión, el esponjamiento es menor que para terrenos más compactos.

Así en el Manual de Garuffa, se dan los siguientes porcentajes de esponjamiento para algunos materiales:

MATERIAL	% DE ESPONJAMIENTO
Arena y Grava	del 10 al 20%
Tierra arcillosa	" 20 " 25%
Arcilla compacta	" 25 " 35%
Rocas y piedras	" 35 " 50%

Igualmente, al haber un relleno con una material suelto, previamente cortado, y haciendo este relleno por capas de reducido espesor y gran apisonamiento, se obtiene un volumen compactado menor que el volumen cortado originalmente. A este fenómeno se le conoce con el nombre de contracción de las tierras, y es producido por la disminución del número y diámetro de los vacíos que el terreno al estado natural posee, debido a los cuerpos extraños que él aloja en su masa.

Naturalmente que esta contracción no se produce en las rocas, ya que debido a las dimensiones que tienen sus partículas al ser desagregadas, y especialmente, a las formas que toman ellas, es muy difícil su acomodo y por lo tanto nula su compactación.

Al realizar los trabajos con equipo mecánico, como son los de corte, transporte y relleno, estas variaciones volumétricas adquieren gran importancia, por lo que es necesario aplicar convenientemente, un "factor de conversión" f, g' de el verdadero valor del volumen movido. El material entonces se presenta bajo los tres estados siguientes; en sitio, suelto y compactado.

El volumen en sitio se convierte en volumen suelto para expresar y determinar la capacidad del equipo necesario de transporte para mover ese volumen.

El volumen en sitio se convierte en compactado para determinar la cantidad de M^3 de corte necesarios para re-

alizar un relleno de compactado dado.

El volúmen de material suelto que lleva el equipo, debe convertirse a volumen compactado para determinar el volumen final de los rellenos.

La tabla I expuesta en el "Curso de Caminos" del Ing. R. Parraud da los siguientes factores de conversión de los suelos

Clase de material	Estado actual	Convertido a		
		En estado natural m ³	Suelto m ³	Compactado m ³
ARENAS	Natural	1.00	1.11	0.95
	Suelto	0.90	1.00	0.86
	Compactado	1.05	1.17	1.00
TIERRA COMUN	Natural	1.00	1.25	0.90
	Suelto	0.80	1.00	0.72
	Compactado	1.11	1.39	1.00
ARCILLAS	Natrual	1.00	1.43	0.90
	Suelto	0.70	1.00	0.63
	Compactado	1.11	1.59	1.00

Por lo tanto en el estudio de mi Kilómetro, adopté los siguientes volúmenes;

En los tros. 400m; materiales sueltos;

El vol.de corte lo multipliqué por 1.25 para obtener Mat.Suelto
 " relleno " " 1.39 " " "

En los siguientes 300m; rocas blandas;

El vol.de corte lo multipliqué por 1.4 para obtener Mat.Suelto
 " relleno " " 1.0 " " "

En los 300m. finales; 90% rocas blandas y 10% mat.sueltos;

A fin de obtener una relación constante de materiales sueltos, con los factores adoptados, interpolé los factores de Roca Blanda y Mat.Suelto, obteniendo lo siguiente;

El vol.de corte lo multipliqué por 1.38 para obtener Mat.Suelto
 " relleno " " 1.04 " " "

DIAGRAMA DE BRUCKNER O CURVA DE LAS MASAS.

Después de haber efectuado la compensación trasversal, es necesario realizar la compensación longitudinal de volú-

menes, y la mejor manera de hacerlo es aplicando el procedimiento efectivo del Diagrama de Bruckner conocido también como "Curva de las Masas".

La explicación de este método es la siguiente:

Una vez calculado el pliego de cubicaciones, estaca por estaca, corregimos estos volúmenes mediante los factores de conversión antes enumerados, es decir, los volúmenes de corte los multiplicamos por el factor de esponjamiento correspondiente a fin de tener el vol. de mat. suelto; igualmente, los volúmenes de relleno se multiplican por su factor de conversión para pasar de compactado a suelto; ya que es necesario tener todos los volúmenes convertidos a material suelto para poder realizar las compensaciones transversal y longitudinal.

La compensación transversal la hacemos asignándole signo (+) a los vol. de corte y (-) a los de relleno y haciendo la suma algebraica en cada estaca, obtenemos un volumen sobrante que será el que pase a la compensación longitudinal. Si el vol. remanente es (+) quiere decir que hay exceso de corte, y si es (-) quiere decir que el relleno ha sido mayor. Con estos valores se puede efectuar la construcción del Perfil de Cortes y rellenos, que da una idea muy clara sobre la calidad del trazo.

Por último hallamos los volúmenes acumulados, que son la suma algebraica de los volúmenes sobrantes. Esta suma se representa luego graficamente, llevando sobre un eje horizontal, el que se ha dividido en partes iguales, el número de estacas y con el eje vertical los valores de la suma acumulada en cada estaca, obteniéndose una curva que es la que constituye el "Diagrama de Masas".

Las propiedades de este Diagrama son conocidas y están explicadas en los textos de Caminos, por lo tanto solo expondré algunas de las más importantes

1º) El Diagrama es ascendente mientras hay excesos de corte y descendente cuando hay exceso de relleno

- 2°) La diferencia entre las ordenadas de dos puntos consecutivos del Diagrama, representa, 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 (+) y de relleno si es (-)
- 3°) En los puntos en los que la línea de base corta a la curva, hay compensación de volúmenes, pues en estos puntos, la suma algebraica de los (+) cortes, y los (-) rellenos, es cero. Si esta curva terminase en la línea de base, hay compensación absoluta. Si no fuese así, es decir, si la curva terminase encima o debajo del eje, quiere decir que hay un exceso de vol. de corte no compensado, en el primer caso, o de relleno en el segundo.
- 4°) Toda paralela a la línea de base que corte a la curva en dos puntos, determina segmentos compensados. Estas paralelas, son por lo tanto, líneas de balance.
- 5°) El área comprendida en un segmento cerrado, representa los momentos de transporte de los vol. que se compensan.
- 6°) El cociente obtenido de la división del área de un segmento cerrado, entre la ordenada que represente los vol. que se compensan, da la distancia de transporte.

De estas propiedades se desprende, la gran importancia que tiene esta parte del estudio del proyecto, como ya lo hice notar al tratar sobre el trazo en perfil de la carretera porque el resultado al que hay que tender, es el que nos de la mayor longitud del camino compensado, y el menor exceso de volúmenes de corte o relleno que haga necesaria el bote o el préstamo de material.

Por eso de la curva de Bruckner dependerá que se efectúe o no en nuevo trazo, o se modifique la rasante, ya que un diagrama de masas inadecuado o defectuoso obliga a un mejoramiento del trazo.

En mi caso me ví precisado a hacer numerosos tanteos y sus respectivas modificaciones hasta obtener la curva final.

La elección de la línea de balance definitiva requiere también un estudio cuidadoso, ya que de ella dependerá en gran parte, la mayor o menor longitud de carretera compensada, así como también la elección del equipo necesario y naturalmente la economía de la construcción ya que el equipo se elige a partir de la cantidad y naturaleza del material por mover y de sus distancias de transporte, que dependen directamente de la línea de balance.

A continuación explicaré como obtuve, la "Curva de Masas" de mi Kilómetro, así como la elección de la línea de balance.

Para facilitar la construcción del diagrama, es conveniente tabular los resultados en la siguiente forma: En la 1ra. columna se indica el N°. de la estaca; en la 2da. van los volúmenes de cubicación correspondientes, que pueden ser de corte o de relleno, o de los dos a la vez, según la sección transversal; en la 3ra. van esos mismos volúmenes pero corregidos en su factor de conversión; en la 4ta. va la suma algebraica de los volúmenes de corte y relleno correspondientes a cada estaca, es decir, es la compensación transversal, y en la última se coloca la suma acumulada o sea los valores que servirán para la construcción de la curva.

La curva definitiva la obtuve mediante sucesivas modificaciones que me fueron acercando al diagrama final. Así en los primeros tanteos en la estaca 27000, el gráfico subía notablemente originando una ordenada máxima de corte altísima, lo que me dió a entender que hasta ese punto se había acumulado un gran volumen de corte, por lo que me fué preciso, al principio, modificar la rasante, y luego, al ver la inutilidad de esto, variar el trazo en planta, sacando un poco más el eje y utilizando una curva al principio del Kilómetro a fin de seguirme un poco más al terreno. Igualmente a partir de la estaca 07460, la curva empezaba a descender gradualmente hasta alcanzar valores negativos llegando así a la estaca 07660 desde la

que subía bruscamente hasta la estaca 0/860 y después de descender muy poco seguía subiendo hasta alcanzar un valor elevadísimo positivo en la estaca 0/900, Debido a que entre la estaca 0/460 y 0/660 no iba a poder tener compensación longitudinal ya que la curva descendía constantemente, por lo que hubiera tenido que utilizar gran cantidad de material de préstamo, debido a esto, repito, fué que introduje un poco más el eje del trazo en esa zona, obteniendo secciones en media ladera, cuya compensación transversal era casi absoluta, por lo que el diagrama en esa zona se hizo casi horizontal con variaciones muy pequeñas de corte y relleno. Luego más adelante logré hacer disminuir el exceso de corte, mediante modificaciones del trazo que a la vez hicieron aumentar el relleno, por lo que llegué a la estaca correspondiente al Kilómetro con un exceso de corte de solo $700m^3$, que posiblemente hubieran seguido disminuyendo, de haber efectuado el estudio de la continuación del eje, ya que para realizar un buen trabajo es necesario una visión de conjunto del proyecto.

ELECCION DE LA LINEA DE BALANCE.

Para la determinación de esta línea, tuve en cuenta dos factores principales, que ya los he nombrado anteriormente, y fueron los volúmenes por mover, y sus distancias de transporte, pues de estos elementos depende la elección del equipo mecánico, que a la vez ha de ser el más adecuado a la clase de topografía en la que se va a trabajar. Como en mi caso la topografía es accidentada, el uso de traíllas no es recomendable por su difícil manejo y el peligro de vuelco consiguiente; y utilizar camiones y palas sería antieconómico, por lo que se imponía el uso de tractores.

Hubiera podido utilizar como línea de balance, desde la estaca 0/000 hasta la estaca 0/680, el eje de base ya que hasta ese punto la curva oscila entre valores (+) y (-) obteniéndose una compensación volumétrica absoluta entre esos puntos, pero las distancias de transporte hubieran resultado demasiado grandes para que el uso de tractores resultara económico y demasiado pequeñas y de reducido volumen para justificar el uso de palas mecáni-

cas y camiones de transporte, por lo que habría tenido que utilizar traillas que como ya hemos visto no nos conviene.

Por lo tanto la línea de balance que elegí fué la que se puede apreciar en el plano correspondiente al Diagrama de Masas, y podemos ver que esta formada por varias líneas parciales que son las siguientes;

La línea BC; que subtiende al área I y que logra una compensación entre las estacas 0/064 y 0/230, o sea en una longitud de 166m. y de un volumen de 800m³.

La línea DK; que encierra las áreas II al VIII inclusive y que compensa una longitud de 428 m. entre las estacas 0/236 y 0/664.

La línea LN; que compensa las áreas IX y X, cuyo tramo compensado es de 120 m., comprendido entre la estaca 0/730 y la estaca 0/850.

La línea OQ; que subtiende el área XI y cuya longitud de compensación es de 146 m. comprendidos entre la estaca 0/854 y el Kilómetro.

Luego la longitud total compensada será de;

$$L = 166 + 428 + 120 + 146 = 860 \text{ m.}$$

quedando únicamente 140 m. sin compensación longitudinal.

La forma en que dispuse la utilización de los volúmenes resultantes fué la siguiente;

TRAMO AB; Hay un exceso de corte de 100 m³, que serán de bote

TRAMO BC; El volumen compensado es de 820 m³

TRAMO CD; Hay un exceso de volumen de relleno de 200 m³, por lo que es necesario efectuar un préstamo de esa misma cantidad. Hubiera podido traer el volumen sobrante de 100 m³ del tramo AB a fin de tener un menor volumen de préstamo, pero preferí realizar el préstamo completo ya que debido al pequeño volumen necesario no se hubiera justificado pagar transporte para ese reducido volumen en una distancia aproximada de 200 m. y que solo habría satisfecho la mitad del volumen requerido, necesitando de todas maneras 100 m³ más de préstamo. Por eso decidí traer los 200 m³ completos

de préstamo a fin de hacer un solo pago.

TRAMO DE: volumen compensado de 620 m³

TRAMO EF: " " 590 "

TRAMO FG: " # 350 "

TRAMO GH: " " 100 "

TRAMO HI: " " 120 "

TRAMO IJ: Casi hay compensación transversal absoluta, pues el volumen sobrante para la longitudinal es muy pequeño: 20 m³.

TRAMO JK: volumen compensado de 50 m³

TRAMO KL: hay exceso de corte. Luego hay 640 m³ de bote.

TRAMO LM: volumen compensado de 820 m³

TRAMO MN: volumen compensado de 740 m³

TRAMO NO: hay bote de 160 m³

TRAMO OP: volumen compensado de 1,060 m³

TRAMO PQ: igual que en el IJ el volumen de compensación longitudinal es 20 m³.

Luego encontré las distancias medias de transporte, que como ya dije resultando de dividir los momentos de transporte o sea las áreas encerradas entre la Curva de Masas y la línea de balance, entre el volumen movido que está representado por la ordenada máxima correspondiente las distancias medias de transporte obtenidas fueron:

ZONA	MOMENTOS DE TRANSP.	VOL. MOVIDOS	DISTANC. MEDIAS
I	68,260 m ⁴	800 m ³	85.30 m.
II	28,370 "	620 "	45.70 "
III	20,670 "	590 "	35.10 "
IV	17,500 "	350 "	50.00 "
V	2,550 "	100 "	25.50 "
VI	4,450 "	120 "	37.10 "
VII	400 "	20 "	20.00 "
VIII	1,480 "	50 "	29.60 "
IX	27,200 "	820 "	33.20 "
X	26,800 "	740 "	36.20 "
XI	64,720 "	1,060 "	61.00 "
TOTAL	<hr/> 262,000 m ⁴	<hr/> 5,250 m ³	

DISTANCIA MEDIA PROMEDIO: $262,000/5,250 = 49,90$ m.

Una vez en posesión de las distancias de transporte y de los volúmenes por mover, me hallo ya en condiciones de e-

legir la maquinaria requerida para ello.

ELECCION DEL EQUIPO.

Vemos que nuestra distancia media de transporte máxima es de 85.30 m. y que todas las demás distancias oscilan entre los 61 m. y los 25.50 m. estando la mayoría por debajo de los 37 m. Sabiendo que un tractor con empujador tiene su máximo rendimiento cuando la distancia de transporte es de 10 m. aproximadamente, pero resultando su rendimiento económico hasta distancias de 90 m., escojo entonces esta clase de maquinaria, o sea un tractor con empujador.

Para escojer el tipo de tractor y la clase de empujador a emplearse veo las características de los diversos tipos de tractores en las marcas existentes, así como la clase de trabajo que van a efectuar.

El tractor va a tener que cortar o remover, transportar y depositar el material. Los volúmenes de corte y de relleno no son muy grandes y el material sobre el que van a trabajar es de constitución variable según la zona. Por lo tanto necesito un tractor que tenga la suficiente potencia para realizar estos trabajos y que posea las dimensiones y el peso necesario para maniobrar con facilidad y eficacia en este tipo de topografía con un rendimiento elevado.

Después de efectuar un estudio y comparación de los diversos modelos y marcas de tractores, me decidí por un tractor Caterpillar D-7, debido a sus ventajas respecto a los demás. Vamos a ver algunas:

MARCA	TIPO	PESO	VELOCIDAD		CAP. DEL EMPUJADOR ANGULAR	
			EN 1ra.	EN 5ta.	ANCHO	ALTO.
CATERPILLAR	D-6	7,800 Kgs.	2.25 HP	9.34 HP	3.10 m.	0.83 m.
	D-7	11,400 "	2.3 "	9.65 "	3.86 "	0.98 "
	D-8	18,850 "	2.73 "	7.72 "	4.06 "	0.98 "
ALLIS-CHALMERS	HD-9	8,390 "	2.24 "	9.14 "	3.57 "	0.80 "
	HD-15	12,470 "	2.24 "	9.33 "	3.77 "	0.90 "
	HD-20	18,960 "	4.80 "	EN 2da. 11.3 "	4.27 "	1.08 "

Analizando primero los pesos, veo que el Caterpillar D-6, y el Allis-Chalmers HD-9, son los más livianos, pero ya dema-

ESTACA	CORTE		RELLENO		CORTE		RELLENO		SUMA AL		SUMA AL	
	CORTE	RELLENO	CORTE	RELLENO	CORTE	RELLENO	GEBRAICA	MULADA-m	GEBRAICA	MULADA-m	GEBRAICA	MULADA-m
0+000	6.2	3	80 ²	50	100	70	+30	-	+30	-	-	-
0+020	2	2	60	60	75	83	-8	+30	-8	+30	+30	+30
0+040	4	4	100	50	125	70	+55	+22	+55	+22	+22	+22
0+060	6	1	140	10	175	14	+161	+277	+161	+277	+277	+277
0+080	8	-	150	-	188	-	+188	+238	+188	+238	+238	+238
0+100	7	-	100	30 ^x	125	42	+83	+428	+83	+428	+428	+428
0+120	3	3	40	60	50	84	-34	+509	-34	+509	+509	+509
0+140	1	3	43	13	54	18	+36	+475	+36	+475	+475	+475
0+160	5	-	200	-	250	-	+250	+511	+250	+511	+511	+511
0+180	15	-	120	5	150	7	+143	+761	+143	+761	+761	+761
0+200	-	3	-	270	-	375	-375	+804	-375	+804	+804	+804
0+220	-	24	-	570	-	792	-792	+529	-792	+529	+529	+529
0+240	-	33	2	390	3	472	-469	-263	-469	-263	-263	-263
0+260	2	3	95	15	119	19	+100	-732	+100	-732	-732	-732
0+280	9	-	240	-	300	-	+300	-632	+300	-632	-632	-632
0+300	15	-	380	-	475	-	+475	+582	+475	+582	+582	+582
0+320	23	-	280	-	350	-	+350	+143	+350	+143	+143	+143
0+340	5	-	8	208 ^x	10	289	-279	+493	-279	+493	+493	+493
0+360	+	25	-	330 ^v	-	459	-459	+214	-459	+214	+214	+214
0+380	+	8	2	141 ^x	3	196	-193	-245	-193	-245	-245	-245
0+400	11	7	50	80 ^v	70	80	-10	-438	-10	-438	-438	-438
0+420	4	1	170	20 ^v	238	20	+218	-448	+218	-448	-448	-448
0+440	13	1	190	40 ^v	266	40	+226	-230	+226	-230	-230	-230
0+460	6	3	70	130 ^v	98	130	-32	-4	-32	-4	-4	-4
0+480	1	10	20	170 ^v	28	170	-142	-36	-142	-36	-36	-36
0+500	1	7	40	110 ^v	56	110	-54	-178	-54	-178	-178	-178
0+520	3	4	90	50 ^v	126	50	+76	-232	+76	-232	-232	-232
0+540	6	1	90	50 ^v	126	50	+76	-156	+76	-156	-156	-156
0+560	3	4	50	80 ^v	70	80	-10	-80	-10	-80	-80	-80
0+580	2	4	50	80 ^v	70	80	-10	-90	-10	-90	-90	-90
0+600	3	4	50	80 ^v	70	80	-10	-100	-10	-100	-100	-100
0+620	2	4	40	90 ^v	56	90	-34	-110	-34	-110	-110	-110
0+640	2	5	60	80 ^v	84	80	+4	-144	+4	-144	-144	-144
0+660	4	3	153	40 ^v	214	40	+174	-140	+174	-140	-140	-140
0+680	9	1	138	130 ^v	193	130	+63	+34	+63	+34	+34	+34
0+700	2	12	173	120 ^v	239	125	+114	+97	+114	+97	+97	+97
0+720	12	-	463	-	639	-	+639	+211	+639	+211	+211	+211
0+740	26	-	370	1	511	1	+510	+850	+510	+850	+850	+850
0+760	5	1	11	387 ^v	15	402	-387	+1360	-387	+1360	+1360	+1360
0+780	-	42	-	750 ^v	-	780	-780	+973	-780	+973	+973	+973
0+800	-	33	-	370	-	385	-385	+193	-385	+193	+193	+193
0+820	-	4	200	6	276	6	+270	-192	+270	-192	-192	-192
0+840	21	-	658	-	908	-	+908	+78	+908	+78	+78	+78
0+860	33	-	552	-	762	-	+762	+986	+762	+986	+986	+986
0+880	12	-	31	68	98	70	+28	+1748	+28	+1748	+1748	+1748
0+900	-	13	-	350	-	364	-364	+1776	-364	+1776	+1776	+1776
0+920	-	22	-	400	-	416	-416	+1412	-416	+1412	+1412	+1412
0+940	-	18	1	250	2	260	-258	+996	-258	+996	+996	+996
0+960	1	8	30	90	41	94	-53	+738	-53	+738	+738	+738
0+980	2	1	40	30	55	31	+24	+685	+24	+685	+685	+685

siado livianos y que no es recomendable su uso en una topografía tan accidentada como la nuestra. Luego descarto esos dos.

Enseguida estudio las velocidades y veo especialmente las velocidades en las marchas 1ra. y 5ta. en las que van a realizar el trabajo, pues el rendimiento depende de ellas, luego examinando las máximas velocidades veo que las mayores las poseen los tractores Caterpillar D-7 y el Allis Chalmers HD-20 que son de 9.65 kph. y 11.3 kph. respectivamente. Pero al HD-20 y al D-8 también los descarté por su gran peso, pues estos sólo se emplean cuando el movimiento de tierras es grande. Por último la capacidad del lampón del D-7 es la mayor después del D-8 y del HD-20 que ya han sido eliminados. Por otra parte el uso de los Caterpillar D-7 está generalizado en el Perú por lo que es más recomendable.

El tractor irá sobre orugas, pues estos trabajan mejor sobre piedra partida y materiales sueltos.

El tipo de empujador que le acoplo es el angular 7-A, puesto que este trabaja muy bien en secciones a media ladera que son las que posee en casi todo el Kilómetro, pudiéndosele además girar en un ángulo hasta de 30° y subirlo y bajarlo verticalmente para poder realizar los cortes. Las características del tractor y el empujador se pueden ver en la hoja de especificaciones que adjunto.

RENDIMIENTO DEL TRACTOR D-7 CON EMPUJADOR A-7.

El rendimiento de un tractor es el número de m³ que mueve por hora .

Es evidente que todo el volumen cortado por un tractor tiene necesariamente que ser movido. Este movimiento es doble; transversal, a fin de efectuar la compensación en este sentido, y longitudinal que la realiza en este último. Aunque el tractor efectúe la compensación transversal a la vez que la longitudinal, pues basta para ello inclinar el bulldozer en el ángulo necesario, es obvio que demora un cierto tiempo en cortar el material necesitado para esta primera compensación, y que

va a realizar mayor número de viajes que si sólo tuviera que acarrear un volumen longitudinalmente. Por lo tanto hay que tener especial cuidado en encontrar previamente el rendimiento transversal del tractor y luego el longitudinal, naturalmente, que esto sólo es posible en las secciones en media ladera, ya que en las de corte o relleno completo habrá únicamente rendimiento longitudinal.

Luego el tractor ha demorado un cierto tiempo en realizar los cortes y rellenos transversales compensados y por lo tanto ha efectuado un trabajo y posee un rendimiento que le he llamado Transversal.

CALCULO DEL RENDIMIENTO DE UN TRACTOR CON EMPUJADOR.

Se puede calcular mediante la siguiente fórmula, que da el rendimiento en m^3/h .

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

en donde

Q = capacidad del lampón del empujador en mat. suelto

f = factor de conversión de suelto a compactado.

60 = número de minutos por hora.

E = factor de eficiencia del tractor que según las especificaciones del presente proyecto debe tomarse como 60%

C_m = tiempo que dura el ciclo en minutos.

El valor de Q se encuentra tabulado para diversos tipos de empujadores para marcas existentes y en nuestro caso es el correspondiente a un empujador angular 7-A 2.5 m^3 .

El factor f de conversión ya lo he explicado, y es en este caso el que corresponde al aumento de volumen que experimenta el material al ser extraído por corte, luego es el que corresponde de natural a suelto.

En cuanto a E, ya he dicho que es 60%.

C_m , es la duración del ciclo; consta de dos partes formadas por elementos de tiempo fijo y elementos de tiempo variable.

Los elementos de tiempo fijo TF. son los que requieren el tiempo necesario para enganchar la máquina, y como vemos son independientes de la distancia de transporte. Este elemento depende del Tipo y estado de la máquina así como de la habilidad del maquinista. Un buen promedio es el de 10" para esta maniobra.

Los elementos de tiempo variable TV. son los que es-

tan compuestos por la extracción, acarreo y esparcimiento del material, esto depende de la calidad del material, topografía de la zona y de la distancia de transporte; pero se le puede estimar solamente a base de la velocidad del tractor en diferentes marchas, y de la distancia de acarreo. Luego podemos ver que el tiempo variable está compuesto a su vez, por el que demora el tractor, a la ida que va cargado, TV_1 y el de regreso que viene vacío TV_2 .

$$\text{Luego } C_m = T_f / TV = T_f / TV_1 / TV_2$$

Entonces paso a hallar el rendimiento por tramos. Primero encontraré el rendimiento longitudinal de los tractores.

TRAMO AB: En este caso el material será íntegramente de bote por que hay un exceso de corte. La distancia media de transporte la asumo de 10 m.

$$R = \frac{Q \times f \times 60 \times E}{C_m} \quad ; \quad \text{en donde } \begin{cases} (Q = 2.5 \text{ m}^3 \\ (f = 1.25 \text{ (para los lros. 400m.)} \\ (E = 60\% \end{cases}$$

Calcularé C_m .

T_f : en una ida y vuelta hay dos cambios de engranajes luego este factor será; $T_f = 2 \times 10'' = 20'' = 0.33'$

TV_1 = a la ida el lampón va cargado en lra. a 2,3 kmph.

$$TV_1 = \frac{\text{Dist. media de transp.} \times 60 \text{ (min)}}{2.3 \times 1000 \text{ (metros)}} \quad \text{o sea en mi caso}$$

Dist. media de transporte = 10m., luego

$$TV_1 = \frac{10 \times 60}{2.3 \times 1000} = 0.26 \text{ min.}$$

TV_2 : Regresa vacío a lra. a 7.4 kmph.

$$TV_2 = \frac{10 \times 60}{7.4 \times 1000} = 0.08 \text{ min.}$$

luego;

$$C_m = 0.33 / 0.26 / 0.08 = 0.67 \text{ min. y}$$

$$R = \frac{2.5 \times 1.25 \times 60 \times 0.60}{0.67} = \underline{168 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO BC:

$$D = 85.30 \text{ m.}$$

$$T_f = 0.33'$$

$$TV_1 = \frac{85.30 \times 60}{2.3 \times 1000} = 85.3 \times 0.026 = 2.22'$$

$$TV_2 = \frac{85.30 \times 60}{7.4 \times 1000} = 85.3 \times 0.008 = 0.69'$$

luego;

luego;

$$C_m = 0.33 / 2.22 / 0.69 = 3.24'$$

$$R = \frac{2.5 \times 1.25 \times 60 \times 0.6}{3.24} = \frac{112.5}{3.24} = \underline{35 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO GD:

Aquí traigo el material de préstamo de una cantera situada a una distancia D de 20 m.

$$T_f = 0.33$$

$$TV_1 = 20 \times 0.026 = 0.52$$

$$TV_2 = 20 \times 0.008 = 0.16 \text{ luego;}$$

$$C_m = 0.33 / 0.52 / 0.16 = 1.01'$$

$$R = \frac{112.5}{1.01} = \underline{111 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO EF:

$$D = 35.10 \text{ m.}$$

$$T_f = 0.33$$

$$TV_1 = 35.1 \times 0.026 = 0.91'$$

$$TV_2 = 35.1 \times 0.008 = 0.28' \text{ luego;}$$

$$C_m = 0.33 / 0.91 / 0.28 = 1.52'$$

$$R = \frac{112.5}{1.52} = \underline{74 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO DE:

$$D = 45.70 \text{ m.}$$

$$T_f = 0.33$$

$$TV_1 = 45.70 \times 0.026 = 1.19'$$

$$TV_2 = 45.70 \times 0.008 = 0.36' \text{ luego;}$$

$$C_m = 0.33 / 1.19 / 0.36 = 1.88'$$

$$R = \frac{112.5}{1.88} = \underline{59 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO FG:

$$D = 50 \text{ m.}$$

$$T_f = 0.33$$

$$TV_1 = 50 \times 0.026 = 1.3'$$

$$TV_2 = 50 \times 0.008 = 0.4' \text{ luego;}$$

$$C_m = 0.33 / 1.3 / 0.4 = 2.03'$$

$$R = \frac{2.5 \times 1.4 \times 60 \times 0.60}{2.03} = \frac{126}{2.03} = \underline{62 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO GH:

TRAMO GH:

$$D = 25.50$$

$$Tf = 0.33$$

$$TV_1 = 25.50 \times 0.026 = 0.66$$

$$TV_2 = 25.5 \times 0.008 = 0.2 \text{ luego:}$$

$$Cm = 0.33 / 0.66 / 0.2 = 1.19'$$

$$R = \frac{126}{1.19} = \underline{106 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO HI:

$$D = 37.10$$

$$Tf = 0.33$$

$$TV_1 = 37.1 \times 0.026 = 0.96'$$

$$TV_2 = 37.1 \times 0.008 = 0.29 \text{ luego}$$

$$Cm = 0.33 / 0.96 / 0.29 = 1.58$$

$$R = \frac{126}{1.58} = \underline{80 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO IJ:

$$D = 20 \text{ m}$$

$$Tf = 0.33$$

$$TV_1 = 20 \times 0.026 = 0.52$$

$$TV_2 = 20 \times 0.008 = 0.16 \text{ luego}$$

$$Cm = 0.33 / 0.52 / 0.16 = 1.01'$$

$$R = \frac{126}{1.01} = \underline{125 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO JK:

$$D = 29.60$$

$$Tf = 0.33$$

$$TV_1 = 29.60 \times 0.026 = 0.77$$

$$TV_2 = 29.60 \times 0.008 = 0.24 \text{ luego:}$$

$$Cm = 0.33 / 0.77 / 0.24 = 1.34'$$

$$R = \frac{126}{1.34} = \underline{94 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO KL:

En este tramo hay bote; Luego

$$D = 10 \text{ m}$$

$$Tf = 0.33$$

$$TV_1 = 10 \times 0.026 = 0.26'$$

$$TV_2 = 10 \times 0.008 = 0.08' \text{ luego}$$

$$C_m = 0.33 / 0.26 / 0.08 = 0.67'$$

$$R = \frac{126}{0.67} = \underline{188 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO LM:

$$D = 33.20 \text{ y } f \text{ para los últimos } 300 \text{ m.} = 1.38$$

$$T_f = 0.33$$

$$TV_1 = 33.20 \times 0.026 = 0.86'$$

$$TV_2 = 33.20 \times 0.008 = 0.26 \text{ luego}$$

$$C_m = 0.33 / 0.86 / 0.26 = 1.45'$$

$$R = \frac{2.5 \times 1.38 \times 60 \times 0.60}{1.45} = \frac{124.2}{1.45} = \underline{86 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO MN:

$$D = 36.20 \text{ m}$$

$$T_f = 0.33$$

$$TV_1 = 36.20 \times 0.026 = 0.94'$$

$$TV_2 = 36.20 \times 0.008 = 0.29 \text{ luego}$$

$$C_m = 1.56$$

$$R = \frac{124.2}{1.56} = \underline{80 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO NO:

Hay bote

$$D = 10 \text{ m luego}$$

$$C_m = 0.67$$

$$R = \frac{124.2}{0.67} = \underline{185 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO OP:

$$D = 61 \text{ m}$$

$$T_f = 0.33$$

$$TV_1 = 61 \times 0.026 = 1.58$$

$$TV_2 = 61 \times 0.008 = 0.49 \text{ luego}$$

$$C_m = 2.4$$

$$R = \frac{124.2}{2.4} = \underline{52 \text{ m}^3/\text{h}}$$

TRAMO PQ:

$$D = 10 \text{ m}$$

$$R = \underline{185 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Luego paso a examinar lo que he llamado rendimiento

transversal.

RENDIMIENTO EN LA COMPENSACION TRANSVERSAL.

Ya he dicho antes que este trabajo solo existe en las zonas donde las secciones están en media ladera, o sea parte en corte y parte en relleno, porque donde está completamente en corte o en relleno no habrá.

La forma de encontrar este rendimiento, es igual que la anterior, solo que aquí asumo como distancia media de transporte 10 m. que es una distancia promedio aceptable.

En este caso como las distancias de transporte son iguales en todo el Kilómetro solo habrá tres rendimientos, correspondientes a los lros. 400 m. a los siguientes 300 m. y a los 300 m. finales de acuerdo a sus factores de conversión.

Así para los tres tramos;

$$Tf = 0.33$$

$$TV_1 = 10 \times 0.026 = 0.26'$$

$$TV_2 = 10 \times 0.008 = 0.08 \text{ luego}$$

$$Cm = 0.33 / 0.26 / 0.08 = 0.67'$$

Rendimiento para los 400 m. iniciales

$$R = \frac{2.5 \times 1.25 \times 60 \times 0.60}{0.67} = \underline{168 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Rendimiento para los 300 m. siguientes

$$R = \frac{2.5 \times 1.4 \times 60 \times 0.6}{0.67} = \underline{188 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Rendimiento para los 300 m. finales

$$R = \frac{2.5 \times 1.38 \times 60 \times 0.6}{0.67} = \underline{185 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Por último encontraré el tiempo que van a demorar los tractores en efectuar el trabajo en cada tramo. Esto naturalmente depende del volumen por mover y del rendimiento del tractor. Luego el número de horas será;

$$\text{N}^\circ \text{ de horas} = \frac{\text{Volumen movido}}{\text{Rendimiento}} ;$$

Este volumen será el que corresponde a cada tramo, al igual que el rendimiento.

TIEMPO NECESARIO PARA LA COMPENSACION LONGITUDINAL.

En este caso los volúmenes, son las ordenadas máximas

tomadas del Diagrama de Masas.

TRAMO AB:

$$\text{N}^\circ \text{ horas} = \frac{\text{Vol.}}{R} = \frac{100}{168} = 0.59 \text{ horas}$$

TRAMO IJ:

$$\text{N}^\circ = \frac{20}{125} = 0.16 \text{ horas}$$

TRAMO BC:

$$\text{N}^\circ = \frac{800}{35} = 22.85 \text{ horas}$$

TRAMO JK:

$$\text{N}^\circ = \frac{50}{94} = 0.53 \text{ horas}$$

TRAMO CD:

$$\text{N}^\circ = \frac{200}{111} = 1.80 \text{ horas}$$

TRAMO KL:

$$\text{N}^\circ = \frac{640}{188} = 3.4 \text{ horas}$$

TRAMO DE:

$$\text{N}^\circ = \frac{620}{59} = 10.50 \text{ horas}$$

TRAMO LM:

$$\text{N}^\circ = \frac{820}{86} = 9.53 \text{ horas}$$

TRAMO EF:

$$\text{N}^\circ = \frac{590}{74} = 7.97 \text{ horas}$$

TRAMO MN:

$$\text{N}^\circ = \frac{740}{80} = 9.25 \text{ horas}$$

TRAMO FG:

$$\text{N}^\circ = \frac{350}{62} = 5.64 \text{ horas}$$

TRAMO NO:

$$\text{N}^\circ = \frac{160}{185} = 0.86 \text{ horas}$$

TRAMO GH:

$$\text{N}^\circ = \frac{100}{106} = 0.94 \text{ horas}$$

TRAMO OP:

$$\text{N}^\circ = \frac{1060}{52} = 20.38 \text{ horas}$$

TRAMO HI:

$$\text{N}^\circ = \frac{120}{80} = 1.50 \text{ horas}$$

TRAMO PQ:

$$\text{N}^\circ = \frac{20}{185} = 0.1 \text{ horas}$$

Ahora hallaré el tiempo demorado en la compensación transversal. La única dificultad que se presenta allí, es la de determinar con exactitud, el volumen compensado transversalmente en cada tramo, debido esto a que los tramos no empiezan o terminan en una estaca entera sino en estacas intermedias, estando los pliegos de cubicación indicados solamente para estacas enteras. De modo que para hallar estos volúmenes, he supuesto que cada tramo se encuentra entre estacas enteras, lo que da un pequeño error, que dado al gran volumen total de cálculo, este error es insignificante, además estos errores se compensan a lo largo del Kilómetro.

La forma de hallar este volumen es la siguiente:

Se encuentra el volumen total movido en el tramo, es decir se suman los volúmenes de corte que existen en cada estaca

del tramo, y a este volumen se le resta el volumen movido longitudinalmente en dicho tramo, ya sea que se le haya empleado en la compensación longitudinal o simplemente se le haya botado, la diferencia así obtenida, o sea el volumen que queda es el que se ha empleado transversalmente;

En esta forma he hallado los volúmenes que han servido para determinar el tiempo de trabajo.

Luego el Número de horas empleadas en cada tramo para la compensación transversal será:

Llamando: V_t vol. de comp. transversal
 V_l " " longitudinal (o de bote)
 V_c " total movido vol. corte.

Tendremos: $V_t = V_c - V_l$;

TRAMO AB: (Estaca 0 a 0/060)

$$V_c = 300 \text{ m}^3$$

$$V_l = 77 \text{ m}^3 \text{ (de bote)}$$

$$V_t = 300 - 77 = \underline{223 \text{ m}^3}$$

TRAMO BC: (Estaca 0/060 a 0/220)

$$V_c = 992 \text{ m}^3$$

$$V_l = 800 \text{ m}^3$$

$$V_t = 992 - 800 = \underline{192 \text{ m}^3}$$

TRAMO DE: (Estaca 0/240 a 0/310)

$$V_c = 659 \text{ m}^3$$

$$V_l = 630 \text{ m}^3$$

$$V_t = 659 - 630 = \underline{29 \text{ m}^3}$$

TRAMO EF: (estaca 0/310 a 0/370)

$$V_c = 598 \text{ m}^3$$

$$V_l = 593 \text{ m}^3$$

$$V_t = 598 - 593 = \underline{5 \text{ m}^3}$$

TRAMO FG: (Estaca 0/370 a 0/450)

$$V_c = 444 \text{ m}^3$$

$$V_l = 348 \text{ m}^3$$

$$V_t = 444 - 348 = \underline{96 \text{ m}^3}$$

TRAMO GH: (Estaca 0/450 a 0/490)

$$Vc = 245 \text{ m}^3$$

$$-V1 = 100 \text{ m}^3$$

$$Vt = \underline{145 \text{ m}^3}$$

TRAMO HI: (Estaca 0/490 a 0/560)

$$Vc = 322 \text{ m}^3$$

$$-V1 = 132 \text{ m}^3$$

$$Vt = \underline{190 \text{ m}^3}$$

TRAMO IJ: (Estaca 0/560 a 0/620)

$$Vc = 210 \text{ m}^3$$

$$-V1 = 20 \text{ m}^3$$

$$Vt = \underline{190 \text{ m}^3}$$

TRAMO JK: (Estaca 0/620 a 0/660)

$$Vc = 140 \text{ m}^3$$

$$-V1 = 50 \text{ m}^3$$

$$Vt = \underline{90 \text{ m}^3}$$

TRAMO KL: (Estaca 0/660 a 0/730)

$$Vc = 965 \text{ m}^3$$

$$-V1 = 640 \text{ m}^3$$

$$Vt = \underline{325 \text{ m}^3}$$

TRAMO LM: (Estaca 0/830 a 0/790)

$$Vc = 846 \text{ m}^3$$

$$-V1 = 820 \text{ m}^3$$

$$Vt = \underline{26 \text{ m}^3}$$

TRAMO MN: (Estaca 0/790 a 0/850)

$$Vc = 730 \text{ m}^3$$

$$-V1 = 730 \text{ m}^3$$

$$Vt = \underline{0 \text{ m}^3}$$

TRAMO NO: Todo es bote.

TRAMO OP: (Estaca 0/860 a 0/980)

$$Vc = 1257 \text{ m}^3$$

$$-V1 = 1060 \text{ m}^3$$

$$Vt = \underline{197 \text{ m}^3}$$

TRAMO PQ: (Estaca 0/980 a 1 Km.)

$$Vc = 55 \text{ m}^3$$

$$-V1 = 20 \text{ m}^3$$

TIEMPO EMPLEADO POR LOS TRACTORES EN LA COMPENSACION TRANSVERAL.

<u>TRAMO AB:</u> $\frac{\text{Vol. } 223}{\text{Rend. } 168} = 1.3 \text{ horas}$	<u>TRAMO IJ:</u> $\frac{190}{188} = 1.01 \text{ horas}$
<u>TRAMO BC:</u> $\frac{192}{168} = 1.14 \text{ horas}$	<u>TRAMO JK:</u> $\frac{90}{188} = 0.47 \text{ horas}$
<u>TRAMO CD:</u> $\frac{0}{168} = 0 \text{ horas}$	<u>TRAMO KL:</u> $\frac{325}{185} = 1.75 \text{ horas}$
<u>TRAMO DE:</u> $\frac{29}{168} = 0.11 \text{ horas}$	<u>TRAMO LM:</u> $\frac{26}{185} = 0.14 \text{ horas}$
<u>TRAMO EF:</u> $\frac{5}{168} = 0.03 \text{ horas}$	<u>TRAMO MN:</u> $\frac{0}{185} = 0 \text{ horas}$
<u>TRAMO FG:</u> $\frac{96}{168} = 0.51 \text{ horas}$	<u>TRAMO NO:</u> No hay todo es bote
<u>TRAMO GH:</u> $\frac{145}{188} = 0.77 \text{ horas}$	<u>TRAMO OP:</u> $\frac{197}{185} = 1.06 \text{ horas}$
<u>TRAMO HI:</u> $\frac{190}{188} = 1.01 \text{ horas}$	<u>TRAMO PQ:</u> $\frac{35}{185} = 0.19 \text{ horas}$

Los tractores demorarán por tramo; la suma de los tiempos empleados en la compensación longitudinal y transversal. Luego el tiempo total por tramo será;

<u>TRAMO AB:</u> $0.59/1.3 = 1.89 \text{ hs.}$	<u>TRAMO IJ:</u> $0.16/1.01 = 1.17 \text{ hs.}$
<u>TRAMO BC:</u> $22.85/1.14 = 23.99 \text{ hs.}$	<u>TRAMO JK:</u> $0.53/0.47 = 1.00 \text{ hs.}$
<u>TRAMO CD:</u> $1.8/0 = 1.8 \text{ hs.}$	<u>TRAMO KL:</u> $3.40/1.75 = 5.15 \text{ hs.}$
<u>TRAMO DE:</u> $10.5/0.11 = 10.61 \text{ hs.}$	<u>TRAMO LM:</u> $9.53/0.14 = 9.67 \text{ hs.}$
<u>TRAMO EF:</u> $7.97/0.03 = 8.00 \text{ hs.}$	<u>TRAMO MN:</u> $9.25/0 = 9.25 \text{ hs.}$
<u>TRAMO FG:</u> $5.64/0.51 = 6.15 \text{ hs.}$	<u>TRAMO NO:</u> $0.86/0 = 0.86 \text{ hs.}$
<u>TRAMO GH:</u> $0.947/0.77 = 1.71 \text{ hs.}$	<u>TRAMO OP:</u> $20.38/1.06 = 21.44 \text{ hs.}$
<u>TRAMO HI:</u> $1.50/1.0 = 2.50 \text{ hs.}$	<u>TRAMO PQ:</u> $0.1/0.19 = 0.20 \text{ hs.}$

Un tractor trabajará desde 0/00 hasta 4/50 o sea desde A hasta G; y demorará: 52.44 horas.

El otro tractor trabajará desde 4/50 a 1 Km.; desde G hasta Q y demorará: 52.95 horas.

Pero hay que dar un margen de seguridad, por tiempo perdido que varía entre el 15% y el 20%; asumiendo el 20%, el tiempo que demorará cada tractor será;

TRACTOR N° 1 = $52.44 \times 1.2 = 62.93 \text{ horas}$
TRACTOR N° 2 = $52.95 \times 1.2 = 63.54 \text{ horas.}$

EXPLOSIVOS.

Los explosivos comerciales usados en Carreteras, son sustancias sólidas que instantáneamente pueden transformarse en grandes volúmenes gaseosos por efecto del choque, chispa u otros medios. Este explosivo debe cumplir con los siguientes requisitos;

- 1° Gran seguridad en su manipuleo.
- 2° Inalterabilidad física y química durante largos períodos.
- 3° " a las variaciones atmosféricas, a las de temperatura y a la acción del agua.
- 4° Poder de soportar golpes y movimientos bruscos, producidos durante su utilización.
- 5° Explosión sin producción de gases tóxicos, especialmente cuando se les emplea en lugares poco ventilados, túneles etc..

Los explosivos más usados actualmente son esencialmente de dos tipos: los deflagrantes y los detonantes.

EXPLOSIVOS DEFLAGRANTES.

Son de combustión lenta, como la pólvora negra, y explotan por ignición de los gases que se queman a medida que se efectúa esta combustión. Se utilizan cuando se quiere aflojar terrenos de aluvión, conglomerados, arcillas etc., debido a que su acción es principalmente de la impulsión y no de quebrantamiento.

EXPLOSIVOS DETONANTES.

Son de combustión rápida, como la dinamita, se transforma casi instantánea y violentamente en gas. La base de estos explosivos es la nitroglicerina.

SELECCION DEL TIPO DE EXPLOSIVO.

Para trabajos de Carreteras hay una gran variedad de tipos de explosivos, según la fábrica que los produce y los trabajos a que está destinado. Cada clase de trabajo y las condiciones del clima y humedad determinan el tipo de explosivo por usarse teniéndose en cuenta además las condiciones que se presentarán durante el traslado de la fábrica al lugar de empleo.

FULMINANTES.

Para poder utilizar los explosivos detonantes, se requiere de los fulminantes o de las espoletas eléctricas. Los fulminantes constan de una cápsula cilíndrica de cobre, cargada de un explosivo sensible y es inflamada por medio de una mecha de seguridad que hace explotar la carga del fulminante así como la principal. Los fulminantes usados en trabajos de Carreteras son los N.º 6 y sus dimensiones son aproximadamente de 6mm. de diámetro por 4 cm. de largo.

La mecha de seguridad es la que hace explotar al fulminante debido a las chispas que produce. Su diámetro es de 4 á 5 mm. y el del reguero de pólvora 2.5 mm. Su velocidad de encendido es de 60 cm. por minuto, o sea un cm. por segundo. Esta mecha se compra en el comercio en rollos de cientos o miles de pies.

ESPOLETAS ELECTRICAS.

Son detonadores que revientan mediante la corriente eléctrica, para los mismos tipos de explosivos que los fulminantes pero son impermeables.

CALCULO DE LA CANTIDAD DE EXPLOSIVO.

Primeramente es necesario conocer el volumen del material desagregado por efecto de una carga de explosivos. Esto se puede hallar por medio de la fórmula llamada del cono normal debido a la forma de la excavación producida por la voladura; esta fórmula es:

$$v = \frac{\pi}{3} h^3 = 1.05 h^3$$

Si en lugar de un solo cono, se superponen dos, haciendo dos taladros no muy distanciados se obtiene un mayor volumen de excavación y si se aumenta a 4, éste rendimiento puede llegar a 7 veces el cono normal.

Los agujeros de los taladros es conveniente hacerlos lo más grandes posible aumentando su diámetro a medida que la dureza de la roca es mayor. En el Perú para trabajos a mano

se ha generalizado una abertura de 7/8" y para trabajos con compresoras se usan barrenos de 1" de diámetro.

Existe una fórmula que nos da la cantidad de explosivo en Kgs. necesaria para una determinada profundidad de excavación, es decir para un determinado volumen, y es:

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

en donde:

C = Carga en Kgs.

H = Profundidad del taladro

K = Un coeficiente experimental cuyos valores son:
(0.1, para roca blanda de fácil rotura
(0.2, " " de media dureza de más difícil rotura
(0.3, " " muy duras y tenaces.

Este coeficiente K sólo es aplicable a trabajos en excavación en trincheras a cielo abierto.

Los valores de K son, la cantidad de Kgs. de dinamita que son necesarios para volar 1 m³ de roca, para una profundidad de H = 1m, de donde la cantidad para romper un volumen V será;

$$C = V \times K$$

Luego en el lmer. Kilómetro de mi trazo necesitaré la siguiente cantidad de explosivo;

Entre los 400 m. y los 700 m. tengo 1,261 m³ de roca blanda y entre lo 700 m. y el Kilómetro tengo 2,569 m³ compuesta el 10% de material suelto y el 90% de roca blanda.

Ahora, si les doy a ambos el mismo coef. K = 0.15 ya que supongo que esta roca blanda no es muy fácil de desagregar, tendré una cantidad de explosivos igual a :

$$C = (1261/2,569) \times 0.15 = 3.830 \times 0.15 = 575 \text{ Kgs. de desmonte.}$$

La dinamita marca Atlas viene en cajas de 217 cartuchos, el peso de la caja es de 22.7 Kgs. a 300 S/. cada una, luego el número de cajas que necesitaré será de ;

$$\frac{575}{22.7} = 26 \text{ cajas.}$$

FORMA DE EFECTUAR LOS TRABAJOS CON EXPLOSIVOS EN CORTES DE CARRETERAS.

Estos trabajos pueden hacerse con un doble objeto;

remover y aflojar el material, o para desagregado, dependiendo esto de la clase de trabajo que se trate y de la calidad del material.

En los materiales sueltos y en las rocas blandas es común usar la pólvora para aflojarlos y transportarlos fácilmente con el empujador del tractor.

Antes que todo se procede a marcar la ubicación, profundidad y dirección de los trabajos es decir se realiza el "trazado de los tiros".

Luego se ubica a los barreteros en los puntos necesarios. Hay que tener en cuenta siempre que la extracción y el transporte de material pueda ser hecho fácilmente. Si hubiese una capa considerable de material suelto sobre la roca y se trata de volar, es necesario efectuar antes la limpieza de la zona. Una vez hechos los taladros se procede a cargar y a dispararlos.

Cuando la altura de corte es baja, la carga se ubica haciendo el llamado "raspado" colocando gran cantidad de tiros cortos y la profundidad de los taladros debe ser un poco mayor que la altura de corte, a fin de que no queden puntas sobresalientes que habría que volarlas nuevamente.

En el caso que los cortes se hagan en laderas, con cierta pendiente, los tiros se pueden hacer de acuerdo a dos objetivos principales, ya sea que el material se destine a ser expulsado y transportado, o que se le utilice para efectuar el relleno lateral.

En el 1er. caso, las cargas utilizadas son mayores que en el 2do., variando la separación de los taladros de 1.50 a 2.40 m. entre ellos en hileras situadas entre 1.50 y 2.40 una de la otra. Hay que procurar que el material, no solamente sea descargado sino también arrojado a fin de evitar su carguío.

En el caso de que el material se utilice para el relleno lateral la carga debe ser la suficiente para remover el suelo, siendo las distancias entre taladros las mismas que en el caso anterior.

Si se tuviera que volar algunas piedras aisladas, o algunas puntas de rocas, que quedan de los tiros grandes, se procederá a cachorrear el tramo.

MAQUINARIA EMPLEADA EN LA PERFORACION Y DESAGREGADO DE LAS ROCAS.

Debido a las grandes ventajas que se consiguen en el trabajo con maquinaria con respecto al trabajo a mano, actualmente el uso de equipos mecánicos, esta desplazando al trabajo manual. Entre las principales ventajas se encuentra, la rapidez de ejecución que aproximadamente es tres veces mayor que en la otra forma, además la eficacia del trabajo y el ahorro de personal, hacen que el uso de las maquinarias se a más recomendable. Por ello es que en mi proyecto he utilizado equipo mecánico para efectuar las perforaciones y el desagregado del material.

La maquinaria que he utilizado esta compuesta, por compresora, martillo neumático y barrenos.

Las compresoras de aire, tienen por objeto proporcionar, a la presión necesaria, el aire requerido por las herramientas neumáticas. La industria produce una gran variedad, de compresoras, de acuerdo con las innumerables aplicaciones que tienen. Para trabajo en Carreteras, se utilizan las siguientes compresoras, de acuerdo con su capacidad de producción de aire en pies cúbicos por minuto; de 105, 125, 160, 210 y 315 p³. Las compresoras pueden venir montadas en un bastidor, para ser remolcadas; las montadas sobre camiones, otras acopladas a tractores y por último hay compresoras portátiles. Estas dependen naturalmente, del volumen del trabajo por realizar, Las compresoras utilizadas para el movimiento de perforadores vienen montadas sobre un chasis con ruedas, y son accionados por un motor a gasolina.

En mi caso el tipo de compresora que escogí, fué una compresora Jaeger New Standard, modelo 125 de 125 p³/min.

Esta compresora puede accionar dos martillos de 35 lbs.c/u. Utilizaré martillos neumáticos Thor.

La cantidad de aire requerida por una perforadora de roca es de 88 p³/min., a una presión de 4 á 5 at. para roca blanda y de 8 á 9 at. para roca dura.

Los barrenos o perforadores de roca, son barras de acero de sección octogonal o cilíndrica, de longitudes y diámetros variables. En el Perú, para carreteras se usan de 1" de diámetro. A los barrenos se les está adaptando ultimamente unas cabezas especiales o "bits" de acero al tungsteno-carbono, cuya dureza permite un rendimiento de los taladros, de más de 300 m. sin perder su filo.

MANERA DE OBTENER EL MAXIMO RENDIMIENTO DE LA COMPRESORA.

- a) Debe ubicarse la compresora lo más a nivel posible, lo más cerca de las herramientas a fin de evitar el largo transporte del aire por las mangueras.
- b) No debe sobrecargarse el trabajo de las compresoras poniéndole más herramientas de las que está capacitada, para accionar. Estará sobrecargada cuando la suma de las cantidades de aire que consumen las herramientas son mayores que la capacidad de la compresora.
- c) Lubríquese siempre las partes debidas y revísese constantemente la máquina.

En cuanto a las recomendaciones para los barrenos perforadores de roca, son las siguientes;

- a) Mantener bien aguzados los barrenos, pero no hacerlo esto en el trabajo, sino en la herrería.
- b) No debe usarse cabezas de barrenos ya usados.
- c) Todas las llaves y accesorios deben estar bien ajustadas.
- d) Hay que procurar hacer la perforación lo más vertical posible, a fin de que el peso del barreno ayude a ello.
- e) Es conveniente utilizar una manguera adicional de aire para la limpieza del taladro.

El avance de un martillo neumático es de 5 m.l. por hora en roca blanda. Luego considerando una eficiencia de 60%, su rendimiento efectivo será: $0.6 \times 5 = 3$ m.l.p.h. En un frente abier-

to, un metro lineal de perforación, produce cada martillo la disgregación de 3.33 m^3 de roca, luego su rendimiento será de $3.33 \text{ m}^3 \times 3 \text{ m/l} = 10 \text{ m}^3/\text{h}$.

Usaré dos compresoras a fin de ir avanzando las perforaciones, delante de cada tractor.

CONSTRUCCION DE RELLENOS.

Constituyendo los rellenos una parte esencial en las explanaciones de un camino, es necesario su cuidadosa construcción para evitar que la obra ejecutada resulte defectuosa por efecto de los asentamientos, corrimientos, fallas etc.

Una vez ubicado el eje y obtenida la sección transversal sobre la cual irá el relleno, se procede a prepararle sus cimientos, para lo que hay que tener en cuenta todos los factores que pueden ocasionar la falla, y son los siguientes:

- 1) El agua, proveniente de manantiales o de filtraciones.
- 2) Materiales de cimentación suaves, saturados o inapropiados.
- 3) Material del subsuelo con planos de sedimentación lubricados con agua.
- 4) Taludes muy parados de roca o de materiales blandos, húmedos o cubiertos de vegetación.

1) El Agua en el cimiento. Generalmente, este factor es la causa de las fallas de los rellenos, por lo que es muy importante dotar al cimiento del drenaje apropiado. Al tratar de Drenaje hablaré más ampliamente sobre el asunto.

2) Materiales inapropiados para el cimiento. Cuando el material sobre el que debe cimentarse el terraplén es de mala calidad, tales como turbas, lodos, algunos tipos de arcillas y limos, es recomendable evitar el paso por él o de lo contrario extraerlo y reemplazarlo con materiales de buena calidad. Aún en materiales que en su estado natural parecen apropiados, pueden producirse fallas por el deslizamiento de los planos de sedimentación lubricados por el agua o por una compactación adicional suficiente para provocar asentamientos, debido a la presión del peso muerto del relleno y del impacto y vibraciones del tránsito.

Si el material por extraer está seco y fuerte puede

ser movido mediante tractores o paletas.

Si el material es blando e húmedo, como son los pantanos o terrenos fangosos, se procederá en la siguiente forma: si la capa de barro es poco profunda se le puede extraer por medio de los cucharones de arrastre, echando materiales sólidos y secos a medida que se excava en el barro para evitar que este vuelva a ocupar el área excavada. Si el material tuviera alguna estabilidad y mucha profundidad es recomendable excavar solamente a los lados de la base del terraplén rellenando las zanjas con material bueno. Cuando la capa de barro es muy profunda la extracción es necesario efectuarla mediante la dinamita o con el uso de chorros de agua.

Empleo de dinamita. La forma de proceder depende en este caso de la profundidad de la capa de barro. Para ello es necesario realizar sondajes y pruebas de los materiales que se vana extraer para determinar sus características. La dinamita recomendable es la de alta velocidad. La primera operación por realizarse debe ser de disponer una serie de tiros superficiales debidamente ubicados, para despejar la superficie sobre la que se va a echar el material de relleno, pues esta suele estar cubierta con una espesa capa de hierbas y materia orgánica. Hecho esto se trabajará en la siguiente forma:

- a) Si la capa de barro llega a los 3.60 m. de profundidad se puede hacer una gran zanja por medio de una serie de tiros colocados a todo lo ancho de la zona del relleno y con la profundidad necesaria para llegar a la capa de material sólido. Esta zanja se rellenará inmediatamente con materiales estables.
- b) Si la capa de material inestable es de 3.60 a 15 m. de profundidad la forma de proceder es la siguiente: el material que formará el relleno se apila a lo largo del eje, se hace una hilera de tiros al centro y se dispara. El efecto del tiro junto con el gran peso del material apilado desplazará al barro a los costados ocupando su lugar el relleno luego se añade más material encima y se ubican dos hileras de tiros a los lados del relleno asentado,

el que tomará su posición definitiva después de hecho el disparo. Tanto en este sistema como en el anterior, puede ayudarse a bajar al material por medio de la colocación de los llamados "tiros de alivio" que consisten en poner tiros auxiliares a los lados del relleno que disminuyen la presión lateral del barro.

c) Otro sistema es el de ir haciendo disparos a lo largo del eje del relleno asentándose éste a medida que se hacen los tiros. Estos se colocan transversalmente debajo del material del relleno, el cual se asentará al efectuarse el disparo, pues el barro se desplaza hacia adelante. Este sistema se usa cuando el espesor de la capa de barro es pequeña.

Empleo de los chorros de agua. Este sistema es recomendable en los lugares en que no pueda usarse la dinamita. Consiste en introducir verticalmente a ambos lados del relleno, tubos por los que se hace salir agua a gran presión, la que afloja al barro y lo hace correr por canales previamente construidos; a la vez se va colocando en la superficie material de buena calidad, el que se va asentando a medida que sale el barro, La profundidad que deben alcanzar los tubos, aproximadamente debe ser las dos terceras partes del espesor del barro.

3) Material del subsuelo con planos de sedimentación lubricados con agua. El problema principal consiste en ubicar la existencia de estos planos con el objeto de coleccionar las aguas y sacarlas de la zona del cimiento por medio de sub-drenos interceptores. Al tratar de Drenaje me ocuparé sobre el procedimiento.

4) Construcción de rellenos sobre taludes muy parados. En este caso, ante todo deberá limpiarse la superficie de las hierbas y vegetación, escaificándolo o arándolo enseguida para evitar la existencia de planos de deslizamiento. Cuando el talud es de roca o materiales sueltos, deberán hacerse gradas o escalones en el cimiento; a fin de que el relleno quede bien fijado sobre su base.

Para terminar, se procurará consolidar la zona de los rellenos mediante Rodillados u otros sistemas.

METODO DE PROCTOR.

Ya hemos visto las causas que pueden originar la falla del cimiento de los rellenos, y además hemos visto como evitarlas. Entonces pasaré a la descripción de la construcción específica de un relleno.

Antes de empezar cualquier trabajo de relleno es imprescindible conocer la clase de los materiales que se va a emplear para ello, y las propiedades y características de cada suelo. La clasificación más conocida es la del Bureau of Public Roads de los E.E. U.U. que los divide en ocho categorías; de la A₁ hasta la A₈ inclusive.

Dada la importancia de los rellenos, estos han de construirse con el mejor material obtenible, más si esto fuera difícil, es decir que el material de buena calidad disponible fuese escaso, este deberá reservarse para la subrasante. Si tuviera que usarse suelos capilares, se deberá aislar la fuente de agua mediante capas de materiales granulares; si el material estuviese compuesto por fragmentos rocosos y partículas finas, es necesario colocar estos de tal modo que los vacíos dejados por el material rocoso sea rellenado por el fino, ya que debe prevenirse que las vibraciones producidas por el tráfico hace descender el agregado fino debilitándose la subrasante.

Es necesario también tener en cuenta la importancia de los taludes que se les da a los rellenos. Ya hemos visto cuales son los taludes recomendables para diferentes tipos de materiales. Cuando el talud de relleno es igual o menor que el del terreno se hace imprescindible la construcción de un muro de contención. Del mismo modo se hará cuando se quiera limitar la longitud del talud del relleno a fin de que no invada propiedades, canales de regadío etc.

La masa de materiales que forman un relleno en el momento de su construcción, posee una cohesión muy pequeña, casi nula, pues al ser colocados en el eje del camino para formar el relleno, llegan sueltos y con un gran % de vacío en su masa, los

que deben desaparecer a fin de que el terreno adquiriera estabilidad, así como también debe alcanzar su máxima densidad con la cohesión necesaria para que sea prácticamente inalterable en volumen y forma.

De acuerdo a C.A. Hogentogler "La Estabilización de suelos es el proceso por el cual se le da a los suelos al estado natural, suficiente resistencia abrasiva y resistencia al corte como para estar en condiciones de soportar tráfico o cargas bajo las condiciones de clima del lugar, sin sufrir deformación dañina"

Los métodos empleados incluyen el empleo de mezclas, compactación y densificación valiéndose de cierta técnica teórica específica y del control del laboratorio. El óptimo contenido de humedad y la gradación son fundamentales.

La construcción de estructuras de tierra implica en la gran mayoría de los casos el empleo de los procedimientos que aumentan la densidad del material y por ende su estabilidad y durabilidad .

Esta estabilidad se logra en carreteras, mediante procesos de compactación que consolidan los rellenos ,evitando que se produzcan asentamientos y haciéndolos invulnerables a la acción de las lluvias etc. La misma denominación "compactación"encierra el concepto de reagrupación de partículas obligándolas a ordenarse de tal modo que un número dado de ellas ocupe un espacio mínimo, dentro de las posibilidades físicas del proceso.

Para obtener la compactación adecuada es necesario que el relleno se construya extendiendo el material en capas delgadas,de manera que cada capa sea compactada antes que sea colocada la 2da. La compactación se logra mediante la introducción de suficiente lubricante líquido, como es el agua, que hace disminuir la resistencia por fricción, que poseen las partículas a tal punto que puede ser comprimida hasta su forma más densa.

La aparición de los equipos de movimientos de tierra tal como hoy los conocemos,por una parte, y por otra la necesidad

de asegurarse de que las bases de pavimentos llevan ciertos requisitos mínimos de estabilidad, forzaron un desarrollo violento del estudio de los suelos como material de construcción. Uno de los resultados de este estudio fue la aparición en 1933 de cuatro artículos publicados en "Engineering News Record" por R.R. Proctor, titulado "Principios fundamentales de la compactación de suelos". En ellos demostró que para cada clase de suelos hay un contenido de humedad denominado "óptima humedad" que produce la mayor densidad "máxima densidad" bajo una presión de compactación dada. Según esto, si un suelo se compacta, con un equipo o método dado, a diferentes contenidos de humedad, se mide en cada caso el peso unitario húmedo y por sustracción se calcula el peso unitario seco, se observa que se obtienen valores crecientes a medida que el contenido de humedad aumenta, hasta alcanzar un cierto valor límite, excedido el cual, el peso unitario disminuye hasta hacerse imposible de medir debido a la licuefacción del suelo. Esto se debe a que el agua agregada ejerce una cierta acción de lubricación por el alivio de fuertes tensiones superficiales producidas por una película de agua de gran dureza que queda adherida a las partículas después del secado natural. El % de humedad de un suelo, basado en su peso seco, con el cual se obtiene la "máxima densidad" bajo un esfuerzo de compactación determinado; es lo que se llama "óptima Humedad".

La máxima densidad esta en relación directa al esfuerzo de compactación, ^{si} el contenido de humedad se mantiene constante y la presión de compactación se aumenta, la densidad también aumentará, luego pueden obtenerse iguales valores de densidad para menores valores de contenido de humedad, aumentando para ello la compactación. Luego para un suelo dado existen tantas máximas densidades y óptimas humedades como intensidades de energías de compactación se utilicen.

Teóricamente sería lo más conveniente usar la mayor presión de compactación posible con el fin de obtener las más altas densidades pero en la práctica esto no es posible debido a varias razones, tales como el peso limitado y las dimensiones del e-

quipo usado y segundo que hay una determinada densidad que es la suficiente para obtener la estabilidad necesaria para el trabajo a que estará sometido el camino, mayores densidades, sería derroche de esfuerzo y dinero.

El método de Proctor en el laboratorio es el siguiente;

APARATOS USADOS.

1° Molde de compactación de Proctor. 2do. Apisonador. 3° Balanza para pesar hasta 5,000 gr. y sensible al gr. 4° Una regla de acero. 5° Badilejo y pala. 6° Vasijas metálicas pequeñas. 7° Platos y bandejas. 8° Estufa y calentadoras eléctricas. 9° Malla de $\frac{1}{4}$ "

MUESTRA UTILIZADA.

Se utiliza en el experimento, 6 lbs. del material del relleno que pase por la malla #4 y se deseca al aire.

PROCEDIMIENTO;

Se toma la muestra y se le mezcla con una cantidad suficiente de agua para que la humedezca toda, luego se realiza la compactación en tres capas sucesivas de igual espesor, recibiendo cada capa 25 golpes. Estos golpes son proporcionados por un peson, que es una barra cilíndrica de $5.5 \frac{1}{2}$ lbs. = 2.5 Kgs. de peso de dos pulgadas de diámetro desde 12" = 30 cm. de altura. La compactación se realiza en un molde metálico cuyo volumen es de $\frac{1}{30}$ de pie³.

La energía usada es de 60,500 Kms. Luego se saca el collar y se nivela con el escantillón. Se pesa el conjunto.

Después se efectúa la resta entre el peso obtenido menos el peso del cilindro y se multiplica esta diferencia por 30, se obtiene el peso, de la masa del suelo compactado en lbs/pie³

Luego se extrae el material del molde y se le efectúa un corte vertical por el centro, sacando de su interior unos 100 gr. del suelo, los cuales se pesarán, luego se le introducirá en un horno a 110°C durante 24 hs. a fin de secarlo, y a partir de ello, obtener el contenido de humedad del suelo.

En seguida el material que queda se vuelve a des-

menuzar haciéndolo pasar nuevamente por el tamiz # 4 y se le agrega agua en cantidad suficiente para incrementar el contenido de humedad en el 1 ó 2%. Se repite el procedimiento. Así se hace una serie de pruebas hallando cada vez el contenido de humedad y su densidad.

Con los datos obtenidos se calcula el contenido de humedad para cada caso; la forma de obtener el peso por pie³ del suelo seco compactado, se usa la formula siguiente;

$$W'_o = \frac{W'_m}{W\% \cdot 100} \times 100$$

en donde $(W'_o = \text{peso en lbs. del suelo seco comp.})$
 $(W'_m = \text{" " " " Humedo})$
 $(W\% = \text{contenido de humedad.})$

Una vez en posesión de estos valores se dibuja un gráfico en cuyo eje de abscisas XX se colocan los valores de W% del contenido de h. en el eje de ordenadas YY los valores de los pesos unitarios secos W' uniendo todos los puntos así obtenidos, obtendremos una curva de forma generalmente parabólica, cuya ordenada máxima o sea su cúspide representa la "máxima densidad" para su "optima humedad" que será la absisa correspondiente.

EL PROCTOR EN LA PRACTICA:

Los estudios de compactación de Proctor, ocupan un lugar eminente entre las aplicaciones de la Mecánica de Suelos, si embargo, este celebre ensayo, ha ocasionado indirectamente innumerables dificultades a traves de la creación de un concepto general equivocado sobre la compactación.

Ya hemos visto que a cada energía de compactación corresponde una curva, y que por lo tanto podemos obtener para un mismo suelo cuantas curvas queramos, dentro de las limitaciones producidas por las variaciones de energía.

Luego esta curva es por lo tanto igual que cualquier otra distinguida unicamente por el hecho circunstancial y empírico, de que Proctor afirmara que ésta era la ^{que} mejor representaba los resultados obtenidos por él en las pruebas de campo. Años más tarde, fué creado el proctor modificado, igualmente circunstancial y empírico, y no fué precisamente Proctor el autor.

Este método de Proctor modificado, en lo único que

varía es en el número de capas que se apisonan, en este caso cinco, y el martillo cuyo peso es de 4.5 Kgs. y su altura de 45 cm. La energía empleada por el proctor modificado es de 274,000 Kgs-m/m³ o sea que para lograr un aumento del 10% en el peso, es necesario aumentar la energía en un 350%.

Es necesario pues, no olvidar o desconocer estos hechos, ya que considerar el punto óptimo de humedad del proctor standard, como una entidad física inmutable, puede ser un error ya que se encadena a una rutina pernicioso y sin base, un valor de la compactación que puede o no ser aplicada al caso que se tiene entre manos.

Luego los resultados del ensayo de compactación hecho en el laboratorio no pueden tomarse como valores fijos y últimos para la obra, sino deben servir para obtener una correlación entre estos valores alcanzados en la obra, y los obtenidos en el laboratorio. Sirven además como una guía preliminar en el establecimiento de valores de humedad y densidad sujeta a confirmación por las condiciones particulares de cada trabajo.

Vemos pues, que es perjudicial el referir inconsultamente los resultados de una obra al ensayo de proctor, sin que exista una correlación pre-establecida. Y si esto es verdad para el 100% del proctor, con mayor razón lo será para el conocido 90 ó 95%, que generalmente se especifica en todas las obras sin un previo estudio de las condiciones particulares. No se sabe actualmente de donde vino, o de que razonamiento se obtuvo este valor del 90%. Este valor según datos comparativos proporcionados por el mismo Proctor, puede acarrear graves consecuencias a una obra.

Luego como un resumen de lo dicho, puede expresarse lo siguiente;

Los resultados del ensayo de Proctor no deben ser usados, como valor absoluto; la práctica de especificar el 90% ó el 95% del proctor debe tomarse con severas limitaciones y después de un cuidadoso estudio.

Por estos motivos, es que debe realizarse siempre, u-

na prueba de compactación de campo, previa al comienzo de la obra.

FORMA DE REALIZAR LA PRUEBA DE COMPACTACION EN EL CAMPO.

Para esta prueba se compacta un mínimo de cinco capas de ancho igual al del rodillo usado y de una longitud de unos 60 m. Luego se hace pasar el tractor en cada capa, en una distancia que disminuya en 10 m., digamos, por cada dos pasadas del tractor, así tendríamos al terminar la prueba, que la primera capa sería de 60 m., y si se empezó, con seis pasos del tractor, la segunda de 50 m. hubiera soportado ocho pasos, la tercera de 40 m., 10 pasos, la cuarta de 30 m. 12 pasos y la quinta de 20 m., catorce pasos.

El dibujo de las densidades contra el número de pasos requeridos para alcanzarlas, proporciona directamente el número de pasos necesarios para la obra. Frecuentemente la curva pasada un cierto número de pasos, se hace sensiblemente horizontal en el sentido de las densidades haciendo que de un cierto valor del número de pasos hacia arriba, la ganancia de densidad no justifique el mayor esfuerzo realizado.

Luego se efectúa como complemento la prueba de compactación del laboratorio, a fin de tener como guía y establecer una relación, además de servir para determinar el valor de la saturación completa del terreno, a fin de alejarse de ella en lo posible.

FORMA DE EJECUTAR LOS RELLENOS.

Después de haber expuesto los fundamentos y métodos de la compactación, describiré, la forma de construir los rellenos.

El material del relleno se extiende en capas delgadas mediante el equipo mecánico, siendo recomendable que las motoniveladoras realicen el trabajo.

Luego se controla el contenido de humedad del material dosificándola convenientemente con tanques regadores montados sobre camiones, procurando que la distribución del agua sea uniforme para lo que se realizará el batido de los materiales mediante el

equipo apropiado.

El espesor máximo de estas capas será de 23 cm. la que una vez preparada será compactada. Para ello se utilizará el rodillo pata de cabra que realiza la compactación de la capa de abajo hacia arriba debido a la forma de las patas, constituyendo esto una ventaja sobre los otros rodillos que compactan por presión de la superficie hacia abajo.

El número de pasadas del rodillo aconsejado por la experiencia es de 10 ó 12 aproximadamente pues los viajes adicionales que se hagan no incrementarán sensiblemente las densidades de las capas. Si se quiere una mayor densidad será preciso usar rodillos más pesados,

El extendido y la compactación del material se hace por capas sucesivas teniendo cuidado de no malograr las capas inferiores ya apisonadas.

Si el material disponible de los cortes fuera de mala calidad será necesario reemplazarlo por otro de mejor calidad para la construcción del relleno.

Una vez alcanzada la altura de la subrasante se colocará sobre ella un pavimento de tipo superior inmediatamente después de construída, pues usando el método de compactación de Proctor no es necesario esperar algunos meses a que el relleno se asiente hasta que obtenga su cota definitiva.

Es necesario pues que en los Campamentos de Construcción de Carreteras exista un Laboratorio para controlar constantemente la relación, humedad-densidad de los rellenos. El equipo requerido es el siguiente:

- 1° Molde de compactación de Proctor.
- 2° Apisonador
- 3° Balanza para pesar hasta 5,000 gr. y sensible al gramo
- 4° Una regla de acero.
- 5° Badilejo y pala.
- 6° Vasijas metálicas pequeñas
- 7° Pñatos y bandejas
- 8° Estufa y calentadoras eléctricas o a kerosene
- 9° Malla de 1/4" (#4)

Determinada la curva humedad-densidad en el Laboratorio, se tomará una muestra cada 1,000 m² más o menos de cada capa de material extendida y se determinará su humedad y densidad com-

parándola luego con la óptima humedad y máxima densidad de la curva para su corrección.

CONSTRUCCION DE RELLENOS EN ROCA.

En el caso que el material disponible para el relleno esté formado por trozos de roca se procederá del siguiente modo:

Si el relleno tiene más de 60 cm. de alto, las serán dejadas en montones por los camiones sobre la superficie en la que se va a construir el relleno; los tractores con empujadores se encargarán de extenderlos uniformemente, rellinando los intersticios de las rocas, con materiales granulares y finos previamente extendidos, obteniéndose así una masa compacta y densa.

La dimensión de los trozos de roca hay que procurar que sea lo más pequeña posible, a fin de que las capas sean delgadas permitiendo una buena compactación. Esta será hecha con rodillos de cilindros, pues los pata de cabra y los neumáticos no tiene efecto en materiales rocosos.

SUBRASANTES Y SUB-BASES.

La subrasante constituye la superficie terminada de las explanaciones y sobre ella irá asentada la base o afirmado, y la superficie de rodadura, de ella depende pues una gran parte la vida del pavimento por lo que es necesario que su construcción se haga en forma cuidadosa.

Una vez terminados los rellenos se limpiará la superficie de todos los elementos extraños y materiales de mala calidad que pudieran haber en ella, y se le compactará añadiéndole materiales seleccionados, en los lugares que fuese necesario. Esta capa de materiales seleccionados que se coloca sobre esa subrasante de mala calidad constituye la sub-base. También se construirá sub-base cuando se trate de cortar el ascenso de la humedad capilar hacia el afirmado.

El acabado de la subrasante se hará mediante los rodillos de cilindros, teniendo cuidado de estacar y nivelar las explanaciones a fin de controlar y corregir cualquier defecto que

hubiere y la posición de la sección transversal definitiva.

El espesor de la sub-base así como los lugares en que deberá construirse, se determinan mediante estudios del terreno.

Las características de las secciones transversales pueden verse en el plano de secciones transeversales tipo.

MAQUINARIA ESPECIALIZADA PARA RELLENOS.

La maquinaria utilizada para formar los rellenos está constituida por: las niveladoras para mezclar, perfilar y nivelar el material del relleno, y los rodillos, encargados de compactarlo y alisarlo.

El estudio de las niveladoras lo haré más adelante al tratar de pavimentos.

RODILLOS.

Los rodillos son máquinas cuyo objeto es la compactación del material de los terraplenes, afirmados y pavimentos. Compacta los materiales por capas, haciendo varias pasadas sobre cada capa, de acuerdo a la clase de trabajo que se realice y a la del material que lo forma.

Los tipos de rodillos que se emplean para este trabajo son:

Rodillos pata de cabra: Se emplean para la compactación de las capas que forman el terraplén. El espesor de ellas no debe ser mayor de 23 cm. Compactan bien cualquier material, con excepción de arenas, grava o roca chancada. Se les usa también para compactar las capas base de los afirmados cuando estos poseen suficiente material ligante.

Rodillos de tres ruedas: Se usan para la primera rodillada de los terraplenes después que han sido compactados por los pata de cabra. Son efectivos también para la compactación de las capas de base de los afirmados de piedra chancada aunque carezca de aglutinante y para el rodillado inicial de las superficies de mezclas asfálticas en caliente.

Rodillos tandem de dos o tres ejes: Estos rodillos son empleados para el rodillado inicial de los pavimentos de mezcla asfáltica en frío y para el acabado de toda clase de superficie

asfáltica. También sirven para compactar capas delgadas de suelos procurando que ellos carezcan de materiales angulares y duros que pueden deteriorar los tambores del rodillo. Son apropiados también, para el alisado final de las superficies.

Rodillos neumáticos: Son recomendables para la compactación de capas delgadas de material suelto, para la capa de la parte superior de un terraplén después que han pasado los rodillos patas de cabra. Sirven además, para compactar afirmados de roca chancada y de materiales granulares debido a la acción de "amasado" que ejercen sobre ellos, usándoseles también para compactar los pavimentos asfálticos trabajados en frío.

CALCULO DEL RENDIMIENTO DE LOS RODILLOS.

El rendimiento de los rodillos, es decir la cantidad de material de rellenos que compactan por hora, depende de la clase de material disponible, de su contenido de humedad, del espesor de la capa por compactar y de la velocidad del rodillo. Este rendimiento puede hallarse en m³ compactados o en m² de superficie compactada.

La fórmula que da el rendimiento en m³/h es:

$$R \text{ m}^3/\text{h} = \frac{E \times 60 \times S \times W \times D}{N} \text{ m}^3/\text{h} \text{ en donde}$$

- E = Factor de eficiencia
- S = Velocidad de recorrido en M/min.
- W = Ancho efect. del rodillo en m.
- D = Espesor de la capa de mat. suelto en m.
- N = Número de pasadas del rodillo.

El rendimiento en m²/h está dado por

$$R \text{ m}^2/\text{h} = \frac{60 \times S \times W \times E}{N}; \text{ los simbolos son los mismos que los anteriores.}$$

MANERA DE OBTENER EL MAXIMO RENDIMIENTO DE LOS RODILLOS.

Para obtener el máximo rendimiento del trabajo de los rodillos debe tenerse siempre en cuenta lo que sigue:

- a) Espesor de la capa de material suelto. El espesor de la capa de material suelto de cada tipo que puede ser compactado por un rodillo, debe ser fijado en cada trabajo mediante pruebas. Las indicaciones siguientes, solo servirán de orientación. Para un rodillo patas de cabra, la capa de material suelto no debe de ser mayor de 23 cm. Para rodillos de tres ruedas, tandem o neumáticos, el espe-

12

El espesor de la capa de material suelto no debe ser mayor de 15 cm. y el espesor de la capa asfáltica de un pavimento no será mayor de 10 cm.

b) Número de pasadas. El número de pasadas necesarias para que un rodillo compacte un tipo determinado de suelo, debe de ser fijado en el trabajo mediante pruebas. Hay en seguida indicaciones que solo deben tomarse como orientación.

1° Los rodillos pata de cabra compactan una capa de material suelto de 23 cm. con el máximo contenido de humedad en 10 a 12 pasadas, a una velocidad de operación de 3.8 á 5.6 Km/ph.

2° Un rodillo de tresruedas de 10 Tm., compacta una capa de material suelto de 10 cm. con el máximo contenido de humedad, a un 75% de compactación en tres a seis pasadas a una velocidad normal de operación de 3.2 á 4.8 Km/h.

3° En las mismas condiciones anteriores un rodillo tandem realiza la compactación en dos a cuatro pasadas.

4° Igualmente un rodillo neumático compacta a un 95% una capa de 10 cm. en dos a cuatro pasadas, a una velocidad de operación de 16 á 24 Km.

c) Pasadas montadas; Para que no queden fajas sin compactar, cada pasada de un rodillo debe "montar" a la anterior en más o menos 30 cm.

d) Peso adicional. A fin de aumentar el peso de los rodillos, pueden llenarse de agua, otros líquidos o arena, los cilindros pues estos tienen tapones que lo permiten.

e) Es recomendable efectuar el rodillado de la superficie, de las cunetas hacia el centro.

g) Vueltas. Deben evitarse en lo posible las vueltas de los rodillos y cuando esto sea necesario deben hacerse lo más graduales posibles.

h) Compactación de la superficie; Un rodillo pata de cabra deja de tres a cinco cm. de material suelto sobre un relleno, lo mejor para compactarlo es un rodillo neumático.

SELECCION DEL EQUIPO.

Esta selección debe hacerse con sumo cuidado. Depen-

de como ya lo hemos visto, de la clase de trabajo por realizar. De los materiales disponibles y sus distancias de transporte, de la topografía del lugar etc. Siendo muy importante además la consideración de los problemas de abastecimiento de combustibles, facilidades de adquisición de repuestos, atención mecánica, lubricantes etc.

Si supongo que se dispone de suficiente cantidad de fondos, para elegir toda la maquinaria necesaria, de acuerdo entonces a los factores antes mencionados procederé a esta elección procurando uniformizar, en lo posible la marca del equipo, que se va a usar, así como el tipo de motores Diessel o gasolina.

Elegida la marca se deben escoger luego los tamaños de las máquinas, teniendo en cuenta la topografía y la clase de materiales así como el ancho sobre el que se va a trabajar.

Para mi trabajo he escogido, como rodillo neumático, un rodillo Bros Modelo 67 de trece ruedas; como pata de cabra, un rodillo Bros Modelo M-2; como aplanadora de tres ruedas, escogí una Galion tipo "Warrior" de 10 ton. y por último, como rodillo tandem utilicé una aplanadora Galion de 8 ton. Para las demás características véase las especificaciones adjuntas.

RENDIMIENTO DEL RODILLO PATA DE CABRA.

Utilizo un rodillo marca "Bros" de 2 cilindros en línea, tipo M-2-5 $\frac{1}{2}$, cuyas características pueden verse en las especificaciones adjuntas. Luego

$$R = \frac{E \times 60 \times S \times W \times D}{N}$$

$$E = 0.60$$

$$S = 4 \text{ km/h} = 66.6 \text{ m/min.}$$

$$D = 23 \text{ cm.}$$

$$W = 9'10'' = 2.997 \text{ m} \approx 3 \text{ m.}$$

$$N = 12$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 66.66 \times 3 \times 0.23}{12}$$

$$R = 138 \text{ m}^3/\text{h}$$

RENDIMIENTO DEL RODILLO NEUMÁTICO.

Para este tipo escojo un rodillo marca "Bros" de trece ruedas, con neumáticos de 7:50 x 15 de 4 capas.

$$E = 0.60$$

$$S = 10 \text{ millas/h} = 16 \text{ km/h} = 366 \text{ m/min.}$$

$$D = 0.10$$

$$W = 7'4" = 2.23 \text{ m.}$$

$$N = 4$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 266 \times 2.23 \times 0.10}{4}$$

$$R = \underline{533 \text{ m}^3/\text{h}}$$

RENDIMIENTO DEL RODILLO TANDEM.

El rodillo tandem escogido es la aplanadora Tandem Galion d e8 ton. de peso.

$$E = 0.60$$

$$S = 4 \text{ km/h} = 66.6 \text{ m/min.}$$

$$D = 0.10$$

$$N = 4$$

$$W = 50" = 1.27 \text{ m.}$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 66.6 \times 1.27 \times 0.10}{4}$$

$$R = 76 \text{ m}^3/\text{h}$$

RENDIMIENTO DEL RODILLO DE TRES RUEDAS.

La aplanadora Galion tipo "Warrier" de 10 ton. es la que escogí. Su rendimiento es:

$$E = 0.60$$

$$S = 4 \text{ km/h} = 66.6 \text{ m/min.}$$

$$D = 0.10$$

$$N = 6 \text{ pasadas}$$

$$W = 1.78 \text{ m.}$$

$$R = \frac{0.60 \times 60 \times 66.6 \times 1.78 \times 0.10}{6}$$

$$R = \underline{71 \text{ m}^3/\text{h}}$$

DRENAJE.

Al proyectarse una carretera,, uno de los acápites más importantes que debe tenerse en cuenta, es el de Drenaje. El que la carretera dure o no, el tiempo previsto depende en gran parte de la solución que se le dé a este problema.

El sistema de drenaje proyectado debe satisfacer, la condición de controlar el movimientos de las aguas superficiales y subterráneas, a fin de que no afecten la estructura del camino, encausándolas y alejándolas rápidamente de él, haciéndola transitable en cualquier época del año. Luego podemos ver, que mientras mejor sea el sistema de Drenaje, menos serán los gastos de conservación de la carretera.

El costo de las obras de Drenaje, es como regla general relativamente bajo en terrenos de fuerte pendiente, siempre que no se refiera a encausamientos, en cambio, en zonas de poca pendiente es de diseño complicado y de elevado costo; estando este costo elevado, en razón directa de la longitud por recorrer del Drenaje y de la impermeabilidad del Suelo.

El Drenaje comprende tres partes; Captación, Conducción y Descarga de las aguas.

La Captación; puede ser de dos formas, por desborde superficial, o por filtración, o por ambas a la vez. El primero es el que constituye el Drenaje Superficial y el segundo el Drenaje subterráneo o subdrenaje.

La Conducción; del agua drenada afronta amenudo el problema de las pendientes, que es el más frecuente, contemplando éste dos puntos; la retención del sedimento por falta de pendiente y la erosión del conducto por exceso de ellas; y estudio de la capacidad de los colectores de descarga.

La Descarga; puede efectuarse a los ríos, lagos o el mar, de acuerdo a lo más conveniente según las características particulares del caso.

DRENAJE SUPERFICIAL.

El Drenaje superficial debe controlar y disponer las aguas que se depositen directamente sobre el camino y las zonas

adyacentes, evitando que estas se infiltren en las explanaciones, erosionándolas y haciéndolas perder su compactación por exceso de humedad.

La forma elemental de desalojar el agua de la superficie de rodadura del camino, es mediante el ligero bombeo que se le da, generalmente de una pendiente de 2%. De allí el agua resbala a las cunetas, que corren paralelas al eje del camino y que van a desembocar a las alcantarillas que son transversales a la carretera y por intermedio de éstas el agua es alejada a través del camino. De acuerdo a la forma de la sección transversal, habrán dos cunetas en el caso de corte cerrado, o una en el caso de corte abierto, pudiendo a demás en el caso de rellenos, estar ubicada cerca del pie de los taludes para defenderlos.

Es indispensable que cada cierto trecho se les provea de las cunetas de desagües a fin de que no colmen su capacidad. Además deben colocarse estos desagües en los puntos bajos del terreno y en los lugares en donde las secciones cambian de corte a relleno.

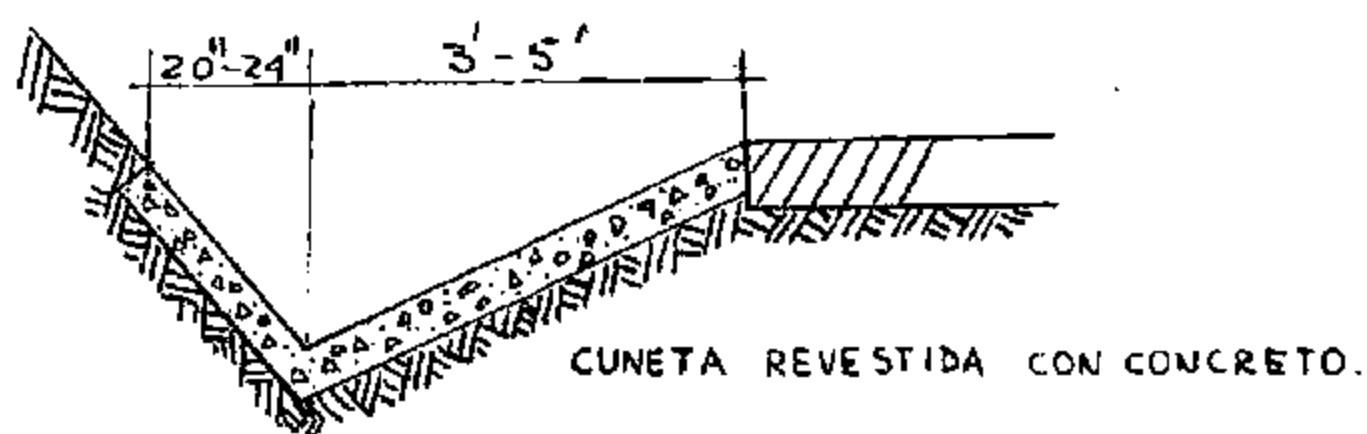
Cuando el volumen de las aguas por drenar es muy grande y se acumula en muy poco tiempo, entonces es necesario aliviar las cunetas antes descritas, mediante otras que se harán fuera de la carretera y que van en la parte alta del talud, y se les llama "cunetas de coronación".

Las cunetas pueden tener diversas formas; trapezoidal, rectangulares etc. pero la forma adoptada por nosotros y que es la más utilizada, es la triangular o en V, porque es de más fácil construcción y limpieza, pues esto se puede hacer rápidamente con las cuchillas de las motoniveladoras, además son más seguras contra posibles accidentes, en el caso de que un vehículo resbalara y cayera dentro de ellas.

La pendiente de las cunetas es la misma que la de la carretera; pero esta pendiente puede resultar excesiva ya que si el agua alcanza una velocidad superior a 1.50 m. erosionará la cuneta, y si por el contrario la pendiente es tan pequeña que el a-

agua no llegue a la velocidad de 0.50 m/seg., entonces se producirá la sedimentación. En el primer caso, se puede evitar la erosión, mediante la construcción de gradientes escalonadas, que rompan la pendiente pronunciada, o también pueden revestirse las cunetas, pudiendo adoptarse una u otra solución de acuerdo con las condiciones estudiadas del problema. En el segundo caso es necesario buscar directamente en el terreno cual es la zona más baja de él para dirigir hacia allá las zanjas de eliminación.

En cuanto al material de las cunetas, deben ser del mismo que el de los cortes. En el caso de que sea necesario revestirlas puede hacerse de diversas formas, dependiendo en cada caso del material más económico disponible. Así tenemos las cunetas revestidas con piedras, que se colocan ya sea en seco, o con un aglomerante húmedo. Las piedras pueden tener de 6" a 8" de largo y no deben ser menores de 2" de ancho. El revestimiento se cimienta con una capa de 4" de fragmentos de roca, esco- rias, piedra cernida, o grava, cuyas partículas serán de $\frac{1}{2}$ " a $\frac{5}{4}$ " de tamaño. También se puede revestir con asfalto.

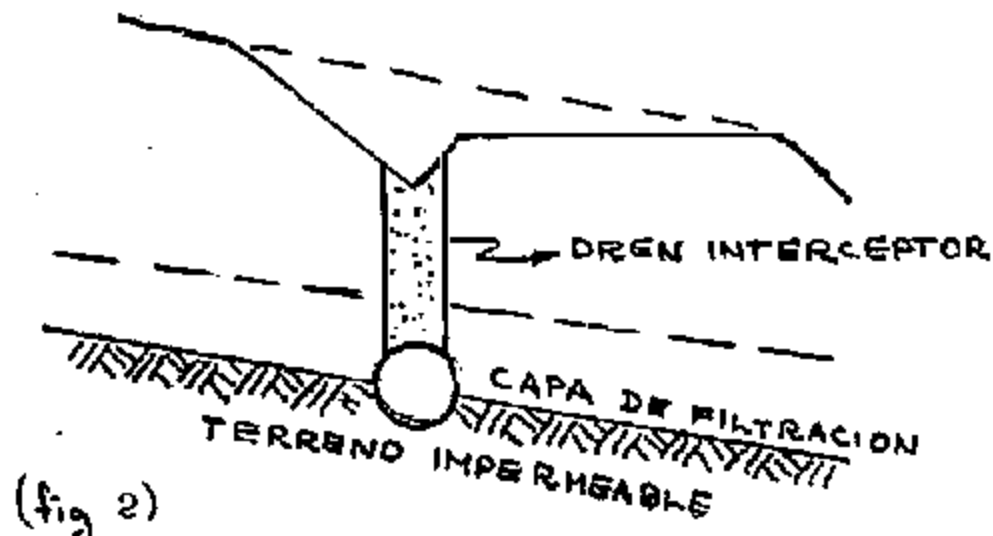


DRENAJE SUBTERRANEO O SUBDRENAJE.

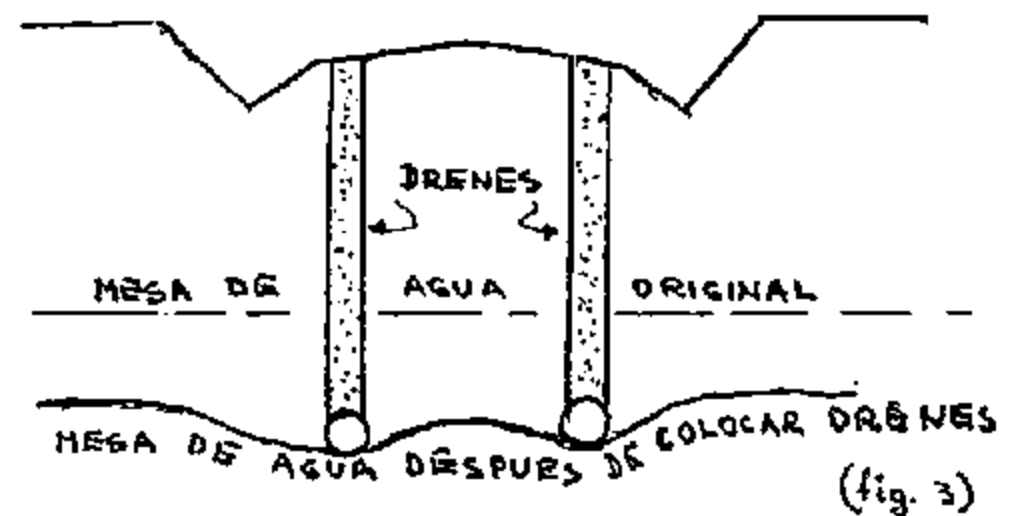
El agua subterránea se mueve a través de las capas permeables del terreno y es peligrosa para la estabilidad de las carreteras. Esta agua se encuentra en dos formas en el subsuelo, como agua de gravedad y como agua capilar. Solo la primera es susceptible de ser drenada, mientras que la segunda no, pudiendo solo evitarsele.

Luego el subdrenaje se ha de proyectar en dos formas para cortar el flujo de las corrientes subterráneas, debido a la inclinación de los estratos impermeables, y para bajar el nivel de la mesa de agua que generalmente se halla en terrenos horizon-

tales, a fin de que no haga peligrar la estabilidad de los terraplenes. Lo primero se logra mediante el dren interceptor que va bajo la cuneta (fig. 2). Para bajar el nivel de la mesa de agua se utiliza los drenes interceptores a cada lado del camino (fig. 3)



(fig. 2)



(fig. 3)

También la napa puede bajarse mediante zanjas abiertas de drenaje, paralelas al eje del camino, o también mediante subdrenes, que son tubos de drenaje de un diámetro que varía entre las 4" y 12". Estos tubos son perforados en solo una de sus mitades, y estas perforaciones quedan hacia abajo al colocarlos en el fondo de las zanjas, a fin de evitar que el agua penetre en ellos por arriba. Las zanjas deben rellenarse con arena y grava fina, evitando usar material chancado para no causar la obstrucción del dren. La boca del subdren debe sellarse a fin de impedir el paso del agua superficial. Este tipo de dren se puede ver en el plano de drenaje.

En cuanto al agua de capilaridad, ya hemos dicho que no puede ser drenada, pero puede ser evitada construyendo una adecuada sub-base, en la carretera, que evitará que el agua llegue hasta el afirmado de ella. Otras veces cuando el subsuelo es de tierra vegetal y arcilla hay que evitar la capilaridad, mediante la construcción de una cortina de concreto de unos 0.15 m. de espesor, para por medio de ella cortar la corriente de agua transversal y alejar el nivel freático evitando la erosión en las paredes del terraplén. Una solución que actualmente se está usando mucho en el Perú, por ser muy económica y eficiente es la mostrada en el plano de drenaje. Consiste en la construcción de drenaje subterráneo por medio de tubos perforados o de un colector rústico, de unos 0.40 m. de ancho el fondo, luego se le cubrirá con piedras calibradas de 3", impermeabilizando la superficie con una

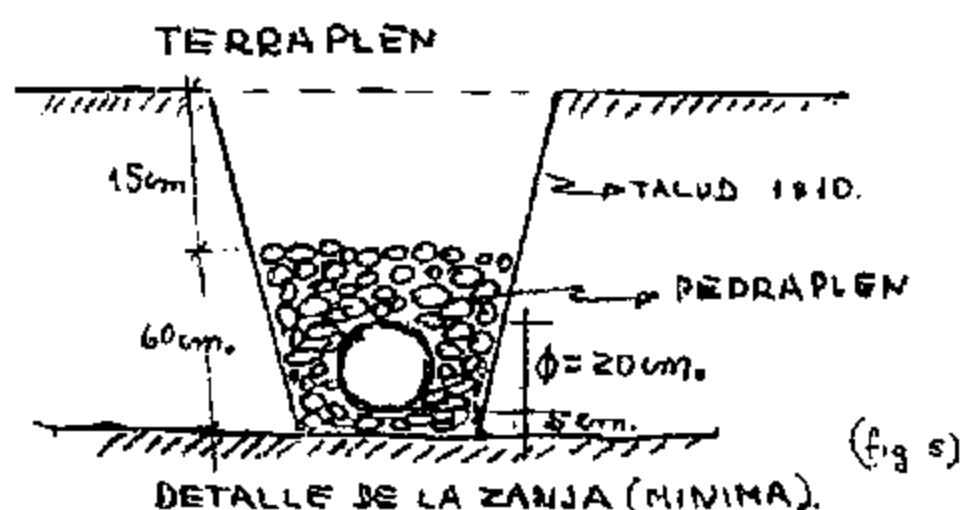
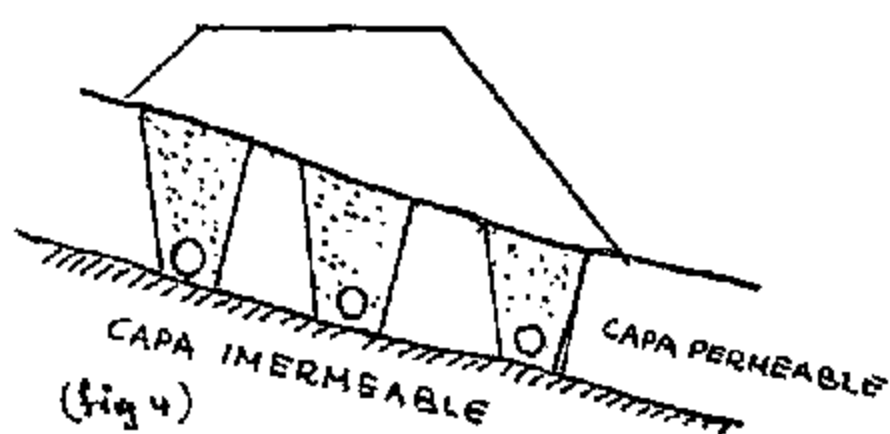
capa asfáltica que sería la prolongación de la carretera. Una cortina de cemento de 10 cm. á 15 cm. de ancho protege la base.

Como vemos pues, a la vez que impermeabiliza la cuneta con el asfalto, también le sirve de revestimiento, utilizando el asfalto de la carretera para tal efecto.

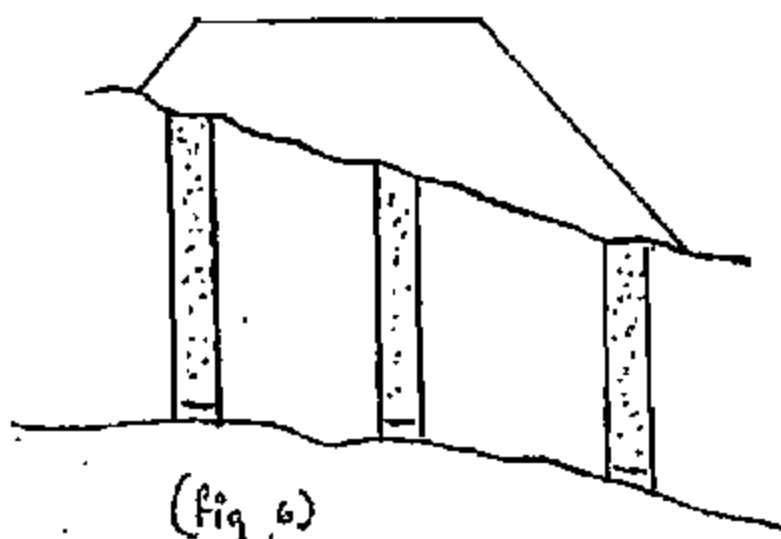
DRENAJE DE TERRAPLENES.

Los terraplenes necesitan, por su misma construcción, un sistema especial de Drenaje, además del anteriormente descrito, ya que el terraplén puede correrse o asentarse. Para ello puede utilizarse los siguientes sistemas;

- a) Si la capa impermeable es poco profunda, se hace en el tramo sobre el que está asentado, zanjias longitudinales que se rellenan con materiales granulares, toda o en parte, cuidando de que la grava tenga el tamaño suficiente como para que no obstruya los huecos del tubo. Las primeras capas al rededor del dren deben colocarse con todo cuidado para asegurar la máxima permeabilidad (fig. 4 y 5). Luego el agua se sacará mediante drenes transversales.



- b) Si la capa de material permeable fuera muy profunda, se usarán drenes verticales de arena, que son tubos perforados que se introducen verticalmente en el terreno y se rellenan de arena, estos drenes se conectan cerca de la superficie con drenes transversales que extraerán el agua de la zona.



DRENAJE DE FILTRACIONES.

Muchos de los deslizamientos que se producen en las carreteras se deben a las filtraciones que se producen en dichas zonas. Estas

filtraciones se producen generalmente por dos motivos.

El primero, cuando el perfil pasa de corte a relleno en la zona de paso, se produce filtraciones debido al plano de ruptura que se forma al encontrarse dos suelos de diferente tipo.

El segundo caso existe cuando la rasante pasa a escasa altura sobre una capa impermeable de subsuelo acumulándose entre dicha capa y la rasante, aguas filtradas.

En ambos casos y en dichos puntos deben colocarse drenes cuya adecuada ubicación y distribución será estudiada según las condiciones de cada caso.

DRENAJE Y SUBDRENAJE DE SUB-BASE, AFIRMADO, Y PAVIMENTO.

Constituyendo el pavimento, y el afirmado parte esencial de una carretera, y siendo su costo relativamente alto, es necesario protegerlos contra la posible erosión que puedan sufrir debido a la acción de las aguas. Por lo tanto es necesario, que se le provea además del sistema general de drenaje, de obras especiales que lo protejan y lo mantengan en óptimas condiciones.

Uno de los elementos más peligrosos para la conservación de estas estructuras es el agua de capilaridad. Su efecto no será notorio mientras al camino no se le provea de la capa de pavimento que constituirá una capa impermeabilizante, ya que al carácter de ella, esta humedad capilar se evaporará por acción directa del calor, pero apenas se coloque la superficie asfáltica o de concreto, esta agua se acumulará inmediatamente debajo de ella, inestabilizando y dañando el afirmado.

Hay varias formas de evitar esta acción. Entre ellas tenemos la de la construcción de una adecuada subbase; también se puede bajar el nivel de la mesa de agua o elevarse la rasante por rellenos, teniendo cuidado en ambos casos de obtener una altura sobre la mesa de agua, tal, que la humedad capilar no llegue a constituir un peligro para la estabilidad de la carretera. Esta altura mínima de la rasante sobre la napa debe ser de 1.20 m.

Otra forma de evitar la acción de la capilaridad es compactando los terraplenes por el método de Próctor.

Pero uno de los procedimientos más eficaces para drenar el afirmado es la de intercalar en las bermas drenes de materiales granulares.

También se puede evitar el efecto nocivo de las aguas que se acumulan en las partes bajas de las curvas verticales, colocando en ellas subdrenes.

CONTROL DE EROSION.

El efecto de erosión que tienen las aguas en movimiento sobre las carreteras y las formas de combatirla, lo hemos visto ya antes. Ahora solo añadiré algunos conceptos más sobre ellas.

El poder erosivo de las aguas no solamente tiene acción sobre las cunetas, sino también sobre los taludes de corte y relleno

Existen dos sistemas especiales para evitar esta erosión y son: 1) Dando pendientes tan bajas a las cunetas, canales etc., que no se produzca en el agua ^{en} movimiento, velocidad de erosión. 2) Revistiendo todas las obras, mediante cubiertas protectoras.

CONTROL DE EROSION EN LAS CUNETAS.

La erosión se puede producir en las cunetas cuando la velocidad del agua es superior a los 60 cm/seg. Luego la forma de evitar esta velocidad es rebajando las pendientes, cuando ella es mayor del 4 a 6%, mediante la construcción de pequeños vertederos escalonados cada cierto trecho, y a una distancia tal que la erosión que se produzca en la base de cada vertedero no ocasione molestias. La gradiente que se da a las cunetas debe ser $< 2\%$.

En el caso de que la pendiente sea $>$ del 6% la solución consistirá en revestir la cuneta en todo ese tramo, por cualquiera de los procedimientos anteriormente descritos.

CONTROL DE EROSION EN TALUDES.

El agua que resbala por los taludes tanto de cortes como de relleno, constituye un peligro para la estabilidad de los terraplenes, especialmente cuando la naturaleza de los materiales que los forman son de poca cohesión.

Las formas de proteger estos taludes son varias sien-

do la más elemental la de construir las cunetas de coronación, en los cortes y las cunetas de base en los rellenos, que interceptarán el agua que tiende a llegar al talud; estas cunetas desembocarán en alcantarillas de desagüe

Otro medio de protección, es la siembra en los taludes de plantas apropiadas, tales como las leguminosas, que mediante sus raíces que se enlazan y entrecruzan constituyen gran protección contra la acción de las aguas. Estas plantas deben vivir largo tiempo y deben propagarse por si solas. Una de las plantas que mejores resultados ha dado, es la conocida con el nombre de "Kudzu" originaria del Japón.

Cuando los taludes son muy amplios, una forma de protegerlos consiste en cortarlos en escalones y sembrando leguminosas en ellos. La distancia entre escalones más o menos es de 3 ó 4 m. y deben tener un ancho de 0.80 a 1 m.

Es necesario construir canales revestidos en la línea de intersección de los taludes altos de relleno con el terreno natural, ya que es una zona propensa a erosión. Cuando estos taludes de corte o relleno no son muy grandes, basta con revestirlos por medio de piedras acomodadas y unidas con mortero de cemento ; con piedras acomodadas sin mortero únicamente, cuando el talud así lo permite.

DRENAJE DEL KILOMETRO.

El drenaje superficial del kilómetro puede verse en el plano correspondiente.

Para el sub-drenaje, y el control de erosión, es necesario conocer los datos referentes a los materiales del suelo y sub-suelo y una serie de datos que solamente pueden adquirirse con la observación directa del terreno, por lo cual solamente me he limitado a hacer un estudio descriptivo del problema, suponiéndome ciertas condiciones.

ALCANTARILLAS.

Las alcantarillas son obras destinadas a evacuar transversalmente el agua que llega a la carretera. Por consiguien-

te hacen pasar el agua por debajo de la superficie de ella.

El agua que llega a las alcantarillas puede provenir de dos partes: de las cunetas existentes, en cuyo caso reciben el nombre de desagüe de cunetas, o de los cursos de agua que atraviesan la carretera, constituyendo en este caso las alcantarillas propiamente dichas.

Para el cálculo, la ubicación y la construcción de las alcantarillas, deberá tenerse en cuenta los siguientes factores principales:

- a) El volumen de agua que llega hasta ellas para determinar sus dimensiones, a fin de desalojarla rápidamente. Para esto habrá que determinar una conveniente pendiente.
- b) El relleno que va a soportar, así como las cargas del tránsito para darle la resistencia necesaria.
- c) La salida de la alcantarilla debe seguir la misma dirección que la de su eje, y debe revestirse convenientemente para evitar la erosión, en el caso de que el terreno esté sujeto a deslave.
- d) La entrada y la salida de la alcantarilla, cuando recibe agua de las quebradas, deben estar dotadas de muros de ala.
- e) En el caso que reciba el agua de las cunetas, el eje de la alcantarilla debe estar oblicuo respecto al eje de la carretera. En este caso estará provista a la entrada de un cajón en "U" que encauce el agua.
- f) Si está ubicada en un punto bajo del camino, que reciba agua por los lados, se le dotará de muros de cabecera, paralelos.
- g) Los sitios donde debe ubicarse las alcantarillas son: en las quebradas, puntos bajos que se pasan con rellenos, en las secciones en las que se pase de corte a rellenos, en los desagües de las cunetas.
- h) Una regla práctica que debe tenerse en cuenta, es que debe haber, cuando menos un relleno de 0.30 m. sobre la cabeza de la alcantarilla, para formar un colchón protector que amortigüe los efectos del tránsito.

ALCANTARILLAS DEL KILOMETRO.

En mi kilómetro, como puede verse en el plano de drenaje, he colocado dos alcantarillas y dos desagües de cunetas. Las alcantarillas las he ubicado en las dos quebradas que atraviesa el eje del camino.

El área de las alcantarillas y el gasto que va a haber lo he calculado mediante las fórmulas de Talbot y de Burkli-Ziegler respectivamente.

ALCANTARILLA N° 1.

Esta en la estaca 0/240. El gasto esta dado por la fórmula;

$$Q = MRc \sqrt[4]{S/M} \quad ; \text{ en la que}$$

- Q = cantidad de agua que llega a la alcantarilla
R = promedio de precipitaciones pluviométricas más altas en pulgadas por hora. Según las especificaciones del proyecto, la precipitación por día es de 30 mm. por día, yo he supuesto que la duración de la precipitación promedio es de 2 horas, luego la precipitación horaria será = $\frac{30}{2} = 15$ mm/hora, ó sea $\frac{15}{25.4}$ pulg. por hora
c = coeficiente que depende de la clase de la superficie drenada; he tomado el correspondiente a zonas agrícolas ; 0.25
M = área drenada en acres; El área de la cuenca que alimenta a esta alcantarilla, fué hallada con el planímetro y es de 13,000 m², pero como el plano limita el área, supuse que la parte de la cuenca que queda fuera del plano es de 7,000 m². Luego;
N = 13,000 / 7,000 = 20,000 m², ó sean 20,000 x 0.000247 = 4.94 Acres
S = promedio de la inclinación del terreno en pies, por mil pies.

Este valor lo encontré tomando en tres lugares diferentes de la cuenca, la pendiente del terreno, una de las cuales es la existente, entre el punto más alejado de la cuenca y la entrada de la alcantarilla, pues esto es necesario para obtener el tiempo de concentración, después del cual el gasto permanecerá constante. Las otras dos pendientes fueron tomadas en los límites de la cuenca. El valor obtenido fué; 19% = 190°/100:

Reemplazando estos valores en la formula;

$$Q = 4.94 \times \frac{15}{25.4} \times 0.25 \times \frac{0.019}{4.94} = 1.825 \text{ pies } 3/\text{seg.}$$

$$Q = 1.825 \times 28.37 = 51.78 \text{ lts/seg.}$$

En cuanto al área de la alcantarilla puede encontrarse a partir de este gasto aplicando diversas formulas conocidas, pero para ello es necesario conocer numerosos datos de los que carecemos, tales como la naturaleza del terreno, el % de agua de

escorrentía, el de infiltración, la clase del conducto etc., además de otros de observación directa. Luego el área la he hallado a partir de la fórmula de Talbot, que da suficiente aproximación.

$$A = C \sqrt[4]{M^3} \quad \text{en donde}$$

$$M = \text{área en acres} = 4.94$$

C = constante que depende de las condiciones climáticas y topograf. Yo he tomado el valor correspondiente a terrenos rocosos de fuerte pendiente = 1

$$A = 1 \sqrt[4]{4.94^3} = 3.32 \text{ pies}^2$$

$$A = 3.32 \times 0.093 = \underline{\underline{0.3088 \text{ m}^2}} \quad A = \text{área de la alcantarilla en pies}^2$$

Luego si la luz de la alcantarilla va a ser de 1m, entonces la altura que debe tener, debe ser de 0.3088 m. Pero para mayor seguridad y para evitar obstrucciones producidas por el material acarreado por el agua le doy el doble, luego;

$$h = 2 \times 0.3088 = 0.6176 \text{ cm.} = \underline{\underline{65 \text{ cm.}}}$$

ALCANTARILLA N° 2.

Está ubicada en la estaca 0+360; Encuentro el gasto en igual forma que el anterior;

$$Q = MRc \sqrt[4]{S/M} \quad ; \text{ en donde;}$$

$$M = 30,000 \text{ m}^2 \times 0.000247 = 7.41 \text{ Acres}$$

$$R = \frac{15}{25.4} = \text{pulg/hora.}$$

$$C = 0.25$$

$$S = 22\% = 220\text{‰}$$

$$Q = 7.41 \times \frac{15}{25.4} \times 0.25 \sqrt[4]{\frac{220}{7.41}} = 2.54 \text{ pies}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 2.54 \times 28.37 = 72.059 \text{ l/seg.}$$

El área de la alcantarilla será : $A = C \sqrt[4]{M^3}$; ya vimos que C = 1

$$A = 1 \sqrt[4]{7.41^3} = 4.50 \text{ pies}^3 = 0.4186 \text{ m}^2;$$

Luego si la luz es de 1 m; h, será, dándole el doble :

$$h = 0.4186 \times 2 = 0.8372 = \underline{\underline{0.85 \text{ m.}}}$$

CALCULO DE UNA ALCANTARILLA DE 1 m. DE LUZ.

La alcantarilla escogida será del tipo losa; es decir será una losa de concreto, armada en un solo sentido simp. apoyada en estribos también de concreto.

CARACTERISTICAS DE LA ALCANTARILLA.

Según las especificaciones del proyecto, tendrá;

luz libre = 1.00 m.

sobre carga = H15 - S12

En cuanto a la altura de la alcantarilla, posteriormente la veremos. Ahora procederé al cálculo de la losa.

CALCULO DE LA LOSA.

Ya hemos visto; $L = 1.00$; $Sc = H15 - S12$;

Utilizaré concreto de $f'_c = 210$ y fierro de $f_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2$, que son los recomendados por el Reglamento de la AASHO. Luego $n=10$

La alcantarilla será normal al eje del camino, y su ancho entre sardineles será $W = 7 \text{ m.}$, o sea el mismo que de la carretera.

Los demás datos son;

Peso del concreto armado; $2,400 \text{ kg/m}^3$

Peso del asfalto : $2,000 \text{ kg/m}^3$

Peso del afirmado : $1,600 \text{ kg/m}^3$

$F_c = 0.4 f'_c = 0.4 \times 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$

$$k = \frac{1}{17 \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{17 \frac{1,400}{10 \times 80}} = 0.375$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.375}{3} = 0.875$$

$$K = \frac{1}{2} \times f_c \times j \times k = \frac{1}{2} \times 84 \times 0.875 \times 0.375 = 13.78$$

Ahora analizaré las cargas que van a actuar sobre la losa;

Carga muerta;

Sobre la losa irá una capa de afirmado de un espesor mínimo de 25 cm. y una de asfalto de 5 cm., para cumplir con la regla anteriormente enunciada. Asumiré que el espesor de la losa es de 18 cm., luego dándole 6 cm. de recubrimiento, la altura útil d será igual a $18 - 6 = 12 \text{ cm.}$ Entonces ;

Peso de la losa por m.l. $1 \times 1 \times 0.18 \times 2400 = 432 \text{ kg.}$

Peso del afirmado por m.l. $1 \times 1 \times 0.25 \times 1600 = 400 \text{ kg.}$

Peso del asfalto por m.l. $1 \times 1 \times 0.05 \times 2000 = 100 \text{ kg.}$

Peso muerto total $w \dots \dots \dots = 932 \text{ kg./ml.}$

Cargas vivas;

Sabemos que la S.C. esta construida por un H15-S12; analizando este tren, vemos que la separación mínima entre ejes

es de 4.27 m. luego siendo la luz de la losa 1.00 m. vemos que solamente en el cálculo para el eje más pesado que será el que produzca los máximos esfuerzos en la losa. El eje más pesado es el eje trasero del camión, cuyo peso son los 4/5 de su peso.

Peso del H15 = 15 ton. = 30,000 lbs.

Luego peso del eje trasero del camión = $\frac{4}{5} \times 30000 \times 0.4536 = \underline{10,888 \text{ kgs.}}$

Luego cada rueda pesará = $\frac{10,888}{2} = \underline{5,444 \text{ kgs.}}$

Ahora calcularé el ancho efectivo.

Estando la losa armada paralelamente al tránsito y siendo $S = 3.60$;

$$E = \frac{3.05 N \sqrt{W}}{4N} \quad \text{en donde } \begin{cases} (N = \text{Número de vías} = 2 \\ (W = \text{Ancho de la losa} = 7\text{m.} \end{cases}$$

$$E = \frac{3.05 \times 2 \sqrt{7.00}}{4 \times 2} = 1.64$$

Pero además tengo que considerar el espesor del afirmado y el pavimento, que reparten la carga a 45° sobre la losa, para lo que el ancho efectivo quedará aumentado en dos veces el espesor antes dicho; o sea:

$$E \text{ total} = 1.64 \div 2 \times 0.30 = \underline{2.24 \text{ m}}$$

Pero según el reglamento el máximo ancho efectivo está dado por la siguiente fórmula:

$$E = \frac{W}{2N} = \frac{7}{2 \times 2} = \underline{1.75 \text{ m}}$$

Considerando el impacto:

$$I = \frac{50}{3.28 \sqrt{125}} = \frac{50}{3.28 \sqrt{125}} = 0.39 ; \text{ pero se tomará } I = 30\%$$

como máximo.

Entonces el peso efectivo de la rueda será:

$$P = \frac{5,444 (1 + 0.30)}{1.75} = \underline{4,014 \text{ kgs.}}$$

Conociendo las cargas ya puedo calcular los momentos,

Momento de peso muerto; el mom. máximo para una losa simplemente apoyada tiene por valor;

$$M(\prime) = \frac{1}{8} w l^2 ; \text{ Reemplazando}$$

$$M(\prime) = \frac{1}{8} \times 932 \times 1^2 = 116.5 = \underline{117 \text{ kg-m}}$$

Momento de sobre carga; el mon. de sobre carga se producirá cuando la rueda se encuentra en el centro de luz y tendrá por valor;

M S.C. = $\frac{1}{4}$ PL; Reemplazando.

M S.C. = $\frac{1}{4}$ 4044 x 1 = 1.011 kg-m

El mon. total será la suma de los dos.

M total max. = M pp + Msc ;

Mt = 117 + 1.011 = 1,128 kg-m.

Chequeo de la altura por momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{1128 \times 100}{13.78 \times 100}} = 9.06 \approx \underline{10 \text{ cm} < 12 \text{ cm};}$$

Luego esta bien.

Verificaciones para esfuerzo cortante:

V peso propio = $\frac{w \cdot l}{2} = \frac{932 \times 1}{2} = \underline{466 \text{ Kgs.}}$, se produce en los apoyos

V sc; Se producirá el máximo V, cuando la rueda se encuentre en la sección inmediata al apoyo y tendrá por valor el peso de la rueda

Vsc = 4,044 kgs.

Luego $V_t = 4,044 + 466 = \underline{4,510 \text{ kgs.}}$

$d = \frac{V}{v \cdot f'c \cdot b}$; $v = 0.03 f'c = 0.03 \times 210 = 6.3 \text{ kgs/cm}^2$

$d = \frac{4510}{6.3 \times 0.875 \times 100} = 8.2 \text{ cm} < 12 \text{ cm.};$ también chequea.

Cálculo del acero principal:

$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1128 \times 100}{1400 \times 0.875 \times 12} = 7.7 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \text{ } 5/8" @ \underline{25 \text{ cm.}}$

Acero de repartición = $A_{srep} = \frac{100}{\sqrt{3.28L}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \cdot 12}} = 55.2 \%$ pero el reglamento dice que como máximo debe ser el 50% del principal.

Luego $A_{s \text{ rep}} = \frac{7.70}{2} = 3.85 \rightarrow \phi \text{ } 1/2" @ \underline{30 \text{ cm.}}$

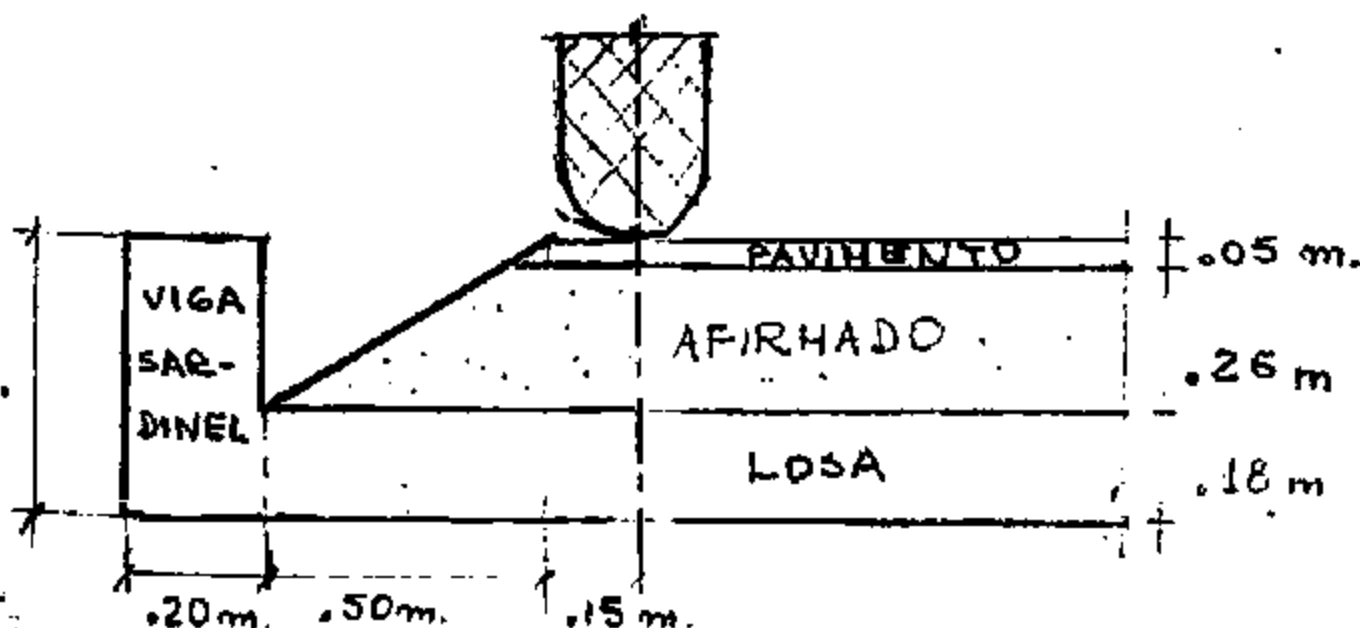
Acero de temperatura:

$A_{s \text{ temp}}; 0.001 \times b \times d = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \text{ } 3/8"$

@ 40 cm.

Este fierro irá en ambos sentidos.

Diseño de la viga sardinel;



Las dimensiones mínimas de la viga sardinel serán; Altura: tendrá la altura de la losa más la del espesor afirmado y el del pavimento;

$h = 0.18 + 0.25 + 0.05 = \underline{0.48 \text{ m.}}$

Ancho $b = \underline{0.20 \text{ cm};}$

Calculo el mom. de peso propio;

$$w = 0.20 \times 0.48 \times 1.00 \times 2400 = 230 \text{ kgs/ml.}$$

$$M = 1/8 w l^2 = 1/8 \times 230 \times 1^2 = 29 \text{ kgs/m.}$$

Luego hallo el mom. de S.C.

Este mom. lo hallo para la posición más desfavorable de la carga, que será cuando se encuentre lo más cerca posible de la viga, es decir borde del pavimento. El peso efectivo de la rueda que actuará sobre la viga será (ver fig.7)

$$P \text{ efectivo} = P \left[\frac{E}{2} - (0.50/0.15) \right] = 4,044 \left[\frac{1.75}{2} - 0.65 \right] = 930 \text{ kgs.}$$

$$M_{sc} = \frac{1}{4} \times P_{efec.} \times L = \frac{1}{4} \times 930 \times 1 = \underline{\underline{233 \text{ kgs-m.}}}$$

Luego:

$$M_t = 29 + 233 = \underline{\underline{262 \text{ kgs -m.}}}$$

Chequeo de la altura:

$$d = \sqrt{\frac{M}{k_b}} = \sqrt{\frac{262 \times 100}{13.78 \times 20}} = 9.8 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm.}$$

Como tenemos $h = 48 \text{ cm.}$; tomando recubrimiento = 6 cm.

$$d = 48 - 6 = 42 \text{ cm} > \underline{\underline{10 \text{ cm.}}}$$

Area de acero.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{262 \times 100}{1400 \times 0.875 \times 42} = \underline{\underline{0.51 \text{ cm.}^2}} \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

Cálculo de los estribos;

Hallamos los esfuerzos de corte, con las mismas consideraciones anteriores;

$$V_{p.p} = \frac{w l}{2} = \frac{230 \times 1}{2} = 115 \text{ kgs.}$$

$$V_{s.c} = \text{Peso efectivo} = \underline{\underline{930 \text{ kgs.}}}$$

2.

Luego

$$V_{\text{tot.}} = 115 + 930 = 1045 \text{ kgs. ; luego}$$

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{1045}{20 \times 0.875 \times 42} = 1.43 < 0.03 \times 210 = \underline{\underline{6.3 \text{ kg/m}^2}}$$

No necesita estribos, pero por reglamento hay que colocar los estribos mínimos; pondremos luego \rightarrow estribos de $\phi 3/8'' @ \underline{\underline{35 \text{ cm.}}}$

APOYO FIJO;

El área de acero para el apoyo fijo será;

$$A_s = \frac{V_{\text{max.}}}{f_s} ; \text{ ya vimos que } V_{\text{max}} = 4510 \text{ kgs.}$$

Luego

$$A_s = \frac{4510}{1400} = 3.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8 @ 22 \text{ cm.}$$

El refuerzo por barra será:

$$V_{\text{barra}} = \frac{4510 \times 22}{100} = 992.2 \text{ kgs.}$$

Siendo:

$$\begin{aligned} \text{El esfuerzo de adherencia} &= \mu = 0.05 f'_c = 0.05 \times 210 = \\ &= 10.5 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

La longitud necesaria :

$$\frac{V}{\Sigma \mu} = \frac{992.2}{2.98 \times 10.5} = \underline{\underline{30 \text{ cm.}}}$$

ESTRIBOS.

Los estribos serán de concreto, y su construcción será de acuerdo a lo especificado por el Ministerio de Fomento, para al cantarillas de 1 m. de luz. Las dimensiones del estribo, están dadas en función de su altura h . En el plano correspondiente a Drenaje, se aprecia sus características.

C A P I T U L O 111

PAVIMEN TO OBRAS ACCESORIAS

La última etapa en la construcción del camino, es la instalación de una superficie que procure a la vez que comodidad en el tránsito de los vehículos, es decir una rodadura suave y segura, proporcione digo, economía y durabilidad. Esta superficie de rodadura es lo que se denomina pavimento, y ha de proyectarse a fin de que posea las máximas condiciones de resistencia a la compresión y al desgaste producidos por el tráfico, así como la máxima economía en su construcción y conservación, ya que no solamente debe buscarse el mínimo gasto en la construcción; sino que debe preverse una vida larga de la estructura, que evite los gastos de reparación y conservación que haría antieconómica la solución.

Actualmente existe una gran variedad de firmes que dan resultados satisfactorios en cuanto a economía y resistencia. Estos se componen en la mayoría de los casos de un elemento formado por piedra partida de diversos tamaños que constituye el elemento resistente y el otro que es el aglomerante, o ligamento, que puede ser alguna sustancia bituminosa o algún suelo cemento.

A continuación me ocuparé de la clasificación de los suelos de subrasantes.

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS.

Existen numerosas clasificaciones de los suelos, de acuerdo a las diversas propiedades y características de ellos, pero de la que me ocuparé ahora será de la ideada por la Oficina de Caminos de los E.E. U.U. que es la que se utiliza para Carreteras, y que se basa en las propiedades físicas de los suelos.

Según esta clasificación, los suelos pueden agruparse en dos grandes categorías, A y B. El primer grupo, o sea el A, está formado por los suelos cuya composición es homogénea, y el B por los de constitución no homogénea. Solo me ocuparé del grupo A, ya que el B dada su heterogénea formación no son aptos para Carreteras.

El grupo A, consta a su vez de 8 subgrupos denominados correlativamente del A-1 al A-8 de acuerdo con el tamaño de sus partículas. Los tres primeros, o sea el A-1, A-2, A-3, son los que se

les conoce como "Arenosos", los dos siguientes, el A-4 y el A-5, son los "limosos" y los tres últimos A-6, A-7 y A-8, son "Arcillosos".

Voy a describirlos separadamente, pero solo los del grupo Arenoso, ya que no utilizaré las otras categorías.

GRUPO A-1; GRADACION; El material retenido en el tamiz N° 10, constituye menos del 50%. La fracción que pasa el T. N° 10, contiene del 5 al 10% de arcilla, 10 a 20% de limo del 70 al 85% de arena, siendo el tamaño efectivo promedio de las part. de 0.01 mm. y su coeficiente de uniformidad >15 . Luego este grupo tiene una buena graduación de partículas, y el material ligante, o sea la arcilla es de optima calidad, por lo que es apropiado resistir cargas.

GRUPO A-2; GRADACION.

No menos del 50% del material pasa por el tamiz N° 10, y está formado por arena. El resto esta formada por partículas gruesas y arcilla de mala calidad, ya que contiene coloides, materia orgánica ect. Es inestable y de mala graduación. El agua de capilaridad es absorbida facilmente y en gran cantidad por este suelo.

GRUPO A-3 ; GRADACION.

El material que pasa al tamiz N° 10, es igual que los anteriores, y el tamaño efectivo de sus partículas es menor que 0.10 mm. Como vemos este suelo, está compuesto unicamente por arena suelta y algún porcentaje de partículas grandes, pero no tiene elemento ligante, por lo que son poco estables. Su estabilidad se logra mediante gran cantidad de humedad. Son muy permeables y poco capilares.

GRUPO A-4-5; GRADACION.

Menos del 55% es arena "Son los limosos".

GRUPO A-6-8; GRADACION.

Rara vez contiene menos del 35% de arcilla.

Consideraré que en mi Kilómetro, en estudio, que el grupo a que pertenece el suelo es el A-1, cuyas características ya hemos visto, siendo por lo tanto sus características físicas las siguientes;

Límite líquido; Comprendido entre 14 y 25
" de contracción; " " 14 y 20
Índice de plasticidad; menor que 8
Equiv. centrífugo de humedad; menor que 15.

BASE O AFIRMADO.

La base puede definirse como la capa de espesor substancial que se coloca o prepara sobre la sub-base y bajo el revestimiento, con el fin de distribuir las cargas concentradas en la superficie, sobre un área mayor de la sub-base, en las que las presiones unitarias deben ser pequeñas.

TIPOS DE BASES.

Las bases se pueden clasificar en dos amplias categorías: 1° Bases de materiales granulares y 2° Bases de suelos estabilizados. Entre las bases de materiales granulares, tenemos las siguientes:

- a) Bases de piedra triturada; que puede ser de tipo macadam, con una capa inicial de piedra gruesa, de 3 a 4", y con piedras de relleno de tamaños progresivamente menores. Estas bases de piedra se compactan con apisonado añadiéndole agua para ayudar a la consolidación.
- b) Bases de grava; la grava es un material muy utilizado en la construcción de bases, pudiendo ser directamente de gravera más o menos tratada. Uno de los principales problemas que se presenta, es el de asegurar la suficiente estabilidad para soportar el equipo mecánico empleado durante la construcción de la superficie, pues pueden haber grandes desplazamientos bajo el peso del equipo, a menos que la grava esté bien graduada o sea angulosa. A fin de evitar estos asentamientos en el período de la construcción, hay una serie de tratamientos cuyo objeto es estabilizar esta base, sirviendo además para aumentar las propiedades de resistencia para soportar cargas. Algunos tratamientos utilizados, son los que describo a continuación, y están agrupados bajo el nombre de BASES DE SUELOS ESTABILIZADOS;
 - 1) Grava tratada con arcilla; se logra añadiendo cierta cantidad de arcilla a la grava. La arcilla actúa como un ligante en presen-

cia de la humedad, ayudando a la compactación y aumentando la estabilidad.

- 2) Grava tratada con ligante bituminoso; consiste en añadir algún elemento bituminoso a la base de grava, a fin de obtener mayor estabilidad antes de tender la superficie y ayuda a controlar la humedad. Son mezclas muy pobres.
- 3) Base de suelo cemento; la combinación de concreto asfáltico sobre una base de suelo cemento, esta probando ser de las más económicas en la construcción de caminos. Así en experimentos realizados por Ingenieros del Ejército de los E.E. U.U. en la base aérea de Edwards, California, en la que la superficie del camino estaba formada por un concreto asfáltico de graduación densa, mezclada en caliente, y depositado en una camada de 6.4 cm. de espesor, sobre una base estabilizada de suelo cemento, se obtuvo un pavimento de primera clase, a un precio decididamente más barato, aproximadamente un tercio, que el de agregados estabilizados y de superficie rígida.

Hay que controlar tres factores esenciales en la preparación de la base suelo cemento, y son; el contenido de cemento, el contenido de agua, y la densidad.

El contenido de cemento, depende principalmente de la naturaleza del suelo, pero como término medio puede variar entre el 5.5% y el 8% en volumen, aumentándose este porcentaje en el caso de que el material natural sea muy fino o cuando sea de graduación pobre.

El contenido de agua varía entre el 8% y el 11% en volumen, de acuerdo con el material que se encontrara. Si es necesario se agrega más agua sobre la sub-rasante, durante y después del esparcido y la compactación. Es necesario regular el trabajo, tomando muestras de la sub-rasante compactada y analizándolas en el laboratorio de la obra a fin de ver si posee la máxima densidad especificada.

La mezcla debe esparcirse y compactarse tan pronto esté terminada, ya que no hay que olvidar que posee cemento, para

ello las motoniveladoras deben seguir de cerca a las mezcladoras. Para la compactación se utilizan rodillos de tres ruedas y neumáticos.

El curado, que consiste en una capa de emulsión asfáltica calentada a 51 g°C y esparcida a razón de 0.8 litros por m², y que sirve además como base de agarre del concreto asfáltico. No debe aplicarse hasta que se hayan hecho los análisis del laboratorio y se haya aprobado el material. Esto demora generalmente 45'.

4) Estabilización por medio del Cloruro de Cal; para este tipo de estabilización se utilizan dos clases de cal; la cal apagada, y la cal viva. Esta última está en etapas de experimentación, pues su uso es bastante reciente. Al estabilizar las mezclas de arcilla con cal hidratada en una proporción que varía entre el 3% y el 5%, se reduce el índice de plasticidad del suelo, lo mismo que el límite líquido, pero aumenta la resistencia a la compresión. Parecidos resultados se logra con la cal viva, aunque con una posible mayor economía.

Estos resultados solamente se obtienen en algunos tipos de suelos, ya que en otros, no se han logrado aumentos en la resistencia a la compresión.

Siendo el tipo de muestra base de piedra partida, las características del material que constituye el afirmado deben ser de acuerdo con la Mecánica de Suelos;

MALLA	% QUE PASA
2"	100 %
1-½"	70-100%
1"	55-85
¾"	50-80
3/8"	40-70
Nº 4	36-60
Nº 10	20-50
Nº 40	10-30
Nº 200	5-15

Según las especificaciones del proyecto, la cantera para extraer el material que utilizaré para el afirmado, se encuentra a tres km. de la estaca 50 del km. trazado. Entonces tengo que realizar el análisis granulométrico de este material, a fin de ver

si cumple con los requisitos necesarios para formar la base, o si necesito someterlo a un proceso de acondicionamiento previo. De acuerdo a las especificaciones, el material que forma la cantera es roca compacta.

Con el material ya escogido y debidamente gradado se procede a extenderlo sobre la superficie ya compactada de las explanaciones, luego se le riega hasta obtener su optimo contenido de humedad para compactarlo después hasta conseguir su máxima densidad. Para ver si esta compactación se está realizando en la debida forma, es aconsejable efectuar las pruebas de compactación anteriormente explicadas. Estas pruebas conviene realizarlas cada 200m. en tres partes de la sección transversal del afirmado una en cada borde y otra en el centro, teniendo cuidado a la vez, de medir el espesor del afirmado mediante perforaciones.

La compactación se realizará primeramente con los rodillos neumáticos que es el más recomendable para este trabajo, y luego se le pasará el rodillo de tres ruedas para terminar la compactación.

El proceso a seguirse en la construcción del afirmado es el siguiente;

- 1) Preparación de la sub-rasante; Esto se logra mediante la escarificación de la última capa del terraplén en una profundidad de 15 cm., con el objeto de mezclar el material aflojado y añadiéndole agua en la proporción debida, esto se logra con la cuchilla del tractor, haciéndole pasar de ida y vuelta.

Una vez obtenida la mezcla se le compacta con el rodillo pata de cabra hasta alcanzar la máxima densidad.

- 2) Firme estabilizado; El firme se construirá en dos capas, de 7.5 cm. c/u. extendiendo cada capa y compactándola debidamente. Es necesario tener una superficie acabada, libre de rugosidades y de surcos, para lo que es preciso después de haber pasado el rodillo neumático, alisar la superficie mediante los tractores. A fin de lograr una mayor uniformidad en cada capa es conveniente que su espesor sea pequeño.

El material ligante se agrega al colocar la segunda

capa, lo que se realiza colocándolo en pequeños montículos y esparciéndolos y mezclándolos luego con los tractores. Hay que tener cuidado de agregar la cantidad de agua necesaria hasta alcanzar el óptimo contenido de humedad de cada capa, que en la práctica se permite que sobrepase este valor en 1% ó 2% a fin de que la labor de compactación sea más fácil, pero en la compactación final el contenido de humedad de la capa será el óptimo.

Una vez compactada la primera capa, se dejará secar antes de colocar la siguiente.

La compactación se realizará con los rodillos neumáticos y líos habiéndose cuidado antes de darle a la sección transversal de la sección, el bombeo, la inclinación y el espesor especificado.

OBTENCION DE LA PIEDRA.

Según lo especificado en este proyecto, la cantera de la cual se va a extraer lapiedra para el afirmado está situada a 3km. de la estaca 50 del Km.

Luego la piedra la obtendremos extrayéndola de esta cantera, para luego machacarla al tamaño adecuado. La extracción de la piedra se hace primero mediante los explosivos, colocados en las perforaciones practicadas en la roca, la cual es quebrantada y dividida en trozos de diversos tamaños por la explosión, según la aplicación que se le vaya a dar, quedando además una parte completamente suelta. Para obtener bloques de tamaños adecuados es recomendable y económico el lograrlos por medio de la precisa distribución de los tiros, de la profundidad y dirección de los barrenos etc., a fin de evitar el cuarteo de los bloques. Se puede hacer pruebas hasta obtener los resultados deseados.

Una vez obtenida la piedra, se pasa al machaqueo para tener el material del tamaño necesario para su utilización en los firmes; este material puede ser: piedra partida, gravilla y arena.

Piedra partida: es el material cuyas dimensiones son mayores de 15 mm. y menores de 60 mm.

Gravilla; material comprendido entre 15 y 25 mm.

Arena; Material que pasa por el tamiz de 2.5 mm. y es retenido por el tamiz N° 200. El material de tamaño inferior debe considerarse como polvo.

MACHAQUEO DE LA PIEDRA.

El machaqueo de la piedra puede hacerse a mano o mecánicamente.

El machaqueo a mano se emplea únicamente cuando los volúmenes necesitados son pequeños, ya que para grandes volúmenes es muy caro debido a su lentitud. Luego es preferible el machaqueo a máquina.

La maquinaria utilizada para esta operación es la siguiente;

Machacadoras de mandíbulas; Estas producen material de dimensiones irregulares, y a veces la piedra sale quebrantada y sin romper por lo que solo debe emplearse una primera trituración. Pueden ser de dos tipos; de movimiento pendular y de movimientos múltiples.

Machacadoras cónicas; Para obtener un material más uniforme se emplean las machacadoras cónicas, que por otra parte no produce material quebrantado sin machacar.

Debido a que en este caso necesitamos material uniforme, para el afirmado y el pavimento; emplearemos estas dos machacadoras en serie, pues resulta económico colocar primero una machacadora de mandíbulas para recibir el material en bruto proveniente de la disgregación de la cantera, para efectuar el cuarteo del material; y luego la machacadora cónica para obtener el tamaño definitivo.

ELECCION DEL TIPO DE CHANCADORA.

Para la elección hay que tener en cuenta;

1°) Tamaño de la admisión del material. 2°) Tamaño mínimo obtenido. 3°) El rendimiento horario.

Depende también en gran parte de la forma de cargar la machacadora. Debe ser continua y en la cantidad que la máquina es capaz de absorber. En mi caso emplearé el tractor D-7 para

alimentar la planta y 1 ó 2 hombres que ayuden a éello.

El tipo de chancadora que he escogido es una planta "Western-Austin" con machacadoras de mandíbulas y cilíndricas. Posee clasificadoras adaptables suministrando material de $\frac{3}{4}$ a $1\frac{1}{2}$ "

FABRICACION DE ARENA Y GRAVILLA.

Para la obtención de arena, se emplean los molinos de cilindros, y para la gravilla se emplean molinos de martillos.

No es económico realizar estos trabajos con las machacadoras, pues su rendimiento baja notablemente con la disminución del diámetro de las partículas.

CRIBAS CLASIFICADORAS.

La piedra obtenida de las chancadoras es necesario clasificarla para su debida utilización en el firme. Para ello se usan las cribas clasificadoras, que pueden ser planas o zarandaz y giratorias. Las planas a su vez pueden ser fijas y móviles, empleándose las primeras para trabajos de pequeño volumen.

De aquí, el material debidamente clasificado, pasa a las tolvas, y estas lo descargan en los camiones que lo llevan al lugar de empleo.

LAVADO DE ARIDOS.

Es necesario, en la construcción de los firmes, el lavado de los áridos, para lo cual se utilizan máquinas lavadoras que dan diversos rendimientos de acuerdo a sus características. Estas máquinas son del tipo cilíndrico, o también pueden estar constituidas por depósitos llenos de agua en los cuales se introduce el material para lavar.

PAVIMENTOS.

Hemos visto que un pavimento o superficie de rodadura debe tener las siguientes cualidades:

- a) Debe proporcionar una rodadura suave;
- b) Debe sufrir un desgaste pequeño;
- c) Debe desgastar poco a los vehículos;
- d) Debe ofrecer seguridad y economía.

CLASIFICACION DE LA SUPERFICIE.

Puede ser de tres tipos;

- a) De tipo inferior; Entre estos se encuentran las superficies de tierra natural, de arena-arcilla, de suelo estabilizado, grava o ripio, Mac Adam, apisonado por el tráfico, etc.
- b) De tipo intermedio; Entre este tipo están las superficies, tratadas con asfalto, las mezclas asfálticas en planta (en frío), a bajo costo, el Mac Adam asfáltico, el empedrado y el adoquinado.
- c) De tipo superior; Aquí tenemos el concreto asfáltico, el mortero de asfalto, y los pavimentos de concreto de C. Portland.

Además los pavimentos pueden ser flexibles y rígidos. Los primeros son los que pueden sufrir deformaciones sin romperse, tales como los asfálticos, los otros o sea los rígidos no, tales como los pavimentos de concreto.

ELEMENTOS BASICOS.

Vamos a tratar únicamente de los pavimentos bituminosos, de tipo intermedio y superior, ya que el primer tipo, no se utiliza en carreteras de 1ra. clase.

Toda superficie bituminosa, esta formada por dos elementos principales; 1) los agregados, 2) el material ligante.

TIPOS DE AGREGADOS.

Ya sabemos que en las superficies bituminosas, el agregado contribuye a su estabilidad mecánica, soporta el peso del tráfico, y al mismo tiempo trasmite las cargas de la sub-base a una presión uniforme reducida. Son deseables las partículas duras y angulosas.

Los tipos de agregados más corrientemente utilizados y adecuados para superficies bituminosas son:

- 1) Arena, 2) Grava natural, 3) Piedra triturada, 4) Escorias, 5) loes, 6) Polvo o material de relleno.

1) Arena: La arena es un material de grano fino, procedente de la desintegración natural de las rocas, o de la trituración de areniscos fácilmente desmenuzables. Las dimensiones para que un elemento sea considerado como arena, varían según los criterios.

Así el Comité de Terrenos para trabajos de Ingeniería de la A. S.T.M., define como arenas, las partículas entre 0.05 y 2.0 mm., otros en cambio dicen está constituida por material que pasa el tamiz # 4 ó sea de $\frac{1}{4}$ ".

Hay diferentes tipos de arena, con diversas características, según su procedencia, así hay: arenas de duna, de lago, de río, de gravera, de mina y artificial.

A fin de obtener la arena de graduación más adecuada, para la superficie bituminosa, es conveniente mezclar dos o más tipos de arena.

2) Grava natural; Es la producida por la desintegración natural de las rocas. Es de mayor tamaño, que la arena, siendo el punto de división entre estos dos materiales, el tamiz # 4 ó de $\frac{1}{4}$ ". Se conoce con el nombre de gravilla, a cualquier grava limpia cuya graduación varía entre $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{2}$ de pulgada. La grava puede ser de río, o de mina.

3) Piedra triturada; Este material es el producto que resulta del machacado artificial de las rocas y cantos, tales como caliza, granito, basalto etc.

La piedra triturada se produce en cualquier graduación que se desee, empleando los distintos tipos existentes de machacadoras y de cribas. Los menudos de trituración, llamados también, arena artificial, son la piedra o grava machacada que pasa el tamiz # 4.

4) Escorias; La escoria es un sub-producto no metálico de los altos hornos, compuesto esencialmente de silicatos y aluminio, silicatos de cal, y otras bases. La escoria de buena calidad, da un excelente material de pavimentación y se puede triturar fácilmente en la graduación deseada. El inconveniente es que son muy porosas y absorben más betún que los otros tipos de agregados.

5) Loes; Son partículas de tamaño menor que las de arena y > que las de arcilla. Es un material fino y poroso que se encuentra en depósitos formados por el viento.

6) Polvo o material de relleno; Este agregado esta compuesto por

roca finamente molida, por cemento Portland u otros materiales naturales o artificiales, pulverizados, de los cuales 80 á 100% pasan por el tamiz # 200. Este material granular de relleno se añade a las mezclas bituminosas, para rellenar los vacíos y sumentar su estabilidad.

GRANULOMETRIA DE LOS AGREGADOS.

La graduación o granulometría de los agregados tiene una gran importancia en la resistencia y durabilidad de la mezcla bituminosa. A veces esta graduación la posee un solo agregado, pero otras veces es necesario combinar algunos de los tipos de agregados antes mencionados. Los agregados son un elemento muy costoso en la construcción de Carreteras, por lo que debe hacerse un estudio cuidadoso para seleccionar el agregado que de la mejor relación de economía con calidad. Para ello hay que considerar los agregados que existen en la localidad, (mínimo transporte) y la clase de servicio que ha de prestar la Carretera.

Según su graduación se han agrupado los agregados en:

- 1) Agregados de graduación cerrada con tolerancia muy limitada
- 2) " " " " y economía
- 3) " " " abierta.

Explicaré someramente cada uno de estos tres grupos.

- 1) Agr. de Graduación cerrada con tolerancia muy limitada; a pesar de las diferentes opiniones, según las localidades, sobre lo que constituye la graduación "ideal" para agregados de granulometría cerrada, el control de las especificaciones para Carreteras bituminosas de alta calidad es muy estricto. Este tipo de agregado se usa especialmente para pavimentos de concreto asfáltico y mortero asfáltico.

El control de tolerancia de granulometría se ejerce de las siguientes formas: a) Seleccionando cuidadosamente la procedencia de cada clase de agregado; b) Regulando la preparación de cada clase de agregado en su lugar de origen; c) Controlando mecánicamente la mezcla de los agregados en el lugar de fabricación del aglomerado asfáltico; d) Volviendo a tamiz-

zar y a proporcionar los agregados económicos después de su secado y antes de añadirles el ligante.

A veces se reúnen hasta cinco clases de agregados para obtener una granulometría que caiga cerca de la curva deseada. Corrientemente se mezclan dos agregados de diferentes tipos de arena con uno de material triturado.

Como podemos ver, este tipo de "tolerancia limitada" resulta muy costoso, porque tendrían importantes gastos de equipo y preparación. Además, generalmente, no se encuentran en la localidad todos los tipos de agregados requeridos, siendo necesario su transporte desde grandes distancias. Sin embargo son muy recomendables por el máximo de estabilidad que proporcionan.

Existen gráficos y tablas "típicas" que proporcionan la granulometría requerida por esta clasificación.

2) Agregado de graduación cerrada y económica; esta clasificación solo difiere de la anterior en el grado, y es importante reconocerla y considerarla cuidadosamente cuando sea necesaria una solución de este tipo, ya que es suficiente tener que hacer algunos sacrificios de la "graduación ideal" a fin del ahorro que se logra además de métodos de construcción más prácticos y económicos. Algunas veces se logra compensar esta falta de graduación, aumentando el espesor de la capa del pavimento, dada su economía.

Los ahorros que se consiguen en la selección y preparación de los agregados, se logra de las formas siguientes:

- 1) Puede usarse agregados procedentes de trituración o de graveras.
- 2) La costosa separación de tamaños en el lugar de procedencia del agregado y su unión de nuevo en la instalación de mezcla, puede ser eliminada, aunque se produce alguna segregación durante su manipulación +
- 3) Puede eliminarse el empleo de arena o polvos costosos.
- 4) Las complicaciones y gastos del cribado y nueva combinación después del secado, pueden suprimirse sin que ello afecte grandemente al control de la graduación.

En Esta segunda clasificación no hay curvas "típicas" solo existe la "curva ideal" que es la más conveniente, y al con-

trario de la primera clasificación, se permite mayor variación para obtener mayor economía de preparación y del empleo de materiales locales poco costosos.

3) Agregados seleccionados para una granulometría abierta;

Este tipo de agregado no se considera apto para obtener pavimentos cerrados, a menos que se le añada materiales más finos. La estabilidad de la superficie depende más de la unión entre sí de partículas angulosas de tamaño similar, que de la acción ligante del betún. Con aplicaciones sucesivas se aumenta la estabilidad por la acción de "cierre" de los finos colocados en los huecos que dejan los elementos más gruesos.

Se puede subdividir esta clasificación en dos:

- a) Agregados aplicados de una sola vez. b) Agregados aplicados en veces sucesivas.
- a) En este caso, las partículas del árido deben ser capaces de resistir las rupturas y desgastes del tráfico y deben tener un tamaño relativamente uniforme para permitir al ligante pasar a través de los huecos. Los áridos de mayor tamaño se mezclan con el ligante.
- b) Este caso, es el indicado para los sistemas constructivos de penetración y de penetración inversa. Es conveniente además la graduación abierta de cada capa, para permitir que fluya el betún alrededor de ellas.

Son necesarias partículas angulosas y duras para obtener resistencia al acoplarse entre sí, y que el pavimento adquiera la necesaria estabilidad.

LIGANTES USADOS EN REVISTIMIENTOS BITUMINOSOS.

Ya hemos visto que el ligante es el otro elemento básico en las superficies bituminosas. Este elemento sirve para unir las partículas del agregado, protegerlas de la humedad y en algunos casos sirve para impermeabilizar la superficie de la carretera.

Los materiales bituminosos que se utilizan en la pavimentación son los asfaltos y los alquitranes. En el Perú no se emplean los alquitranes, porque poseemos asfaltos que son de calidad superior. Luego solo me ocuparé de los asfaltos.

Los materiales bituminosos, más conocidos como betunes, son combinaciones de hidrocarburos producidos naturalmente o por combustión, o por ambas a la vez; pueden ser líquidos (los que tienen una penetración mayor de 350, a 25°C bajo un peso de 50gr. durante un segundo); semisólidos (penetración superior a 10 en las mismas condiciones anteriores); y sólidos (penetración inferior a 10).

ASFALTOS.

Los asfaltos son el resultado directo de la destilación del petróleo crudo, ya sea esta realizada mecánicamente, en cuyo caso se le denomina Asfalto de petróleo, o naturalmente, que constituirá el Asfalto natural.

CLASIFICACION DE LOS ASFALTOS DE PAVIMENTACION.

Los asfaltos de pavimentación se dividen en los cinco siguientes grupos:

- 1) Road Oils o asfalto líquido de curado lento (SC)
- 2) Asfalto disuelto
 - " " de curado medio (MC)
 - " " " rápido (RC)
- 3) Cementos asfálticos
- 4) Emulsiones asfálticas
- 5) Asfaltos en polvo.

De estos los más usados son los asfaltos de curado lento, medio y rápido y los cementos asfálticos. Los otros no se usan entre nosotros.

- 1) Roads Oils o de curado lento (SC). Son aceites residuales asfálticos que contienen pocos o ningún elemento volátil, o también puede proceder de mezclas de cemento asfáltico y aceites residuales. Este tipo de betún se disuelve pues en Petróleo. La Administración de Caminos Públicos de los E.E. U.U, tiene cinco categorías clasificadas de acuerdo al contenido de asfalto y van del SC-0 al SC-5
- 2) Asfaltos disueltos de curado medio (MC), Estos se obtienen mediante el fluxado de cemento asfáltico con kerosene, que como vemos es su disolvente. Existen también cinco categorías del MC-0 al MC-5.
- 3) Asfaltos disueltos de curado rápido (RC). Se obtiene fluxando el cemento asfáltico con nafta o gasolina. Debido a que su disolvente es mucho más volátil que el kerosene, se le denomina

a este tipo Cut-bak; Para los asfaltos líquidos (RC), se emplean cementos asfálticos de penetración que para los MC ó SC.

Los materiales SC, MC, ó RC, del mismo grado o número especificador, tienen la misma viscosidad.

ELECCION DEL REVESTIMIENTO BITUMINOSO.

Una buena construcción de un revestimiento bituminoso reside en la inteligente elección de los agregados, del ligante y de un sistema de construcción, que combinados cumplan económicamente los objetivos antes enumerados para las necesidades del tráfico y condiciones climatológicas.

En mi caso, he elegido el CONCRETO ASFALTICO, que actualmente es usado en la mayoría de las carreteras, ya que dadas sus magníficas condiciones de resistencia, flexibilidad y economía se impone su uso, porque estas carreteras modernas deben diseñarse para soportar las cargas más pesadas de tráfico.

Actualmente el cemento asfáltico resulta económico, debido a la existencia de equipos portátiles adecuados de mezcla y distribución, que proporcionan una buena mezcla con rapidez que junto con la efectividad de las terminadoras mecánicas, han reducido el costo notablemente, de este tipo de pavimento.

Mecánicamente se comporta como el cemento Portland.

CONSTITUCION DEL CONCRETO ASFALTICO.

El concreto asfáltico resulta de la combinación de agregado grueso, agregado fino, y polvo granular o filler uniformemente mezclado con cemento asfáltico.

La granulometría de los agregados será cerrada con tolerancia muy limitada, lo que proporciona una gran estabilidad al pavimento, siempre que tenga la suficiente cantidad de ligante, pudiendo resistir las cargas de un tráfico pesado, bajo las condiciones más severas.

Agregado grueso: Es definido como el material retenido en la malla # 10. Puede estar formado por piedra triturada, escorias o grava. El tamaño máximo de agregado que se utiliza es de $2\frac{1}{2}$ " pero en mi caso usaré únicamente de $1\frac{1}{2}$ ". El agregado debe ser limpio y libre

de un exceso de partículas alargadas o achatadas. A continuación doy la graduación del agregado grueso para un concreto asfáltico cuyo porcentaje de asfalto en peso está comprendida entre 5.0 y 7.0 y cuyo tamaño máximo de agregado es de $1\frac{1}{2}$ ".

Malla	% que pasa
$1\frac{1}{2}$ "	100
1"	90-100
$\frac{1}{2}$ "	25-60
Nº 4	0-15
Nº 10	0-5

Agregado fino; Es el material que pasa la malla Nº 10 y es retenido por la Nº 200. Está formado por arena o piedra triturada, o por una mezcla de las dos, La graduación recomendada para el tipo de concreto asfáltico utilizado es:

Material que pasa por		Material retenido en		Porcentaje en peso
Malla	Nº 4	--	98-100
"	" 4	Malla Nº 10	0-15
"	" 10	" "	40	15-50
"	" 40	" "	80	30-60
"	" 80	" "	200	15-40
"	" 200	--	0-5

Polvo granular o filler; Al conjunto de los agregados gruesos y finos debe agregársele una cantidad de polvo granular, muy fino, llamado filler, cuyo objeto es rellenar los vacíos que quedan entre las partículas del agregado. Las características del filler son las siguientes;

Malla	% que pasa
Nº 30	100
Nº 100	85
Nº 200	65

En la práctica para la dosificación únicamente se toma el material que pasa el tamiz Nº 200.

ELEMENTO LIGANTE.

En cuanto al bitumen, o elemento ligante es recomendable usar asfaltos pesados, por lo que utilizaré el cemento asfáltico, el que debe estar libre de agua y su constitución debe ser uniforme. Las condiciones que debe cumplir el asfalto para este tipo de concreto asfáltico usado, serán:

Penetración; igual a la deseada (desde 30 hasta 150).

Solubilidad; en bisulfuro de carbono no menos del 99.5% y en tetracloruro de carbono, no menos de 99%.

Ductibilidad para penetraciones; 70-85 y menores, pero mayores que el valor mínimo de penetración.

Punto de inflamación; mayor de 175°C.

Pérdidas al fuego; menores del 1%.

Penetración del residuo de pérdida al fuego comparada con la penetración primitiva;

para penet. de 85-100 ó mayores, serán > 65%

" " " 70-85 ó menores, serán > 75%

Prueba de la mancha;

con nafta como solvente; negativo

" nafta-xileno y proporción de xileno; negativo.

En cuanto a la penetración, en los climas cálidos, debe usarse asfaltos de poca penetración para impedir que el pavimento se ponga blando con el calor y en los climas fríos deben utilizarse asfaltos de alta penetración. A mayor tráfico la penetración será menor. La A.S.T.M. da los siguientes valores para penetración a 25°C:

Climas fríos y medios y tráfico medio; 70-80

" " " " " pesado; 60-70

" " " " " cualquier tipo de traf.; 60-70

La tendencia actual es que la mínima penetración debe ser de 70 para todos los climas.

Las temperaturas de mezcla de los agregados con el cemento asfáltico deben estar entre los 275°F (135° C) y los 325°F (163° C). En todo caso será determinada por el Ingeniero en la obra.

CÁRACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA BITUMINOSA.

Las proporciones de agregado grueso, agregado fino, filler y asfalto serán determinadas según los requerimientos de cada caso particular, dependiendo de las condiciones del clima, de la densidad y clase de tráfico etc.

El porcentaje en peso del asfalto puede variar entre 4 y 9, dependiendo del área del pavimento y de la cantidad de material fino.

A continuación doy un cuadro con los porcentajes en peso que utilizaré en el concreto asfáltico, de los agregados y del cemento asfáltico, para un espesor de pavimento de 2" o sea de 5 cm.

AGREGADOS

Constituyente	Mat. que pasa por	Mat. retenido en	% en peso
	1"	$\frac{1}{2}$ "	17-52
Agregado grueso	$\frac{3}{8}$ "	Nº 4	6-42
	Nº 4	Nº 10	5-15
Sub Total	-	Nº 10	55-70
Agregado fino y filler	Nº 10	Nº 40	4-20
	Nº 40	Nº 80	8-25
	Nº 80	Nº 200	4-16
	Nº 200	-	4-7
Sub Total	Nº 10	-	30-45
Total de agregados			100

MEZCLA TOTAL (Con cemento asfáltico)

Total de agregados	93.0-95.0
Cemento asfáltico (bitumen)	5.0-7.0
Mezcla total	100

Estos datos han sido tomados del Manual del Asphalt Institute "Hot-Mix Asphaltic Concrete Paving".

MÉTODOS DE MEZCLA.

Para la mezcla se requiere el uso de plantas fijas o móviles, con unidad de clasificación de 2,3, ó 4 tolvas situadas entre el secador y la amasadora. La planta móvil no se utiliza para la obtención de concretos asfálticos de alta calidad, por lo que solo me ocuparé de la Planta fija.

PLANTA FIJA.

Esta planta no crea tamaños de agregados, únicamente comprueban y preparan el agregado mediante las cribas y las tolvas. Esta planta se ubica fuera de la carretera en una situación centralizada, junto a la carretera. Existen tres tipos de Plantas fijas; La P.F. sin secador pero ^{o con} clasificación, ni graduación, y la P.F., con secador, clasificación y graduación. Esta última es la que produce las mezclas bituminosas de más alta calidad.

Por lo tanto utilizaré una Planta Fija, de este tipo, en la cual las cribas y tolvas, para regular la graduación se colocan entre el secador y la mezcladora. Este control proporciona mezclas de alta calidad.

El esquema de producción de la mezcla es el siguiente; El agregado se coloca en el alimentador del cual ingresa al secador, una vez realizado el secado pasa a las cribas, las que seleccionan el material que queda ya graduado en sus tolvas, de allí va a la mezcladora, a la que ingresa a su vez el bitumen, y por último se descarga sobre los camiones.

En mi proyecto he escogido una Planta Mezcladora Bituminosa de alta calidad, Barber Greene, de marcha continua # 848, que tiene un rendimiento de 80 a 120 ton.met.por hora. He escogido este tipo de planta, porque proporciona exactamente por volúmenes, los agregados y betún requerido por las especificaciones, además es fácilmente transportable y de rápido montaje.

DISTRIBUCION DEL CONCRETO ASFALTICO.

El material que llega a la carretera desde la P.F. debe ser espaciado en la forma y espesor deseado y compactado convenientemente. Hay tres sistemas de espaciado.

a) A mano: no se utiliza por ser atieconómico y no da un buen aca-

bado.

- b) Con hoja: Se utilizan las motoniveladoras para ello. No es muy conveniente ya que hay que pasar varias veces la motoniveladora y para ello es necesario que la mezcla conserve su docilidad bastante tiempo, necesitándose entonces asfaltos poco pesados.
- c) Distribución y acabado mecánico: Son máquinas de propulsión propia. Son las más recomendables pues pueden tender las mejores superficies a un costo reducido, pues tiene una gran capacidad y no necesitan la presencia de materiales volátiles en la mezcla, porque esta puede extenderse tan pronto llega de la P.F. no necesitando otro trabajo adicional, solamente el de compactado.

Con la terminadora mecánica, se puede tender la mezcla a temperaturas más bajas, que por los otros métodos, a veces hasta temperaturas de 40° F (4.5°C).

Entonces como podemos ver la mejor forma de realizar la distribución de la mezcla será esta última. Por lo que escojo una Terminadora, Compactadora, Niveladora Barber Greene # 879-A, que puede distribuir cualquier clase de material, tanto en frío como en caliente, compactando, nivelando y emparejando simultáneamente la mezcla depositando automáticamente la cantidad exacta, es decir el espesor especificado del pavimento, debidamente apisonado; Las velocidades de trabajo difieren con las mezclas, ya que pueden variar entre 8 y 44 pies por minuto. Hay que dar la velocidad necesaria para que la contextura del tapiz sea satisfactoria. Cuando las partículas del agregado sean grandes, debe reducirse la velocidad del trabajo.

Una vez vertida la mezcla se le deja el tiempo necesario para que comience a endurecer antes de pasarle los rodillos. Cuando ha adquirido la consistencia necesaria, se procede al rodillado, con rodillos lisos tandem o con uno de tres ruedas. La velocidad máxima de los tractores debe ser de 4 km/h.

La compactación se iniciará en los bordes exteriores de la carretera progresando hacia el centro, cada pasada del rodillo debe cubrir a la anterior por lo menos en la mitad del ancho de las ruedas posteriores.

- 11 -

Se observará que la superficie quede completamente lisa y sin zonas mal compactadas, Para comprobar la uniformidad de la superficie se utilizará una regla de 3 m.

DETERMINACION DEL ESPESOR DEL CONCRETO ASFALTICO.

El espesor mínimo de la capa debe ser lo suficientemente mayor que el tamaño del agregado máximo.

Hay una gran variedad de procedimientos para determinar el espesor aproximado del pavimento.

Un método actualmente muy utilizado es el ideado por el Ing. F.V. Reagel, quien se basa en la calidad del material de la sub-rasante y en la intensidad del tráfico para determinar el espesor promedio de un diagrama.

Para poder entrar a este gráfico, se requiere determinar previamente, mediante pruebas de laboratorio el "índice del grupo de suelo". La clasificación de los suelos utilizada es la del "Public Roads Administration".

Por carecer de datos exactos sobre la clase de material que constituye el suelo, en mi proyecto, asumo los siguientes datos:

Tipo de suelo : A₁) Además se que va a soportar un tráfico de más
Índice de grupo: 0) de 300 vehículos por día, y es tráfico pesado.

Luego entrando al gráfico obtengo:

Espesor de pavimento más espesor base = $t = 5'' = 12.7$ cms.

Pero como empleo mezcla asfáltica, y se que el espesor de él debe ser el suficiente para cubrir el agregado de tamaño máximo, según las especificaciones debe ser éste de 2". En cuanto al espesor de la base, hay varias opiniones; según el Ing. V. Ventocilla debe ser como máximo de 4", tal como lo publica en su trabajo "Determinación de pavimentación tipo flexible".

Luego el espesor total será, siendo;

Sup.de rod. = 2" = 5 cm.

Afirmado = 4" = 10 cm. ; luego espesor total

Esp.total = 5 + 10 = 15 cm.

RIEGOS DE IMPRIMACION Y SELLADO.

La imprimación se efectúa con un material bituminoso

ligero, aplicado a la superficie del afirmado, antes de la distribución de la mezcla. El objeto de este riego es el de impermeabilizar la superficie retardando el paso de la humedad capilar hacia el pavimento y evitando el de la humedad superficial a la base, además sella la base y sirve de agente de unión entre ella y el pavimento.

En mi caso emplearé asfalto MC-0, a razón de 1.5 á 2 litros/m².

El sellado, se efectúa después de unos días de vaciado el concreto asfáltico, durante los cuales se impide el paso de vehículos por la carretera. El objeto del sellado es el de proteger la superficie asfáltica. El tipo de asfalto que utilizo para el sellado es el RC-2, a razón de 1 litro/m², dependiendo la cantidad exacta de la porosidad de la mezcla.

Después del riego del sellado se le cubre con una capa de arena gruesa, seca y limpia en una proporción de 15 ó 20 kgs/m². Inmediatamente se pasa el rodillo liso tandem para compactarlo.

Las características de los asfaltos para la imprimación y el sellado deben ser:

Necesidad general -- El material debe estar libre de agua Designación	El material debe estar libre de agua	
	MC - 0	RC - 2
Punto de inflamación (vaso abierto de Cleveland) ° F	100	80
Viscosidad Furol a 77°F, segundos	75-150	-
" " " " 140°F, "	-	100-200
Destilación: (% del total destilado a 680° F) a 437°F.	25-	40%
" " " " " 500°F.	40-70	65%
" " " " " 600°F.	75-93	87%
Residuo de la destilación a 680°F, % en volumen por diferencia	50%	50%
Ensayos en el residuo de la destilación:		
Penetración, 77°F, 100gr. 5seg.	120-300	80-120
Ductilidad, 77°F, cm	100	100
Solubilidad tetracloruro de carbono, %	99.5	99.5
Temperatura de esparcido °F.	50-120	100-175
" " " mezcla °F	50-120	80-150.

BERMAS.

Ya hemos visto que las bermas son las fajas de 50 cm. de ancho que quedan a ambos lados del pavimento. Su objeto es el de proteger los bordes de la capa de asfalto. Están compuestos por

una capa de grava de 5 cm. de espesor, recubierta de gravilla menuda y regada con asfalto.

RESUMEN DEL PROCESO DE ASFALTO.

- 1) Barrido
- 2) Riego de imprimación y curado
- 3) Preparado de la mezcla asfáltica en la planta
- 4) Acarreo de la mezcla desde la Planta
- 5) Esparcido de la mezcla
- 6) Compactación
- 7) Sellado de la superficie
- 8) Construcción de las bermas.

EQUIPO MECANICO PARA CONSTRUCCION DE AFIRMADO Y PAVIMENTO.

PARA EL AFIRMADO:

Utilizaremos, como ya vimos; compresoras, martillos y explosivos de las marcas y características anteriormente expuestas.

CHANCADORAS:

Este equipo ya fué descrito anteriormente y su rendimiento según los manuales de los fabricantes es de 300 ton/h = 160m³/h

CAMIONES VOLQUETES:

Para transportar el material del afirmado desde la cantera situada a 3 km. de la estaca #50 del trazo, hasta la carretera, necesito camiones volquetes. El número de camiones, necesario para asegurar el máximo rendimiento de la planta de machacado de producción continua se calcula por la siguiente formula;

$$N = 1 \times \frac{60 \left[\frac{d}{V_1} T_1 + \frac{d}{V_2} T_2 \right]}{n C m} ; \text{ en donde}$$

N = N° de camiones volquetes.

d = distancia de transporte en m. = 3,000 m.

V₁ = veloc. del camión cargado en m/min. = 30km/h = 500 m/min.

T₁ = tiempo en min. que demora el camión vol. = 0.5 min.

V₂ = veloc. del camión descargado en m/min. =

V₂ = 60km/h = 100 m/min.

T₂ = tiempo para que el camión se cuadre bajo la planta = 1 min.

CM = tiempo que demora el ciclo de cargar = 70 seg.

n = N° de ciclos de carga = 1 (producción continua)

Reemplazando:

$$N = 1 \times \frac{60 \left[\frac{3000}{500} + 0.5 + \frac{3000}{100} + 1 \right]}{70} = 10 \text{ camiones}$$

N = 10 volquetes

RODILLOS.

Ya vimos también los rodillos utilizados y su rendimiento.

NIVELADORA.

Vimos ya que esta máquina sirve para la construcción

y nivelado del afirmado, utilizándose además para nivelar las explanaciones, para formar los taludes, hacer cunetas etc.

Utilizaré una motoniveladora Caterpillar # 12 de Motor

Diessel. Su rendimiento será:

$$T = \frac{P_1 \times D \times E}{S_1} \div \frac{P_2 \times D \times E}{S_2}, \text{ en donde}$$

T = Tiempo necesario para efectuar el trabajo

P = N° de pasadas

E = Eficiencia = 60%

S = Velocidades en las diferentes marchas.

Para la construcción del afirmado, la motoniveladora requiere 10 pasadas ya que debe esparcir con mucho cuidado el material dejado por el camión. Se asumirá que realizará:

5	viajes	enganchada	em	2da.	a	5.79	km/H
3	"	"	"	3ra.	"	8.85	"
2	"	"	"	4ta.	"	3.6	"

Ya que en cada pasada cubre solo la mitad del ancho de la carretera, necesitará el doble de tiempo para nivelarla toda, luego;

$$T = 2 \left(\frac{5 \times 0.60}{5.79} + \frac{3 \times 0.60}{8.85} + \frac{2 \times 0.60}{13.60} \right) = 1.61 \text{ horas/km.}$$

Luego el rendimiento será de;

$$R = \frac{1000 \times 7}{1.61} = \underline{\underline{4,340 \text{ m}^2/\text{hora}}}$$

TANQUE DISTRIBUIDOR.

Uso un tanque "Spray Master", equipado con una barra rociadora de 7.32 m. montada sobre un camión. Este tanque se emplea para hacer el riego de la imprimación y el sellado.

PLANTA MEZCLADORA.

Ya di los caracteres de la planta Mezcladora Barber Greene. Su rendimiento varía entre ; 80 y 120 ton/hora, suponiendo un promedio de 100 ton/hora; = 50 m³/hora ;

CAMIONES VOLQUETES PARA TRANSPORTAR LA MEZCLA.

El número de camiones volquete, que transportarán el concreto asfáltico desde la Planta Mezcladora hasta la pavimentadora será

$$N = 1 \div \frac{60 \{ d/V_1/T_1 + d/V_2/T_2 \}}{C_m} ; \text{ en donde;}$$

N = N° de volquetes

d = dist. de transporte = 3,000m.

V = Veloc. del c. carg. = 30km/h = 500m/min.

T = Tiempo para vaciar un camión = 1 min.

V = Veloc. del c. desc. = 60km/h = 1000m/min.

T = Tiempo para que el c. se cargue bajo la mezcladora = 1 min.

C_m = Tiempo del llenado del c. = 120 seg. = 2 min.

PAVIMENTADORAS.

La pavimentadora que utilizaré es la estudiada anteriormente o sea la Terminadora Barber Greene.

SEÑALIZACION.

Tiene por objeto controlar la operación de los vehículos en los caminos, informando a sus conductores, mediante inscripciones, sobre las distancias que gobiernan el camino, direcciones, rutas, puntos de interés turístico, así como también prevenir y guiar el tránsito, por los medios más sencillos y eficaces posibles.

CLASIFICACION DE LAS SEÑALES.

Las señales camineras se clasifican en los tres tipos siguientes;

- 1) Señales restrictivas
- 2) " preventivas
- 3) " de dirección.

1) SEÑALES RESTRICTIVAS.

Son las que regulan el tránsito de los vehículos indicando a los conductores, las condiciones de uso del camino. A continuación daré solamente las principales señales restrictivas.

ALTO (R-1).

Se usará donde los vehículos deban efectuar parada completa. Será de forma octogonal, de color "Amarillo Caminero" con letras y marco negros; el octógono tendrá 0.25m. de lado, que corresponde a un cuadrado de 0.60m. La altura de las letras será igual a la tercera parte de la altura de la señal.

VELOCIDAD MAXIMA.... KMS. P.H. (R-2).

Se empleará para indicar el valor máximo de la velocidad permitida por las condiciones de operación del camino.

En cuanto a su forma, será la de todas las señales restrictivas, con excepción de la de "ALTO". Será un rectángulo de 0.60 x 0.75m. correspondiendo la mayor dimensión al sentido vertical. El rectángulo será de color blanco, con letras, números y marco negros.

CONSERVE SU DERECHA (R-3).

NO PASE A OTRO VEHICULO (R-4).

PESO MAXIMO.... TONS. (R-8).

2) SEÑALES PREVENTIVAS.

Sirven para indicar con anticipación la existencia próxima de ciertas condiciones del camino o concurrentes a él que significan un peligro real o potencial, que puede evitarse disminuyendo la velocidad del vehículo. Las principales señales de este tipo son;

CURVA CERRADA(P-1).

Se usará para prevenir la presencia de curvas de radio menor de 40 m. y para aquellas de 40 á 80 m. de radio cuyo ángulo en el centro exceda a 45°.

CURVA (P-2).

Prevendrá la presencia de curvas de radio entre 40 y 300 m. cuyo ángulo en el centro sea menor de 45° y para aquellas de radio entre 80 y 300m cuyo ángulo en el centro sea mayor de 45°.

CURVA Y CONTRACURVA CERRADA (P-3).

Indicará la presencia de dos curvas contiguas de sentido contrario de características como las indicadas para la señal (P-1).

CURVA Y CONTRACURVA (P-4).

Se usará ante la presencia de dos curvas contiguas de sentido contrario de características iguales a las de la señal (P-2).

CAMINO SINUOSO (P-5).

Se empleará cuando se presentan una serie de curvas y contracurvas.

CRUCE DE CAMINOS (P-6).

INTERSECCION (P-7;P-8;P-9;P-10).

CAMBIO BRUSCO DE DIRECCION (P-11;P-12).

DESPACIO (P-13).

BAJADA (P-14).

PUENTE ANGOSTO (P-16).

ALTURA-LIBRE MTS. (P-17).

ESCUELA (P-22).

CRUCE A NIVEL CON VIAS FERREAS (P-23).

QUIDADO;HOMBRES TRABAJANDO (P-27).

3) SEÑALES DE DIRECCION.

Tienen por objeto guiar al conductor del vehículo por determinadas rutas, dirigiéndolo al lugar de su destino.

Las principales son;

INDICADOR DE RUTA (D-1).

Indica el número de la ruta de acuerdo a la reglamentación respectiva.

SEÑALES AUXILIARES (D-2 al D-9).

Indican los cambios de dirección de las rutas, así como el encuentro de 2 ó más de ellas.

SEÑAL DE DESTINO CON INDICACION DE DISTANCIA (D-10).

Se usará para indicar la dirección por seguirse para llegar a una población determinada, informando a la vez la distancia a que se encuentra.

SEÑAL DE INDICACION DE DISTANCIAS.

Informará la distancia a que se encuentra de las poblaciones.

POSTE KILOMETRICO.

Indica la distancia del punto de origen.

NORMA DE DISEÑO.

Todas la señales antes mencionadas así como las características que más adelante explicaré son las recomendadas en el Manual de Señalización del Ministerio de Fomento, para su uso en el Perú, las que han sido publicadas por el Manual "Uniform. Traffic. Control Devices for Streets and Highways" de agosto de 1948, siendo aprobadas por la American Standards Association.

FORMAS DE LAS SEÑALES.

a) Forma octogonal; Se utiliza exclusivamente para la señal de "ALTO".

FORMA CIRCULAR; Se usa unicamente en los cruces a nivel con una vía férrea.

c) Forma romboidal; Se le emplea para las señales preventivas que indiquen peligro.

d) Forma rectangular; Las señales restrictivas y de dirección serán de este tipo, exceptuándose la de "ALTO". Las directivas ten-

drán su mayor dimensión en el sentido horizontal, mientras que las restrictivas la tendrán en el vertical.

e) Formas especiales: Han sido reservadas para determinados casos.

COLORES.

Las señales restrictivas, exceptuando la de "ALTO" serán de color blanco con letras y marco negro.

Las señales preventivas, incluyendo la restrictiva de "ALTO" serán de color "amarillo caminero" con letras y marco negros. El color "amarillo caminero" (Highway yellow) se usará en las señales y marcas en los pavimentos de las carreteras.

Las señales de dirección serán de color blanco con letras y marco negros.

DIMENSIONES.

Las dimensiones más comunes, son las de 0.60 x 0.75m. para las rectangulares, las correspondientes a un cuadrado de 0.60m de lado para las otras.

UBICACION.

Deben ubicarse a la derecha del camino en el sentido del tránsito formando ángulo recto con él, o ligeramente inclinadas cuando tengan elementos reflectorizantes. La distancia de eje de la señal al borde de la carretera variará entre 1.80m. y 3.00m como límites y su altura entre el borde inferior de la señal y la superficie de rodadura será de 0.75 m. y si hubieran de colocarse varias señales en el mismo soporte, puede reducirse hasta 0.60 m.

LÍNEAS Y MARCAS EN LOS PAVIMENTOS Y OBSTACULOS.

Son usados para regular el movimiento de los vehículos incrementando la seguridad en su operación. En algunos casos sirven como suplemento a las señales o a los semáforos en el control del tránsito, en otros constituyen el único medio.

ESTUDIO ECONOMICO - ANALISIS DE PRECIOS

PRESUPUESTO

I) COSTO DE RECONOCIMIENTO.

Un Ingeniero Jefe	S/.120.00
Un Ingeniero Ayudante	80.00
Dos cadeneros (S/.16.00 c/u).	32.00
Leyes sociales (51.5%)	120.00
Depreciación instrumentos 10%	<u>23.00</u>
Costo total	S/.375.00/día.

Suponiéndose que para el reconocimiento del Km. se empleará $\frac{1}{2}$ día, el costo será S/.187.50/día.

II) COSTO DEL TRAZO.

Un Ingeniero Jefe	S/.120.00
Un Ingeniero Ayudante	80.00
Un Topógrafo	40.00
Dos cadeneros (S/.16.00 c/u).	32.00
Un estaquero	16.00
Un portainstrumentos	16.00
Leyes sociales (51.5%)	156.00
Estacas	15.00
Depreciación instrumentos 10%	<u>30.00</u>
Costo total	S/.505.00

Si se emplea un día para el trazado, el costo del kilómetro será S/.505.00/día.

III) EXPLANACIONES.

a) Costo por hora de una compresora Jaeger de 125 pies³/min.

Costos fijos;

Valor de la compresora	S/.140.000.00
Valor recuperable	<u>28.000.00</u>
Depreciación	S/.112.000.00

Costos fijos al año;

Para encontrar los costos fijos al año, he supuesto

una vida económica de la maquinaria de cinco años de 2,000 horas de trabajo por año, luego la amortización anual será el 20% siendo los costos fijos al año, los siguientes:

Amortización	20%
Intereses del capital invertido.	8%
Mantenimiento, reparaciones etc.	15%
Almacenaje, pérdidas, guardiana	<u>3%</u>
Total anual	46%

Los costos fijos al año de la compresora serán:

$0.46 \times 112,000 = 51,520$; costo por hora $\frac{51,520}{2000}$.S/.25.76/h.

Costo variable por hora (de operación)

Combustible (2 gal.petróleo/h.a S/.0.95 gal.)S/.1.90/h.
Aceites y grasas	2.00 "
Kerosene y Waipe	1.00 "
Pequeños repuestos	<u>1.00 "</u>
	S/.5.90 "

Costo horario de la compresora = $25.76 + 5.90 =$ S/.31.66/h.

b) Costo por hora de un martillo preparador Thor de 35 lbs.

Costos fijos:

Valor del martilloS/.5,000.00
Dos magueras de 50'	1,300.00
Valor recuperable 20%	<u>1,260.00</u>
DepreciaciónS/.5,040.00

Costos fijos al año

Serán en adelante los mismos que de la compresora:

46% de 5,040 = 2,318.40 ; Costo fijo/h. $\frac{2,318.40}{2000}$.S/.1.16/h.

Costo variable por hora:

Pequeños repuestos, grasa, etc.S/.1.00
<u>Costo horario del martillo;</u> $1.16 + 1.00$S/.2.16/h.

c) Costo horario de jornales:

Maquinista de la compresora (S/.35.00/día)S/.4.38/h.
Dos taladradores (S/.30.00 c/u/día)	7.50 "
Leyes sociales, vacaciones etc.(51.5%)	6.12
Capataces, ayudantes, etc. (10%)	<u>1.18</u>
TotalS/19.18/h.

Costo total horario de la unidad preparadora;

Compresora	S/.31.66
Dos martillos (S/.2.16 x 2)	4.32
Jornales	<u>19.18</u>
	S/.55.16

d) Costo del desagregado de 1 m³ de roca blanda:

El avance de un martillo es de 5 m.l.p.hora en roca blanda. Considerando un rendimiento de 60%, el avance efectivo será de 3 m.l.p.hora. Sabiendo que en un frente abierto, un metro.lineal produce la disgregación de 3.33 m³/de roca, el rendimiento del martillo por hora será 3.33x3=10m³/h

Entonces dos martillos, o sea una compresora disgregarán; 2x10=20m³/h

El costo por m³ será $\frac{55.16}{20} = 2.76/m^3$

Las brocas con inserciones de carbono-tungsteno, pueden perforar hasta 50 m.l. de roca blanda sin aguzar la broca y como se le puede aguzar ocho veces, cada broca taladrará; 8 x 50 = 400 m.l. Siendo el costo de cada broca S/.400.00, el costo por m³ será $\frac{400}{400} = S/.1/m^3$

Costo de los explosivos;

Sabiendo que se necesitan 0.15 kgs. de explosivos para desagregar 1 m³ de roca, y costando la caja de 22.7 kgs. S/.300 el costo de 1 kg. de dinamita será $\frac{300}{22.7} = 13.20$ p.kg. Luego el costo p.m³ de roca será = 0.15x13.20 = 1.98 p.m³

Resumiendo;

Compresora y martillos	S/.2.76/m ³
Brocas	1.00 "
Explosivos	1.98 "
Un metro de mecha	0.50 "
Tres fulminates (S/.50 c/u.)	<u>1.50 "</u>
	S/. 7.74 "

EXCAVACION Y TRANSPORTE.

a) Costo horario de un Tractor Caterpillar D-7 con empujador 7-A

Costo fijos;

Valor del Tractor	S/.450.000.00
-----------------------------	---------------

Valor recuperable 20%	S/.90.000.00-
Dépreciación	S/.360.000.00
<u>Costo fijo al año:</u>		
46% de 360.000	S/.165.000.00
<u>Costo fijo por hora:</u>		
165.000.00;2,000	S/ 82.50
<u>Costo variable por hora:</u>		
Maquinista (S/.40.00 p/día)	S/ 5.00/h.
Ayudante (S/.20.00 p/día)	2.50 "
Leyes sociales, vacaciones (51.5%)	<u>3.86 "</u>
Total	S/ 11.36 "
<u>Combustibles:</u>		
Petróleo (3 gals.a s/.0.95 gal.)	S/ 2.85/h.
Aceites y grasas	9.50 "
Waipes y Gasolina	1.00 "
Pequeños repuestos	<u>1.00 "</u>
Total	14.35 "
<u>Costo horario del tractor:</u> 82.50/11.36/14.35	. . .	108.21/h.

Costo del acarreo del mat.p_m³, con el tractor D-7:

Este valor se obtiene dividiendo el costo horario del tractor entre los respectivos rendimientos en cada tramo.

Primero veremos el costo en la compensación longitudinal:

TRAMO	RENDIMIENTO	COSTO ACARREO.
AB	108.21;168 m ³ /h	S/.0.64 p.m ³ .
BC	35 "	3.09 "
CD	111 "	0.97 "
DE	59 "	1.83 "
EF	74 "	1.46 "
FG	62 "	1.77 "
GH	106 "	1.02 "
HI	80 "	1.35 "
IJ	125 "	0.86 "
JK	94 #	1.15 "
KL	188 "	0.57 "

TRAMO	RENDIMIENTO	COSTO ACARREO
LM86	S/.1.26 p.m ³ .
MN80	1.35 "
NO185	0.58 "
OP52	2.08 "
PQ185	0.58 "

Costo del acarreo en la compensación transversal.

TRAMO	RENDIMIENTO	COSTO ACARREO
Primeros 400 m.168	S/. 0.64 p.m ³
Segundos 300 "188	0.57 "
Ultimos 300 "185	0.58 "

e) COMPACTACION DE RELLENOS.

Tengo rellenos de material suelto en todos los tramos de los lros. 400 m., y de roca blanda en los 600 m. finales.

Los rellenos de material suelto serán compactados con rodillos pata de cabra y neumáticos de 13 ruedas. Los de roca blanda, con rodillos de tres ruedas.

1) Costo de la compactación en material suelto.

Rodillo pata de cabra marca "Bross"

Costos fijos;

Valor del rodillo	S/.50,000.00
Valor recuperable 20%	<u>10,000.00</u>
Depreciación	S/.40,000.00

Costos fijos al año;

46%	S/.18,400.00
---------------	--------------

<u>Costos fijos por hora;</u> $\frac{18,400}{2000}$	9.20/h.
---	---------

Costos variables por hora;

Jornales;

Maquinista (S/.40.00 p/día)	S/. 5.00/h.
Ayudante (S/.20.00 p/día)	2.50 "
Leyes sociales, vacaciones (51.5%)	<u>3.86 "</u>
Total	S/. 11.36 "

Combustibles;

Petróleo (3 gal. a 0.95 gal.)	S/. 2.85/h.
---	-------------

Aceite, grasas	S/. 2.00/h.
Pequeños repuestos	<u>1.00 "</u>
Total	S/. 5.85 "
<u>Costo horario del rodillo;</u> 9.20/11.36/5.85	S/. 26.41 "
<u>Costo por m³ compactado:</u>		

Siendo el rendimiento del Rodillo Bross M2-5 $\frac{1}{2}$ de 138 m³/h, el costo por m³ compactado será:

$$\frac{26.41}{138} \dots \dots \dots \text{S/. } 0.19 \text{ m}^3$$

A esto se añade el riego que se estima en S/.0.03m² para una capa de 15 cm. de espesor o sea que el costo por m³ se-

$$\text{rá: } \frac{0.03}{0.15} \dots \dots \dots \text{S/. } 0.20$$

$$\text{Costo por m}^3 = 0.19 + 0.20 \dots \dots \dots 0.39 \text{ m}^3$$

Rodillo neumático de 13 ruedas "Bross";

Costos Fijos;

Valor del rodillo	S/.60.000.00
Valor recuperable 20%	<u>12.000.00</u>
Depreciación	S/.48.000.00

Costos fijos al año;

$$46 \% \dots \dots \dots \text{S/.}22.080.00$$

$$\text{Costos fijos por hora: } \frac{22,080}{2000} \dots \dots \dots \text{S/. } 11.04/\text{h.}$$

Costo variable por hora;

Es el mismo que el del rodillo pata de cabra.

$$11.36 + 5.85 \dots \dots \dots \text{S/. } 17.21/\text{h.}$$

Costo horario del rodillo;

$$17.21 + 11.04 \dots \dots \dots \text{S/. } 28.25/\text{h.}$$

Costo por m³ de compactación;

Siendo el rendimiento del rodillo de 533 m³/h.

$$\text{Costo por m}^3 \frac{28.25}{533} = \dots \dots \dots \text{S/. } 0.05/\text{m}^3$$

$$\text{Más el costo p. riego} \dots \dots \dots \text{S/. } \underline{0.20 "}$$

$$\text{Costo por m}^3 \dots \dots \dots \text{S/. } 0.25 "$$

Costo total de compactación de relleno del m³ de material suelto;

$$0.39 + 0.25 = \dots \dots \dots \text{S/. } 0.64/\text{m}^3$$

2) Relleno de materiales rocosos.

Rodillo de 3 ruedas.

Costos fijos:

Valor del rodillo	S/.150,000.00.
Valor recuperable 20%	<u>30,000.00</u>
Depreciación	S/.120,000.00

Costo fijo al año:

46 % S/. 55,200.00

Costo fijo por hora: $\frac{55,200}{2000}$ 27.60/h

Costo variable por hora: Igual que el del rodillo p.de cabra. 17.21 "

Costo total horario del rodillo: 27.60 + 17.21 44.81 "

Costo por m³ de compactación: Siendo su rendimiento = 71 m³/h.

Costo por m³ = $\frac{44.81}{71}$ 0.63/m³

Más el costo p.riego: 0.20 "

Costo total S/. 0.83 "

IV) AFIRMADO.

a) Extracción del material de la cantera:

Se utilizará la misma maquinaria que para la desagregación de la roca. Solamente variará el rendimiento de los barrenos. Siendo el costo horario de la unidad perforadora = 55.16/h.

Si el avance de un martillo en roca, es de 3 m.l./h. sabiendo que su eficacia es de 60%, su avance efectivo será = 3 x 0.6=1.8/m/h. Desagregando 3.33 m³ de roca p.m.l. de barreno, su rendimiento será: 1.8 x 3.33 = 6 m³/h. Luego 2 martillos disgregarán 2x6 = 12 m³/h.

Costo p. m³ de roca disg. $\frac{55.16}{12}$ S/ 4.59/m³

Las brocas de carb.tungsten pueden perforar hasta 25 m.l. de roca dura, sin aguzarse, luego haciéndolo 8 veces perforará : 8 x 25 = 200 m.l. El costo por broca es de S/.400.00;

El costo por m³ será: $\frac{400}{200}$ = S/.2.00/m³.

Resumiendo:

Comp. y martillos:	S/. 4.59 m ³
Dinamita (0.30 kg./m ³ a S/.13.20 kg.).	3.96 "
Brocas	2.00 "
Un metro de mecha	0.50 "
	7.50 "

Se necesita también un tractor para alimentar la chancadora. Utilizaré uno de los tractores D-7, con empujador 7-A. Suponiendo una distancia media de transporte de 20 m. su rendimiento será; 125m³/h; Luego el costo de acarreo por m³ será; siendo el costo horario del tractor sS/.107.46.

Acarreo de 1 m³ $\frac{108.21}{125} = 0.86/m^3$.

Costo total de extracción; 12.55/0.86 = S/.13.41/m³.

b) Preparación de la piedra; Chancadora "Austin-Western".

Costos fijos:

Valor de la planta	S/.1'800.000.00
Valor recuperable 20%	<u>360.000.00</u>
Depreciación	S/.1'440,000.00

Costos fijos al año:

46 %	662.400.00
<u>Costos fijos por hora;</u> $\frac{662.400}{2000}$	S/. 331.20/h

Costos variables por hora:

Joranales:

Un maquinista (S/60.00 p.día)	S/. 7.50/h.
Cuatro ayudantes (S/.20.00 p.día)	10.00/h.
Leyes sociales, vacaciones(51.5%)	<u>9.01 "</u>
Total	S/. 26.51 "

Combustibles;

Petróleo (10 gal.a s/.0.95)	S/. 9.50
Aceites, grasas (estimado)	5.00
Pequeños repuestos	<u>5.00</u>
Total	S/. 19.50

Costo total por hora; 331.2/26.51/19.50 S/. 377.21

Costo del m³ de material chancado;

Siendo su rendimiento promedio de 48 yds.³/h = 37 m³/h. el costo por m³ será; $\frac{377.21}{37}$ S/. 10.19/m³

Transporte del material;

Se efectuará en volquetes de 3 m³ de capacidad.

Costo fijo por volquete;

Valor del c.volquete	S/.120,000.00
--------------------------------	---------------

Valor recuperable 20%	S/. 24,000.00
Depreciación	S/. 96.000.00
<u>Costos fijos al año:</u>	
46 %	S/. 44,160.00
<u>Costos fijos por hora:</u> $\frac{44,160}{2000}$	22.08/h.

Costo variable por hora:

Jornales:

Un chofer (S/.40.00 p.día)	S/.	5.00
Un ayudante (S/.20.00 ")		2.50
Leyes sociales, vacaciones (51.5%)		<u>3.86</u>
Total	S/.	11.36

Combustibles:

Gasolina (2.5 gal. a s/.2.10 gal.)	S/.	5.25/h
Aceite		0.25 "
Pequeños repuestos		<u>1.00 "</u>
Total	S/.	6.50 "

Costo total por hora: $22.08 + 11.36 + 6.50$ 38.69 "

Como el rendimiento de la chancadora es de 160 m³/h. y el número de volquetes a emplearse es de 10 tenemos que el costo de transporte del m³ será; $\frac{10 \times 38.69}{160}$ S/. 2.42/m³

COSTO TOTAL DEL MATERIAL DEL AFIRMADO.

Desagregación	S/.	13.41/m ³
Preparación		10.19 "
Transporte		<u>2.42 "</u>
Total	S/.	26.02 "

Como la compactación se realiza en capas de 10 cm. de espesor, el costo por m² de compactación será; $\frac{26.02}{10}$ S/. 2.60/m²

NIVELACION.

Se hará con una motoniveladora Caterpillar N° 12.

Costos fijos:

Valor de la motoniveladora	S/. 380,000.00
Valor recuperable 20%	<u>76.000.00</u>
Depreciación	S/. 304.000.00
<u>Costos fijos al año:</u> 46 %	S/. 139,840.00
<u>Costos fijos por hora:</u> $\frac{139,840}{2000}$	S/. 69.92/h

Costos variables por hora:

Un maquinista (S/.40.00 p.día)	S/.	5.00
Un ayudante (S/.20.00 ")		2.50
Leyes sociales, vacaciones(51.5%).		<u>3.86</u>
Total	S/.	11.36

Combustibles:

Petróleo (3 gal. a s/.0.95 gal.)	S/.	2.85
Aceite, grasas		2.00
Pequeños repuestos		<u>1.00</u>
Total	S/.	5.85/h

Costo total por hora: 69.92/11.36/5.85 S/. 87.13 "

Costo por m² de nivelación:

Si el rendimiento de la motoniveladora es de 4,340 m²/h, el costo por m² será $\frac{87.13}{4340}$ S/. 0.02/m²

Compactación: Se hará con rod.neumat.de 13 ruedas y rod.de 3 ruedas.

Costo de operación del Rodillo neumático: S/. 28.25/h.

Su rendimiento en m²/h. es $\frac{\text{Rend. en m}^3/\text{h.} = 533}{D \text{ (espesor) } 0.15} = 3,553 \text{ m}^2/\text{h.}$

Costo por m² de rodillado $\frac{28.25}{3553}$ S/. 0.01/m²

Con rodillo de tres ruedas:

Costo de operación por hora S/. 44.81/h.

Rend. en m²/h $\frac{\text{Rend. en m}^3/\text{h.} = 71}{D} = 0.15$ 473 m²/h

Costo por m² de rod. $\frac{44.81}{473}$ S/. 0.09/m²

Riego: S/. 0.03 "

Costo total de compactación por m²: 0.01/0.09/0.03. S/. 0.13 "

V) PAVIMENTO.

Riego de imprimación:

Costos fijos:

Valor del tanque S/.200,000.00

Valor recuperable 20% 40,000.00

Depreciación S/.160,000.00

Costos fijos al año: 46% S/. 73,600.00

Costos fijos p.hora: $\frac{73,600}{2000}$ S/. 36.80/h

Costo variable p.hora:

Igual que los volquetes; 11.36/6.50 S/. 17.86/h

Costo total por hora: $36.80 / 17.86$, , S/.54.66/h.

Costo por m² de riego de imprimación;

Si el rendimiento del tanque es de 800 m²/h; su costo de oper.será;

$\frac{54,66}{800}$ S/. 0.07/m²

Costo del asfalto MC-0;

Asfalto MC-0 (1.5 lts/m² a s/.2.20 gal.o sea S/.0.60 el lit.)S/.0.90m²

Costo de la arena;

Arena (0.01 m³/m² a s/.30 el m³) S/. 0.30/m²

Costo del barrido preliminar; Se asume S/.010/m²

Costo total imprimación; $0.07/0.90/0.30/0.10$ S/. 1.37/m²

Preparado de la mezcla asfáltica;

Costos fijos;

Valor de la planta S/.1'800.000.00

Valor recuperable 20% 360,000.00

Depreciación S/.1'440.000.00

Costos fijos al año; 46 % S/. 662,400.00

Costos fijos por hora; $\frac{662,400}{2000}$ S/. 331.20/h

Costos variables por hora;

Jornales;

Dos maquinistas (60 S/. c/u.p.día) S/. 15.00/h

Veinte ayudantes (S/.20.00 c/u.p.día) 50.00"

Leyes sociales 51.5% 33.47"

Total S/. 98.47"

Combustibles;

Petróleo 10 gal. a s/.0.90) S/. 9.00

Aceite, grasas 15.00

Pequeños repuestos 5.00

Total S/. 29.00

Costo total por hora; $331.20/98.47/29.00$ S/. 458.67/h

Costo del m² del preparado de la mezcla;

Siendo el rendimiento 100 ton/h. = 50 m³/h, que al ser compactados se reducen a 40 m³/h. y siendo el espesor de 5 cm., se tendrá

que con 1 m³ de mezcla se pavimentará; $\frac{1.00}{0.05}$ 20.00 m²

Luego el costo por m² será ; $\frac{458.67}{40 \times 20}$ S/. 0.57/m²

Costo de los materiales por m²:

Costo del asfalto:

Para preparar la mezcla, se necesita asfalto en una proporción que varía entre el 5 y 7%. Suponiendo que se utiliza un % en peso igual, que equivale a 109 lts/p.m³ a s/.0.60 el litro.

O sea que siendo la capa del pavimento de 0.05 m. de espesor, el costo por m² será : 109 x 0.05 x 0.60 S/. 3.27/m²

Costo de la arena y grava:

Extracción de la piedra	S/. 13.41/m ³
Machacado de la "	<u>S/. 10.19 "</u>
Total	S/. 23.60 "

Para capas de 0.05 cm. de espesor será: 23.60 x 0.05. S/. 1.18/m²

Costo total de la preparación de la mezcla:

0.57 / 3.27 / 1.18 S/. 5.02/m²

TRANSPORTE DE LA MEZCLA ASFALTICA.

Costo horario de los volquetes S/. 38.69/h.

Emplearé 5 volquetes, entonces el costo por m² será:

$\frac{5 \times 38.69}{40 \times 20}$ S/. 0.24/m²

Costo total de la mezcla:

Preparación	S/. 5.02/m ²
Transporte	<u>S/. 0.24 "</u>
Total	S/. 5.26 "

EXTENDIDO DE LA MEZCLA ASFALTICA.

Valor de la terminadora S/. 370,000.00

Valor recuperable 20% 74,000.00

Depreciación S/. 296,000.00

Costo fijo al año: 46 % S/. 136,160.00

Costo fijo por hora: $\frac{136,160}{2000}$ S/. 68.08/h

Costo variable por hora:

Igual que el del tanque de imprimación S/. 17.86/h

Costo total por hora: 68.08 / 17.86 S/. 85.94/h

Costo del m² de extendido de la mezcla:

Como el rendimiento es de 40 m³/h. o sea 40 x 20 = 800 m²/h.

El costo p.m² será $\frac{85.94}{800} = 0.11$ p.m²

Rodillado:

Se hará con rodillo neumático y tandem de dos ejes.

Costo por m² con el rodillo neumático S/. 0.01/m²

Costo por m² con el tandem.

Costos fijos:

Valor del rodillo S/.180,000.00

Valor recuperable 20% 36,000.00

Depreciación S/.144,000.00

Costo fijo al año: 46. % S/. 66,240.00

Costo fijo por hora: $\frac{66,240}{2000}$ S/. 33.12/h.

Costo variable por hora: Igual que el del rod. 3 rued. 17.21 "

Costo total por hora: $33.12/17.21$ S/. 50.33 "

Costo por m² compactado:

El rendimiento en m²/h. $\frac{\text{Rend m}^3/\text{h}}{D} = \frac{76 \text{ m}^3/\text{h}}{0.05}$ 1,520m²/h

El costo por m² compactado será: $\frac{50.33}{1520}$ S/. 0.04/m²

Costo total del rodillado: 0.01 / 0.04 0.05 "

Costo total de la mezcla asfáltica:

Preparación de la mezcla S/. 5.02

Transporte 0.24

Extendido 0.11

Rodillado 0.05

Total S/. 5.42/m²

SELLADO.

1.5 l. de asfalto RC-2 a s/.0.60 el l. S/. 0.90/m²

Riego del sellado 0.07/m²

Arena (0.01 m³/m² a s/.30 el m²). 0.30 "

Rodillado 0.05 "

Barrido 0.10 "

Total S/. 1.42 "

Jornales; Se considera un rendimiento de 3000 m²/día de sellado;

Un sobrestante (s/.40.00/día). S/. 0.01/m²

Ocho obreros (s/16.00 c/u. $\frac{128}{3000}$) 0.04 "

Leyes sociales, vacaciones, 51.5% 0.03 "

Total S/. 0.08 "

Costo total sellado: 1.42 / 0.08 S/. 1.50 "

VI) BERMAS.

Si tomamos los mismos precios unitarios que para el material del apisonado tendremos;

Extracción, preparación y transporte	S/.	2.60/m ²
Nivelación, riego y rodillos		0.13 "
Riego de asfalto (1 l/m ² a s/.0.60 l)		<u>0.60 "</u>
Total	S/.	3.33 "

VII) DRENAJE. Se estimará en S/.50,000.00 km

VIII) SEÑALIZACION. Se estimará en S/.10,000.00 "

- - - - -

COSTO TOTAL DEL KILOMETRO EN ESTUDIO.

PARTIDAS	METRADO	PRECIO UNIT.	PARCIALES	TOTALES.
I-RECONOCIMIENTO	--	--	s/. 187.50	s/. 187.50
II-TRAZO	--	--	505.00	505.00
III-EXPLANACIONES				
a) Desagregación de la roca	3,830 m ³	s/. 7.74	s/. 29,644.20	
b) Acarreo longitudinal.				
TRAMO AB:	100 m ³	0.64	64.00	
BC:	800	3.09	2,472.00	
CD:	200	0.97	194.00	
DE:	620	1.83	1,134.60	
EF:	590	1.46	861.40	
FG:	350	1.77	619.50	
GH:	100	1.02	102.00	
HI:	120	1.35	162.00	
IJ:	20	0.86	17.20	
JK:	50	1.15	57.50	
KL:	640	0.57	364.80	
LM:	820	1.26	1,033.20	
MN:	740	1.35	999.00	
NO:	160	0.58	92.80	
OP:	1060	2.08	2,204.80	
PQ:	20	0.58	11.60	
c) Acarreo transversal.				
TRAMO KMO-0/400	449	0.64	287.36	
0/400-0/700	1036	0.57	590.52	
0/700-KM-1	258	0.58	149.64	
d) Compactación.				
Materiales sueltos	2990	0.64	1,913.60	
Roca blanda	4164	0.83	3,456.12	s/. 46,431.84
IV-AFIRMADO.				
Extracción preparación transporte	7000m ²	2.60	18,200.00	
Nivelación	7000 "	0.02	140.00	
Compactación	7000 "	0.13	910.00	s/. 19,250.00
V-PAVIMENTO				
Imprimación	6000m ²	1.37	8,220.00	
Mezcla asfáltica	6000 "	5.42	32,520.00	
Sello	6000 "	1.50	9,000.00	s/. 49,740.00
VI-BERMAS	1000	3.33	3,330.00	s/. 3,330.00

Jose M...

PARTIDAS	METRADO	PRECIO UNIT.	PARCIALES	TOTALES
VIENEN				S/.119,444.34
VII-DRENAJE			S/.50,000.00	50,000.00
VIII-SEÑALIZACION			10,000.00	10,000.00
IX-UTILIDAD CON- TRATISTA 12%				21,533.32
X-IMPREVISTOS 8%				14,355.54
INVERSION TOTAL				S/.215,333.20

P U E N T E

P U E N T E
CAPITULO - - 1

De acuerdo a las especificaciones para el Proyecto de Puentes, me corresponde diseñar y calcular un puente de 18.00 metros de luz, de simple tránsito, para una sobrecarga H-15. Según el perfil correspondiente, la luz a la altura de la rasante es de 36 m.

Después de estudiar el perfil propuesto, me decidí por un puente de vigas metálicas de tres tramos, con una losa de concreto armado como tablero, con dos pilares intermedios, también de concreto armado, que están situados en ambas márgenes del río, sin que tengan contacto con la corriente del mismo, además tendrá un pequeño estribo en cada extremo.

Las razones por las que me incliné por el tipo de puente propuesto, fueron las siguientes:

Las luces son apropiadas para un diseño semejante.

La gran economía existente, debido al costo reducido del encofrado, porque este es mucho más sencillo que encualquier otro tipo de puente, de concreto armado. Solo necesitará un encofrado, la losa, que además será simple, ya que no será armado desde el suelo, sino desde las alas de las vigas metálicas; el pilar también necesitará encofrado que no será muy costoso.

Por último, por su rapidez de construcción y la consiguiente economía de tiempo y capital.

Naturalmente, con esto no pretendo, que este es el tipo más económico de puente que existe, pues esto depende, de gran cantidad de factores que hay que analizar detenidamente, entre ellas, la ubicación del lugar de construcción, la mayor o menor facilidad para conseguir los elementos necesarios, los materiales de que se dispone en la región, la mano de obra, el tiempo disponible etc. Como vemos pues, es bastante difícil determinar con exactitud, cual es la solución más apropiada, por lo tanto

la que aquí propongo, más es una solución académica, que responde a las exigencias, por las cuales realicé su estudio.

CARACTERISTICAS DEL PUENTE.

Las características del puente son las que a continuación expongo:

Este puente será como ya he dicho, de tres tramos, y tendrá un doble funcionamiento: Para el peso muerto del puente y para sobrecarga en el tramo central, funcionará como un puente con dos cantiléver y para sobre carga en los tramos laterales o para todo el puente cargado lo hará como continuo.

.Esto tiene por objeto disminuir los momentos negativos que se producirían en los apoyos, si siempre funcionase como cantiléver y disminuir también los momentos positivos en el tramo central de peso propio, ya que los cantiléver sirven para ello. Luego al disminuir estos esfuerzos de flexión, disminuirá también el peralte de la viga necesaria, redundando en la economía del puente.

Las vigas escogidas son las fabricadas por la Bethlehem Steel Co., por ser de las que poseo mayor información de las que se encuentran en el mercado local.

La sección transversal del puente será la que se muestra en el plano

Para puentes de una sola vía, el ancho del tablero de rodadura, según el reglamento de la AASHO, será de 3.60 m., dándosele además una vereda de 30 cm. de ancho y de 25 cm. de altura, las demás dimensiones pueden verse en el plano.

La separación entre viga y viga será de 1.20 m. lo que nos dará un total de 4 vigas, quedande por lo tanto las veredas en voladizo. Esta distancia entre viga y viga fué tomada de 1.20 m. porque es una separación recomendada como una disposición bastante económica, para esta afirmación, es necesaria una larga experiencia en el asunto.

Las barandas que llevará el puente serán metálicas

por ser bastante resistentes y muy livianas, más adelante veremos sus características.

En cuanto a los pilares, serán de concreto armado y serán pilares en T, es decir que constarán de una columna con una viga con dos cantiléver en la parte superior de la columna.

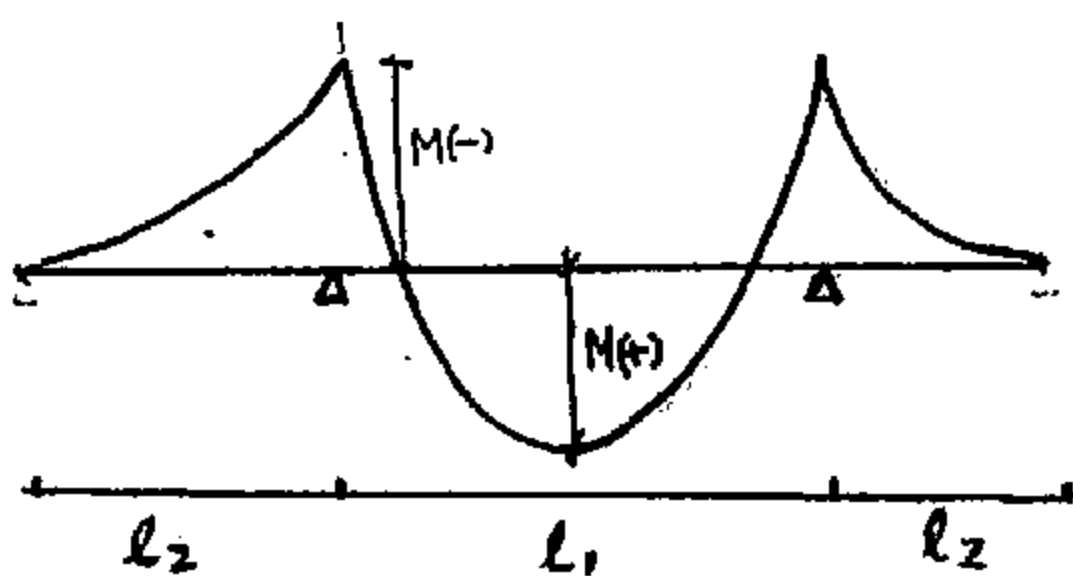
Los estribos serán de roca labrada.

DETERMINACION DE LA LUZ DE CADA TRAMO.

Ya he dicho que la luz de cálculo fijada por las especificaciones del proyecto es de 18 m. Por lo tanto, el tramo central tendrá esta luz. Pero como en la rasante la luz es de 36 m. necesito obtener las longitudes de los tramos adyacentes, a fin de obtener un diseño equilibrado y económico.

Para ello es preciso que los esfuerzos de peso propio dominantes, es decir los momentos positivos y negativos, sean aproximadamente iguales, lo que determinará unas vigas de sección constante, cuyas cargas de trabajo por flexión y compresión serán próximas a las máximas permitidas.

Sabiendo que para peso propio, las vigas en los tramos laterales van a trabajar como cantiléver, igualaré los momentos negativos de los apoyos, con el momento positivo del tramo central, obteniendo de allí la luz del cantiléver que origine esfuerzos positivos y negativos iguales.



Suponiendo una sobrecarga uniformemente repartida de w kg/m., los momentos negativos en los apoyos serán;

$$M(-) = \frac{wl_2^2}{2} \quad (1)$$

y el valor del momento positivo en el centro de luz del tramo central, tendrá por valor la diferencia entre el isostático, es decir el correspondiente a una viga simplemente apoyada, y el momento negativo hallado;

$$M(+) = \frac{wl_1^2}{8} - \frac{wl_2^2}{2} \quad (2) ; \text{ igualando (1) y (2)}$$

$$\frac{wl_2^2}{2} = \frac{wl_1^2}{8} - \frac{wl_2^2}{2} ; \text{ realizando operaciones obtengo;}$$

$$l_2 = \frac{l_1}{8} ; \text{reemplazando; } l_1 = 18 \text{ m.}$$

$$l_2 = \frac{\quad}{8} = 6.4 \text{ m.}$$

Pero como por S.C. móvil, por la mayor longitud del tramo central, los momentos (\neq) van a aumentar, a los cantiléver, les aumento la luz a 7 m; luego las luces serán;

$$l_1 = 18.00 \text{ m.}$$

$$l_2 = 7.00 \text{ m.}$$

Longitud total de cada viga:

$$l = 7.00 \neq 18.00 \neq 7.00 = \underline{32.00 \text{ m.}}$$

como la luz en la rasante es de 36.00 m., la diferencia será ocupada por dos estribos.

$$\text{Longitud de cada estribo} = \frac{36.00 - 32.00}{2} = 2.00 \text{ m.}$$

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS.

Vigas Metálicas.

Ya hemos visto que emplearé vigas metálicas, de acero de la Bethlehem Steel Co., serán vigas doble T del tipo denominado por el Manual Bethlehem como Wide Flange Shapes. Tienen una carga de trabajo a la flexión de 18,000 lbs./pulg.². Las longitudes en que vienen estas vigas son variables, siendo las más comunes de 30' y 40'.

CONCRETO.

El concreto utilizado, será el que tiene una carga de rotura a los 28 días de 210 kg/cm², que es el recomendado por la AASHO para puentes.

Las características y propiedades que deben poseer los componentes del concreto serán;

CEMENTO.

La clase de cemento empleado, será del Cemento Portland tipo II, que es el más corrientemente empleado, pues su bajo contenido de C₃A, aluminato tricálcico, hace que su generación de calor, sea menor y sus variaciones volumétricas sean pequeñas. La cantidad de C₃S y C₂S que posee le confiere una buena resistencia, proporcionándole además todas las buenas ca-

lidades del tipo I. Su gran finura le da una mayor docilidad y menor permeabilidad.

Las principales propiedades físicas que debe poseer el cemento son:

Duración del fraguado. (Aguja de Gilmore)

Iniciación; no menos de 60 min.

Término ; no más de 10 horas.

(Aguja de Vicat)

Iniciación; no menos de 45 min.

Término ; no más de 60 horas.

Carga de rotura a la compresión.

(1 de cemento por 2.75 de arena)

3 Días 52.6kgs/cm²

7 " 105 "

28 " 210 "

Varga de rotura a la tracción.

(1 de cemento por 3 de arena)

3 Días 10.5 "

7 " 19.3 "

28 " 24.6 "

AGREGADOS.

Los agregados deben ser de una calidad uniforme y tener una graduación adecuada a su tamaño, para tener un concreto denso, de modo que las partículas finas llenen los espacios dejados por las partículas grandes.

La clase de áridos empleados ordinariamente son arena y piedra naturales o roca machacada, dependiendo esto de la facilidad y economía de obtención de estos materiales. En nuestro caso, si es que no se dispusiera de la suficiente cantidad de arena y grava o piedra partida en estado natural en las cercanías del río, se puede obtener por medio de la extracción y el machadado de la roca que forma el lecho del río.

El agregado debe estar constituido por partículas limpias, desnudas, desprovistas de partículas alargadas y blandas.

A fin de que el concreto no pierda su calidad, ni disminuya su resistencia, debe separársele de los elementos, que son causa de esto y son; el lino, la arcilla, la mica, el carbón, el humus y otras materias orgánicas. Si no se pudiera separar por procedimientos sencillos, tales como el lavado, u otros que resultan económicos, será mejor utilizar otros agregados.

Las dimensiones del agregado serán; el agregado fino tendrá un diámetro menor de $\frac{1}{4}$ ". El agregado grueso tendrá un tamaño mayor de $\frac{1}{8}$ " y menor que los $\frac{3}{4}$ del espacio entre barras de acero, como la menor distancia entre barras que hay es de 6.4 cm., el tamaño máximo del agregado será de $1\frac{1}{2}$ " o sea de 38.1 mm.

La granulometría de los agregados será; según la tabla fijada por la A.S.T.M. en 1946;

Agregado fino:

Malla	% que pasa.
$\frac{3}{8}$ "	100%
Nº 4	95-100
" 16	45-80
" 50	10-30
" 100	2-10

Agregado grueso:

Malla	% que pasa.
$1\frac{1}{8}$ "	100%
$\frac{3}{4}$ "	40-75%
Nº 4"	6

Agua de amasar.

El agua empleada, será limpia, sin aceites, ácidos, álcalis o materia orgánica. Si el agua disponible tuviere una cantidad excesiva de sólidos en suspensión, se le depositará en estanques en los que permanecerá hasta que sedimenten las partículas, o si no, se le clasificará por otros medios. Los límites de turbidez del agua se han especificado entre 1,000 y 2,000 partes por millón.

DOSIFICACION DEL CONCRETO.

El objeto de la dosificación del concreto, es el de obte-

ner una mezcla, que a la vez de proporcionar la resistencia deseada, sea la más fácil y económica de realizar. Luego el procedimiento para lograr esto, es hacer pruebas o ensayos previos y luego efectuar las correcciones necesarias en la obra.

Entonces el problema consiste en encontrar por medio de las pruebas el concreto que exija la menor corrección.

Para la determinación de la mezcla de prueba para su empleo inicial en la obra, es necesario realizar los siguientes pasos:

1º) Elegir la relación agua-cemento;

Se hará a base de la capacidad de duración y resistencia especificadas. Para ello utilizé la tabla 15 del "Manual Norteamericano del Hormigón" del Bureau of Reclamation del Departamento del Interior de los E.E. U.U. en la que se da la relación A-C, para los diversos climas y temperaturas, y para el tipo o situación de la estructura y su grado de exposición; Existiendo 7 clasificaciones, según la función y grado de expansión de la estructura; yo elegí el tipo A, que corresponde a estructuras expuestas a condiciones de gran severidad, que quedan al alcance de aguas oscilantes, o nieves. En cuanto al clima, existen dos clasificaciones extremas, de condiciones muy severas de variaciones de temperatura y largos periodos de heladas, y de condiciones muy suaves de clima, sin lluvias ni heladas; yo elegí la posición intermedia. Luego la relación A-C obtenida fué de 0.50 ± 0.02 , que está dentro de los límites permitidos por la A-C para concretos de 210 kg/m^2 , que dice que como máximo la cantidad de agua debe ser de 23 litros/saco de cemento de 42 kgs. o sea de 23 kg. por saco, mientras que la empleada por mí será de 21 kg. por saco.

2º) Elección del asiento límite;

Es aconsejable emplear el mínimo asiento compatible con una colocación adecuada. Existen tablas en las que se recomienda los asientos máximos para diversos tipos de construc-

ción, así el manual antes mencionado, recomienda para construcciones en masas voluminosas y para losas, un asiento máximo de 50.8 mm. En otras especificaciones se permiten hasta 3 slumps o sea hasta 3" (75 mm).

3°) Cálculo del porcentaje de arena y del contenido de agua:

El porcentaje óptimo de arena, para una mezcla, es el que da por resultado el mínimo contenido de agua y que a la vez proporcione el grado necesario de docilidad, con un margen para posibles variaciones de condiciones de trabajo o de los materiales. Para una relación A-C determinada, la mezcla que requiera el menor contenido de agua, requerirá la menor cantidad de cemento.

En el manual en referencia, hay una tabla en la que se da el porcentaje de arena con relación al árido total en volumen absoluto y el contenido de agua en kg/m³, para diferentes tamaños máximos de agregado grueso; como he empleado un árido máximo de 1½" o sea de 38.1 mm., tendré;

% de arena en volumen por m³ = 37 %

Contenido neto de agua por m³ = 166 kgs.

4°) Cálculo de la mezcla de prueba:

De acuerdo a los datos anteriores tendré;

Como $\frac{A}{C} = 0.50$; en donde $\left(\begin{array}{l} A = \text{agua neta} = 166 \text{ kgs/m}^3 \\ C = \text{cantidad de cemento} \\ \text{en kg/m}^3 \end{array} \right.$

Despejando;

$C = \frac{A}{0.50} = \frac{166}{0.50} = 332 \text{ kgs/m}^3$

Entonces el volumen absoluto de agua más cemento será:

$\text{Vol. abs. agua} \neq \text{cemento} = \frac{\text{agua}}{\text{densidad}} \neq \frac{\text{cemento}}{\text{densidad}} ; \left\{ \begin{array}{l} \text{densid. agua} = 0.998 \\ \text{" cemento} = 3.15 \end{array} \right.$

$\text{Vol. abs. agua} \neq \text{cemento} = \frac{166}{0.998} \neq \frac{332}{3.15} = 166.3 \neq 105.4 = 271.7 = 272 \text{ lit/m}^3 \text{ de concreto}$

por consiguiente;

$\text{Vol. abs. de árido total} = 1,000 - (\text{Vol. abs. de agua} \neq \text{cemento})$

$\text{Vol. abs. de árido total} = 1,000 - 272 = 728 \text{ lit/m}^3 \text{ de concreto}$

$\text{Vol. abs. de arena} = \% \text{ de arena} \times \text{Vol. abs. de árido total};$

$\text{Vol. abs. de arena} = 0.37 \times 728 = 218 \text{ l/m}^3 \text{ de concreto.}$

$\text{Peso de arena p.m}^3 = \text{Vol. abs.} \times \text{peso específico relativo};$

$$\text{Peso de arena} = 218 \times 2.65 = 578 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Vol. abs. de árido grueso} = \text{Vol. de árido total} - \text{Vol. de arena};$$

$$\text{Vol. abs. de árido grueso} = 728 - 218 = 510 \text{ litros.}$$

$$\text{Peso de árido por m}^3 = \text{Vol. abs.} \times \text{peso esp. relativo};$$

$$\text{Peso de árido} = 510 \times 2.70 = 1,377 \text{ kg/m}^3$$

Luego la dosificación para la prueba será:

En volumen: Tomando el de cemento como vol. unitario:

$$\text{Arena} = \frac{218}{105.4} = 2.06 \approx 2$$

$$\text{Arido grueso} = \frac{510}{105.4} = 4.8 \approx 4.50$$

$$\text{Luego será} = 1:2:4.5$$

En peso:

$$\text{Arena} = \frac{578}{332} = 1.74$$

$$\text{Arido grueso} = \frac{1377}{332} = 4.1$$

$$\text{Luego será: } 1:1.7:4$$

Curado del concreto:

Debido a la pérdida de agua del concreto, por evaporación u otras formas, que origina la pérdida o retraso de la hidratación completa, se hace necesario el curado para reintegrar la humedad necesaria en la etapa inicial de fraguado.

La forma de mantener la humedad es la del riego de las superficies o cubriéndolas con tierra, arena o arpillera húmeda. El proceso recomendable de curado cuando se emplea cemento tipo II, es de 14 días como mínimo.

Acero:

El tipo de acero empleado, será el acero duro, cuyo yield point es de 3,500 kg/cm², siendo su carga de trabajo a la tracción por flexión de 1400 kg/cm², será acero corrugado.

Determinación de las constantes del tipo de concreto elegido:

Sabemos que para $f'c = 2100 \text{ kg/cm}^2$ y $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, corresponde $n = 10$;

luego las demás constantes serán:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f'c}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{10 \times 2100 \times 0.4}} = 0.375$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.345}{3} = 0.875$$

$$k = \frac{1}{2} \times f_c \times j \times k = \frac{1}{2} \times 0.4 \times 210 \times 0.875 \times 0.375 = \underline{\underline{13.78}}$$

IMPERMEABILIZACION DEL CONCRETO:

Para obtener la impermeabilización del concreto, que en nuestro caso es sumamente necesario, debido a la proximidad del agua, especialmente en las zapatas y la parte inferior de los pilares, se empleará una sustancia protectora. La que he elegido es "Sika N° 1", fabricado por la Sika Ltda. de Santiago de Chile.

Se le usa disolviéndola en el agua de la mezcla, en una proporción del 3% de Sika del peso del cemento utilizado por m³ de concreto, es decir 1½ kg de sika por saco de cemento en el m³.

En mi caso, en que empleo un concreto de 332 kg/m³ y de 166 litros de agua, se necesitará 10 kg. de Sika N°1 por m³ (Ver especificaciones adjuntas).

Materiales que intervienen en el ESTRIBO:

Los estribos serán de albañilería, é sea de roca labrada unida con un mortero de cemento.

La roca será extraída del mismo lugar de construcción puesto que en la zona existe en abundancia este material. Sus dimensiones serán de 40 cm. de altura, siendo las otras no menores que la altura, de acuerdo a lo requerido.

Como mortero ligante emplearé un mortero de cemento 1:2, que es especial para elementos que van a soportar cargas y que están expuestas a la humedad. Debido a su rápido fraguado debe ser puesto en obra, antes de su endurecimiento. Cada 80cm. aproximadamente, hay que igualar la altura. La resistencia admisible a la compresión es de 18kg/cm²

El relleno estará constituido por roca canteada de diversos tamaños. Se utilizará como mortero aglomerante, a fin de que el relleno no ofrezca empujes; un mortero de cemento atenuado que consta de cemento, cal apagada blanca y arena, en la siguiente

proporción en volumen;

0.5 a 1 de cemento / 2 de cal apagada / 8 de arena.

CALCULO Y DISEÑO DE LA LOSA.
TANTEO PRELIMINAR.

Ya sabemos entonces que la losa será de concreto armado con armadura perpendicular al tránsito, y será de tres tramos de 1.20 c/u., con un voladizo en cada extremo.

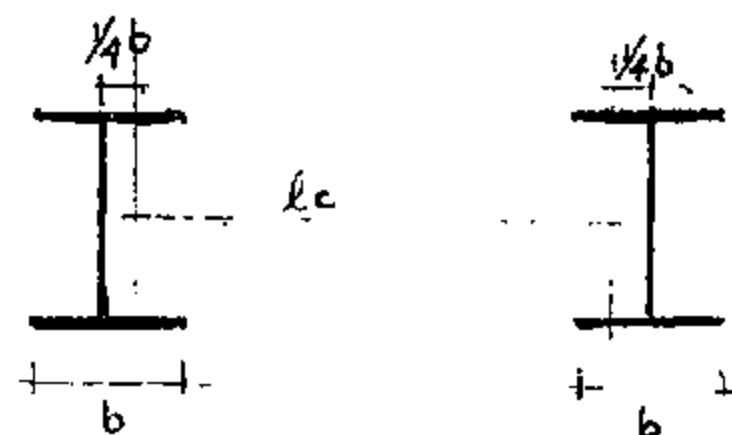
El ancho efectivo de la losa, que como sabemos es la porción de losa que trabaja, es decir es el ancho en el que se distribuye transversalmente la carga, está dado por la formula recomendada por la AASHO:

$$E = \frac{3.048N^2W}{4N} \quad ; \quad \text{en donde} \quad \begin{array}{l} E = \text{Ancho efectivo en metros} \\ N = \text{N}^\circ \text{ de vías de tránsito} \\ W = \text{Ancho del tablero en met.} \end{array}$$
$$E = \frac{3.048 \times 1^2 \times 3.60}{4} = \underline{1.66 \text{ m.}}$$

Como el ancho efectivo hallado es mayor que el espacio entre vigas, 1.20m, quiere decir que la losa está trabajando íntegramente es decir que toda la carga se reparte en el 1.20 m.

LUZ DE CALCULO.

Para efectuar los cálculos, necesito conocer la luz de cálculo. Esta luz, para vigas metálicas, según el Reglamento de la AASHO, es igual a la separación entre vigas medida a partir del cuarto del ala de cada viga, es decir que la luz de cálculo será la separación entre vigas menos la mitad del ala de é-las (ver fig.)



Por este motivo, tengo que hacer un tanteo preliminar para encontrar aproximadamente que clase de viga voy a utilizar, a fin de determinar el ala que tendrá y por consiguiente encontrar la luz de cálculo: L_c .

El tanteo será hecho ligeramente sin mucha aproximación, con la necesaria para obtener una viga que nos de un ancho de ala aproximado.

Por medio de este tanteo, obtuve un ancho de ala de 7", que corresponde a una viga Bethlehem B-16 x 7, doble T, que es la que posee el ancho mínimo de ala, por lo que los cálculos de la

losa se efectuaron para la situación más desfavorable, porque si la viga final que adopte, tiene un ala mayor, entonces estaré trabajando con un coeficiente de seguridad, puesto que la luz verdadera resultará menor que la luz de cálculo.

La luz de cálculo será entonces, para un ancho de ala de 7":

$$L_c = 1.20 - \frac{7}{2} \times 2.54 = \underline{1.11 \text{ m.}}$$

CALCULO DEFINITIVO DE LA LOSA.

Después de una serie de tanteos obtuve una altura aproximada de la losa de 18 cm.; luego con esta altura efectué los cálculos. Necesitamos encontrar el w kgs/metro lineal de peso propio. Luego tenemos:

$$h = 18 \text{ cm.}, \text{ dándole } 3\text{cm. de recubrimiento, } d = 18 - 3 = 15 \text{ cm.}$$

PESO DE LA LOSA EN LOS TRAMOS INTERIORES.

$$P_{\text{losa}} = 0.18 \times 1 \times 1 \times 2400 = 432 \text{ kgs/m.l.}$$

PESO DEL ASFALTO.

Sabiendo que tiene 5 cm. de espesor y su peso específico es igual a 2000 kg/m^3 .

$$P_{\text{asf.}} = 0.05 \times 1 \times 1 \times 2000 = 100 \text{ kg/m.l.}; \text{ luego}$$

$$w = 432 / 100 = 532 \text{ kg/m.l.}$$

El valor del momento isostático será entonces;

$$M(\prime) = \frac{1}{8} w l_1^2 = \frac{1}{8} \times 532 \times 1.11^2 = 82 \text{ kg-m.}$$

Para encontrar los momentos que se van a producir en los apoyos necesitamos hacer un Hardy Cross. Para ello es preciso encontrar los momentos de empotramiento que se van a producir en ellos.

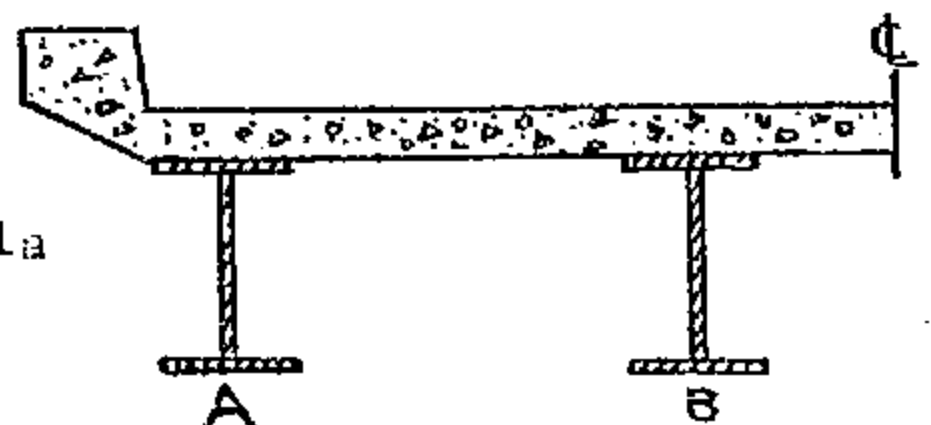
Llamando A a la viga exterior y B a la interior, El Momento en la cara interior del apoyo A será;

$$M_{A \text{ int}} = \frac{1}{12} w l_1^2; \text{ en donde } l_1 = \text{luz de cálculo, que como ya hemos visto es } 1.11 \text{ m.}$$

Entonces:

$$M_{A \text{ int.}} = \frac{1}{12} \times 532 \times 1.11^2 = 54.52 \text{ kg-m} \approx 56 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Entonces: } M_B = M_A = \underline{56 \text{ kg-m}}$$



Después calculamos el momento que va a originar el voladizo en el apoyo A; para ello encontraremos la carga por metro lineal de voladizo.

PESO DE BARANDA.

Colocamos una baranda metálica, cuyo peso aproximado es de 20 kg/m.l.

PESO DE VEREDA.

Va a tener un espesor de 0.25 m. Su longitud es de 0.505 m.

$$P = 0.25 \times 1 \times 0.505 \times 2400 = 303 \text{ kg.}$$

EL PESO DE LA LOSA EN VOLADIZO SERA:

Siendo su sección transversal trapezoidal;

$$\text{Peso} = \left(\frac{0.505 + 0.045}{2} \right) \times 0.18 \times 2400 = 120 \text{ kg.}$$

Además según el Reglamento se debe considerar una s.c. de 400 kg/m, luego;

Los brazos de palanca de las fuerzas los podemos obtener de la figura, de la pág. siguiente.

Los momentos los tomamos con respecto a $\frac{1}{4}$ del ancho del ala de la viga es decir;

$$a \frac{1}{4} \times 7" = \frac{1}{4} \times 7 \times 2.54 = \underline{4.5 \text{ cm.}} ; \text{ luego}$$

brazo de palanca de la baranda = 0.355 m.

$$\text{" " " " } = \frac{0.505}{2} \text{ "}$$

$$\text{" " " " } = 0.17 \text{ (centro de gravedad del trap.)}$$

$$\text{" " " " } = \frac{0.505}{2}$$

Los momentos serán ;

$$M_{A \text{ ext.}} = \text{Mom. baranda} + \text{M. vereda} + \text{M. losa} + \text{M s.c.}$$

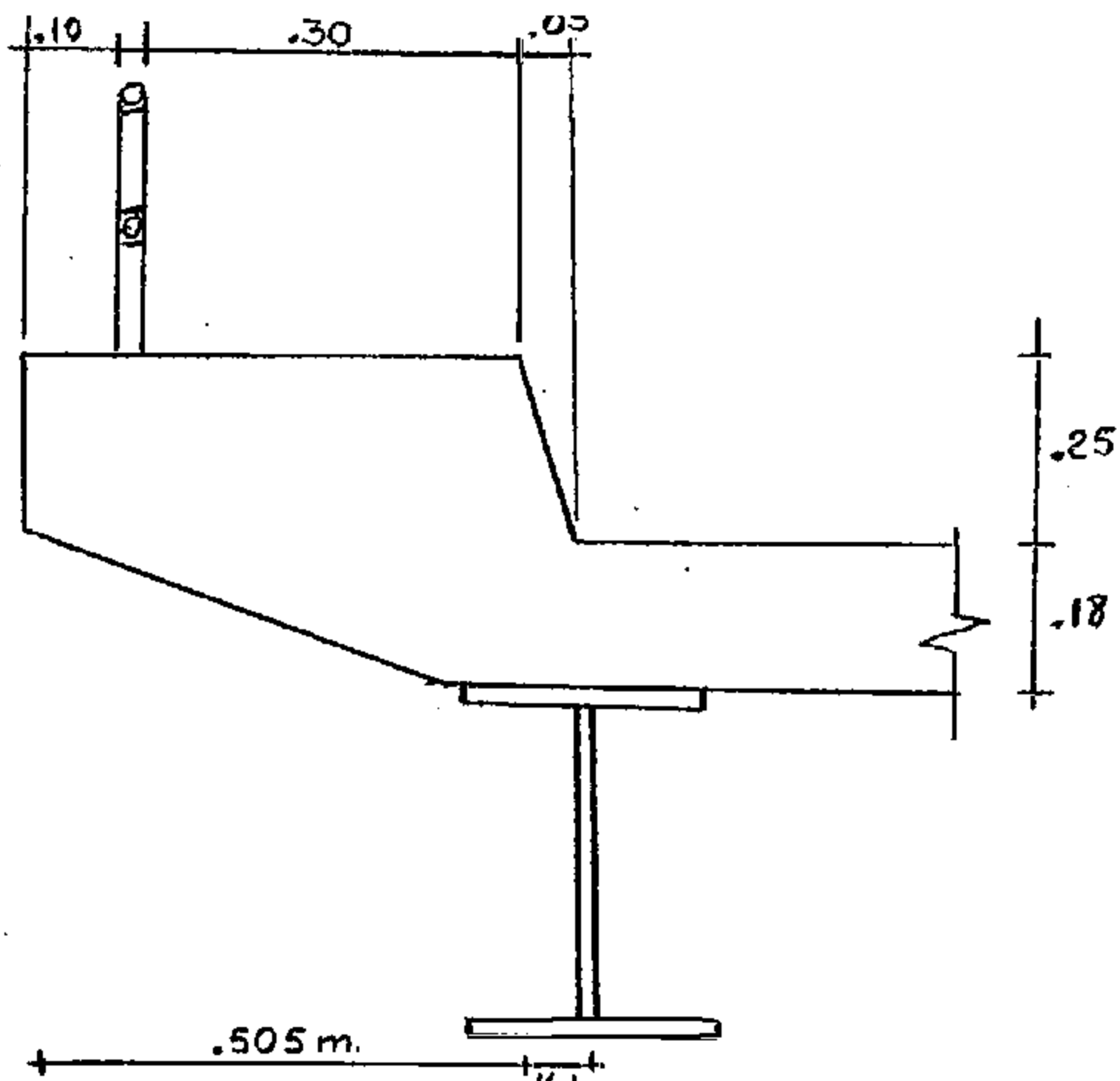
$$M_{\text{baranda}} = 20 \times 0.355 = 7 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{vereda}} = 303 \times \frac{0.505}{2} = 77 \text{ "}$$

$$M_{\text{losa}} = 120 \times 0.17 = 21 \text{ "}$$

$$M_{\text{s.c.}} = 400 \times \frac{0.505}{2} = 51 \text{ "}$$

$$\text{Luego } M_{A \text{ ext}} = \underline{-156 \text{ kg/m}}$$



Una vez obtenidos los momentos de empotramiento per-

fecto, podemos hallar los momentos en los apoyos. Utilizando el método de Hardy Cross, con estos momentos ya puedo hacer el diagrama de mom. de peso propio, tal como se ve en el Plano 11.

0.30		k=1		0.50		k=1		0.50		k=1	
-156	-56			-56	-56			-56	-56	-56	-156
0	-100			0	0			0	0	-100	0
	0			750	0			0	750	0	
	0			-25	725			725	-25	0	
	712.5			0	-12.5			-12.5	0	712.5	
	-12.5			-6.25	76.25			76.25	-6.25	-12.5	
	73.13			76.25	-3.13			-3.13	76.25	73.13	
	-3.13			-4.69	74.69			74.69	-4.69	-3.13	
	72.34			71.56	-2.34			-2.34	71.56	72.34	
	-2.34			-1.95	71.95			71.95	-1.95	-2.34	
	70.98			71.17	-0.98			-0.98	71.17	70.98	
	-0.98			-1.08	71.08			71.08	-1.08	-0.98	
-156	-156			-35.99	-35.98			-35.98	-35.98	-156	-156

De donde tomo;

$M(-)$ en apoyos exteriores = -156 kg-m.

$M(-)$ " " interiores = -36 "

$M(+)$ en tramo central = $82 - 36 = \underline{\underline{46}}$ "

Obtenidos los momentos de peso propio, paso a obtener los mom. de sobrecarga. Estos momentos los encuentro por medio de las líneas de influencia (Plano 10).

Estas líneas de influencia, las construyo para cada a-

poyo y para tres secciones intermedias de cada tramo.

METODO DE CONSTRUCCION DE LAS L.de I. DE MOMENTOS DE LA LOSA.

El método utilizado para encontrar las L.de I. de momento para cada sección de la losa fué el método gráfico de los focos. Los focos fueron hallados también por el método gráfico de Ritter,

Después de obtenidos los focos, construyo las líneas de estado o de situación correspondientes a cada posición de la carga en cada tramo. De estas líneas de resistencia, que son los diagramas de momento que se produce en la losa, para una determinada posición de la carga, mido sobre la sección el momento, que se

produce para esa posición, y lo llevo sobre un eje horizontal previamente construido, colocando este valor sobre la sección en la que se encuentra la carga en ese momento. Tomando estos valores para cada posición de la carga obtengo entonces la L.de I. para una sección. Luego efectúo la misma construcción para cada sección, obteniendo las L.de I. correspondientes.

Solo encuentro las L. de I. para la mitad de la losa, ya que para la otra mitad van a ser simétricas.

El tren de cargas tendrá como valor el peso de la rueda trasera de nuestro vehículo o sea del H15; Pero:

Vehículo H-15 = 15 ton. Ing.

Pv = 15x2000 = 30000 lbs. ; luego:

$$\text{Peso de rueda delantera} = \frac{30000 \times 0.4536}{2 \times 5} = \underline{\underline{1361 \text{ kgs.}}}$$

$$\text{" " trasera} = \frac{4 \times 30000 \times 0.4536}{2 \times 5} = \underline{\underline{5444 \text{ kgs.}}}$$

Entonces de acuerdo al H-15 especificado por la AASHO, el tren de cargas será de 2 cargas de 5.444 kgs. separados a una distancia de 6' o sea de 1.83 m.

Colocando el tren en la posición más desfavorable para cada sección obtengo las siguientes ordenadas:

TRAMO I			TRAMO II		
Sección	Ord.(+)	Ord.(-)	Sección	Ord.(+)	Ord.(-)
Apoyo A	0	0	Apoyo B	0.03	0.09
1	0.185	0.023	1	0.139-0.002	0.086
2	0.23	0.04	2	0.117	0.044/0.03
3	0.138/0.024	0.065	3	Simétrico de 1	

Para hallar los momentos es necesario multiplicar el tren por el Impacto

$$I = \frac{50}{3.28 \times 1.117 \times 125} = 30\% ; \text{ luego } I = 30\%$$

Entonces el valor del tren será; igual $5444 \times 1.3 = 7077 \text{ kgs.}$

Podemos ya formar el cuadro de momentos;

TRAMO I

Sección	M(+) kg-m	M(-) kg-m.
Apoyo A	---	156
1	$0.185 \times 7077 = 1310$	$0.023 \times 7077 = 163$
2	$0.23 \times 7077 = 1628$	$0.04 \times " = 283$
3	$0.162 \times 7077 = 1147$	$0.065 \times " = 460$

TRAMO II

Sección	M (+)	M(-)
Apoyo B	$0.03 \times 7077 = 212$	$0.09 \times 7077 = 637$
1	$0.137 \times 7077 = 970$	$0.086 \times 7077 = 609$
2	$0.117 \times 7077 = 828$	$0.083 \times 7077 = 588$
3	Simétrico a 1	

Una vez obtenidos estos valores de mom. para s.c. hacemos las envolventes de momentos, que pueden apreciarse en el Plano 10; los valores para formar estas envolventes son los que se obtienen de sumar la ordenada correspondiente a cada sección del diagrama de mom. de peso propio más el valor del mom. de s.c. en cada sección. Se tomarán tanto los valores positivos como los negativos;

VALORES PARA LA ENVOLVENTE DE MOMENTO.

Sección	MOM. (+)		MOM. (-)	
	M(+)	S.C. + Mp.p. = Mt(+)	M(-)	S.C. + Mp.p. = Mt(-)
Apoyo A	0	+ (-156) = -156 kg/m.	0	+ (-156) = 156 kg/m.
1	1310	+ (-66) = 1244 "	-163	+ (-66) = 229 "
2	1628	+ (-16) = 1612 "	-283	+ (-16) = 299 "
3	1147	+ (-4) = 1143 "	-460	+ (-4) = 464 "
Apoyo B	212	+ (-36) = 176 "	-637	+ (-36) = 673 "
1	970	+ 24 = 994 "	-609	+ 24 = 585 "
2	828	+ 46 = 874 "	-588	+ 46 = 542 "

Luego comparemos el valor del mom. max(+) y el valor del mom. max(-) y vemos cual es mayor en valor absoluto, a fin de obtener el momento de diseño;

$$M \text{ max.}(+) = 1612 \text{ kg-m} \quad ; \quad M \text{ max.}(-) = 673 \text{ kg-m}$$

Luego siendo el M max.(+) mayor, será este el mom. de diseño.

$$M \text{ de diseño} = \underline{1612 \text{ kg-m.}}$$

ESPESOR DE LA LOSA.

La altura útil requerida por momento será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} \quad ; \quad \text{en donde } \begin{matrix} (M = 161200 \\ (K = 13.78 \\ (b = 100 \text{ cm} \end{matrix}$$

Reemplazando;

$$d = \sqrt{\frac{161200}{13.78 \times 100}} = 10.7 \text{ cm.}$$

este d, es menor que el d asumido de 15 cm.

Después verificamos este d obtenido por corte. Entonces tenemos que encontrar los esf. cortantes en la losa de peso propio y de s. c.

ESFUERZO CORTANTE DE PESO PROPIO.

Este esfuerzo cortante lo halló corrigiendo por los momentos correspondientes, los esfuerzos cortantes hallados como que cada tramo de la losa fuese simplemente apoyado.

Así si V es el esf.cort. en el apoyo A, para una viga simplemente apoyada y siendo M_A al momento correspondiente a dicho apoyo y M_B el correspondiente al inmediato siguiente y llamando l a la luz de cálculo, tendré que el esfuerzo cortante verdadero

V_A producido será:

$$V_A = V + \text{corrección} \quad ; \quad \text{siendo la corrección} = \frac{M_A - M_B}{l}$$

$$\text{o sea } V_A = V + \frac{M_A - M_B}{l}$$

Luego los valores del esfuerzo cortante de peso propio en cada apoyo será:

$$V_A(-) = \text{Peso baranda/ml} + P.\text{vereda/ml} + P.\text{s.c./ml} + P.\text{losa/m.l.}$$

$$V_A(-) = 20/303/120/400 \times 0.505 = 645 \text{ kgs/m.l. } p$$

Para obtener el $V_A(+)$ primero lo encuentro como que estuviera simplemente apoyado;

$$V_A(+)\text{s.a.} = \frac{w \times l_c}{2} = \frac{532 \times 1.11}{2} = 295 \text{ kg/ml.}$$

$$\begin{aligned} \text{Luego siendo: } M_A &= 156 \text{ kg-m} \\ M_B &= 36 \text{ "} \\ l_c &= 1.11 \text{ "} \end{aligned}$$

El V_A corregido será;

$$V_A(+) = 295 - \frac{156 - 36}{1.11} = 295 - 108 = 187 \text{ kg/ml.}$$

Iguamente;

$$V_B(-) = 295 - \left(\frac{156 - 36}{1.11} \right) = 295 - 108 = 187 \text{ kg/ml.}$$

Los demás esf. cort. serán;

$$V_B(+) = 295 - \left(\frac{36 - 36}{1.11} \right) = 295 \text{ kg/m.}$$

$$V_C(-) = 295 - \left(\frac{36 - 36}{1.11} \right) = 295 \text{ kg/m.}$$

$$V_C(+) = V_B(-) = 187 \text{ kg/m}$$

$$V_D(-) = V_A(+) = 187 \text{ kg/m}$$

$$V_D(+) = V_A(-) = 645 \text{ kg/m}$$

Con estos valores construimos el diagrama de esfuerzo cortante de peso propio. Plano 10

Después encontramos los esfuerzos cortantes de S.C. Estos serán máximos en los apoyos. Entonces solo hacemos la L. de I. de esf. cortante para dos apoyos A y B, ya que para C y D serán iguales a su simétrico correspondiente.

Estas líneas de influencia las construimos por el método gráfico de las líneas de situación tal como se puede ver en el Plano 10

Pasando el tren de cargas anteriormente descrito y colocándolo en la posición más desfavorable, obtengo las siguientes ordenadas positivas y negativas;

Para apoyo A = ord.(-) máx. = 0.07 ; ord.(+) máx = 1-0.06 = 0.94

" " B = ord.(-) máx. = 0.88 ; ord.(+) máx = 1.12;

Entonces los valores del máximo esfuerzo cortante total por peso propio y sobre carga, para cada apoyo, serán considerando el impacto;

$$V_A(-) = 645/0.07 \times 1.3 \times 5444 = 1240 \text{ kg.}$$

$$V_A(+) = 403/0.94 \times 1.3 \times 5444 = 7055 \text{ "}$$

$$V_B(-) = 187/1.12 \times 1.3 \times 5444 = 8113 \text{ "}$$

$$V_B(+) = 295/0.88 \times 1.3 \times 5444 = 6522 \text{ "}$$

Por consiguiente el V máx. será = $V_B(-) = 8113$ kgs.

La altura útil d necesaria por corte será:

$$d = \frac{V}{v \cdot j \cdot b} ; \text{ en donde } v = 0.03 \cdot f'c = 0.03 \times 210 = 6.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{8113}{6.3 \times 0.875 \times 100} = 14.7 \text{ cm. } < 15 \text{ cm. Luego esta bien: } h = 15/3 = 18 \text{ cm.}$$

CALCULO DE LAS AREAS DE FIERRO NECESARIAS.

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} ; \text{ en esta formula } M = \text{Mom. correspondiente a cada secc.}$$

$$f_c = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.875$$

$$d = 15 \text{ cm.}$$

AREA DE FIERRO MINIMO.

Según el Reglamento de Concreto A. CI. art. #702-4 el acero principal mínimo, en losas de espesor uniforme será para acero estructural, intermedio y duro ; $0.002 \times b \times d$;

AREAS DE FIERRO POSITIVO.

TRAMO I

Apoyo A ; $M = 0$; luego $A_s = A_s \text{ min.} = 3.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ p.m.}$

Sección 1: $A_s = \frac{1244 \times 100}{1400 \times 0.875 \times 15} = \frac{1244}{183} = 6.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ "}$

2: $A_s = \frac{1612}{183} = 8.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 7\phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ "}$

3: $A_s = \frac{1143}{183} = 6.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ "}$

TRAMO II

Apoyo B ; $A_s = \frac{176}{183} = 0.96$ luego = 3.75 cm^2 (min.) $3\phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ p.m.}$

1: $A_s = \frac{994}{183} = 5.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ "}$

2: $A_s = \frac{874}{183} = 4.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi_{\frac{1}{2}}'' \text{ "}$

AREAS DE FIERRO NEGATIVO.

TRAMO I

Apoyo A :	$As = \frac{166}{183} = 0.85 \text{ cm}^2$;	luego $AS \text{ min.} = 3.75 \text{ cm}^2$	$\rightarrow \phi 3/8''$	p.m.
Sección 1	$As = \frac{229}{183} = 1.25$	"	"	$As = 3.75 \text{ cm}^2$	" "
2	$As = \frac{299}{183} = 1.7$	"	"	$As = 3.75$	" "
3	$As = \frac{484}{183} = 2.6$	"	"	$As = 3.75$	" "

TRAMO II

Apoyo B :	$As = \frac{673}{183} = 3.7$	"	"	$As = 3.75$	" "
1	$As = \frac{585}{183} = 3.2$	"	"	$As = 3.75$	" "
2	$As = \frac{542}{183} = 3$	"	"	$As = 3.75$	" "

La distribución de los fierros y el doblado puede verse en el Plano

ACERO DE TEMPERATURA.

Según el Reglamento del A. C. I., el acero de temperatura será:

$$As_t = 0.001 \times b \times d = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ACERO DE REPARTICION.

El acero de repartición es un $\%$ del acero principal de cada sección, que se colocará tanto en la capa superior como en la inferior; en donde $S = \text{luz de cálculo} = 1.11$

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28S}} ; \quad \% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 1.11}} = 53 \%$$

Como este $\%$ es mayor del 50 $\%$ se empleará como acero de repart. el máx. permitido por el reglamento, que es el 50%;

Además para facilidad de colocación de fierros, el porcentaje, lo tomo del área máxima de fierro que hay en la capa inferior estando del lado de la seguridad sin mucho desperdicio de fierro, o sea:

Acero de repartición para el acero(+) o sea para la capa inferior;

$$As \text{ rep.} = 8.8 \times 0.50 = 4.4 \text{ cm}^2/\text{p.m.} \rightarrow \phi 3/8'' @ \underline{\underline{0.143 \text{ m.}}}$$

Acero de repartición para el acero(-) o sea para la capa superior;

$$As \text{ rep.} = 3.75 \times 0.50 = 1.88 \text{ cm}^2/\text{p.m.} \rightarrow \phi 3/8'' @ \underline{\underline{0.333 \text{ m.}}}$$

Como vemos que el acero de repartición es mayor en todo momento que el de temperatura, según el A.C.I. no se colocará

CALCULO DE LAS VIGAS.

Como ya hemos visto anteriormente, utilizaremos cuatro vigas metálicas, situadas a una distancia de 1.20 m. entre sí. Como también ya lo explicara anteriormente en las características del puente, el cálculo de las vigas lo haremos en la siguiente forma:

Para hallar los momentos de peso propios, considero la viga como si fuera, una viga apoyada en dos pilares y con un voladizo a cada lado, es decir la calculo como que fuera una viga con dos cantiléver.

Para cargas en el centro del tramo hago la misma consideración para efectos del cálculo.

Para cargas en los voladizos, considero a la viga como continua de tres tramos, es decir, considero que al cargar los voladizos, la viga deflexiona lo suficiente para apoyarse sobre los estribos convirtiéndose en viga continua.

Esta forma de funcionamiento del puente, tiene pues por objeto disminuir los momentos negativos que se producen sobre los apoyos, que de otro modo serían muy grandes y las vigas tendrían un gran peralte. Así en un diseño preliminar, en el que no consideré la continuidad de la viga y la hice funcionar como cantiléver inclusive para cargas en los voladizos, obtuve una viga doble T de 30" de altura, que es demasiado.

Las dimensiones del puente son pues las siguientes:

Longitud del tramo I 7 m.

Longitud del tramo II 18 m.

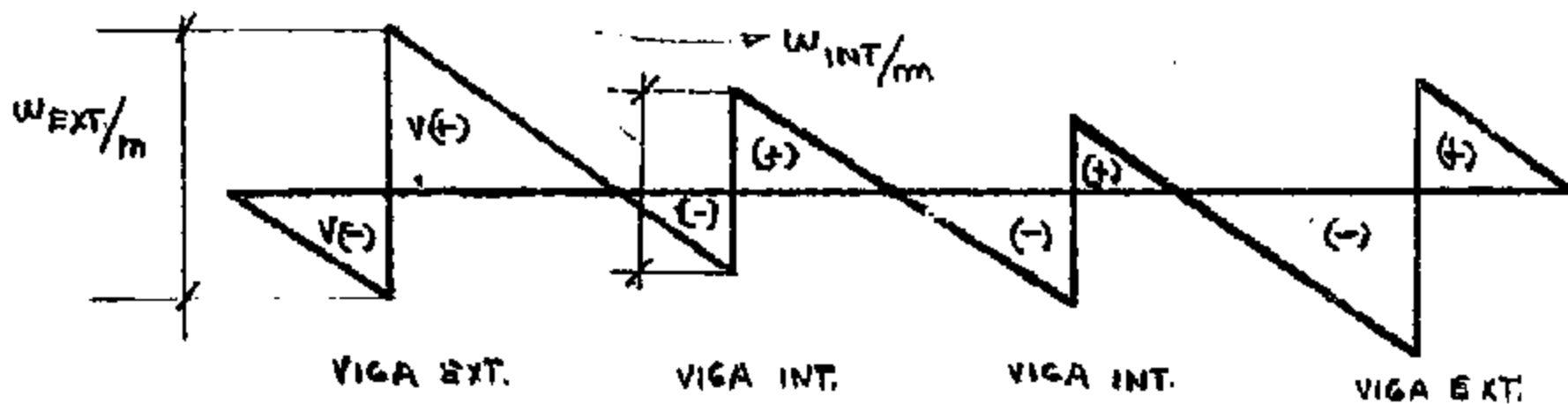
Longitud del tramo III..... 7 m.

Después de estas consideraciones, paso a efectuar el cálculo de momentos y esfuerzos cortantes que se van a producir tanto en las vigas exteriores como en las interiores, y el diseño de la viga lo haré para aquella en la que se produzcan los máximos esfuerzos.

PESO MUERTO QUE VA A GRAVITAR SOBRE CADA VIGA.

Llamando viga exterior a la que queda más cercana del

voladizo, e interior a la que queda más próxima al centro de luz de la sección transversal de la loza, tendré que la carga por metro lineal sobre cada viga va a ser la que obtenga de sumar los esfuerzos cortantes (+) y (-) de peso propio de la loza que se producen en cada apoyo o viga, porque esta suma nos va a dar la resultante w del peso de la loza que va a actuar sobre cada viga. A esta carga, se le debe añadir además, el peso de la parte de la loza que está directamente sobre el ala de cada viga. (Véase fig.)



La longitud de la loza que queda sobre el ala de cada viga será: Luz entre vigas - Luz de cálculo. Reemplazando:
 $= 1.20 - 1.11 = 0.09 \text{ m.}$

Peso adicional de la loza $= 0.09 \times 1.00 \times 0.25 \times 2400 = 52 \text{ Kg/m.}$

Luego:

$$w_{\text{ext.}} = V_{\text{ext.}}(+)+ V_{\text{ext.}}(-)+ 52 = 645+403+52 = 1100 \text{ Kg/m.}$$

$$w_{\text{int.}} = V_{\text{int.}}(+)+ V_{\text{int.}}(-)+ 52 = 295+187+52 = 534 \text{ Kg/m.}$$

MOMENTOS DE PESO PROPIO.

Viga exterior: (Calculada como cantiléver)

El mom.(-) producido por el cantiléver en el apoyo del pilar será:

$$M(-) = \frac{wx^2}{2}; \text{ para } x=11: M(-) = \frac{w11^2}{2} \quad \text{en donde } \begin{cases} w = w_{\text{ext.}} = 1100 \text{ Kg/m} \\ l_1 = 7 \text{ m.} \end{cases}$$

$$M(-) = \frac{1100 \times 7^2}{2} = 26,950 \text{ Kg-m.}$$

El mom.(+) producido en el centro de luz del tramo central será:

$$M(+)= \frac{wl_2^2}{8} - M(-); \text{ en donde } \begin{cases} w = w_{\text{ext.}} = 1100 \text{ Kg/m.} \\ l_2 = 18 \text{ m.} \end{cases}$$

$$M(+)= \frac{1100 \times 18^2}{8} - 26,950 = 17,600 \text{ Kg-m.}$$

Viga interior: (Calculada como cantiléver)

El mom. (-) producido por el cantiléver en el apoyo será:

$$M(-) = \frac{w_{int} l^2}{2} = \frac{534 \times 7^2}{2} = 13,083 \text{ Kg/m.}$$

El mom. (+) producido en el centro del tramo central será:

$$M(+)= \frac{w_{int} \cdot l^2}{8} - M(-)$$

$$M(+)= \frac{534 \times 18^2}{8} - 13,083 = 8,544 \text{ Kg-m.}$$

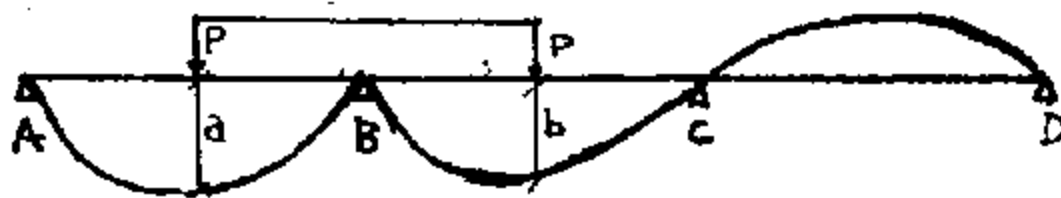
MOMENTOS DE SOBRECARGA.

Para encontrar estos momentos necesito hallar la concentración de cargas sobre cada viga, así como el impacto.

Concentración de cargas:

La concentración de cargas es la parte del peso del tren de cargas que toma cada viga. Se puede obtener por medio de las líneas de influencia de esfuerzo cortante de la sección correspondiente a cada apoyo, pues ya sabemos que la L. de I. de esfuerzo de corte en el apoyo es la misma que la de la reacción de dicho apoyo. Estas líneas ya las tenemos. Ver Plano 10.

Colocando el tren de cargas en la sección transversal del puente en la posición más desfavorable para cada viga, obtenemos la concentración de gargas correspondiente. Para mayor claridad veamos un ejemplo:



Sea la L. de I. de la reacción del apoyo B de la Fig. y sea la posición del tren más desfavorable la que está

indicada allí. Entonces el valor del esf. cort. en la sección B es decir el valor de la reacción B para esa posición será:

$$R = P \cdot a / P \cdot b = P(a/b); \quad \text{Luego:}$$

$$(a/b) = \text{concentración de cargas.}$$

Para nuestro caso tenemos:

Concentración de cargas para la VIGA EXTERIOR: 0.94

Concentración de cargas para la VIGA INTERIOR: 1.12

Las especificaciones que da la A.A.S.H.O. para concentración de cargas, dan un valor inferior al obtenido en mi caso, pues según su reglamentación:

Concentración S (Para tableros de concreto)

en donde:

$S =$ Luz entre vigas $- \frac{1}{2}$ ala de la viga;

Concentración $= \frac{1.11}{1.80} = 0.61$ que es menor que las de nuestro caso

IMPACTO.

$$I = \frac{50}{3.28 \times 17/125}$$

Encontraré el impacto para cada tramo.

Impacto para los tramos exteriores 1° y 3°:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 7/125} = 0.33 > 0.30 ; \text{ Luego } I = 1.30$$

Impacto para el tramo central 2°:

$$I = \frac{50}{3.28 \times 18/125} = 0.27 ; \text{ Luego } I = 1.27$$

Momentos (+) de sobrecarga:

Primero hallaré los mom. máximos (+) de s.c. que se van a producir en el tramo central. Para ello consideramos carga de solamente el tramo central y descargados los tramos 1° y 3°, pues una carga en ellos producirá mom. (-) en el 2° tramo disminuyendo el valor del mom (+) en dicha zona. Por consiguiente, en este momento el puente está funcionando como cantiléver.

Los momentos de sobrecarga los hallé por el método gráfico de las envolventes de momentos para una viga simplemente apoyada, que nos da directamente el máx. mom. que se va a producir en cada sección para un tren de cargas determinado.

El método a grandes rasgos, consiste en trazar el polígono vectorial y el funicular correspondiente al tren de cargas, e ir trasladando la viga hasta alcanzar la posición más desfavorable de la carga, y por lo tanto el Mom. Máx. que se produce. Ver Plano II.

El valor del tren especificado por la AASHO es para un H15:

$$P = 15,000 \text{ ton.} = 30,000 \text{ lbs.}$$

$$\text{Peso de la rueda delantera} = 1/5.P = 1361 \text{ Kgs}$$

$$\text{Peso de la rueda trasera} = 4/5.P = 5,444 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Distancia entre ejes: } 14' = 4.27 \text{ m.}$$

$$\text{Distancia entre vehículos: } 30' = 9.15 \text{ m.}$$

De la envolvente de momentos (+) de s.c. obtuve la ordenada máxima cuyo valor es 2,780 Kg. y su distancia polar es de 10 m Luego :

$$M_{\text{máx. (+) s.c.}} = 2,780 \times 10 = 27,800 \text{ Kg-m.}$$

Entonces los momentos para cada viga, exterior e interior, considerando la concentración y el impacto, serán:

Viga exterior:

$$M_{\text{max. (+) s.c.}} = 27,800 \times 0.94 \times 1.27 = 33,360 \text{ Kg-m.}$$

Viga interior:

$$M_{\text{max. (+) s.c.}} = 27,800 \times 1.12 \times 1.27 = 39,500 \text{ Kg-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS DE SOBRECARGA.

Para calcular estos momentos considero que al cargar los voladizos, las vigas se deflexionan y se apoyan en los estribos, funcionando entonces el puente como continuo.

Después hallé la línea de influencia de momentos del apoyo II correspondiente al pilar, la que también fue obtenida por el método gráfico de los focos o de Ritter. Ver Plano 11 .

Vemos que de acuerdo a la L. de I., para producir el Mom. Máx. (-), hay que cargar el tramo 1° y el tramo 2°, y dejar descargado el tramo 3°. Los momentos producidos en los apoyos II y III, o sea sobre los pilares, son iguales por ser simétricos. De esta L. de I. obtuve los valores máximos para la posición más desfavorable del tren que es cuando la rueda trasera del primer vehículo se encuentra en el 1er. tramo, y en el tramo 2° se halla el otro vehículo íntegramente. Los valores de las ordenadas son:

Para la rueda trasera (5444 Kg) del tramo 1°: 0.3

Para la rueda delantera (1361) del tramo 2°: 2.16

Para la rueda trasera (5444 Kg) del tramo 2°: 2.45

Luego para hallar los momentos totales que produce esta sobrecarga, tengo que considerar el impacto correspondiente a cada tramo y la concentración de cargas de cada viga.

Viga exterior:

Ya vimos que:

Impacto en tramo 1°: 1.30

Impacto en tramo 2°: 1.27

Impacto en tramo 3°: 1.30

Concentración de cargas: 0.94

Luego:

$$M_{\max.(-)s.c.} = (0.3 \times 1.3 \times 5444 / 2 + 2.45 \times 1.27 \times 5444 / 2 + 2.16 \times 1.27 \times 1361) 0.94 =$$

$$M_{\max.(-)s.c.} = 21,428 \text{ Kg.-m.}$$

Viga interior:

El valor de los Impactos es el mismo que para la exterior; la concentración de cargas es diferente y tiene por valor:

Concentración de cargas: 1.12

$$M_{\max.(-)s.c.} = (0.3 \times 1.3 \times 5444 / 2 + 2.45 \times 1.27 \times 5444 / 2 + 2.16 \times 1.27 \times 1361) 1.12 =$$

$$M_{\max.(-)s.c.} = 25,528 \text{ Kg.-m.}$$

Una vez obtenidos estos momentos (+) y (-) de s.c., puedo encontrar los momentos totales de peso muerto y sobrecarga, y con el máximo momento en valor absoluto que obtengamos, diseñaré la viga necesaria.

MOMENTOS TOTALES DE PESO MUERTO Y SOBRECARGA.

Momentos Positivos.

Hemos visto que el máx. momento (+) de sobrecarga se produce aproximadamente en el centro de luz del puente, muy cerca de la mitad del tramo central, o sea que para obtener el Mom. Máx. (+) total, podríamos sumar, sin mucho error, y siempre del lado seguro, este momento de s.c. más el de peso muerto que se produce exactamente en el centro de luz.

VIGA EXTERIOR:

$$M_{\text{Tot. máx (+)}} = M_{\text{peso muerto}} + M_{\text{s.c.}}$$

$$M_{\text{Tot. máx (+)}} = 17,600 + 33,360 = \underline{50,960 \text{ Kg.-m.}}$$

VIGA INTERIOR:

$$M_{\text{Tot. máx (+)}} = 8,544 + 39,500 = \underline{48,044 \text{ Kg.-m.}}$$

Momentos negativos.

Tantos los momentos (-) de s.c., como los de peso muerto, se producen sobre el apoyo del pilar. Luego para obtener el momento total (-), basta sumar estos momentos.

VIGA EXTERIOR:

$$M_{\text{Tot. máx (-)}} = 26,950 + 21,428 = \underline{48,378 \text{ Kg.-m.}}$$

VIGA INTERIOR:

$$M_{\text{Tot. máx (-)}} = 25,528 + 13,083 = \underline{38,611 \text{ Kg.-m.}}$$

Como podemos ver, el mayor momento en valor absoluto,

es el momento positivo que se produce en la viga exterior, por lo que éste será el momento de diseño:

$$\text{Momento de diseño: } M = \underline{\underline{50,960 \text{ Kg.-m.}}}$$

ELECCION DE LAS VIGAS.

Las vigas que voy a utilizar, como ya dije anteriormente, serán vigas metálicas doble T, fabricadas por la "Bethlehem Steel Company".

La elección de la viga apropiada se efectúa por tanteos, hasta encontrar un perfil, cuya capacidad resistente por flexión sea mayor que la carga o esfuerzo de flexión a que está sometida.

Para ello, escogí del Manual de la Bethlehem Steel Co., una viga doble T-B24a de 24" de altura, que tiene un peso propio de 100 lbs. por pie lineal. Podría escoger una viga de menor peralte, pero tendría mayor peso ya que necesita una mayor sección resistente, y resultaría antieconómico, pues el precio de las vigas depende de su peso.

MOMENTOS DE PESO PROPIO

Para peso propio, las vigas van a funcionar como cantilévers.

$$M(-)_{p.p.} = \frac{wl_1^2}{2} \quad \text{en donde } l_1 = 7.00 \text{ m. Luego:}$$

$$M(-)_{p.p.} = \frac{1}{2} \times w \times 7^2 = 24.5w.$$

El Mom(+) que se produce en el centro de luz será:

$$M(+)_p.p. = \frac{wl_2^2}{8} - \frac{wl_1^2}{2} \quad \text{en donde: } l_2 = 18.00 \text{ m.}$$

$$M(+)_p.p. = \frac{w \times 18^2}{8} - 24.5w = 40.5w - 24.5w = 16w$$

Como este valor del momento está en función del w que está dado en libras por pie lineal, y habiéndolo encontrado para luces o distancias en metros, tengo que transformar la ecuación en otra que dé los momentos en libras-pie.

$$M(+)_p.p. = 16 \times 10.764w = 172.3w$$

Siendo $w = 100 \text{ lbs./pie.}$

$$M(+)_p.p. = 172.3 \times 100 = 17230 \text{ lbs-pie.}$$

Transformando el momento de diseño que está en Kg.-m.

$$M(+)=50,960 \times 7.233 = 368,600 \text{ lbs-p.}$$

Sumando estos momentos:

$$M.Tot.(+) = 368,900 + 17,230 = \underline{\underline{385,830 \text{ lbs-pie}}}$$

El esfuerzo unitario por flexión que soporta la viga, está dado por la fórmula:

$$\frac{f \cdot M}{I/C} ; \quad \text{en donde}$$

(f: esf. unit. por flexión de la fibra más alejada.
(I: Mom. de inercia de la secc.trans.
(c: distancia de la fibra más alejada al eje neutro.

$$\text{Pero: } I/C = S$$

en donde S es el módulo de la sección que se encuentra tabulado para cada tipo de viga, en el manual de la Bethlehem. De él obtenemos: $S = 248.9 \text{ pulg.}^3$ Reemplazando:

$$\frac{f \cdot 385,830 \times 12}{248.9} = 18,600 > 18,000 \text{ lbs/pulg}^2$$

Tengo que aclarar que la carga unitaria de trabajo por flexión de estas vigas es, según el manual, de 18,000 lbs/pulg²

Como vemos que el esfuerzo actuante es mayor que el resistente, tengo que hacer otro tanteo.

Para este segundo tanteo, escojo una viga de igual peralte B-24a de 24" 1/8 de altura y de 110 lbs/p. de peso.

El momento de peso propio será:

$$M_{p.p.} = 172.3w = 172.3 \times 110 = 18,953 \text{ lbs-pie.}$$

El módulo de la sección es $S = 274.4 \text{ pulg.}^3$

$$f = M/S = \frac{387,553 \times 12}{274.4} = 16,900 < 18,000 \text{ lbs/pulg}^2$$

Como vemos, esta viga resiste muy bien. Por lo tanto escojo esta viga y la chequeo al esfuerzo cortante y a la torsión.

COMPROBACION DEL LA VIGA AL ESFUERZO CORTANTE.

Para el esfuerzo cortante de peso propio, considero los tramos 1° y 3° como cantilóver.

Esf. cort. (-) en los apoyos o pilares:

$$V(-) = w l_1 ; \quad \text{en donde } \left(\begin{array}{l} w = 110 \text{ lb/p} = \frac{110 \times 0.454}{0.3048} = 163.9 \text{ Kg/m} \\ l_1 = 7 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$V(-) = 163.9 \times 7 = 1148 \text{ Kgs.}$$

Esf. Cort. (+) en los apoyos

$$V(+) = \frac{w l_2}{2} = \frac{163.9 \times 18}{2} = 1476 \text{ Kgs.}$$

Con las mismas consideraciones anteriores, encuentro los esfuerzos constantes de peso muerto.

Viga exterior:

$$V(-) = wl_1 \quad \text{en donde:} \quad w = 1,100 \text{ Kgs/m}$$

$$V(-) = 1,100 \times 7 = 7,700 \text{ Kgs.}$$

$$V(+) = \frac{wl_2}{2} = \frac{1,100 \times 18}{2} = 9,900 \text{ Kgs.}$$

Viga interior:

$$V(-) = wl_1; \quad \text{en donde:} \quad w = 534 \text{ Kgs/m.}$$

$$V(-) = 534 \times 7 = 3,738 \text{ Kgs.}$$

$$V(+) = \frac{wl_2}{2} = \frac{534 \times 18}{2} = 4,806$$

Los esfuerzos cortantes totales de peso propio y carga muerta serán:

Viga interior:

$$V(-) = 1,148 + 3,738 = 4,886 \text{ Kgs.}$$

$$V(+) = 1,476 + 4,806 = 6,282 \text{ Kgs.}$$

Viga exterior:

$$V(-) = 1,148 + 7,700 = 8,848 \text{ Kgs.}$$

$$V(+) = 1,476 + 9,900 = 11,376 \text{ Kgs.}$$

ESFUERZOS CORTANTES DE SOBRECARGA.

Estos esfuerzos los hallo por medio de la L. de I. de esfuerzo cortante, las que las construyo por el método gráfico. Estas líneas, las hallo para los apoyos I y II, y según ellas veo que el máximo esfuerzo de corte se va a producir en la cara interna del apoyo II, es decir, en la cara del apoyo del pilar que da al tramo central, para cargas solamente en este tramo. Cuando se carga el tramo 1° ó 3°, la viga deflexiona y se apoya en los estribos disminuyendo los esfuerzos constantes en ellos y en la cara externa del apoyo del pilar. Caben dos vehículos H15 en el tramo central. Las ordenadas que obtengo de la L. de I. son:
Ordenada correspondiente a la rueda trasera: $1 \div 0.56 = 1.56$
Ordenada correspondiente a la rueda delant: $1.17 \div 0.03 = 1.2$

Luego los esfuerzos de corte considerando concentración e impacto serán:

Viga exterior:

$$V_{s.c.} = (1.56 \times 5444 / 1.2 \times 1361) 1.27 \times 0.94 = 12,090 \text{ Kgs.}$$

Viga interior:

$$V_{s.c.} = (1.56 \times 5444 / 1.2 \times 1361) 1.27 \times 1.12 = 14,400 \text{ Kgs.}$$

ESFUERZOS CORTANTES TOTALES MAXIMOS.

Sumando el esfuerzo cortante de s.c. con el correspondiente de peso propio, obtendré para cada viga, exterior e interior, el esf. de corte máximo.

Viga exterior:

$$V_{Tot. máx. (+)} = V_{s.c.} + V(+)\text{p.p.}$$

$$V_{Tot. máx. (+)} = 12,090 / 11,376 = 23,466 \text{ Kgs.}$$

Viga interior:

$$V_{Tot. máx. (+)} = 14,400 / 6,282 = 20,682 \text{ Kgs.}$$

El esfuerzo que tomaré para la comprobación al corte, será el mayor de los dos, o sea el de la viga exterior:

$$V_{máx.} = \underline{23,466 \text{ Kgs.}}$$

RESISTENCIA AL CORTE DE LA VIGA.

La capacidad de la viga, resistente al corte, está dada por la fórmula que se encuentra en el Manual de la Bethlehem y es:

$$T_v = \frac{18}{17 \frac{h^2}{7200 t^2}} ; \quad \text{en donde: } \begin{cases} (T_v: \text{Carga unitaria de trabajo al corte, en Kips/pulg}^2 \\ (h: \text{Altura del nervio de la viga en pulg.: } 22\frac{1}{8} \\ (t: \text{Espesor del nervio: } 0.51\text{"} \end{cases}$$

Reemplazando:

$$T_v = \frac{18}{17 \frac{22.125^2}{7200 \times 0.51^2}} = \frac{18}{1.26} = 14 \text{ Kips/pulg}^2.$$

El esfuerzo de corte unitario que se produce en la viga va a ser:

$$T = \frac{V}{A} ; \quad \text{en donde: } \begin{cases} (V: \text{Esfuerzo cort. máx. en Kips.} \\ (A: \text{Area de la sección transversal del nervio, en pulg.}^2 \end{cases}$$

$$V = \frac{23,466 \times 2.2}{1,000} = 51.62 \text{ Kips}$$

$$A = h \cdot t = 22.125 \times 0.51 = 11.28 \text{ pulg.}^2$$

$$T = \frac{51.62}{11.28} = 4.6 \text{ Kips/pulg}^2 < 14 \text{ Kips/pulg}^2.$$

Como vemos, la capacidad resistente de la viga, es superior al esfuerzo de corte unitario que se produce.

COMPROBACION DE LA VIGA A LA TORSION.

La torsión se va a producir en las vigas debido a su propio peso y longitud, y también por la excentricidad de las cargas que gravitan sobre ellas, tanto de peso propio como de sobrecarga. La torsión tiene su máximo valor en el centro de luz de las vigas, y es allí donde se hará la comprobación.

Según la teoría de la Torsión, ésta es producida por una doble causa;

1°) Por la carga longitudinal existente sobre la viga, y

2°) Por la excentricidad de la carga.

1°) El primer esfuerzo, producido por la carga longitudinal es $f_{m\acute{a}x.}$ y está dado por;

$$f_{m\acute{a}x.} = \frac{1}{2}(f + \sqrt{f^2 + 4t^2}) \dots (1) \quad \text{en donde;}$$

f : esfuerzo unitario de flexión $= \frac{M}{I/c} = \frac{M}{S}$; q' ya lo conocemos.

t : $\frac{Tc}{J}$

T : Momento de torsión producido por la sobrecarga $p \times a$
 p : Peso que produce la torsión.

a : Excentricidad de la carga.

c : Distancia de la fibra más alejada de la fibra neutra.

J : Momento polar de inercia de la sección.

El $f_{m\acute{a}x.}$ debe ser menor que la carga de trabajo unitaria de la viga por flexión que es de 18,000 lbs./pulg².

2°) El segundo esfuerzo de flexión, está dado por la siguiente fórmula:

$$t_{m\acute{a}x.} = \frac{1}{2}\sqrt{f^2 + 4t^2} \dots (2) \quad \text{en donde los términos son los mismos.}$$

El $t_{m\acute{a}x.}$ debe ser menor que la carga de trabajo especificada por el manual que es de 12,000 lbs./pulg².

Luego ya estamos en condiciones de efectuar la comprobación de la viga por Torsión. Ya hemos visto que la torsión es producida por acción de la sobrecarga y del peso muerto.

TORSION POR SOBRECARGA:

Trabajaré con la viga interior que es la que soporta mayor sobrecarga. Seguiré para ello los pasos antes descritos:

$f = \frac{M}{S}$; ya conocemos estos valores: $M = 39,500 \text{ Kg-m.}$
 $S = 274.4 \text{ pulg}^3$

$$f = \frac{39,500 \times 7.23 \times 12}{274.4} = \frac{3,427,020 \text{ lbs-pulg.}}{274.4} = 12,400 \text{ Lbs/pulg}^2$$

Hallamos luego t :

$$t = \frac{T.c}{J} = \frac{P.a.c}{J}$$

P: peso de los carros que entran en el tramo central, que son dos, considerando concentración e impacto.

a: excentricidad de la carga, que considero que va a ser de $\frac{1}{4}$ del ala de la viga, pues la losa va a transmitir el peso de la sobregarga aproximadamente en este punto. Luego:

$$P = (1361/5444)1.12 \times 1.27 \times 2 = 19,358 \text{ Kgs.} \times 2.2 = 42,587.6 \text{ lbs.}$$

$$a = \frac{1}{4} \times b = \frac{1}{4} \times 12 = 3''$$

$$c = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 24.125 = 12.06''$$

$$J = 3,544.1 \text{ pulg}^4$$

Reemplazando:

$$t = \frac{42,587.6 \times 3 \times 12.06}{3,544.1} = 435 \text{ lbs/pulg}^2$$

Reemplazando en (1):

$$f_{\text{máx.s.c.}} = \frac{1}{2} (12,400 / \sqrt{12,400^2 / 4 + 435^2}) = 12,415 \text{ lbs/pulg.}^2$$

De (2) tenemos:

$$t_{\text{máx.s.c.}} = \frac{1}{8} \sqrt{12,400^2 / 4 + 435^2} = 6,215 \text{ lbs/pulg}^2$$

TORSION POR PESO MUERTO:

En realidad, para la torsión producida por el peso muerto, deberíamos utilizar la misma viga anterior, o sea la interior, pero como en la viga exterior se producen mayores esfuerzos por peso muerto, para mayor seguridad tomamos esta viga.

La carga que origina la torsión, no va a ser la carga que gravita íntegramente sobre la viga, sino la diferencia entre la carga que actúa sobre el ala exterior de la viga y la que lo hace en la interior, pues esa diferencia es la que produce el momento de torsión. Esta carga es una carga uniformemente repartida a lo largo de las vigas y tiene por valor:

$w_{\text{torsión}} = w_{\text{sardinel}} - w_{\text{losa}}$; Ya conocemos estos valores, reemp.:

$$w_t = 645 - 403 = 242 \text{ Kgs/m.}$$

Encontramos f:

$$f = \frac{M}{S} ; \quad M: \text{Mom. (+) existente en el centro de luz de la viga, que ya sabemos q' está dado por:}$$

$$M = 1/8 \times w \times l_2^2 - 1/2 \times w \times l_1^2$$

$$M = 1/8 \times 242 \times 18^2 - 1/2 \times 242 \times 7^2 = 3872 \text{ Kgs-m.} = 335,930 \text{ lbs-pulg.}$$

$$f = \frac{335,930}{274.4} = 1,224 \text{ lbs/pulg}^2$$

Encontramos t:

$$f = \frac{T \cdot c}{J} = \frac{p \cdot a \cdot c}{J} \quad p = w \cdot l_2 = 242 \times 18$$

$$f = \frac{242 \times 18 \times 3 \times 12.06}{3,544} = 98 \text{ lbs/pulg}^2$$

Reemplazando en (1):

$$f_{\text{máx}} \text{ peso muerto} = \frac{1}{2} (1224 + \sqrt{1224^2 + 4 \times 98^2}) = 1230 \text{ Lbs/pulg}^2$$

De (2) tenemos:

$$t_{\text{máx}} \text{ peso muerto} = \frac{1}{2} \sqrt{1224^2 + 4 \times 98^2} = 618 \text{ lbs/pulg}^2$$

ESFUERZOS TOTALES DE TORSION DE PESO MUERTO Y SOBRECARGA:

$$f_{\text{máx}} \text{ total} = f_{\text{máx}} \text{ s.c.} + f_{\text{máx}} \text{ p.m.}$$

$$f_{\text{máx}} \text{ total} = 12,415 + 1230 = 13,645 \text{ Lbs/pulg}^2 < 18,000 \text{ lbs/pulg}^2$$

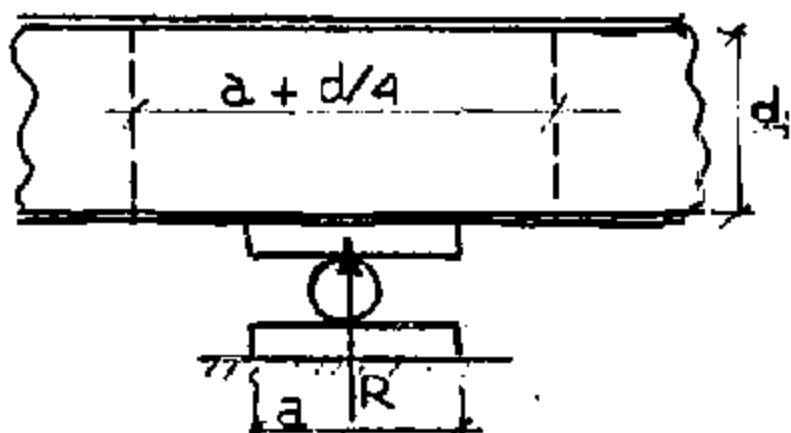
$$t_{\text{máx}} \text{ total} = t_{\text{máx}} \text{ s.c.} + t_{\text{máx}} \text{ p.m.}$$

$$t_{\text{máx}} \text{ total} = 6,215 + 618 = 6,833 \text{ lbs/pulg}^2 < 12,000 \text{ lbs/pulg}^2$$

Como vemos resiste perfectamente.

COMPROBACION DE LAS VIGAS A LA COMPRESION EN EL NERVIO.

Este chequeo lo efectuó en la sección de la viga que queda sobre el apoyo del pilar, porque allí el nervio puede fallar por pandeo, debido a que está soportado a una fuerza de compresión por la carga que lleva y la reacción que se opone. El esfuerzo producido está dado por la fórmula expuesta en el "Carnegie Pocket Companion" y es:



$$f = \frac{R}{\frac{(a+d)t}{4}} \quad ; \text{ en la que: } \begin{cases} (R: \text{valor de la reacción del pilar.} \\ (a: \text{longitud del apoyo} = 11.8" \\ (d: \text{altura de la viga} = 24.125" \\ (t: \text{espesor del nervio} = 0.51" \end{cases}$$

El valor de R lo tomamos de la viga exterior para la que es máximo, y tendrá por valor la suma de la reacción de peso muerto más la de sobrecarga para la posición más desfavorable.

$$R = 20,224 + 9,980 = 30,204 \text{ Kgs.} = 66,450 \text{ lbs.} \quad \text{Reemplazando:}$$

$$f = \frac{66,450}{\frac{(11.8 + 24.125) \cdot 0.51}{4}} = 7,310 \text{ lbs/pulg}^2$$

La capacidad resistente de la viga es:

$$f_r = 19,000 - 173 \times d/t$$

$$f_r = 19,000 - \frac{173 \times 24.125}{0.51} = 10,870 \text{ lbs/pulg}^2 > 7310 \text{ lbs/pulg}^2$$

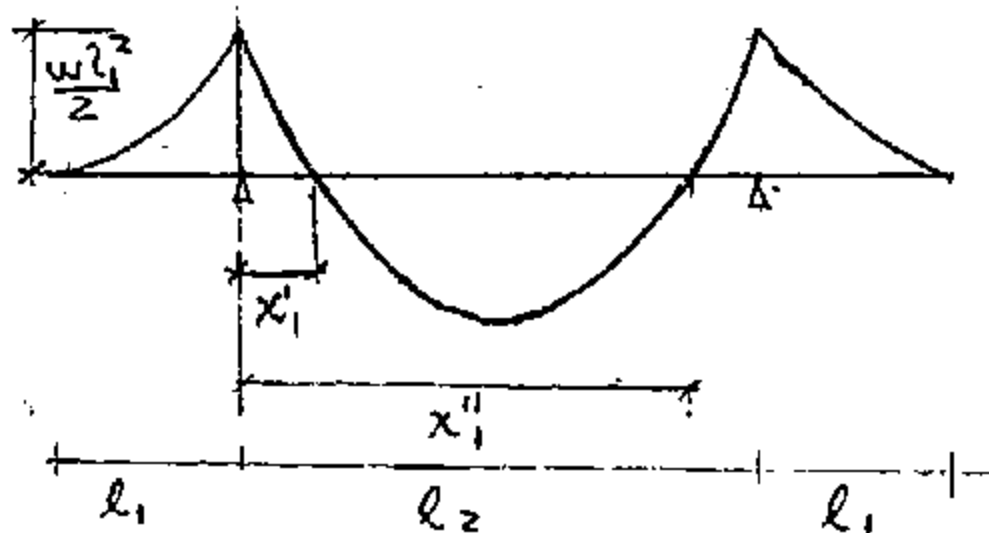
Vemos pues, que la viga no necesita arriostramientos laterales, porque resiste bien estos esfuerzos.

EMPALMES DE LAS VIGAS.

De acuerdo a los datos recogidos en el comercio, las vigas vienen generalmente en longitudes que varían entre 30' y 40'; como nuestro puente tiene una dimensión mayor que estas, es necesario efectuar empalmes longitudinales de vigas. Estos empalmes los haremos mediante planchas metálicas colocadas en ambas caras del nervio de las vigas y unidas a ellas por medio de remaches.

Para que los empalmes resulten lo más económicos posible, buscaré la zona de la viga en la que se produzcan los menores esfuerzos, especialmente los debidos a esfuerzos de flexión, que son los que más influyen en la dimensión y el número de remaches. La zona en la que muy aproximadamente se produzcan los mínimos momentos de flexión, será aquella en donde los momentos de peso muerto sean nulos, es decir que allí sólo actuarán los de s.c.

La sección de momentos de peso muerto nulo la hallaré del siguiente modo:



Sea el diagrama de momentos de la viga para una carga repartida de w Kgs/m el mostrado en la fig. Los momentos (-) en los apoyos serán: $M(-) = \frac{w \cdot l_1^2}{2}$

Luego el momento para una sección cualquiera del tramo central situada a una distancia x del apoyo izquierdo será:

$$M = \frac{w \cdot x^2}{2} - \frac{w \cdot l_2 \cdot x}{2} - \frac{w \cdot l_1^2}{2} = \frac{w}{2} (x^2 - l_2 x - l_1^2) \dots (3)$$

Cuando $x = x_1$ el momento será cero. Luego igualando (3) a cero:

$$\frac{w}{2} (x_1^2 - l_2 x_1 - l_1^2) = 0 \quad \text{ó sea} \quad x_1^2 - l_2 x_1 - l_1^2 = 0 \quad \text{siendo } \begin{matrix} l_1 = 7\text{m.} \\ l_2 = 18\text{m.} \end{matrix}$$

$$x_1^2 - 18x_1 - 7^2 = 0 \quad \text{despejando } x_1:$$

$$x_1 = \frac{18 \pm \sqrt{18^2 - 4 \cdot 9}}{2} \quad \text{obtengo dos valores: } \begin{matrix} x_1 = 3.35 \text{ m.} \approx 3 \text{ m.} \\ x_1 = 14.65 \text{ m.} \approx 15 \text{ m.} \end{matrix}$$

En estas secciones realizaré los empalmes de las vigas

Con estos valores de x_1 , podemos ir a la envolvente de momentos de sobrecarga del plano 11 y medir allí el valor de este momento q'

será el que utilizemos para el cálculo de los remaches. Este momento tiene por valor, sin considerar concentración ni impacto;

$M(+0) = 15,000 \text{ kg-m}$. Considerando estos dos factores:

$M(+) = 15,000 \times 1.27 \times 1.12 = 21,300 \text{ kg-m}$.

La teoría para el cálculo del tipo de remachado que he elegido, está basada en la expuesta por el Ing. Quiroga en su curso de Puentes Metálicos, en la que el esfuerzo total que va a soportar cada remache está dado por la fórmula:

$$R = \sqrt{v^2 + r^2}; \text{ en la que:}$$

v : esfuerzo de corte soportado por cada remache, cuyo valor es V/N en donde V es el valor del esfuerzo cortante total y N el número de remaches.

r : esfuerzo horizontal producido sobre cada remache por acción del momento de flexión existente sobre dicha sección, y su valor se obtiene de despejar de la fórmula que da el momento resistente por los remaches:

$$\frac{M \cdot 2rc^2}{a} + \frac{2rb^2}{a} + 2ra = 2r \left(\frac{c^2}{a} + \frac{b^2}{a} + a \right) \dots (4)$$

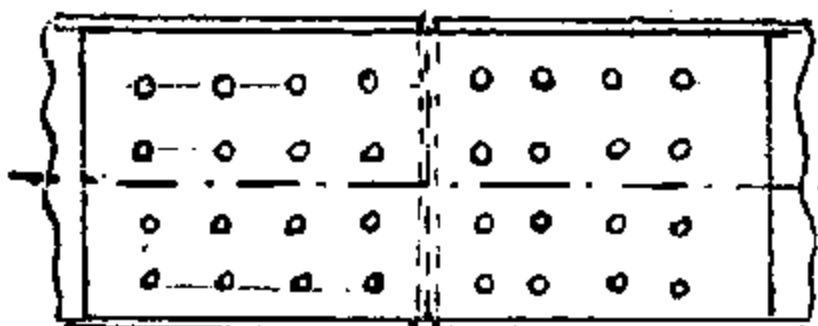
En esta fórmula, M es el momento exterior existente; a , b y c son las distancias a que se encuentran los remaches del eje neutro, siendo a la del remache más alejado.

En mi caso, escojo remaches de $7/8"$ que son los recomendados por el Manual de la Bethlehem Steel Co., y sus características son las siguientes:

Carga de trabajo: $12,000 \text{ lbs/pulg}^2$
 Area de su sección recta: 0.6 pulg^2

Entonces la capacidad resistente por área de corte será: $0.6 \times 12,000 = 7,200 \text{ lbs/pulg}^2$. Como nosotros vamos a tener dos áreas de corte por remache, la capacidad resistente de cada remache será: $2 \times 7,200 = 14,400 \text{ lbs.} = \frac{14,400}{2.2} = 6,564 \text{ Kgs.}$

El cálculo lo haré por tanteos. Para el primer tanteo



utilicé 16 remaches de $7/8"$ dispuestos en 4 filas verticales por 4 horizontales. He elegido un número par de remaches verticales, a

fin de que una fila de remaches horizontales no caiga exactamente en el eje neutro de la viga pues si así sucediese, esta fila de remaches no trabajaría por flexión, sino únicamente por corte.

Las placas de unión, según lo aconsejan los fabricantes

tes y los manuales, deben tener aproximadamente el espesor del nervio de la viga, por lo tanto he escogido 2 placas de $\frac{1}{2}$ " de espesor por empalme.

La distancia entre hilera e hilera horizontal de remaches será: $\frac{\text{altura del nervio}}{\text{N}^\circ \text{ de hileras}} = \frac{22.125 \times 2.54}{4} = 11 \text{ cm.}$ Entonces:

Las hileras 1 y 1' estarán a $\frac{11}{2} = 5.5 \text{ cm.}$ del eje neutro, y

Las hileras 2 y 2' estarán a $\frac{11}{2} = 5.5 \text{ cm.}$ del eje neutro.

Reemplazando en (4):

$$M = 2r \left(\frac{c^2}{a} + \frac{b^2}{a} \right) \quad \text{en donde} \quad \begin{cases} (M = 21,300 \text{ k-m} = 2'130,000 \text{ kg-cm.}) \\ (c; \text{ no existe} = 0) \\ (b = 5.5 \text{ cm.}) \\ (a = 16.5 \text{ cm.}) \end{cases}$$

$$2'130,000 = 2r \left(\frac{5.5^2}{16.5} + 16.5 \right) \quad \text{despejando } r:$$

$$r = \frac{2'130,000}{69.6} = 30,428 \text{ Kgs.}$$

Como vamos a poner 4 filas de remaches:

$$r_{\text{por fila}} = \frac{30,428}{4} = 7,607 \text{ Kgs. por fila.}$$

El valor del esfuerzo de corte unitario será:

$$v = \frac{V}{N} = \frac{23,470}{16} = 1,466 \quad \text{Para } V \text{ he tomado el máx. esf. cort. que existe en la viga para mayor seguridad.}$$

Luego:

$$R = \sqrt{7,607^2 + 1,466^2} = 7,750 \text{ Kgs} > 6,564 \text{ Kgs.}$$

Como vemos el esfuerzo producido es mayor que el q' puede resistir cada remache, luego hago otro tanteo aumentando una fila más de remaches.

Emplearé para este segundo tanteo 20 remaches, dispuestos en 4 hileras horizontales de 5 remaches cada una, entonces el esfuerzo por remache será:

$$r_{\text{por remache}} = \frac{30,428}{5} = 6,086 \text{ por remache}$$

$$v = \frac{23,470}{20} = 1,174 \text{ Kgs. por remache.} \quad \text{Luego:}$$

$$R = \sqrt{6,086^2 + 1,174^2} = 6,198 \text{ Kgs.}$$

$$R = 6,198 < 6,564 \text{ Kgs.}$$

Ahora el número de remaches es el adecuado, entonces por empalme habrá 2 x 20 remaches = 40 remaches.

CÁLCULO Y DISEÑO DE LOS APOYOS SOBRE LOS PILARES:

Apoyo móvil:

Para este apoyo he escogido el del tipo de rodillos, por las siguientes razones: Primero por que esta clase de apoyo no produce excentricidades apreciables en los pilares, y segundo, porque la fricción que comunica al pilar es reducida.

Colocaré un solo rodillo por viga, y estará situado entre dos placas, una de las cuales irá remachada al ala inferior de la viga y la otra irá fija al pilar por medio de pernos que se introducirán en el concreto aun en estado plástico. El rodillo y las placas serán de acero modelado.

Cálculo del diámetro del rodillo:

El esfuerzo de compresión que va a soportar el rodillo se encuentra mediante la fórmula:

$f = 0.42 \sqrt{\frac{pxE}{r}}$ que está dada para cuando el rodillo y las placas son del mismo material. En esta fórmula:

$p = \frac{\text{Reacción transmitida por la viga}}{\text{longitud del rodillo}}$

Reacción transmitida por la viga: 30,200 Kgs. = 30.2 Ton.
longitud del rodillo: le doy 15" ya que el ala de la viga tiene 12"
 $E = 29,000,000 \text{ lbs/pulg}^2 = 2,040 \text{ Ton/cm}^2$
 $r = \text{radio del rodillo.}$
 $f_p = \text{resistencia permisible} = 6,000 \text{ Kgs/cm}^2$
Reemplazando estos valores en la fórmula:

$$6,000 = 0.42 \sqrt{\frac{30.2 \times 2,040}{15 \times 2.54 \times r}} = 0.42 \sqrt{\frac{1,610}{r}} \quad \text{despejando } r:$$

$$r = 0.07^2 \times 1,610 = 7.6 \text{ cm.} \quad \text{Luego:}$$

$$\text{diámetro} = 2 \times 7.6 \times 2.54 = 6 \text{ pulg.}$$

El peso de cada rodillo es de 120 lbs.

Placas de apoyo:

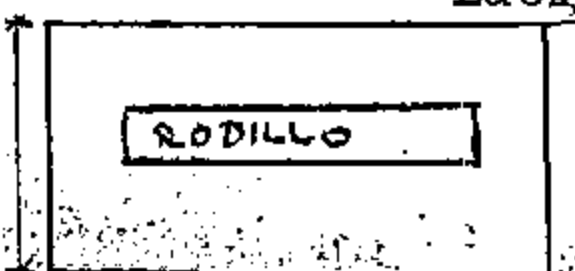
Primero hay que encontrar el área mínima que puede tener la placa que se apoya directamente sobre el pilar, que será el área necesaria para que el concreto no falle por compresión.

$$A = \frac{P}{0.4f_c} \quad \text{en donde } (P = 30,200 \text{ Kgs.})$$

($f_c = \text{carga de trabajo por compresión del concreto} = 0.4f_c = 0.4 \times 210 = 84 \text{ Kgs/cm}^2$.)

$$A = \frac{30,200}{84} = 360 \text{ cm}^2$$

Luego las dimensiones que debe tener serán:



En la dirección paralela al rodillo o sea B (ver fig), tendrá la longitud del rodillo más un bor-

de a cada lado de 5 cm., luego:

$$B = 15 \times 2.5 \times 2 \times 5 = 48.1 \text{ cm.} \approx 50 \text{ cm.}$$

Para el cálculo de C tengo que conocer la dilatación que puede sufrir el puente por efecto de la temperatura, para poder darle al rodillo la carrera necesaria para que ruede libremente.

La variación de longitud por efecto de la temperatura es:

$$\delta = \alpha \times t \times L \quad \text{en donde:}$$

δ = variación longitudinal

α : coeficiente de dilatación lineal de la viga por grado C° de temp. y según el manual de la Bethlehem es de 0.000012 para las vigas de acero.

t = variación de temperatura que se considera de 30°C para puentes metálicos.

L = Longitud del puente entre apoyos = 18 m. = 1800 cm.

$$\delta = 0.000012 \times 30 \times 1800 = 0.648 \text{ cm.}$$

Entonces para que el rodillo pueda moverse sin riesgo, le daré a C un poco más del diámetro del rodillo más un borde de 5 cm a cada lado:

$$C = 16 \div 4 \div 2 \times 5 = 30 \text{ cm.}$$

Por último calculo el espesor de la placa. Según la Bethlehem será de:

$$t^2 = \frac{p \cdot B \cdot n}{12}; \quad \text{cuyos terminos son: } \begin{array}{l} (p; \text{presión unitaria sobre placa.} \\ (B; \text{long. de la placa.} \\ (n; \text{borde de la placa.} \end{array}$$

$$p = \frac{P}{A} = \frac{66.45 \text{ Kips}}{19.66'' \times 11.8''} = 0.3 \text{ Kips/pulg}^2.$$

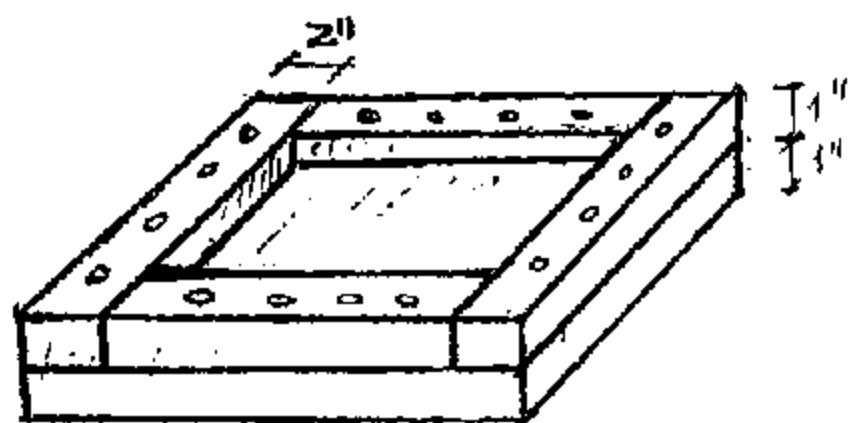
$$B = 19.66''$$

$$n = 5 \text{ cm.} = 2'' \quad \text{Luego:}$$

$$t^2 = \frac{0.3 \times 19.66 \times 2}{12} = \frac{5.9}{6} = 0.98 \approx 1''$$

$$\underline{t = 1''}$$

La placa tendrá en los bordes unas planchas de 1"



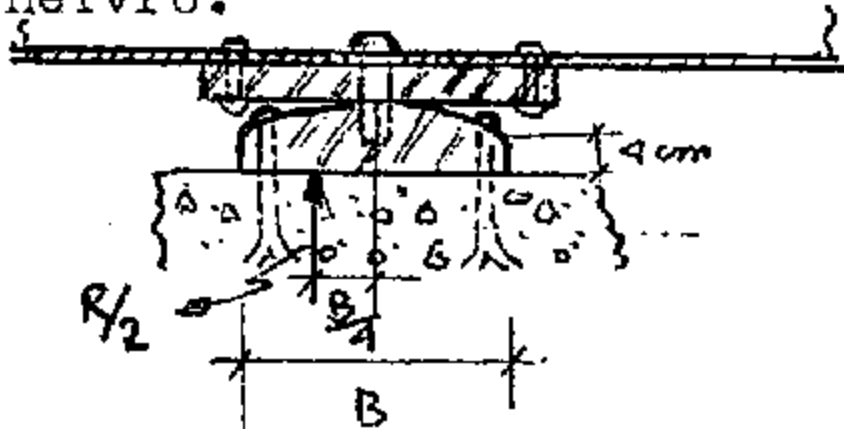
de espesor, tal como indica la figura, e irán remachadas a ella. Su objeto es servir de tope a posibles movimientos laterales del rodillo o a movimientos longitudinales anormales. Sirven como

guías al rodillo.

El peso de cada plancha es de 70 lbs.

APOYO FIJO.

Para este apoyo usaré el tipo oscilante por tangencia, que consiste en una placa metálica cuya cara superior, o sea la que va en contacto con la viga, es de forma convexa, permitiendo por lo tanto pequeños giros angulares alrededor del apoyo. Para fijar el ala al apoyo, se pueden colocar pequeñas espigas o un nervio.



El espesor de la placa, se calculará para que resista el momento producido por la reacción del pilar sobre ella. Este momento es el que se va a producir en

la parte central de la placa y tiene por valor;

$$M = \frac{R}{2} \times \frac{B}{4}$$

en donde R es el valor de la reacción que la viga transmite al pilar, y B es la longitud de la placa.

El valor de R ya lo conocemos y es: 30,200 Kgs.

En cuanto a B, ya hemos visto que, al tratar de la placa del apoyo móvil, el área mínima que puede tener, para no producir fallas por compresión en el concreto del pilar, debe ser de 360 cm², y como en el sentido perpendicular a la viga debe tener 15" como mínimo, a fin de que quede un margen a cada lado del ala de la viga, que tiene 12". Luego el lado B tendrá como mínimo: $B_{min} = \frac{360}{15 \times 2.5} = 9.5$ cm. Pero para mayor seguridad adopto las siguientes dimensiones; A = 40 cm. y B = 20 cm.

El valor de los momentos será;

$$M = \frac{30,200}{2} \times \frac{0.20}{4} = 755 \text{ Kg-m} = 75,500 \text{ Kg-cm.}$$

El espesor de la placa será;

$$f = \frac{M}{S}; \quad \text{siendo } S = \frac{I}{C} \quad \text{y llamando } t \text{ al espesor de la placa:}$$

$$I = \text{Momento de inercia de la placa} = \frac{1}{12} \times A \times t^3$$

$$C = \text{Distancia de la fibra más alejada al eje neutro} = \frac{t}{2}$$

$$S = \frac{1}{12} \times A \times \frac{t^3}{t/2} = \frac{A \times t^2}{6} = \frac{50 \times t^2}{6} = 8.34 t^2$$

Siendo $f = 18,000 \text{ lbs/pulg}^2 = 1260 \text{ Kgs/cm}^2$, reemplazando:

$$1,260 = \frac{75,500}{8.34 t^2}; \quad \text{despejando } t^2;$$

$$t^2 = \frac{75,500}{8.34 \times 1260}$$

$t = 2.6 \text{ cm.}$

Para mayor seguridad, le doy $\frac{1}{4}$ cm. en los bordes y 6 cm en el centro.

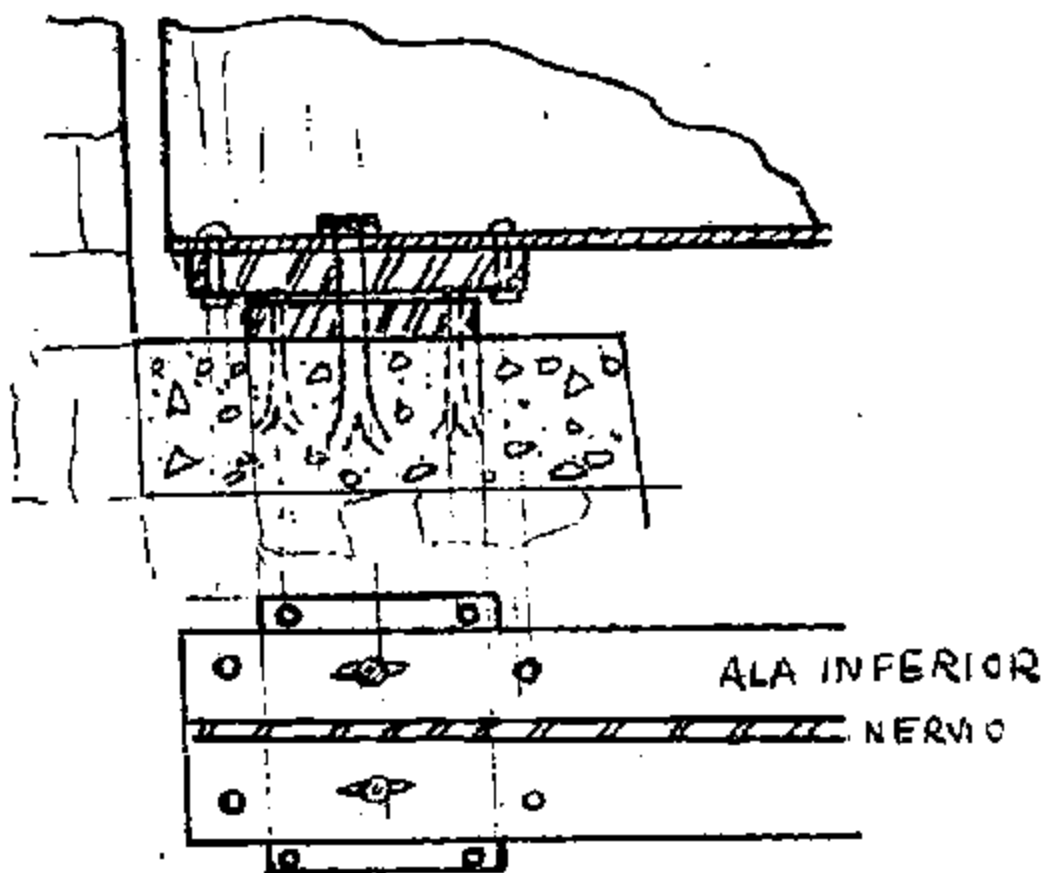
Las espigas de unión serán de $\frac{7}{8}$ " de diámetro e irán a ambos lados de la viga, atravesando el ala inferior.

ACCESORIOS:

Tanto en los apoyos fijos como en los móviles, el ala inferior de las vigas irá reforzada con placas metálicas de acero, las que tendrán por objeto proteger a la viga del desgaste así como servir de refuerzo para ayudar a absorber a las alas el esfuerzo de flexión a que están sometidas. Sus dimensiones serán: $12" \times 12" \times 1"$.

Las placas se fijarán del siguiente modo:

a) Placas sobre los estribos: Las placas que van directamente sobre los estribos se colocarán sobre una capa de concreto previamente vaciado sobre la albañilería de los estribos, y estarán ancladas en él por medio de 2 pernos de $\frac{5}{8}$ ", los cuales penetrarán en la masa del concreto. El ala inferior de las vigas estará provista de un "ojo chino" a cada lado, por la que podrá deslizarse un perno de $\frac{7}{8}$ ", que a su vez atravesará la placa de apoyo. Este per-



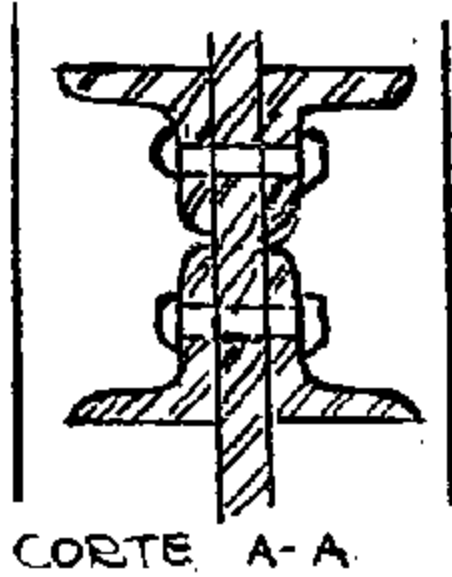
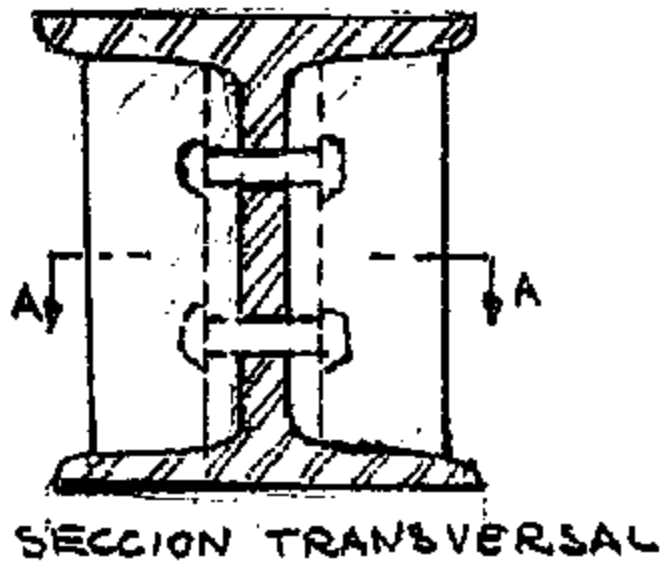
no tiene por objeto únicamente, el de servir de anclaje horizontal a la parte de la viga que queda en voladizo, a fin de evitar movimientos oscilatorios horizontales de ella. (Ver fig.)

b) En los otros apoyos, las placas sobre los pilares se fijarán

del mismo modo, y además se proveerá a las alas inferiores, de placas de $\frac{1}{2}$ " de espesor a las que irán unidas por medio de remaches.

c) Refuerzo de las alas en las zonas de apoyo: A fin de ayudar a las alas de las vigas, a tomar los esfuerzos de flexión a que están sometidos en las zonas de los apoyos, se les reforzará en dicho lugar con dos angulares metálicos a cada lado, de $3" \times 4"$ y

de $5/16^{\text{a}}$ de espesor, que evitarán que los extremos de las alas



se flexionen hacia adentro. Estos elementos se fijarán al nervio de la viga por medio de remaches. Cada remache, por lo tanto agarrará dos angulares y el nervio de la viga. La longitud de cada angular será de 22.125"; como tenemos 8 angulares por viga, la longitud total de angulares será; $8 \times 22.125 = 708"$ ó sean: $708/12 = 59$ pies.

PILARES

CALCULO DE LOS PILARES DEL PUENTE.

Como tipo de pilar, escogí dos columnas en T, es decir que cada pilar estará formado por una columna y una viga con dos voladizos cruzada sobre la parte superior de la columna tal como se aprecia en el plano N° 9.

FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL PILAR.

1.- Según el eje menor del puente: (Dirección de la corriente)

- a) Fuerza del viento
- b) Sismo.

No actúa la fuerza de la corriente porque el pilar está fuera del cauce del río.

a) Fuerza del viento:

Según el reglamento de la AASHO, para el cálculo de esta fuerza, se considerará al puente cargado y descargado, tomando para el diseño la forma que dé mayores esfuerzos.

Puente con sobrecarga:

Se considerará una fuerza horizontal de 150 Kgs. por m^2 sobre la superficie proyectada total de una de las vigas incluyendo tablero y barandas, más una fuerza de 75 Kgs. por m^2 sobre la superficie proyectada de cada una de las restantes vigas principales, considerándose además una fuerza de 300 Kgs

por m. lineal aplicada a 1.80 m. sobre la rasante.

Puente sin sobrecarga:

Se considerará una fuerza de 240 Kgs/m² sobre la superficie proyectada de una de las vigas principales, incluyendo tablero y baranda, más una fuerza de 120 Kgs/m² sobre la superficie proyectada de las demás vigas principales.

Aplicando el Reglamento a nuestro caso:

Area de la viga exterior = $24" \times 0.025 \times 32 = 19.2 \text{ m}^2$

Area de las vigas interiores que van a recibir la fuerza del viento: $19.2 \text{ m}^2 \times 3 = 57.6 \text{ m}^2$

Area proyectada de la sección lateral de la losa más la vereda:
 $= (0.20 / 0.25) 32 = 25.6 \text{ m}^2$

Area de la baranda: (Aproximada) = $4" \times 0.025 \times 0.06 \times 10 = 0.66 \text{ m}^2$

Area total exterior: $= 19.2 + 25.6 + 0.66 = 45.46 \text{ m}^2$. Luego:

FUERZA DEL VIENTO CON EL PUENTE CARGADO:

$F_v \text{ s.c.} = 150 \times 45.46 + 75 \times 57.6 + 300 \times 32 = 19,059 \text{ Kgs.}$

FUERZA DEL VIENTO CON EL PUENTE DESCARGADO:

$F_v = 240 \times 45.46 + 120 \times 57.6 = 15,134 \text{ Kgs.}$

Para el cálculo, tomamos la mayor de las dos o sea:

$F_v \text{ s.c.} = \underline{19,059 \text{ Kgs.}}$

b) Sismo:

Según el Reglamento se tomará el 8% del peso de la elevación del pilar y de la estructura, como fuerza horizontal aplicada en sus respectivos centros de gravedad

Sismo sobre el pilar:

Después de un tanteo preliminar, en el que asumí una altura del pilar de 9.50 m., obtuve un peso para él de 8,712 Kgs. lo que da un valor para el sismo de:

$S_p = 0.08 \times 8,712 = 697 \text{ Kgs.}$

Sismo sobre la superestructura:

Para encontrar esta fuerza, tengo que averiguar, la parte del peso del puente que se transmite a cada pilar, y luego tomar el 8% de esta fuerza. Para ello tengo que hallar la carga que transmite cada viga al pilar.

Viga exterior;

El peso que trasmite esta viga debido a su peso propio y a la carga muerta que lleva, será el que obtengamos de sumar el esfuerzo cortante (+) y (-) que se producen en el apoyo del pilar y que lo obtenemos del plano N° 11.

$$R_{p.m.} = V(+)/V(-) = 8,848/11,376 = 20,224 \text{ Kgs.}$$

Viga interior:

Se hallará en igual forma que la anterior:

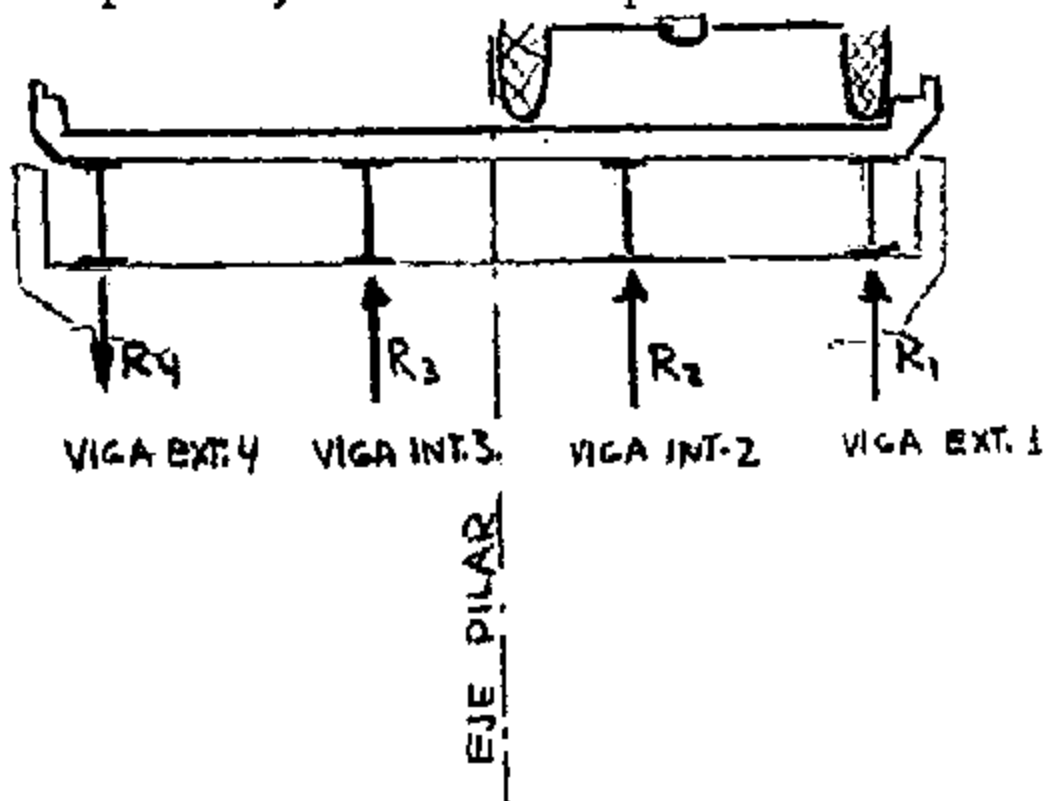
$$R_{p.m.} = V(+)/V(-) = 4,886/6,282 = 11,168 \text{ Kgs.}$$

Luego el peso de la superestructura, será igual a la suma de los pesos de las dos vigas interiores más las dos vigas exteriores:

$$\text{Peso de la superestructura: } 2(20,224/11,168) = 62,784 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Sismo sobre superestructura: } 0.08 \times 62,784 = \underline{5,022 \text{ Kgs.}}$$

En este sentido también actúa otra fuerza, o mejor dicha, existe otro esfuerzo que va a producir volteo, y es el momento ^{sobre} originado por la excentricidad de la carga sobre la sección transversal del puente. (Ver fig). La máxima excentricidad se producirá cuando una de las ruedas esté sobre una de las vigas exteriores. En este caso, el sentido de las reacciones sobre cada viga es el indicado en la figura. Entonces, con respecto al centro del pilar, se van a producir momentos.



El valor de estas reacciones, los obtengo de las líneas de influencia de las reacciones o esf. cort. de los apoyos de la losa, que ya los he hallado. Ver plano 10. El tren de cargas en todos los casos lo

pongo en la posición indicada en la figura, que es la que va a producir mayores momentos de volteo debido a su mayor excentricidad. Además, el tren de cargas correspondiente lo hago pasar también longitudinalmente en la L. de I. de la reacción del pilar, a fin de obtener la máxima reacción sobre el apoyo.

$$R_{\text{viga ext. 1}} = (0.56/0.92)1,361 \times 0.94 / (1.08/0.5)5,444 \times 2 = 9,980 \text{ Kgs.}$$

$$R_{\text{viga int.2}} = 1.48 \times 1,361 \times 0.365 / 1.58 \times 5,444 \times 0.365 = 3,875 \text{ Kgs.}$$

$$R_{\text{viga int.3}} = 1.48 \times 1,361 \times 0.72 / 1.58 \times 5,444 \times 0.72 = 7,644 \text{ Kgs.}$$

Rviga ext.4 : Este valor no lo tomaremos en cuenta, ya que en este caso la dirección del peso de la losa, digámoslo así, va a ser hacia arriba y como no hay una unión o arrostriamiento perfecto entre la viga y la losa, esta reacción no va a actuar para producir volteo, pues esta fuerza hacia arriba no se va a transmitir al pilar.

2.- Fuerzas según el eje mayor del puente. (Dirección del tránsito)

a) Fuerza del viento;

En este sentido se tomará el 25% de la fuerza que actúa perpendicularmente al puente;

$$F_v = 19,059 \times 0.25 = 4,765 \text{ Kgs.}$$

b) Frenado;

Para esta fuerza se tomará el 5% del peso de los vehículos que quepan en el puente; en mi caso caben tres vehículos H15, o sea:

$$\text{Peso} = (5,444 / 1,361) \times 3 = 40,830 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Frenado} = 0.05 \times 40,830 = \underline{2,041 \text{ Kgs.}}$$

c) Fricción;

Para el caso de que el apoyo esté formado por rodillos, esta fuerza está dada por la fórmula:

$$F = \frac{\text{N}^\circ \text{ de placas} \times P \times a}{r}$$

N° de placas: 2

P: peso transmitido por las vigas 84,015 Kgs.

a: coeficiente de fricción entre acero y acero 0.018

r: radio del rodillo, que para un tanteo preliminar lo había supuesto de una pulgada, lo que va a dar un resultado de la fuerza mayor del que en realidad existe, pues el rodillo adoptado tiene un mayor diámetro mayor,; estamos por lo tanto en el lado seguro.

$$F = \frac{2 \times 84,015 \times 0.018}{1" \times 2.54} = 1,190 \text{ Kgs.}$$

DIMENSIONAMIENTO DEL PILAR.

A fin de poder realizar los cálculos necesarios del pilar fue necesario realizar un dimensionamiento preliminar de él, mediante el cual pude obtener la altura de la columna así como las dimensiones de la zapata necesarias para evitar el volteo del pilar.

Quiero hacer notar, que en mi caso, la zapata va a tener como objeto principal, el evitar la falla del pilar por volteo, pues éste debido a su esbeltez, tiene un peso propio reducido; luego las dimensiones de la zapata van a responder ante todo a la necesidad esencial de la estabilidad.

Mediante este tanteo, y sacando del perfil transversal del río la altura de la columna de 9.50 m., obtuve una zapata de 2.00 x 6.00 m. y de 0.50 m de profundidad. Como esta zapata rectangular me pareció demasiado alargada en un sentido y deseando balancear mejor sus dimensiones, aumenté uno de sus lados a 3.80 m. y el otro disminuyó a 4.00 m. Pero para poder hacer esta variación fue necesario profundizar más el pilar hasta llegar a una altura de 10.50 m., a fin de que la zapata no entrara en el cauce del río, y hube de aumentar su espesor a 1.00 m. Luego las dimensiones finales obtenidas fueron:

Altura del pilar: 10.50 m.

Lado de la zapata paralelo al río: 4.00 m.

Lado de la zapata perpendicular al río: 3.80 m.

Espesor de la zapata: 1.00 m.

CALCULO DE LA COLUMNA DEL PILAR.

Previamente escojo el tipo de columna que voy a utilizar. Será una columna de sección rectangular, con estribos. Me decidí por esta clase de sección debido, primero a que el encofrado va a ser más económico que si escogiera una sección circular. Segundo, a mi juicio, me parece que una sección rectangular está más de acuerdo con la estructura del puente que una sección circular, pues en todo el puente predominan las superficies planas y alargadas, que serán también las que posea la sección rectangular, siendo necesario pues, para mantener la unidad arquitectónica requerida, esta clase de columna.

La columna va a estar sometida a esfuerzos de compresión y flexión combinados, producidos por las cargas tanto verticales como horizontales que van a actuar sobre ella. El cálculo lo haré según el método expuesto por D. Peabody en su libro

Reinforced Concrete Structures y luego por el método de Wessman.

El cálculo lo efectuaré primero en el sentido del eje menor del puente. A continuación daré un cuadro con los momentos y fuerzas que van a actuar sobre la columna. Las distancias pueden verse en el plano N° 9.

FUERZA	KGS.	DISTANCIA	MOMENTOS
Horizontales;		Verticales;	
Viento superestructura	4,730	11.00 m.	52,030 kg-m.
" en sobrecarga	4,800	13.10 "	62,880 "
" pilar	578	4.8 "	2,774 "
Sismo superestructura	5,022	11.00 "	55,242 "
" pilar	697	4.8 "	3,345 "
Verticales;		Horizontales	
Peso de sobrecarga que transmite la viga exterior 1	9,980	1.80 m.	19,964 kg-m.
Peso de la sobrecarga que transmite la viga int. 2	3,875	0.60 "	2,325 "
Peso de sobrecarga que transmite la viga interior 3	7,614	-0.60 "	-4,586 "

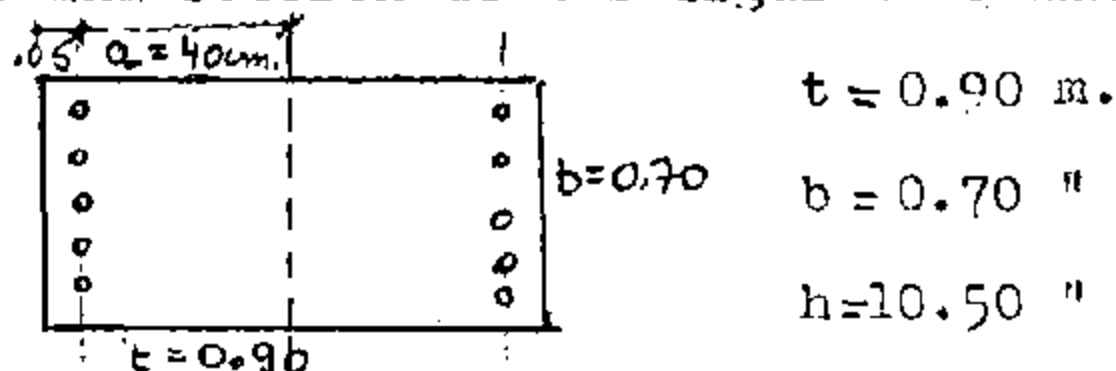
Los momentos producidos por la carga muerta transmitida por las vigas no los tomamos en cuenta, pues estando simétricamente dispuestas con respecto al eje de la columna, se van a anular, solo consideraré su peso vertical para la fuerza de compresión.

Como podemos observar en el cuadro anterior, todos los momentos van a ser a favor del volteo, con excepción del producido por la viga interior 3 que se va a oponer a esa flexión, por lo tanto el momento total de flexión será de:

$$M_{\text{tot. flexión}} = 52,030 + 62,880 + 2,774 + 55,242 + 3,345 + 19,964 + 2,325 - 4,586 =$$

$$M_{\text{tot. flexión}} = \underline{193,974 \text{ kgs.}}$$

La carga N vertical que va a actuar sobre la base de la columna será la suma de todos los pesos existentes. Suponiendo una sección de las siguientes dimensiones;



$$\text{Peso del pilar} = 0.90 \times 0.70 \times 10.50 \times 2,400 = 15,876 \text{ kgs.}$$

$$\text{Peso de los cantilever} = 3,256 \text{ kgs.}$$

$$\text{Peso total del pilar} = 15,876 + 3,256 = 19,132 \text{ kgs.}$$

Luego el valor de N será:

Peso muerto transmitido por las vigas: $(20,224/11,168)2 = 62,784$ kgs.

Peso total del pilar 19,132 "

Peso de sobrecarga transmitido por viga 1 9,980 "

Peso de sobrecarga transmitido por viga 2 3,875 "

Peso de sobrecarga transmitido por viga 3 7,611 "

\sum Pesos = N 103,415 "

Entonces la excentricidad e será:

$$e = \frac{M_{tot.}}{N} = \frac{193,974}{103,415} = 1,86 \text{ m.} > t = 0,90 \text{ m.}$$

Es el caso II de columnas sometidas a flexión compuesta.

Hallo la esbeltez de la columna $= \frac{h}{b} = \frac{10,5}{0,7} > 10$, luego es columna larga. Como es primer tanteo, por facilidad de cálculo no hallo la carga admisible para columna corta. Luego sigo trabajando con $N = 103,415$;

Le doy un recubrimiento $d' = 0,045$ m.

La relación $\frac{d'}{t} = \frac{0,045}{90} = 0,05$; entro a este abaco y para:

$$\frac{t}{e} = \frac{90}{1,80} = 0,48 \text{ y suponiendo una cuantía máxima de 4\% obtengo:}$$

$$C_2 = 3,7 \text{ Luego:}$$

$$f_c = \frac{MC_2}{bt^2} = \frac{193,974 \times 100 \times 3,7}{70 \times 90^2} = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{0,225 \times f_c / f_s \times p_g}{17(n-1)p_g} = \frac{0,225 \times 210 / 11,00 \times 0,04}{17(10-1)0,04} = 76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C = \frac{f_a}{f_b} = \frac{76}{0,45 \times 210} = 0,8$$

$$R^2 = \frac{t^2 / 12(n-1) \cdot p_g \cdot a^2}{12 [17(n-1)p_g]} = \frac{90^2 / 12(10-1)0,04 \times 10^2}{12 [17(10-1)0,04]} = 11,49$$

$$D = \frac{t^2}{2R^2} = \frac{90^2}{2 \times 11,49} = 2,8 \quad \text{Luego}$$

$$f_p = f_a \left[\frac{t/D \cdot e}{t/C \cdot D \cdot e} \right] = 76 \left[\frac{90/2,8 \times 186}{90/0,8 \times 2,8 \times 186} \right] = 91 \text{ Kgs/cm}^2$$

Como $f_c > f_p$ las dimensiones tomadas son muy pequeñas, luego tenemos que aumentar la sección.

A fin de no alargar los cálculos, daré una relación detallada de los calculos finales, solamente, mientras que de los tanteos sólo mencionaré los resultados parciales.

Así para el segundo tanteo, las dimensiones adoptadas fueron: $t=1.00$ m. y $b=0.80$ m., y los resultados obtenidos fueron: para una cuantía $p_g=0.04$:

$$f_c = 97.3 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$f_p = 97.4 \text{ Kgs} > 97.3 \text{ Kgs/cm}^2$$

Como vemos, estas dimensiones estaban bien, pero al hallar el área de fierro, ví que ésta resultaba excesiva:

$$A_c = 100 \times 80 = 8,000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.04 \times 8,000 = 320 \text{ cm}^2 \text{ — } 64 \text{ } \phi \text{ de } 1''$$

o sea que en cada cara habrían 32 fierros, que dado a la separación mínima requerida entre fierros por el Reglamento, de 2.5 veces el diámetro, no cabrían en la cara de 80 cm. Como la calidad del concreto no la puedo mejorar ya que en nuestro medio no se utilizan concretos de un f_c mayor, tuve que variar las dimensiones, pues si hubiese disminuido la cuantía el f_p hubiera resultado menor que el f_c .

Para este nuevo tanteo utilicé el método de Wessman, pues este método, aplicable para el caso II de flexión compuesta para cargas en el plano de simetría de la columna, caso nuestro, hace intervenir en el cálculo, no sólo el área de acero resistente que existe en las caras perpendiculares al plano de flexión, sino también el de las caras paralelas a él, por lo que el área de fierro resistente es mayor. En mi caso, este último factor adquiere gran importancia, puesto que la columna está sometida a momentos de flexión en los dos sentidos: paralelos al eje mayor y perpendiculares a él, por lo que la columna lleva gran cantidad de acero en las cuatro caras, y dado que estos momentos no van a actuar simultáneamente, es necesario hacer trabajar todo el fierro existente en un sentido primero y luego en el otro.

Para el primer tanteo por este método, las dimensiones adoptadas fueron:

$$b = 1.10 \text{ m.}$$

$$t = 1.20 \text{ m.} \quad \text{Recubrimiento} = 0.05 \text{ m.}$$

En cuanto a la cuantía, ví cual es el acero máximo que se puede colocar en esa sección para esas dimensiones. Así dis-

tribuyendo 16 \emptyset de 1" en cada una de las caras que soportan la máxima flexión o sean las de 1.10 m., y 18 \emptyset de 1" en las otras dos caras de 1.20 m., logramos una separación de 6.6 cm. y 6.4 cm respectivamente, dentro a centro de cada fierro, mayor que la estipulada por el ACI que es de 2.5 veces el diámetro y que es: Separación mínima entre fierros redondos; $2.5 \times 1" \times 2.54 = 6.3$ cm.

Encuentro luego la esbeltez de la columna:

$$\frac{h}{b} = \frac{10.5}{1.10} < 10 \quad \text{es columna corta}$$

$$\text{Peso de la col.} = 1.10 \times 1.20 \times 10.5 \times 2,400 = 33,264 \text{ Kgs.}$$

Luego la carga total N vertical, será igual al peso de la col. más el peso de los cantilévers, más las cargas vivas y muertas transmitidas por las vigas, que ya las conocemos:

$$N = 62,784 + 3,256 + 33,264 + 21,499 = 120,800 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Excentricidad } e = \frac{M}{N} = \frac{193,970}{120,800} = 1.65 \text{ m.}$$

Los resultados que obtuve de este primer tanteo fueron:

$$a = -157.5 ; \quad Q_p = -1'245,922 ; \quad Q_n = 186,808 ; \quad \text{Luego:}$$

$$f_c = 33.6 \text{ Kgs/cm}^2 < 0.4 f'_c = 0.4 \times 210 = 84 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$f_s = 393 \text{ Kgs/cm}^2 < 1,400 \text{ Kgs/cm}^2.$$

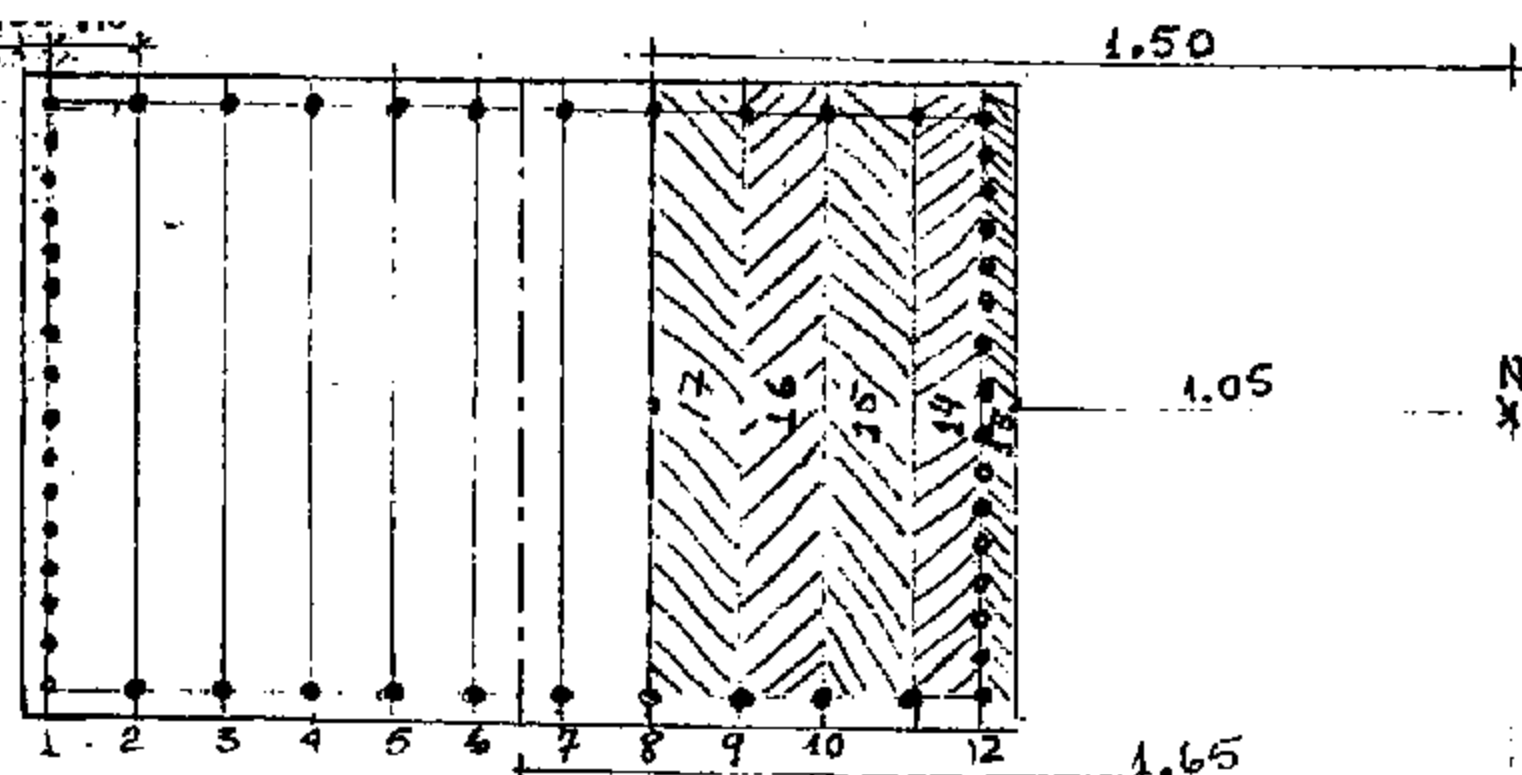
En vista de que las cargas de trabajo, tanto del acero como del concreto, han resultado muy por debajo de las admisibles, disminuiré el acero en las caras paralelas al eje mayor de la columna o sea en las de 1.20 m. Las nuevas áreas de acero serán;

$$\text{N}^\circ \text{ de fierros en la cara } b \text{ de 1.10 m.} = 16 \emptyset \text{ de 1" } @ 6.6 \text{ cm.}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de fierros en la cara } t \text{ de 1.20 m.} = 18 \emptyset \text{ de 1" } @ 10 \text{ cm.}$$

$$\text{Recubrimiento en ambos sentidos} = 0.05 \text{ m.}$$

Luego ya puedo confeccionar el cuadro de valores correspondientes al presente método.



SEGMENTO	AREA (n.As)	At	xp	Qp	Ip
Fierro;					
1	10x16x5.06	810	220	178,200	39'204,000
2	10x 2x5.06	101.2	210	21,252	4'462,920
3	" " "	101.2	200	20,240	4'048,000
4	" " "	101.2	190	19,228	3'653,320
5	" " "	101.2	180	18,216	3'278,880
6	" " "	101.2	170	17,204	2'924,680
7b	" " "	101.2	160	16,192	2'590,720
8	" " "	101.2	150	15,180	2'277,000
9	" " "	101.2	140	14,168	1'983,520
10	" " "	101.2	130	13,156	1'710,280
11	" " "	101.2	120	12,144	1'457,280
12	10x16x5.06	810	110	89,100	9'801,000
Concreto;					
13	5x110	550	107.5	59,125	6'355,940
14	10x110	1,100	115	126,500	14'547,500
15	" "	1,100	125	137,500	17'187,500
16	" "	1,100	135	148,500	20'047,500
17	" "	1,100	145	159,500	23'127,500
Σ		7,582		1'065,405	158'657,540

$$a = \frac{I_p}{Q_p} = \frac{158'657,540}{1'065,405} = 149.3 \text{ cm.} \approx 150 \text{ cm.}$$

Como vemos el a calculado nos sale muy parecido al a adoptado, luego allí detenemos el sumatorio. Calculo luego los demás elementos:

$$Q_n = Q_p / \sum A_t \cdot a = 1,065,405 / 7,582 \times 150 = 71,895.$$

$$f_1 = \frac{N}{Q_n} = \frac{120,800}{71,895} = 1.6$$

$$f_c = f_1(C_c) = 1.6(150-105) = 72 \text{ Kgs/cm}^2 < 0.4f'_c = 84 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$f_s = n \cdot f_t = n \cdot f_1 \cdot C_s = 10 \times 1.6 \times 70 = 1,120 \text{ Kgs/cm}^2 < 1,400 \text{ kgs/cm}^2$$

Entonces podemos ver que las cargas de trabajo, tanto del concreto como del fierro, nos han salido menores que sus cargas admisibles, en una cantidad aceptable. Por lo tanto aquí damos por finalizado el cálculo de la columna, tomando estos resultados como definitivos, o sea:

$$b = 1.10 \text{ m. y } 16 \text{ } \phi \text{ de } 1''$$

$$t = 1.20 \text{ m. y } 10 \text{ } \phi \text{ de } 1''$$

Después realizamos la comprobación de la columna en el otro sentido, es decir en el sentido del EJE MAYOR del puente. Para ello, encuentro los momentos que van a producir la flexión, del mismo modo que anteriormente:

FUERZA	KGS	DISTANCIA	MOMENTOS
Viento	2,382	4.8 m.	11,434 Kg-m
Frenado	2,040	12.57 m.	25,500 "
Fricción	1,190	10.50 "	12,495 "
Sismo superest.	5,022	11.00 "	55,242 "
Sismo pilar	697	4.8 "	3,345 "
Momento total			108,016 Kg-m.

Ni ya lo obtuvimos anteriormente: 120,800 Kgs.

$$\text{Excentricidad } e = \frac{M}{N} = \frac{108,016}{120,800} = 0.89 < b = 1.10 \text{ m.}$$

Estamos en el Caso I de columnas sometidas a flexión compuesta, lo resuelvo entonces por el método de la carga axial equivalente de Peabody.

$$\text{Carga axial equivalente } = P = N(1/C.D.e/t)$$

$$N = 120,800 \text{ Kgs. (Col. corba)}$$

$$p_g = 0.01 \text{ (Cuantía mínima). Luego para col. con estribos:}$$

$$C = \frac{0.8(0.225 \times f'_c / f_s \times p_g)}{0.45 \times f'_c} = \frac{0.8(0.225 \times 210 / 1,400 \times 0.01)}{0.45 \times 210} = 0.51$$

$$R^2 = \frac{b^2 / 12(n-1)p_g \cdot a^2}{12 / (n-1)p_g}$$

$$R^2 = \frac{110^2 / (12(10-1)0.01 \times 50^2)}{12 / (10-1)0.01} = 1,131$$

$$D = \frac{110^2}{2 \times 1,131} = 5.3 \quad \text{Reemplazando:}$$

$$P = 120,800(1 / 0.51 \times 5.3 \times 0.89) = 382,000 \text{ Kg.}$$

Una vez obtenida la carga axial equivalente, calculo la carga axial que puede soportar esta columna con estribos con la cuantía mínima:

$$P_{\text{admisible}} = 0.8 A_g (0.225 \times f'_c / f_s \cdot p_g)$$

$$P_{\text{ad.}} = 0.8 \times 120 \times 110 (0.225 \times 210 / 1,400 \times 0.01) = 646,800 \text{ Kgs} > 382,000$$

Vemos pues que la carga admisible es bastante mayor que la carga axial equivalente existente.

Estribos:

Según el Reglamento los estribos deben ir espaciados

a una distancia no mayor de:

$$16 \phi = 16 \times 1" \times 2.54 = 40 \text{ cm.}$$

$$48 \phi = 48 \times 3/8" \times 2.54 = 45.7 \text{ cm.}$$

$$\text{la menor dimensión de la sección } = 110 \text{ cm.}$$

CALCULO DE LA VIGA CON DOS CANTILEVER DEL PILAR

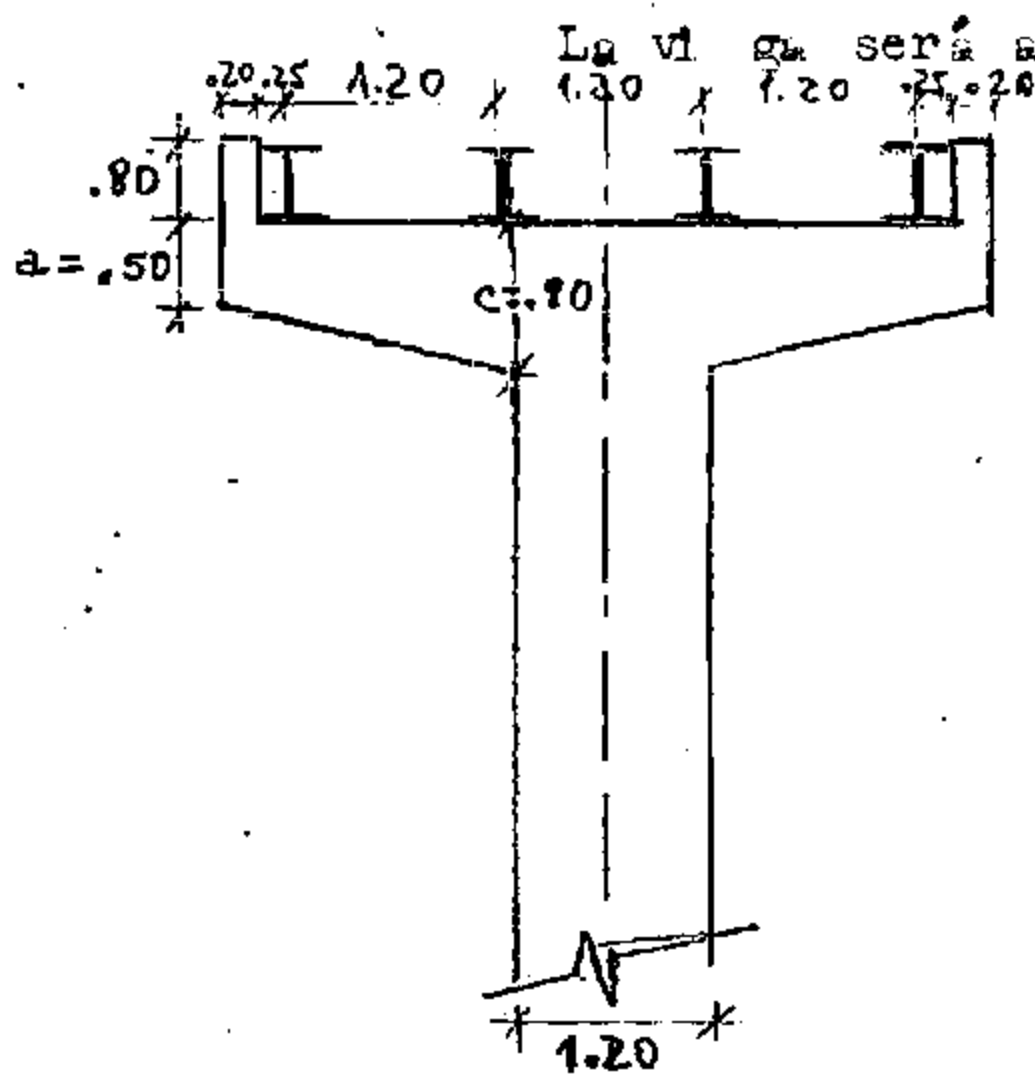
Primero determinaré las dimensiones del cantiléver.
Entre centro y centro de vigas habrá : 1.20 m., luego entre vigas extremas habrá : $3 \times 1.20 = 3.60$ m.

De las vigas externas a la cara interna de los parapetos habrá una distancia igual a media placa de apoyo o sea $0.50/2 = 0.25$ m.

El espesor del parapeto será de 0.20 m. Por consiguiente;

Longitud total de la viga: $3.60/2(0.25/0.20) = 4.50$ m.

Altura de los parapetos: 0.80 m.



El cálculo lo haré para cada viga cantiléver suponiéndola empotrada en la cara c. Para esto asumo las siguientes dimensiones:

$$a = 0.50 \text{ m.}$$

$$b = 0.60 \text{ m.}$$

$$c = 0.80 \text{ m.}$$

Sabiendo entonces que la longitud de la viga que queda en voladizo, o sea la longitud de cálculo es : $0.20/0.25/1.20 = 1.65$ m.

El peso de la viga trapezoidal será: $\frac{(0.80/0.50)}{2} \times 1.65 \times 0.60 \times 2,400 = 1500$ Kg

Peso del parapeto = $0.80 \times 0.20 \times 0.60 \times 2,400 = 180$ Kgs.

Los momentos de empotramiento de peso propio serán:

$$M_{\text{viga}} = 1,500 \times 0.80 = 1,200 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{\text{parap.}} = 180 \times 1.55 = 280 \text{ Kg-m.}$$

Ahora calcularé el momento producido por el peso muerto del puente transmitido por las vigas. Solamente las vigas exteriores producen momentos, pues las interiores se encuentran justamente sobre las caras b de empotramiento siendo nula su acción para momentos. Por consiguiente:

Momento de peso muerto:

$$M_{\text{p.m.}} = \text{Peso muerto} \times 1.20 = 20,224 \times 1.20 = 27,270 \text{ Kg-m.}$$

Momentos de sobrecarga:

Para este momento, utilizaré como fuerza, el máximo peso que va a transmitir la viga para la posición más desfavorable de la carga, y ya hemos visto que su valor es: 9,980 Kgs.

$$M_{sc} = 9,980 \times 1.20 = 11,980 \text{ Kg-m.}$$

MOMENTO TOTAL DE EMPOTRAMIENTO:

$$M = 1,200/280/27,270/9,980 = \underline{40,730 \text{ Kg-m.}}$$

ALTURA UTIL:

El cálculo lo haré para la cara c de empotramiento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{40,730 \times 100}{13.78 \times 60}} = 71 \text{ cm.}$$

Luego tomo: $d = 75 \text{ cm.}$ y $h = 75/5 = 80 \text{ cm.}$ O.K.

AREA DE FIERRO:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{4,073,000}{1,400 \times 0.875 \times 75} = 45 \text{ cm}^2 \rightarrow 9 \text{ } \phi \text{ de } 1"$$

Como la separación mínima de fierros deberá ser de $2.5 \times 1" \times 2.54 = 6.3 \text{ cm.}$, vemos que dándole el recubrimiento mínimo de 5 cm. , el ancho que debe tener la viga es: $2 \times 5/6.3 \times 8 = 60.4 \text{ cm.}$ Entonces de una vez podemos aumentar el ancho b a 65 cm. estando por lo tanto del lado de la seguridad.

COMOPROBACION AL ESFUERZO CORTANTE:

La comprobación al corte la haré para las dos secciones más afectadas: la sección b de empotramiento, y la sección m que que da inmediatamente debajo de la viga exterior. (Ver fig.).

Para hallar el peso del cantiliver, para mayor seguridad, considero que la viga es de sección constante de altura uniforme de 0.80 m. El esfuerzo cort. de la sección b será:

$$V_b = \text{Peso cant.} + \text{Peso muerto vigas} + \text{Peso sobrecarga.}$$

Peso cantiliver: $1,680 \text{ Kgs.}$

Peso muerto de las vigas: Para mayor seguridad, hago intervenir en el cálculo del esfuerzo cortante, el peso transmitido por todas las vigas, tanto las exteriores como las interiores, luego:

$$\text{Peso muerto vigas: Viga ext.} + \text{Viga int.} = 20,224 + 11,168 = 31,392 \text{ Kgs.}$$

Peso de la sobrecarga transmitido por las vigas:

$$\text{Peso sobrecarga: viga ext.} + \text{viga int.} = 9,980 + 3,875 = 13,855 \text{ Kgs.}$$

Esfuerzo cortante en la cara b:

$$V_b = 1,680 + 31,392 + 13,855 = 46,927 \text{ Kgs.}$$

El esf. de corte admisible por el concreto es:

$V_c = v_c \cdot b \cdot j \cdot d$; en donde $v_c = 0.03f'_c = 0.03 \times 210 = 6.3 \text{ Kg/cm}^2$ Luego:

$$V_c = 6.3 \times 65 \times 0.875 \times 75 = 26,871 \text{ Kgs.}$$

Como vemos que el V existente es mayor que el V_c , tendré que colocar estribos para tomar el esfuerzo de corte remanente.

$$V_s = V_D - V_c = 46,927 - 26,871 = 20,056 \text{ Kgs.}$$

Usando estribos de dos ramas de ϕ' de $1/2''$, la separación s entre estribos será:

$$s = \frac{2 \times \phi' \times f_s \times j \times d}{V_s} = \frac{2 \times 1.27 \times 1,400 \times 0.875 \times 75}{20,056} = 11 \text{ cm.}$$

El primer estribo según el Reglamento trá a $s/2 = 5.5 \text{ cm}$. La comprobación para las otras secciones, sólo la haré al corte, pues por momentos no es necesaria, dada la altura útil disponible.

Verificamos la carga de trabajo a la compresión del concreto.

$$f_c = \frac{2M}{j \cdot k \cdot d \cdot d^2} = \frac{2 \times 1,07300}{0.875 \times 0.375 \times 65 \times 75} = 68 \text{ kgs/cm}^2$$

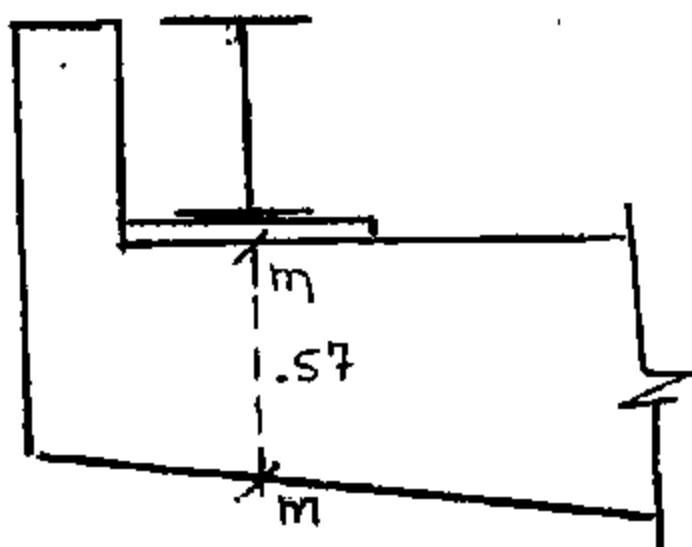
siendo la carga admisible;

$$f_{c_{ad}} = 0.45 \times 210 = 94.5 \text{ kgs/cm} > 68 \text{ kg/cm}^2$$

Luego no necesita acero en compresión, pero para poder anclar los estribos le coloco el acero mínimo;

$$A_s (+) = 0.0025b \cdot d = 0.0025 \times 75 \times 65 = 12.2 \text{ cm}^2 \text{ pero utilizo } 4 \phi 1.1$$

Comprobamos la altura útil d necesaria en el extremo del voladizo. Para ello tomamos la sección que va a ser la más afectada como es la m-m, que queda inmediatamente debajo de la viga exterior. Entonces calculamos el corte que se va a producir en



dicha sección.

$V =$ peso parapeto/peso de la parte del cantilever que queda a la izquierda de la sección/peso que transmite la viga exterior;

$$\text{Peso del parapeto} = 146 \text{ kgs.}$$

$$\text{Peso del cantil.} = \frac{(0.50 + 0.57) \times 0.45 \times 0.65 \times 2400}{2} = 370$$

$$\text{Peso muerto viga} = 20224$$

$$\text{Peso de s.c. de la viga} = 9.980$$

$$\text{Luego } V_{m-m} = 146/370/20224/9980 = 30,720 \text{ kgs.}$$

$$V_c = v_c \cdot b \cdot j \cdot d = 6.3 \times 65 \times 0.875 \times d = 358 \text{ d.}$$

Si la separación de estribos es 11 cm;

$$V_s = \frac{as.fs.j.d}{S} = \frac{2 \times 1.27 \times 11.00 \times 0.875 \times d}{11} = 283 \text{ d.}$$

$V_{total} = V_c / V_s$; o sea siendo $V_t = 30,720 \text{ kgs}$:

$$30,720 = 358d / 283d = 641d.$$

$$d = \frac{30,720}{641} = 4.8 \text{ cm.}; \text{ o sea } h = 4.8 / 5 = 53 \text{ cm}; < 57 \text{ cm.}$$

Entonces esta bien el diseño.

CHEQUEO DEL PILAR AL VOLTEO;

Ahora ya estoy en condiciones de efectuar el chequeo al volteo del Pilar. Después de varios tanteos he logrado reducir las dimensiones de la zapata a una de 3.80 m x 4 m; según el eje mayor y menor respectivamente.

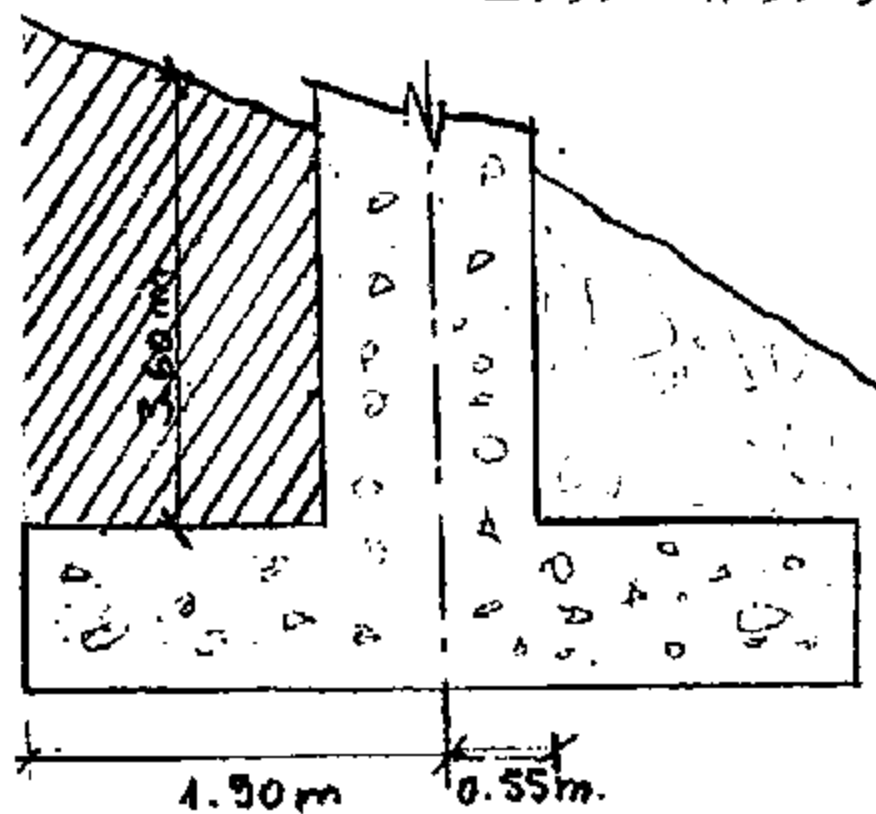
He necesitado para ello aumentar el espesor de la zapata a 1 m. Además he considerado el peso del enrocado que va a ir sobre la zapata, ya que al profundizar el pilar tengo que volver a rellenar la excavación realizada para tal fin, entonces existe ese peso de la roca que va a favorecer la estabilidad del pilar.

Hallo entonces el peso total del pilar:

Peso de la columna = $1.20 \times 1.10 \times 10.5 \times 2,400 = 33,264 \text{ kg.}$

Peso de los dos cantilevers = $3,256 \text{ kgs.}$

Peso total Pilar = $33,264 + 3,256 = 36,520 \text{ kgs.}$



Para el peso del enrocado, solo tomo en cuenta el que queda sobre la parte de la zapata que está más alejada del cauce del río, o sea la que se ve achurada en la figura, despreciando el peso de la que está al lado opuesto; luego estoy dando una seguridad más al pilar. La densidad o peso específico de la roca después de haber sido removida es de $2,600 \text{ kg/m}^3$. Para ver el volumen de enrocado, mido en el perfil a escala la altura media de relleno y asumo el volumen

como un prisma de sección trapezoidal.

Vol. de roca = $(1.90 - 0.55) \times 3.60 \times 4.00 \times 2,600 = 52,000 \text{ kgs.}$

Peso de la zapata = $3.80 \times 4.00 \times 1.00 \times 2,400 = 36,480 \text{ kgs.}$

Primero efectuaré el chequeo en el sentido del EJE MENOR.

Hallaré los momentos de volteo.

FUERZA	kgs.	DISTANCIA	MOM. VOLTEO.
Viento superestruct.	4,730	12.0 m.	56,760 kg.-m

FUERZA	KGS.	DISTANCIA	MOM. DE VOLTEO.
Viento sobregarga	4,800	14.1 m.	67,680 kg-m
Viento pilar	578	5.8 "	3,352 "
Sismo superestruct.	5,022	12.0 "	60,264 "
Sismo pilar	697	5.8 "	4,042 "
Momento total de volteo			<u>192,098 "</u>

Ahora analizamos los momentos de estabilidad;

FUERZA	KGS.	DISTANCIA	MOM. DE ESTABILIDAD.
Peso viga ext.1	20,224	3.80 m.	76,851 kg-m.
Peso viga int.2	11,168	2.60 "	29,037 "
Peso viga int.3	11,168	1.40 "	15,635 "
Peso viga ext.4	20,224	0.20 "	4,045 "
Peso total pilar	36,520	2.00 "	73,040 "
Peso zapata	36,480	2.00 "	72,960 "
s.c.de viga ext.1	9,980	0.20 "	1,996 "
s.c.de viga int.2	3,875	1.40 "	5,425 "
s.c.de viga int.3	7,644	2.60 "	19,875 "
Peso enrocado	52,000	2.00 "	104,000 "
Momento de estabilidad			<u>402,864 "</u>

$$\text{Coeficiente de volteo} = \frac{\sum M_{est.}}{\sum M_{volt}} = \frac{402,864}{192,098} = 2.1 > 2$$

Después efectúo la comprobación en el sentido del EJE MAYOR.

El cuadro de momentos de volteo es:

FUERZA	KGS.	DISTANCIA	MOM. DE VOLTEO
Viento	2,382	5,80 m.	13,815 kg-m.
Frenado	2,040	13.57 "	27,683 "
Fricción	1,190	11.50 "	13,685 "
Sismo superestruct.	5,022	12.00 "	60,264 "
Sismo pilar	697	5.80 "	4,042 "
Momento de volteo			<u>119,489 "</u>

Los momentos de estabilidad serán:

FUERZA	KGS.	DISTANCIA	MOM. DE ESTABILIDAD.
Peso superestruct.	62,784	1.90 m.	119,290 kg-m.
Peso pilar	36,520	1.90 "	69,390 "
Peso zapata	36,480	1.90 "	69,312 "
Peso enrocado	52,000	0.70 "	36,400 "
Momento de estabilidad			<u>294,392 "</u>

$$\text{Coeficiente de volteo: } \frac{\sum \text{Mest}}{\sum \text{Movlt}} = \frac{294,392}{119,489} = 2.4 > 2$$

Como vemos los coeficientes de volteo son mayores de 2.

Efectúo ahora la comprobación al volteo del pilar pero sin sobrecarga. Primero lo haré en el sentido del eje MENOR.

El viento en la superestructura, que como ya hemos visto al tratar de esta fuerza, su valor cuando no existe sobrecarga es de 15,134 kg., pero como hay dos pilares, sobre cada uno actuará $15,134/2 = 7,567$ kg. No habrá fuerzas de sobrecarga en ninguna viga, por consiguiente el cuadro de momentos de volteo será:

FUERZA	KGS.	DISTANCIA.	MOM. DE VOLTEO.
Viento superestruct.	7,567	12.00 m.	90.800 kg-m
Viento pilar	578	5.80 "	3,350 "
Sismo superestruct.	5,022	12.00	60,260 "
Sismo pilar	697	5.80 "	4,040 "
Momento de volteo			<u>158,450 "</u>

El momento de estabilidad va a ser igual al momento de estabilidad anterior menos los momentos de sobrecarga, luego:

$$\text{Mom. estabilidad} = 402,864 - 1,996 - 5,425 - 19,875 = 375,568 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Coeficiente de volteo} = \frac{375,568}{158,450} = 2.3 > 2$$

En el sentido del EJE MAYOR:

Las fuerzas que va a variar son:

$$\text{Viento} = 25\% \text{ de } 7,567 = 1,890 \text{ kg.}$$

Frenado no existe

Fricción: el peso que tomo para la fricción será el peso muerto

Fricción $\frac{2 \times 62,784 \times 0.018}{2.54} = 890$ kgs.

El cuadro de momentos de volteo será:

FUERZA	KGS.	DISTANCIA	MOM. DE VOLTEO.
Viento	1,890	5,80 m.	10,960 kg-m
Fricción	890	11,50 "	10,230 "
Sismo superestruct.	5,022	12.00 "	60,260 "
Sismo pilar	697	5.80 "	4,040 "
Momento de volteo			<u>85,490 "</u>

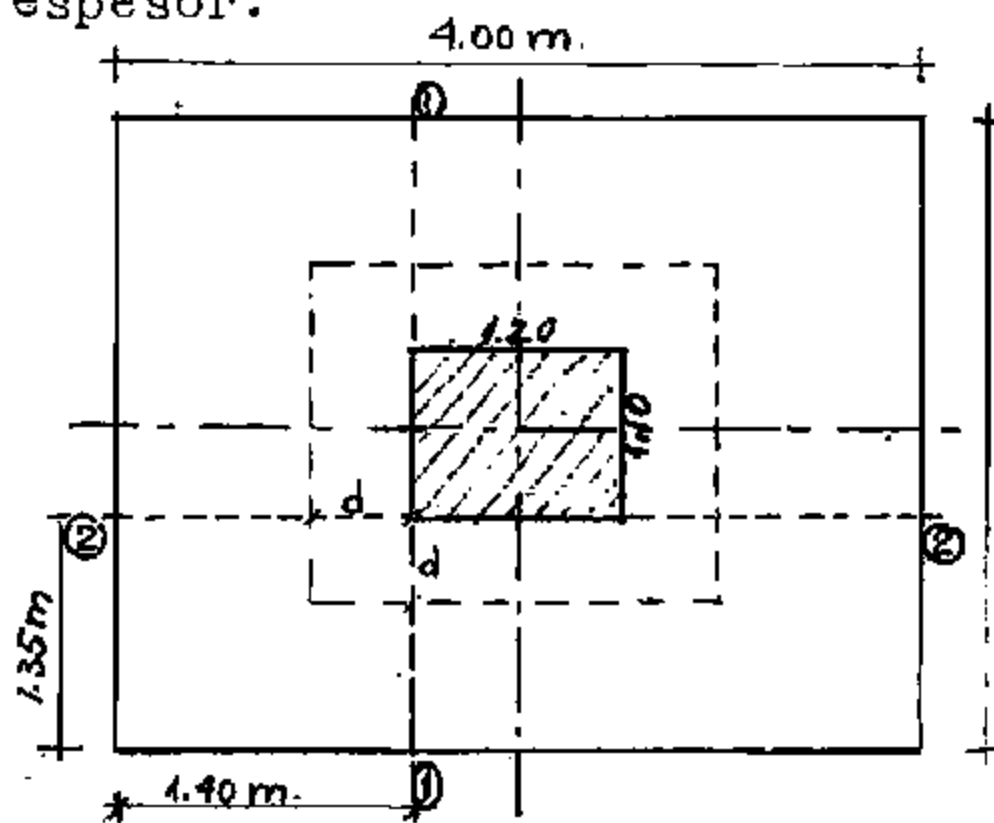
El momento de estabilidad sin considerar sobrecarga es: 294,390 kg-m

Coefficiente de volteo $= \frac{294,390}{85,490} = 3.4 > 2$

No es necesario comprobar el pilar al deslizamiento, pues la roca en la que está enclavado no ofrece esas posibilidades.

CALCULO DE LA ZAPATA.

La zapata va a ser como hemos visto, rectangular y centrada, siendo sus dimensiones de 3.80 m. por 4.00 m. y 1.00 m. de espesor.



El peso N que va a gravitar sobre la zapata será la suma del peso muerto de la superestructura, más el peso de la sobrecarga, más el peso del pilar.

Peso muerto = 62,784 kg.

Peso pilar = 36,520 kg.

Peso de la sobrecarga: para este peso, encuentro la máxima reacción que se va a producir en el pilar para la posición más desfavorable del tren en la línea de influencia del apoyo. El valor del tren será:

Para el eje delantero: $2 \times 1,361 = 2,722$ kg.

Para la carga trasera: $2 \times 5,444 = 10,888$ kg.

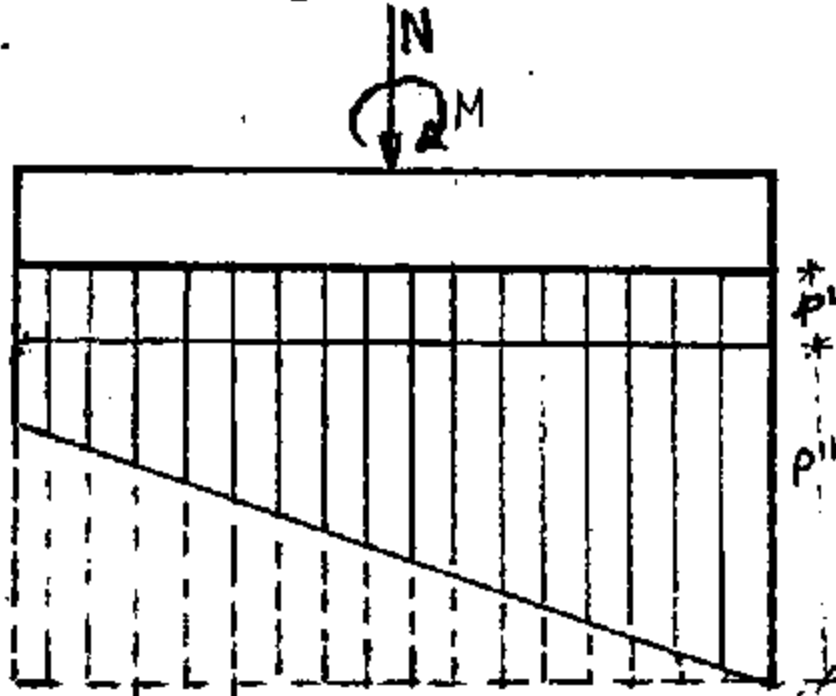
Este valor que ya lo hemos hallado anteriormente para la fuerza de fricción es:

Peso sobrecarga = $1.48 \times 2,722 / 1.58 \times 10,888 = 21,231$ kg.

El valor de N será:

$$N = 62,784 / 36,520 / 21,231 = \underline{120,555 \text{ kg.}}$$

Además de la fuerza N que actúa centrada, y que produce presiones p' uniformemente distribuidas en toda la superficie inferior de la zapata, existe un momento M en la base de la columna que se transmite a la zapata, produciendo presiones adicionales, cuyo diagrama



se ve en la figura. Pero como este momento, va a actuar en cualquier sentido, ya que es producido por fuerzas que varían de sentido y dirección, tales como viento, sismo, frenado etc., esta presión máxima p'' se producirá en cualquier cara de

la zapata, luego para actuar con seguridad consideraré que el diagrama total de presiones va a ser rectangular, con un valor total uniforme de $p' + p''$.

Valor de p' o reacción neta del terreno producida por N:

$$p' = \frac{N}{\text{área}} = \frac{120,550}{400 \times 380} = 0.80 \text{ kg/cm}^2$$

Valor de p'' producido por M:

Sabemos que la presión máxima producida por un momento sobre una superficie está dado por la fórmula:

$$f = \frac{M \cdot c}{I} \quad \text{en donde} \quad \begin{aligned} f &= p'' = \text{presión máxima} \\ c &= \text{distancia de la fibra más alejada al eje neutro} \\ I &= \text{momento de inercia de la sección} \\ M &= \text{máximo momento de flexión.} \end{aligned}$$

$$M = 193,974 \text{ kgs.}$$

$$c = \frac{b}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m.}$$

$$I = \frac{1}{12} \times a \cdot b^3 = \frac{1}{12} \times 3.80 \times 4^3$$

$$f = \frac{M \times \frac{1}{2} \times b}{\frac{1}{12} \times a \cdot b^3} = \frac{6M}{ab^2} \quad \text{reemplazando;}$$

$$f = p'' = \frac{6 \times 193,974 \times 100}{380 \times 400^2} = 1.9 \text{ kg/cm}^2$$

la reacción total será:

$$p = p' + p'' = 0.8 + 1.9 = 2.7 \text{ kg/cm}^2.$$

Ahora calcularé los momentos producidos en la zapata, por esta reacción del terreno. Las secciones de cálculo de momentos serán la 1-1 y la 2-2 indicadas en la figura de la página 195, puesto que será armada en dos sentidos.

$$M_{1-1} = \frac{p \times 380 \times 140^2}{2} = \frac{2.7 \times 380 \times 140^2}{2} = 10,054,800 \text{ kg-cm.}$$

$$M_{2-2} = \frac{2.7 \times 400 \times 135^2}{2} = 9,841,500 \text{ kg-cm.}$$

Verificamos la altura útil que tenemos para el mayor de los dos momentos, o sea para M_{1-1} . Dándole 10 cm. de recubrimiento tendremos:

$$d = 1.00 - 0.10 = 0.90 \text{ m.}$$

Verificando:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{10,054,800}{13,78 \times 380}} = 44 \text{ cm.} < 90 \text{ cm.}$$

Comprobamos luego por corte para la sección correspondiente, que va a ser la que se encuentra a una distancia d de las caras de la columna;

$$v_c = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} \text{ em donde } v_c = 0.03 f'_c = 0.03 \times 210 = 6.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.875$$

$$b = 2 \left[(120/2d) + (110/2d) \right] = 2(230/2d) = 460/2d$$

$$V = 2.7 \left[400 \times 380 - (120/2d) (110/2d) \right] = 2.7(138,800 - 4d^2 - 460d) \text{ reemplazando:}$$

$$6.3 = \frac{2.7(138,800 - 4d^2 - 460d)}{0.875(460/2d)d}$$

Realizando operaciones y despejando d :

$$d = \frac{-1,380 \pm \sqrt{1,380^2 + 4 \times 20 \times 138,800}}{2 \times 20} = 56 \text{ cm.}$$

Luego esta bien.

Después comprobamos si el terreno soporta las presiones a que está sometido.

$$w = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot c}{I}$$

P = N/peso de la zapata; los demás ya los conocemos

$$w = \frac{120,550 + 36,500}{400 \times 380} + 1.9 = 2.93 \text{ kg/cm}^2$$

la capacidad resistente de la roca es de $4.8 \text{ kg/cm}^2 > 2.93 \text{ kg/cm}^2$.

AREAS DE FIERRO:

$$As_{1-1} = \frac{M_{1-1}}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{10'054,800 \times 0.85}{1,400 \times 0.875 \times 90} = 78.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \text{ } \phi \text{ de } 1''$$

$$As_{2-2} = \frac{M_{2-2}}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{9'841,500 \times 0.85}{1,400 \times 0.875 \times 90} = 76.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \text{ } \phi \text{ de } 1''$$

Para la adherencia el perímetro necesario es:

$$\Sigma o = \frac{0.85 \times V}{\mu \cdot j \cdot d} \quad \text{tomando } \mu = 0.05 \text{ f}'c \text{ (barras corrugadas)}$$

$$V = 2.7(400 \times 135) = 145,800 \text{ kg.}$$

$$\Sigma o = \frac{0.85 \times 145,800}{10.5 \times 0.875 \times 90} = \frac{123,930}{828} = 150 \text{ cm.} \rightarrow 19 \text{ } \phi \text{ de } 1''$$

Luego utilizamos 19 ϕ de 1"

TRANSMISION DE LA CARGA DE LA COLUMNA A LA ZAPATA:

Se efectúa por medio de la armadura longitudinal de la columna, que debe penetrar en la zapata la longitud necesaria para que no falle por adherencia. Esta profundidad de anclaje debe ser:

$$l = \frac{f_s \cdot a}{\mu} \quad \text{en donde } a = \text{diámetro de las barras} = 1'' = 2.54 \text{ cm.}$$

$$\mu = \text{coef. de adherencia} = 0.05 \text{ f}'c = 10.5$$

$$l = \frac{1,400 \times 2.54}{4 \times 10.5} = 85 \text{ cm.} < d = 90 \text{ cm.}$$

luego no necesitamos dowels.

ESTRIBOS:

Cálculo de la carga que transmitirán las vigas a los estribos, al apoyarse sobre ellos;

Para poder dimensionar los estribos, es necesario conocer el valor de la fuerza vertical que las vigas transmiten a ellos, al apoyarse en sus placas respectivas. Esta fuerza es producida únicamente por la sobrecarga móvil, puesto que el peso propio de la superestructura es absorbido íntegramente por los pilares.

Para conocer el valor de esta fuerza, hice la línea de influencia de la reacción del estribo. La construcción de la línea fué realizada a base de los focos por el método gráfico.

En esta L. de I. veo que solamente para cargas en los tramos exteriores las vigas transmiten su carga a los estribos. El

valor de esta reacción fue encontrado para la posición más desfavorable del H15 sobre el puente y es:

$$R = 2 \left[(1/0.02) 5,444 + (0.32/0.01) 1,361 \right] = 12,000 \text{ Kgs.}$$

Los estribos que voy a emplear serán en U, debido a que estos son los que mejor se acomodan al tipo de perfil semejante al de mi proyecto, pues cuando la pendiente del terreno es muy fuerte, es conveniente ganar altura rápidamente mediante las alas del estribo perpendiculares al cuerpo de él.

Como material utilizaré la albañilería de roca labrada, unida con un mortero de cemento. Las razones por las que me decidí por este material de construcción fueron:

Primeramente, el material rocoso existe en abundancia en la región donde se efectúa la construcción, pues el suelo está constituido por roca dura. Segundo, carece de necesidad de encofrado, lo que es una gran ventaja. Por último, su facilidad y rapidez de construcción, si el personal tiene alguna experiencia en este trabajo, hacen más recomendable esta clase de estribos.

El material que formará el estribo dentro del estribo será también de la misma roca canteada, rellenando los vacíos con material más fino y usando un mortero de cemento atenuado, cuyas características ya las vimos anteriormente, a fin de que cohesione el material de relleno y éste no ofrezca empujes al estribo.

DIMENSIONES DE LOS ESTRIBOS:

La longitud de cada estribo es igual a la diferencia entre la luz en la rasante menos la longitud del puente construido:

$$\text{Long. estribo} = \frac{36-32}{2} = 2 \text{ m.}$$

Con este dato, del perfil obtuve la altura de los estribos, a partir de la rasante será:

$$\text{Altura} = h = 3.40 \text{ m.}$$

Las demás dimensiones serán las siguientes:

El espesor en la parte superior del estribo será el de la dimensión de la roca labrada, o sea = 40 cm.

El ancho de la cajuela será el recomendado por el Ing. Quiroga en su curso de Puentes de Albañilería: 50 cm.

La altura de la cajuela será la necesaria para alojar la viga con la losa y las placas de apoyo:

$$\text{Alt. cajuela} = h' = 0.18 / (2" / 24.125") 2.54 = 0.84 \text{ cm.}$$

Si el talud de la cara exterior lo asumo 1:20, el alcho en la base del estribo será: $0.40 / 0.50 / 0.12 = 102 \approx 1.10 \text{ m.}$

Para la cimentación, le doy a la zapata 0.50 m. de altura, siendo su longitud 1.60 m. Ver el plano correspondiente.

Con estas dimensiones, procederé a la comprobación del estribo:

FUERZAS QUE INTERVINEN:

Las únicas fuerzas que intervienen son: El peso propio del estribo, la reacción transmitida por las vigas, y el frenado que se puede producir cuando todo el puente esté cargado y las vigas se encuentren apoyadas en los estribos. Como se vé considero el caso más desfavorable en el diseño del estribo.

No existfrán otras fuerzas, pues ya hemos visto que no habrá empuje del relleno, porque éste, además de estar formado por roca, cuyo ángulo de reposo θ es 90° , está ligado por un mortero de cemento que hace del relleno un elemento monolítico que no transmite presiones. Por consiguiente tampoco existirán presiones de sobrecarga sobre el relleno.

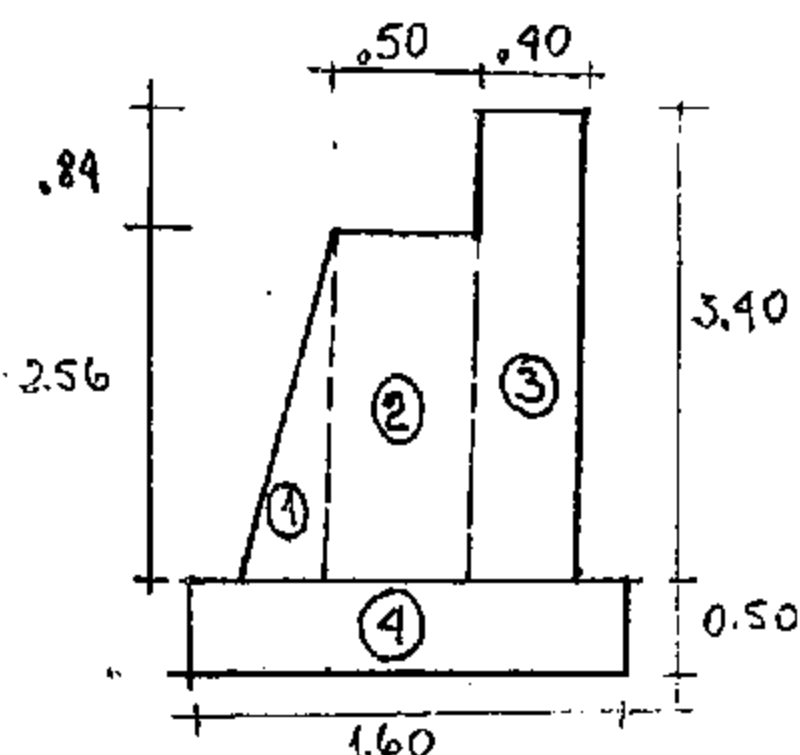
Entonces la comprobación del estribo, solamente se efectuará para cuando está cargado, puesto que cuando está descargado no existen fuerzas que originen momentos de volteo.

Sabiendo que el peso de la albañilería por metro cúbico es de 2,400 Kgs., tomando momentos con respecto a la arista A de volteo, obtengo el mom. de estabilidad por peso propio por m. l.

Sección	Peso	Dist.	Momento
1-.....0.5x0.2x2.56x2,400	614 Kg	0.44 m.	270 Kg-m.
2-.....0.5x2.56x1x2,400	3,072 "	0.75 "	2,304 "
3-.....0.4x3.4x1x2,400	3,264 "	1.20 "	3,916 "
4-.....0.5x1.6x1x2,400	1,920 "	0.80 "	1,536 "
Momento de estabilidad	8,870 "		8,026 "

En la figura de la página siguiente se pueden ver las secciones indicadas.

La distancia d_1 a la que actúa esta fuerza vertical,



de la arista A será:

$$d_1 = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{8,026}{8,870} = 0.90 \text{ m.}$$

Momento producido por la sobrecarga:

Va encontramos el valor de la fuerza vertical transmitida por las vigas al apoyarse sobre los estribos, y es de 12,000

Kgs. Teniendo el estribo 4.70 m. de ancho, el peso por metro lineal de estribo será:

$$P_2 = \frac{12,000}{4.70} = 2,553 \text{ Kgs.}$$

Como esta fuerza actuará en el centro de la placa de apoyo, la distancia del eje de aplicación al vértice A es $d_2 = 0.88$ m. y el momento será:

$$M = 2,553 \times 0.88 = 2,246 \text{ Kg-m.}$$

Momentos de volteo:

Este momento es originado por la fuerza de frenado, actuando a 1.20 m. sobre la rasante, y por el sismo obrando en su centro de gravedad:

Frenado: El valor de esta fuerza ya lo conocemos, es igual a 2,040 Kgs.; luego por metro lineal de estribo valdrá:

$$F = \frac{2,040}{4.7} = 434 \text{ Kgs.}$$

La distancia a que actúa el frenado sobre la arista A es: $1.20 / 3.40 / 0.50 = 5.10$ m.

El valor del momento será:

$$M = 434 \times 5.10 = 2,214 \text{ Kg-m.}$$

Sismo: Su valor es el 8% del peso del estribo, o sea:

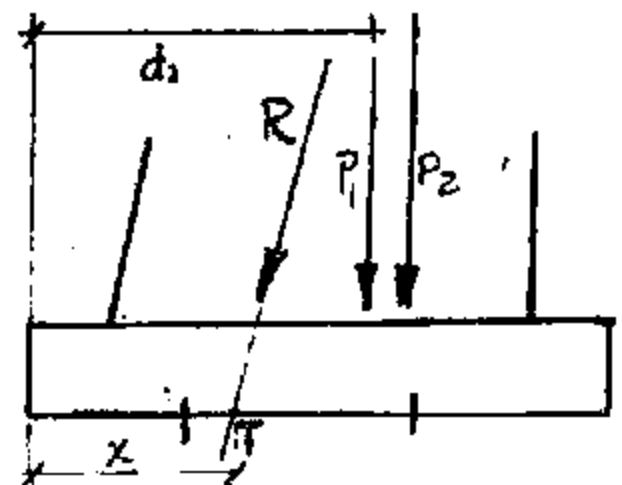
$$S = 0.08 \times 8,870 = 710 \text{ Kgs.}$$

Estará aplicado a 1.53 m. sobre la base.

COMPROBACION:

Para ver el punto T en el cual la resultante de estas fuerzas corta a la base, y comprobar si está dentro del tercio central, tomo momentos con respecto a este punto T. Llamando x a su distancia al vértice A, y sabiendo que:

Mom. volteo = Mom. estabilidad tendremos:



$$\Sigma \text{Mom. est.} = P_1(d_1 - x) + P_2(d_2 - x)$$

$$\Sigma \text{Mom. volt.} = Fx \cdot 5.10 / Sx \cdot 1.53$$

Reemplazando e igualando:

$$8,870(0.90 - x) + 2,553(0.88 - x) = 434x \cdot 5.1 / 710x \cdot 1.53$$

Realizando operaciones y despejando x :

$$x = \frac{6,972}{11,123} = 0.62 \text{ m.}$$

Como vemos cae dentro del tercio central, porque el límite del núcleo está a $1.60/3 = 0.53$ del vértice, mientras que la fuerza actúa a 0.62 m. por lo que su coeficiente de seguridad al volteo será:

$$C_v = \frac{\Sigma \text{Mom. est.}}{\Sigma \text{Mom. volt.}} = \frac{2,246 / 8,026}{3,300} = 3.1$$

Comprobación al deslizamiento:

El coeficiente de seguridad al deslizamiento está dado por la siguiente relación:

$$C_d = \frac{F \text{ vert.} \cdot \text{coef. rozamiento}}{F \text{ horizont.}}$$

El coef de rozamiento entre albañilería y roca es 0.70, luego:

$$C_d = \frac{(8,870 + 2,553) \cdot 0.70}{434 + 710} = 7.1$$

Como vemos, resiste sobradamente al deslizamiento.

PRESIONES SOBRE EL TERRENO:

Sabiendo que la roca resiste 4.8 Kgs/cm², la presión que soporta el terreno es:

$$P_{\text{máx.}} = \frac{P(1/6e/b)}{A} \quad \text{en donde}$$

$P_{\text{máx.}}$ = Máxima presión que soporta el terreno.

P : Suma de fuerzas verticales: 11,423 Kgs.

A : Área de la base: $160 \times 100 = 16,000 \text{ cm}^2$.

e : distancia del centro de la base al punto donde la resultante corta a ella: $= 80 - 72 = 8 \text{ cm.}$

b : Ancho de la base: 160 cm.

$$P_{\text{máx.}} = \frac{11,423(1/6 \times 8)}{16,000 \cdot 160} = 0.94 \text{ Kgs/cm}^2 < 4.8 \text{ Kgs/cm}^2$$

ALAS DEL ESTRIBO:

El estribo, hemos visto que será en U, por lo tanto, las alas serán perpendiculares a él, y no sufrirán ningún empuje, salvo el sismo, que dadas las pequeñas dimensiones de las alas, será muy reducido.

Las alas tendrán una longitud de 2 m., y serán esca-

lonadas, como puede verse en el plano respectivo. Su espesor en la parte superior será el de los bloques de piedra labrada, o sea de 40 cm., y el talud de su cara exterior será de 1:20. Las demás características pueden apreciarse en el plano.

PLACAS DE APOYO:

Para el diseño de las placas de apoyo, es preciso conocer el peso máximo que cada viga v descargará en ellas. Esto lo obtengo, multiplicando la concentración de cargas de cada viga por el valor de la reacción tomada de la L. de I. anteriormente vista al tratar del cálculo de las cargas que las vigas transmiten a los estribos.

El diseño de las placas lo haré sólo para las vigas interiores, pues por su mayor concentración de cargas, el peso que transmiten es más grande, por lo que las placas de las vigas exteriores resistirán sobradamente. El valor de la carga de diseño será:

$$P = [(1/0.02)5,444 / (0.32/0.01)1,361] 1.12 = 6,720 \text{ Kgs.} = 14,784 \text{ lbs.}$$

Sabiendo que la resistencia de la albañilería a la compresión es de 600 lbs/pulg², según el Manual de Merriman, para roca granítica, y siendo el ancho del ala de la viga 12", le daré a la placa 14" en ese sentido, el área mínima de ella será:

$$A = \frac{14,784}{600} = 25 \text{ pulg}^2$$

Dándole 14"x6", la placa cumple con las condiciones. Ya hemos visto anteriormente, sus demás características.

DEFLEXIONES DE LOS TRAMOS 1° Y 3° DE LAS VIGAS.

Como ya sabemos, el puente va a tener un doble funcionamiento: como cantiléver y como continuo. A fin de que esto se cumpla, es menester que los extremos de las vigas, tengan un cierto movimiento vertical sobre sus apoyos en los estribos. Así, cuando el puente está descargado, las vigas tienen una posición determinada, en la que sus extremos libres no se apoyan sobre sus placas respectivas de los estribos, pero apenas ingresa una carga móvil sobre alguno de los tramos exteriores, las vigas se deflexionan y se apoyan, evitándose así la aparición de elevados momentos

negativos sobre los pilares intermedios.

Por consiguiente, es necesario calcular la deflexión permanente que existirá en el extremo de cada viga debido al peso propio y a la carga muerta, y luego encontrar la máxima deflexión que pueden soportar las vigas por causa de la sobrecarga, sin que ocurran en ellas fatigas mayores que las que pueden soportar.

Conocidas las deflexiones permanentes de las vigas, podemos determinar la luz que debe existir entre los extremos de las vigas y sus placas de apoyo, debiendo tener esta luz, la dimensión necesaria para que la deflexión de las vigas por sobrecarga, permita que ellas se apoyen en sus placas antes que se presenten fatigas perjudiciales.

DEFLEXION POR PESO PROPIO Y CARGA MUERTA.

La forma en que he calculado esta deflexión es la siguiente; basad en el método de la superposición de esfuerzos: Trabajando sólo con el apoyo B, ya que A y B son simétricos:



- 1) Considerar que el tramo central de luz l_1 está aislado y sometido a la acción de una carga uniformemente repartida de w Kg/m.l.

El ángulo de giro θ_1 producido en el apoyo B será: (Considerando positivo el giro en el sentido de las agujas del reloj):

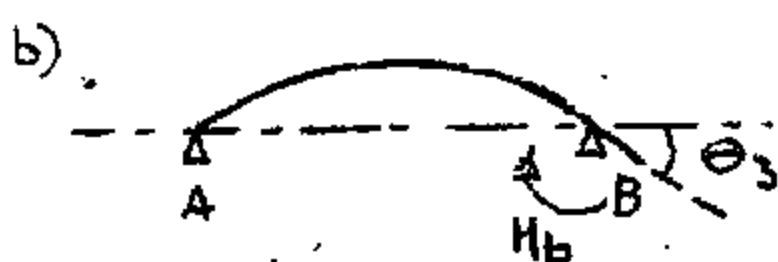
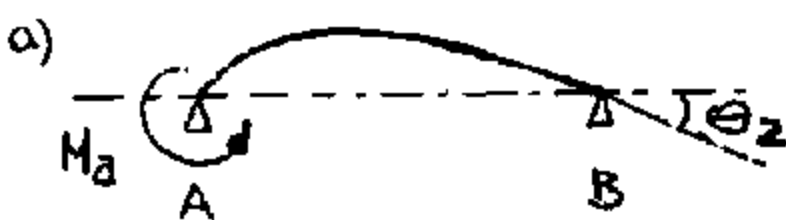
$$\theta_1 = - \frac{wl_1^3}{24EI} \quad (1) \quad \text{en donde} \quad \begin{cases} (w = 1,100/164 = 1,264 \text{ Kks/m.} \\ (E = 29'000,000 \text{ lbs/pulg}^2 = 2,040 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \\ (I = 138,000 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\theta_1 = \frac{- 12.64 \times 1,800^3}{24 \times 2'040,000 \times 138,000} = -0.0108$$

2) Interviene la acción de los voladizos:

Para ello reemplazo esta acción por un par: $\frac{wl_2^2}{2}$ y

una fuerza cortante wl_2 , aplicados en cada apoyo. Debido a q' el esfuerzo cortante se transmite directamente a los apoyos, solamente el par se considerará para la deflexión. Ver fig.



a) Angulo de deflexión θ_2 producido en B por el par existente en A, al que llamaré M_a :

$$M_a = \frac{wl_2^2}{2}; \text{ Luego:}$$

$$\theta_2 = \frac{M_a \cdot l_1}{6 \cdot E \cdot I} = \frac{w \cdot l_2^2 \cdot l_1}{12EI} \quad \text{Reemplazando:}$$

$$\theta_2 = \frac{12.64 \times 700^2 \times 1.800}{12 \times 28.152 \times 10^7} = 0.003$$

b) Angulo de deflexión θ_3 producido en B por el par existente en dicho apoyo, a este par llamaré M_b :

$$M_b = \frac{wl_2^2}{2}$$

$$\theta_3 = \frac{M_b \cdot l_1}{2EI} = \frac{wl_2^2 \cdot l_1}{6EI} \quad \text{Reemplazando:}$$

$$\theta_3 = \frac{12.64 \times 700^2 \times 1.800}{6 \times 28.152 \times 10^7} = 0.006$$

3) Angulo de deflexión total θ :

$$\theta = \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 = -0.0108 + 0.003 + 0.006 = -0.0018$$

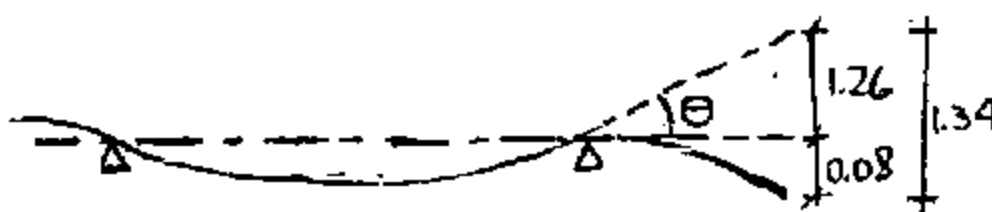
Entonces la flecha originada en el extremo de las vigas por el giro θ producido por la carga muerta será:

$$f_1 = \theta \cdot l_2 = -0.0018 \times 700 = \underline{-1.26 \text{ cm.}}$$

4) Encuentro la flecha f_2 producida en el voladizo por acción de la carga que existe sobre él. Para ello considero que está empotrado en el apoyo:

$$f_2 = \frac{w \cdot l_2^4}{8EI} = \frac{12.64 \times 700^4}{8 \times 28.152 \times 10^7} = 1.34 \text{ cm}$$

5) Flecha total por carga muerta:



$$f = f_1 + f_2 = -1.26 + 1.34 = 0.08 \text{ cm.}$$

DEFLEXION POR SOBRECARGA MOVIL:

Antes de encontrar estas deflexiones, es necesario saber cual es la máxima deflexión que puede ocurrir en el extremo de las vigas sin que se sobrepase su carga de trabajo por flexión. Así, sabemos que el ángulo de deflexión originado por un momento aplicado en su apoyo, está dado por la fórmula:

$$\theta = \frac{M \cdot l}{3EI};$$

Por lo tanto, el valor de la deflexión en el extremo

será:

$$f = \theta \cdot l_1 = \frac{M l_1 l_2}{3EI}$$

Como valor de M, tomaré el máximo momento resistente de la viga, que lo deduzco a partir de su carga de trabajo:

$$\nabla = \frac{M}{S}; \text{ de donde: } M = \nabla \cdot S$$

Siendo el valor de $\nabla = 18,000 \text{ lbs/pulg}^2$

$$M_{\text{max. resist.}} = 18,000 \times 274.4 = 4,939,200 \text{ lbs-pulg.} \quad \text{ó sea en Kg-cm:}$$

$$M_{\text{max. resist.}} = 5,695,687.872 \text{ Kgs-cm.}$$

Reemplazando en el valor de la flecha f tendremos:

$$f_{\text{max resistente}} = \frac{5,695,687.872 \times 1,800 \times 700}{3 \times 210,000 \times 138,000} = 8.4 \text{ cm.}$$

Conociendo la deflexión máxima resistente que pueden soportar las vigas, podemos encontrar la deflexión máxima permisible por efecto de la carga viva, que será igual a la diferencia entre la flecha máxima encontrada de 8.4 cm. y la flecha existente por causa de la carga muerta de 1.34 cm.

$$f_{\text{max permisible}} = 8.4 - 1.34 = \underline{7.06 \text{ cm.}}$$

Como vemos, tenemos un margen de 7.06 cm. para hacer deflexionar la viga por carga viva sin que esta sufra mayores esfuerzos de los que puede resistir. Pero nunca vamos a llegar a esta situación, por que la flecha máxima que le vamos a dar, es decir la máxima distancia que va a existir entre la viga y su placa de apoyo va a ser únicamente de 0.5 cm., con el objeto de que no se desgaste ni deteriore con el continuo paso de los vehículos sobre ellas, pues si aumentáramos esta luz, los golpes e impactos producidos al entrar y salir los vehículos del puente, serían ya muy pronunciados pudiendose dañar la estructura.

Los cálculos anteriormente expuestos, han sido hechos únicamente para la viga exterior, que es la que soporta mayores esfuerzos de carga muerta, por lo que se comprenderá que las vigas interiores con mayor razón soportarán estas deflexiones, siendo en ellas mayor el margen de seguridad.

ALGUNAS CONSIDERACIONES:

Los cálculos realizados, son únicamente digresiones

teóricas, necesarias sólo para comprobar que las vigas resisten perfectamente las deflexiones a que se les someterá, sin dañarse.

El que se cumplan o no los resultados obtenidos, dependerá de muchos factores que no se pueden aprehender, por ello diré, que el funcionamiento del puente como ha sido previsto en su diseño y cálculo, dependerá en última instancia de su procedimiento y método de construcción.

Una vez que ha sido colocada toda la superestructura, se dejará que las vigas alcancen su deflexión definitiva por carga muerta, es entonces que recién se procederá a colocar las placas de apoyo en los estribos, lo que ha de hacerse en forma muy precisa, teniendo especial cuidado en dejar una luz de 0.5 cm. entre ellas y la cara inferior de las vigas.

Cada cierto tiempo, una vez construido, ha de constatarse esta luz, procediendo a su limpieza o corrección si fuera necesario, para que su funcionamiento sea perfecto.

BARANDAS.

Las barandas serán metálicas, formadas por tubos de fierro galvanizado, de 2" de diámetro, los cuales irán empotrados en el concreto a una distancia de 10 cm del borde del sardinel, y tendrán una altura de 0.70 m. sobre él. A estos tubos o soportes verticales irán unidos, por medio de codos, tees, o cruces, los tubos horizontales que también serán de 2", y que correrán en dos hileras a lo largo del puente: una a 70 cm. sobre el sardinel y la otra a 35 cm. Los soportes verticales irán espaciados a 2.40 m.

DRENAJE:

Para el drenaje del puente se ha dispuesto de tuberías de 2" de diámetro, espaciadas cada 2.00 m. empotradas en el concreto, teniendo la boca de entrada al pie del sardinel, y la de descarga debajo de él, tal como se puede apreciar en el plano correspondiente.

A fin de que el agua fluya hacia las tuberías, se le dará al pavimento un bombeo de 2% de pendiente a cada lado.

C A P I T U L O II

ENCOFRADO

ENCOFRADO DE LA LOSA.

El encofrado de la superestructura se apoyará únicamente en las alas de las vigas metálicas, tal como se puede apreciar en el plano correspondiente. Este tipo de encofrado tiene una doble ventaja sobre el que apoyaría directamente en el suelo por medio de pies derechos. La primera, es que se obtiene una notable economía. La segunda es: al efectuarse el vaciado de la losa y sardineles, las vigas, por efecto del peso del concreto deflexionarán, pero junto con ellas deflexionará el encofrado y por lo tanto, la losa al fraguar tomará estas deflexiones y no se producirán esfuerzos secundarios en ella, lo que ocurriría llevando el encofrado desde el suelo pues las vigas y la losa funcionarían separadamente.

CÁLCULO DEL ENCOFRADO:

Emplearé madera de pino corriente. Los elementos del encofrado de los sardineles y de la losa los designaré por números y los del pilar por letras, tal como se puede ver en el plano N°13.

Tablones N°9:

Estos tablones correrán paralelos a las vigas, y sobre ellos se efectuará el vaciado de la losa. A su vez los tablones descansarán sobre los travesaños N° 6. El cálculo lo haré en base a la deflexión máxima permitida para la madera de encofrado que es de 1/8", y de sus momentos resistentes. Estos cálculos están basados en la teoría expuesta por Wynn en su libro "Design and Construction of Formwork for Concrete Structures".

Usaré tablones de 1 1/2" de espesor y de 30 cm. de ancho. Luego calcularé la máxima distancia a que pueden espaciarse los travesaños N°6 a fin de que los tablones N°9 no sufran deflexiones mayores de 1/8".

La fórmula que da Wynn para la deflexión cuando el elemento es continuo, es decir cuando descansa sobre varios apoyos es;

$$D = \frac{3}{348} \times \frac{w \cdot l^4}{E \cdot I} \quad \text{en donde} \quad \begin{cases} D = \text{deflexión del elemento.} \\ w = \text{carga por tablón peso de la losa por tablero} \end{cases}$$

l = separación entre apoyos.
 E = Modulo de elasticidad de la madera
 I = Momento de inercia de la sección:

$$D = 1/8" = 0.317 \text{ cm.}$$

$$w_{losa} = 0.30 \times 0.18 \times 2,400 = 130 \text{ Kgs/m.l.}$$

$w_{s.c.}$ e impac.: Este valor es un coeficiente que se toma debido al peso de los hombres, carretillas, herramientas etc.

$$w_{sc} \text{ e imp.} = 75 \text{ lbs/pie}^2 = \frac{75 \times 0.454}{0.0929} = 360 \text{ Kgs/m}^2$$

Luego por metro lineal:

$$w_{sc} \text{ e imp.} = 360 \times 0.30 \times 1.00 = 108 \text{ Kgs/m.}$$

$$w = w_{losa} + w_{sc} \text{ e imp.} = 130 + 108 = 238 \text{ Kgs/m.} = 2.38 \text{ Kgs/cm.}$$

$$E = 1'600,000 \text{ lbs/pulg}^2 = 112,000 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \times 0.30 \times 100 \times 3.8^2 = 138.4 \text{ cm}^4$$

Luego despejando l de la fórmula anterior tenemos:

$$l^4 = \frac{D \cdot E \cdot I \times 384}{3 \times w} = \frac{0.317 \times 112,000 \times 138.4 \times 384}{3 \times 2.38} = 265'035,294 \text{ cm}^4$$

$$l = (265'035,294)^{\frac{1}{4}} = 127 \text{ cm.}$$

Entonces para mayor seguridad, el espaciado entre los largueros N° 6 será de 1.20 m.

Chaqueo por momentos:

$$M = \frac{w l^2}{10} = \frac{2.38 \times 120^2}{10} = 3,450 \text{ Kgs-cm.}$$

El momento resistente está dado por:

$$M_R = \frac{I \cdot f}{d/2} \quad \text{en donde} \quad \begin{cases} f = \text{carga de trabajo admisible de la madera} \\ f = 1,200 \text{ lbs/pulg}^2 = 84 \text{ Kgs/cm}^2 \\ d/2 = \text{distancia de la fibra más comprimida} \\ \text{al eje neutro } \frac{1.5 \times 2.5}{2} \end{cases}$$

$$M_R = \frac{138.4 \times 84}{2.54 \times \frac{1.5}{2}} = 6,120 \text{ Kgs-cm.} > M = 3,450 \text{ Kgs-cm.} \quad \text{O.K.}$$

Travesaños N° 6:

Hemos visto que estarán espaciados a 1.20 m. y su longitud será igual a la distancia entre vigas o sea de 1.20m. Asumo un cuartón de 2" x 1/4" para el primer tanteo:

La carga w que actúa sobre cada travesaño es la que transmiten los tablonces N°9, en una longitud de 120 cm. = 1.20 m. Luego:

$$w_{losa} = 1.20 \times 0.18 \times 2,400 = 518.40 \text{ Kgs/m.l.}$$

El peso de los tablonces es despreciable.

$w_{s.c.}$: Para elementos que no están en contacto directo con el con-

creto, setoma = 40 lbs/pie² = 192 Kgs/m²

Luego por metro lineal:

$$w_{s.c.} = 192 \times 1.20 = 230.4 \text{ Kgs/m.}$$

$$w = w_{losa} + w_{s.c.} = 518.4 + 230.4 = 748.8 \approx 750 \text{ Kgs/m.} = 7.50 \text{ Kgs/cm.}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 2'' \times 2.54 (4 \times 2.54)^3 = 1444 \text{ cm}^4$$

$$l^2 = 120^2 = 14,400 \text{ cm}^2 \quad \text{Luego:}$$

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{7.5 \times 14,400}{8} = 13,500 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_r = \frac{I \cdot f}{d/2} = \frac{1444 \times 84}{2 \times 2.54} = 7,341 \text{ Kg-cm} < 13,500 \text{ Kg-cm.}$$

Entonces aumento la sección a 2"x6" y hago un nuevo tanteo:

$$I = \frac{2'' \times 2.54 \times (6 \times 2.54)^3}{12} = 1,498 \text{ cm}^4$$

$$M_r = \frac{1,498 \times 84}{3 \times 2.54} = 16,557 \text{ Kg-cm.} > 13,500 \quad \text{Está bien.}$$

Compruebo la deflexión:

$$D: \text{ para elementos que descansan en sólo 2 apoyos } = \frac{5wl^4}{384 E \cdot I}$$

$$D = \frac{5 \times 7.5 \times 207^4 \cdot 360,000}{384 \cdot 112,000 \times 1,498} = 0.12 \text{ cm} < 1/8'' = 0.317 \text{ cm.}$$

Como vemos, esta clase de elementos con una relación de altura a espesor bastante grande, no es necesario comprobarlos para la deflexión, bastando sólo el cálculo por momentos. Luego adopto para travesaños N° 6 cuarterones de 2"x6" a 1.20 m.

Tablones N°9 del sardinel:

Emplearé tablones de 1 1/2" de espesor, por 30 cm. de ancho. Correrán paralelos a las vigas apoyándose en los cuarterones N° 1. Suponiendo la losa y la vereda de sección rectangular, para mayor facilidad de cálculo de altura uniforme = 0.18/0.25, tendré:

$$w_{losa} = (0.18 + 0.25) \cdot 0.30 \times 1.00 \times 2,400 = 310 \text{ Kgs/m.}$$

$$w_{s.c.} = 75 \text{ lbs/pie}^2 = 108 \text{ Kgs/m}^2.$$

Para mayor facilidad de la construcción del encofrado, espaciaré los travesaños N° 1 a 1.20, a fin de que estén intercalados con los travesaños N° 6.

$$M = \frac{wl^2}{10} = \frac{11.18 \times 120^2}{10} = 6,019 \text{ Kg-cm.}$$

Ya vimos que:

$M_r = 6,120 \text{ Kg-cm} > 6,019 \text{ Kg-cm}$. Luego está correcto.

Travesaños N° 1:

Tendrán una longitud de 0.90 m., espaciados a 1.20 m. siendo su luz de cálculo; la distancia entre apoyos o sea 0.55 m.

Como la parte de este cuartón que queda en voladizo, en realidad va a soportar un empuje muy pequeño producido por el soporte N° 13, que va a disminuir los momentos positivos que ocurren en el tramo más largo de 55 cm., lo desprecio para el cálculo, considerando que este cuartón consta únicamente de un tramo de 55 cm. y que es simplemente apoyado, luego estoy tomando un coeficiente de seguridad:

$$w_{\text{sardinel}} = (0.18/0.25) \times 0.55 \times 2,400 = 568 \text{ Kgs/m.}$$

$$w_{\text{sc}} = 40 \text{ lbs/pie}^2 = 192 \text{ Kgs/m}^2 = 192 \times 0.55 = 105 \text{ Kgs/m.1.}$$

$$w = 568/105 = 673 \text{ Kgs/m.} = 6.73 \text{ Kgs/cm.}$$

$$M = \frac{6.73 \times 55^2}{8} = 2,520 \text{ Kg-cm.}$$

Si las dimensiones del cuartón son de 2" x 4":

$$M_r = \frac{I.f}{d/2} = \frac{444 \times 84}{10.16/2} = 7,459 \text{ Kg-cm} > 2,520 \text{ Kg-cm.}$$

Luego el travesaño N° 1 tendrá: 2" x 4" por 90 cm. de long.

Soportes N° 8:

Estos cuartones, como se ve en el plano, recibirán el peso del sardinel que queda en voladizo, por intermedio de los soportes N° 2. Estarán sujetos al travesaño N° 4 por medio de unas abrazaderas, cuyas dimensiones veremos después, y en el otro extremo irá amarrado con alambre al mismo travesaño.

La longitud total del cuartón N° 8 será de 1.70 m., a fin de que el extremo que no soporta carga, llegue hasta bajo el ala de la viga interior para que ^{no} transmita empuje vertical ascendente sobre el travesaño N° 4 que le sirve de sostén. El cálculo lo haré para la sección que queda inmediatamente debajo de la abrazadera, que va a ser la más afectada. Lo calcularé como una viga cantiléver de 0.80 m. de longitud.

$$w = \text{Peso baranda} + \text{peso sardinel} + \text{peso losa.}$$

$$w = 20/303/120 = 4,443 \text{ Kgs/m.1. de losa.}$$

Como tengo 1.20 m. entre travesaños, la carga por

peso muerto será:

$$P_{\text{losa}} = 443 \times 1.20 = 532 \text{ Kgs}$$

$$w_{\text{s.c.}} = 40 \text{ lbs/pie}^2 = 192 \text{ Kgs/m}^2 ; \text{ Luego en 1.20 m. será:}$$

$$P_{\text{s.c.}} = 1.20 \times 192 = 230 \text{ Kgs.}$$

$$P = P_{\text{losa}} + P_{\text{s.c.}} = 532 + 230 = \underline{762 \text{ Kgs}}$$

Suponiendo que esta carga se reparte con igual intensidad sobre cada apoyo, cuando en realidad la parte descargada en el apoyo de la viga es mayor que la del extremo del travesaño N°8, estoy tomando un margen de seguridad, luego:

$$\text{Carga en el extremo del cantiléver: } 762/2 = \underline{381 \text{ Kgs.}}$$

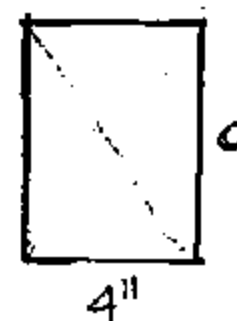
$$\text{Momento de empotramiento} = P.l = 381 \times 80 = 30,480 \text{ Kg-cm.}$$

Suponiendo una sección que tiene 4" de ancho, determinaré su altura por medio de:

$$M_r = \frac{I/f}{d./2} = \frac{b \times d^3 \times f}{12d/2} = \frac{b \cdot d^2 \cdot f}{6} ; \text{ despejando } d:$$

$$d = \sqrt{\frac{6M_r}{b \cdot f}} \quad \text{Si } M_r = M \text{ tendré:}$$

$$d = \sqrt{\frac{6 \times 30,480}{4'' \times 2.54 \times 84}} = 14.6 \text{ cm.} = 5.7'' \approx 6''$$



Entonces la sección tendrá 4" x 6".

Travesaños N° 4:

El cálculo lo hago para el esfuerzo cortante, ya que por momentos no es necesario, pues el brazo de palanca del punto de aplicación de la carga es muy pequeño, porque la abrazadera está al lado de la viga y el momento que produce es pequeño.

$$V = 381 \text{ Kgs.} = 381 \times 2.2 = 847 \text{ lbs.}$$

Siendo la resistencia de la madera al esfuerzo cortante: $v = 200 \text{ lbs/pulg}^2$; y suponiendo una sección de $3'' \times 4'' = 12 \text{ pulg}^2$ el esfuerzo de corte unitario será:

$$v = \frac{V}{A} = \frac{847}{12} = 71 \text{ lbs/pulg}^2 < 200 \text{ lbs/pulg}^2$$

Luego la sección será de 3" x 4".

Elementos accesorios:

Estos elementos no son necesarios de calcular por sus pequeñas dimensiones.

Elemento N° 2:

Tendrá 4" x 4" y como está sometido a compresión y

funciona como columna corta, pues su longitud es de 70 cm. y la relación $h/d = 70/10 = 7 < 10$, resiste sobradamente sin pandearse.

Elemento N° 5

También tendrá 4" x 4", por 20 cm. de longitud.

Elementos N° 7:

Estos tacos sirven como cuñas, para poder elevar o bajar los tablones N° 9 para realizar su ajuste; tendrán 2" en su altura menor y 4" en la mayor.

Elementos N° 3, 10 y 11:

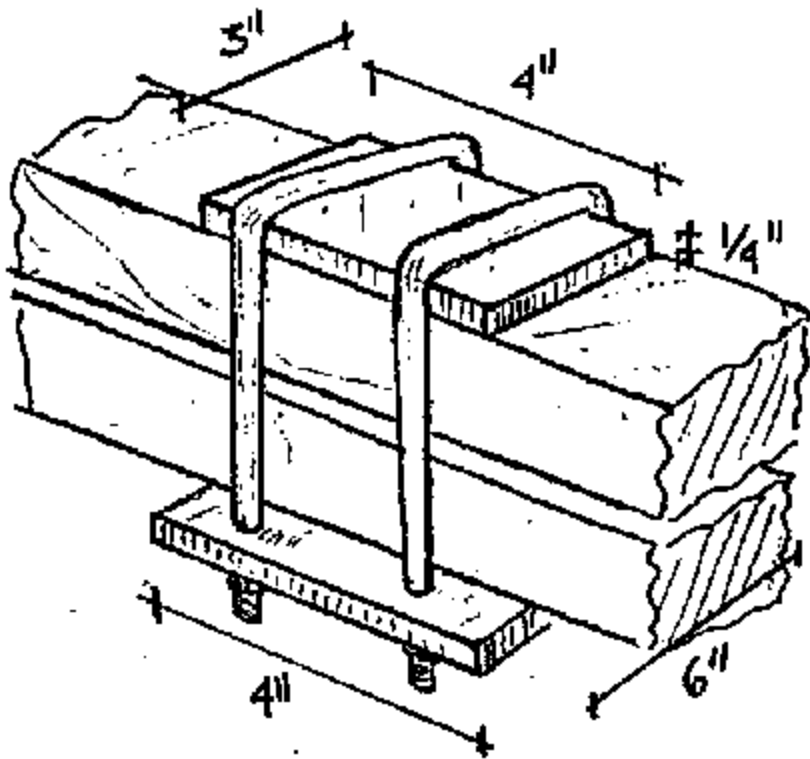
Estos elementos sólo sirven de arriostamiento. Su misión es mantener en posición vertical, y evitar que se muevan los tacos N° 5 y 7. Su sección será de 1" x 4".

Elementos 12 y 15

Servirán de amarre y serán de 2" x 3".

ABRAZADERAS

Las placas serán de fierro y tendrán $\frac{3}{8}$ de espesor.



Las otras dimensiones tengo que obtenerlas a partir de la resistencia al aplastamiento de la madera, que para pino es de 400 lbs/pulg² a través de la fibra. Entonces el área de la placa será:

$$A = \frac{P}{f} = \frac{847}{400} = 2.2 \text{ pulg}^2$$

Dándole 3" x 4" cumplimos sobradamente con la placa superior.

La inferior tendrá 6" x 4" para poder alojar a los pernos que serán de 3/8".

ENCOFRADO DEL PILAR:

Bódemos dividirlo en tres partes; encofrado de la zapata, de la columna y de las vigas.

ENCOFRADO DE LA ZAPATA:

Primero calcularé el espaciamiento que debe haber entre los elementos m, correspondientes al lado mayor de 4.00 m. y los n del lado menor de 3.80 m. Para ello asumo que los tablones horizontales que estarán en contacto directo con el concreto son

de 1 1/2" de espesor y de 30 cm. de ancho.

El cálculo lo haré para la parte inferior de la zapata que es la que soporta mayores presiones. La presión horizontal que ejerce una masa fluida sobre una superficie, sabemos que es:

$p = W \cdot h$ en donde (W = peso específico de la masa.
(h = profundidad de la superficie.

Según Wynn, el W del concreto para el caso de que el vaciado se efectúe en una sola vez es: 125 lbs/pie³ = 2,000 Kg/m³.

Luego siendo h = 1.00 m.:

$p = 2,000 \times 1.00 = 2,000 \text{ Kg/m}^2 = 0.2 \text{ Kg/cm}^2.$

La carga por tablón será por consiguiente:

$p = 0.2 \times 30 = 6 \text{ Kgs/cm}.$

La separación s entre los verticales m o n será:

$M = \frac{w \cdot l^2}{10}$ en donde (l = s
(w = 6 Kgs/cm.
(M = Mr (que ya vimos que para tablonces de 1 1/2" x 30cm es de 6,120 Kg-cm.)
Luego:

$l = \sqrt{\frac{10Mr}{w}} = \sqrt{\frac{10 \times 6,120}{6}} = 101 \text{ cm.} \approx 1.00 \text{ m}.$

Compruebo por deflexiones:

$l = \sqrt[4]{\frac{E \cdot I \cdot D \cdot 384}{3w}} = \sqrt[4]{\frac{112,000 \times 138.4 \times 0.125 \times 2.54 \times 384}{3 \times 6}} = 101 \approx 100$

Los verticales m y n serán de 3" x 1/4".

Soportes o:

Estos soportes se colocarán en cada vertical m y n, y serán de 2" x 3", y tendrán por objeto contener a los verticales.

ENCOFRADO DE LA COLUMNA:

Con el fin de favorecer la resistencia del encofrado calcularé los elementos como que el vaciado fuera a realizarse de una sola vez, pues en esta forma, se producen mayores esfuerzos en el encofrado, pero en realidad el llenado de las columnas se hará por partes, con lo que se favorecerá la estabilidad y resistencia del encofrado.

Ya hemos visto que el peso específico del concreto para esta forma de vaciado es de 125 lbs/pie³ = 2,000 Kgs/m³.

La separación de los travesaños u irá aumentando a me-

dida que la profundidad vaya disminuyendo, por lo que los cálculos los haré por varias profundidades a fin de determinar el espaciamento más económico.

Colocando los tablonos l en posición vertical y siendo su espesor de $1\frac{1}{2}$ " y su ancho de 30 cm., la separación entre travesaños horizontales a para que la flecha de los tablonos sea menor de $1/8$ ", será:

$$D = \frac{3}{384} \times \frac{w \cdot l^4}{E \cdot I} \quad \text{de donde, despejando } l:$$

$$l = \sqrt[4]{\frac{D \cdot E \cdot I \cdot 384}{3w}}; \quad \text{pero:}$$

$$p_f = \text{presión unitaria en el fondo} = w \cdot h = 2,000 \times 10.50 = 21,000 \text{ Kg/m}^2$$
$$p_f = 2.1 \text{ Kgs/cm}^2.$$

Llamando w a la carga por tablón:

$$w = 2.1 \times 30 = 63 \text{ Kgs/cm.} \quad \text{Reemplazando:}$$

$$l = \sqrt[4]{\frac{0.317 \times 138.4 \times 112,000 \times 384}{3 \times 63}} = 55 \text{ cm.}$$

Comprobando por momentos:

$$M = \frac{w \cdot l^2}{10} = \frac{63 \times 55^2}{10} = 19,057 \text{ Kg-cm} > M_r \text{ (Conocido)} = 6,120 \text{ Kg-cm.}$$

Como vemos, la separación es excesiva, y hay que encontrarla a partir del M_r .

$$l = \sqrt{\frac{10M_r}{w}} = \sqrt{\frac{10 \times 6,120}{63}} = 31 \text{ cm.} \approx 30 \text{ cm.}$$

El primer travesaño la correspondiente a la cara mayor lo ubico al ras de la superficie de la zapata, y el de la cara menor lo coloco sobre este travesaño a, quedando por lo tanto entre el travesaño y la superficie de la zapata, una abertura que servirá para la limpieza de la columna.

Los siguientes travesaños, hasta alcanzar 1.80 m. de altura sobre la zapata, los espaciaré a 30 cm. Luego habrá 7 travesaños a 30 cm.

A partir del 1.80 m. la separación será:

$$\text{siendo } p = 2,000(10.50 - 1.80) = 17,400 \text{ Kgs/m}^2$$

$$p = 1.74 \text{ Kgs/cm}^2 \quad \text{y}$$

$$w = 1.74 \times 30 = 52 \text{ Kgs/cm}^2 \quad \text{Luego:}$$

$$l = \sqrt{\frac{6,120 \times 10}{52}} = 35 \text{ cm.}$$

Los 7 siguientes irán por lo tanto a 35 cm., hasta una altura de $1.80 \div 7 \times 35 = 4.25$ m.

La siguiente separación será:

$$p = 2,000(10.50 - 4.25) = 12,500 \text{ Kgs/m}^2 = 1.25 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$w = 1.25 \times 30 = 37.5 \text{ Kg/cm.}$$

$$l = \sqrt{\frac{61,200}{37.5}} = 40.4 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm.}$$

Luego los 8 siguientes irán a 40 cm., hasta una altura de $4.25 \div 8 \times 40 = 7.45$ m.

Los demás irán espaciados a:

$$p = 2,000(10.50 - 7.45) = 6,100 \text{ Kgs/m}^2 = 0.61 \text{ Kgs/cm}^2.$$

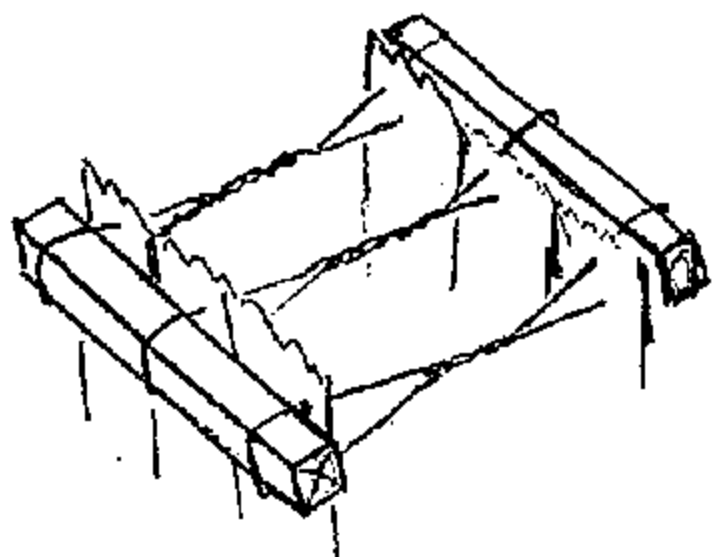
$$w = 0.61 \times 30 = 18.3 \text{ Kgs/cm.}$$

$$l = \sqrt{\frac{61,200}{18.3}} = 57 \text{ cm.} \approx 55 \text{ cm.}$$

Travesaños a

Estos travesaños irán sujetos mediante 3 alambres o bolt.

como se ve en la figura.



La presión en el fondo hemos visto que es: $p = 2,000 \times 10.5 = 21,000 \text{ Kg/m}^2$
 $p = 2.1 \text{ Kgs/cm}^2.$

Siendo la distancia entre travesaños de 30 cm. en la zona inferior, la

carga por cm. lineal será:

$$w = 2.1 \times 30 = 63 \text{ Kgs/cm.}$$

Considerando al elemento como una viga de dos tramos, de 60 cm. cada uno, pues cada alambre funciona como un apoyo:

$$\frac{w \cdot l^2}{10} = \frac{63 \times 30^2}{10} = 22,680 \text{ Kg-cm.}$$

Si le doy un ancho de 3" a cada travesaño en el sentido vertical, la otra dimensión o sea en el sentido horizontal será:

$$d = \sqrt{\frac{6M}{bf}} = \sqrt{\frac{6 \times 22,680}{3 \times 2.54 \times 84}} = 14.6 \text{ cm.} \approx 6"$$

Luego las dimensiones serán: 3" x 6".

Todos los elemento-s a de las dos caras tendrán estas dimensiones, aunque los travesaños superiores necesitarán menores,

pues las presiones que soportarán serán también menores, pero por seguridad y comodidad las dimensiones es mejor uniformizarlas.

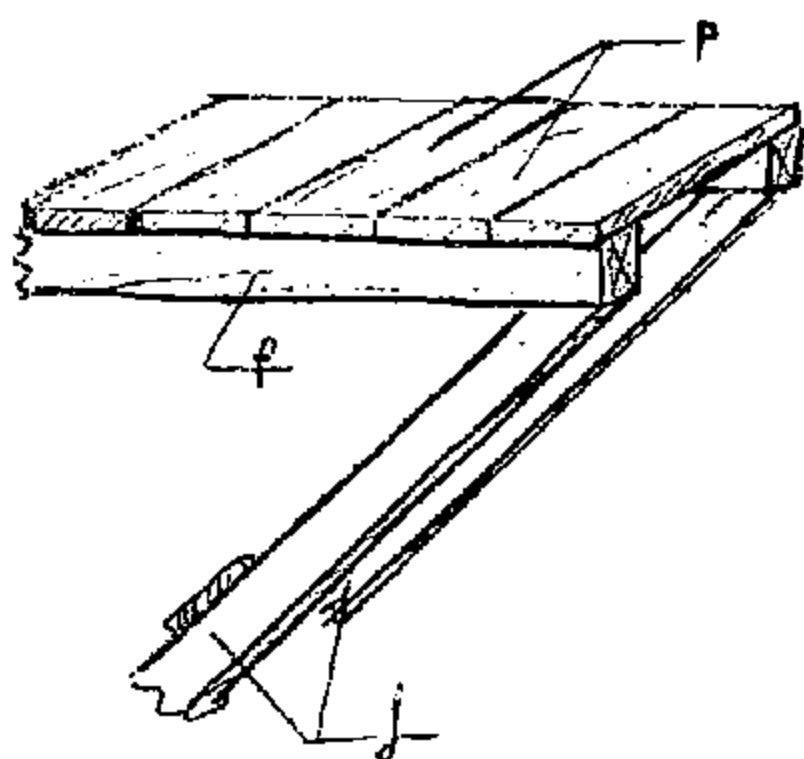
La única excepción será el travesaño k, que como va a servir de apoyo al encofrado del voladizo, tendrá una sección de 3" x 8".

ENCOFRADO DE LAS VIGAS CANTILEVER:

El encofrado de esta parte del pilar, lo apoyaré en la misma columna, evitando así el traerlo desde el suelo, lo que ocasionaría un mayor gasto y complicación. En cambio al apoyarlo en los tablonés y travesaños de la columna, lo que se puede hacer debido a las pequeñas dimensiones de las vigas y por consiguiente a su reducido peso, estoy simplificando el encofrado y abaratándolo notablemente.

Elementos p:

Sobre estos tablonés se efectuará el vaciado del con-



creto. Si utilizo tablonés de 1½" de espesor y de 30 cm. de ancho, como el ancho de las vigas es de 65 cm., la longitud o luz de cálculo de los tablonés será de 60 cm. pues el ancho de los cuarterones sobre los

que se apoya es de 10 cm.

La carga por tablón, considerando que la altura de la viga cantiléver es uniforme de 80 cm., será:

$$w = 0.80 \times 0.30 \times 2,400 = 576 \text{ Kgs/m}$$

$$w_{s.c} = 75 \text{ lbs/pie}^2 = 108 \text{ Kgs/m.}$$

$$w = 576 / 108 = 684 \text{ Kgs/m} = 6.84 \text{ Kgs/cm.}$$

$$M = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{6.84 \times 60^2}{8} = 3,078 \text{ Kgs} < M_r = 6,120 \text{ Kgs.}$$

Compruebo por deflexión:

$$l = \sqrt[4]{\frac{384 \times E \cdot I \cdot D}{5w}} = \sqrt[4]{\frac{384 \times 112,000 \times 138.4 \times 0.125 \times 2.54}{5 \times 6.84}} = 86 \text{ cm} > 60 \text{ cm.}$$

Elementos f:

Estos elementos son dos cuarterones inclinados sobre los que se van a apoyar los tablonés p del fondo de la viga, están

situados a 65 cm. uno de otro, y ellos a su vez se apoyan por el extremo exterior en los soportes inclinados j, y por el interior en los tacos h.



Dándole 3" de ancho, su altura será:

Siendo el peso pr m. l. sobre cada cuartón, considerando la viga de altura constante de 80 cm., y suponiendo que la mitad del peso de la viga se descarga en cada cuartón:

$$w = 0.80 \times \frac{65}{2} \times 2,400 = 576 \text{ Kgs/m.}$$

$$w_{sc} = 192 \times 0.60 = 115 \text{ Kgs/m.}$$

$$w = 576 + 115 = 691 \text{ Kgs/m.} = 6.91 \text{ Kgs/cm.}$$

$$M = \frac{6.91 \times 160^2}{8} = 22,112 \text{ Kg-cm.} \quad \text{Luego la alt. } d \text{ será:}$$

$$d = \sqrt{\frac{6M}{bf}} = \sqrt{\frac{6 \times 22,112}{7.62 \times 84}} = 11.4 \text{ cm.} \approx 6"$$

Entonces para que tenga el mismo ancho que el cuartón sobre el que se apoya, sus dimensiones definitivas serán: 4" x 6".

Elementos de apoyo j:

Antes, hallaré el peso del voladizo, suponiendo para mayor seguridad, que el voladizo es de sección constante de 0.80 m x 0.60, luego su peso será:

$$\text{Peso vol.} = 0.80 \times 0.60 \times 2,400 = 1,844 \text{ Kgs.}$$

Como este peso lo va a soportar el encañado, para ver la parte que toman los apoyos, supongo que la carga se reparte por mitades sobre cada apoyo, es decir que el apoyo correspondiente al extremo empotrado del voladizo, toma la mitad de la carga y el apoyo del extremo libre, recibe la otra mitad; estando así cometiendo un error por exceso, respecto a la seguridad, pues en realidad menos de la mitad va a transmitirse al apoyo constituido por los cuartones j, luego la carga por apoyo será:

$$P_{vol.} = \frac{1844}{2} = 922 \text{ Kgs.}$$

$$w_{s.c.} = 40 \text{ lbs/pie}^2 = 192 \text{ Kgs/m}^2$$

Como esta carga también se reparte en los dos apoyos, la sobrecarga por apoyo y por metro lineal será:

$$P_{s.c.} = \frac{192 \times 0.60 \times 1.60}{2} = 92 \text{ Kgs/m.}$$

La carga total en cada apoyo será:

$$P = 922/92 = 1,014 \text{ Kgs.}$$

Como en cada apoyo hay dos cuartones soportantes, la carga por cuartón será:

$$P = \frac{1,014}{2} = 507 \approx 510 \text{ Kgs.}$$

Estos elementos sometidos a compresión, se calculan para que no se pandeen, y para que no fallen por aplastamiento.

A fin de evitar el pandeo, encuentro la altura máxima que puede tener este elemento para que funcione como columna corta. Suponiendo una sección cuadrada de 4" x 4", para que $h/d < 10$, el valor de h deberá ser:

$$h < 10 ; \quad h < 4" \times 2.54 \times 10 = 102 \text{ cm}$$

Como estos elementos j tienen 2.70 m. de long., le colocaré arriostamientos cada 90 cm. < 102 cm; o sea que llevará dos tablones en cada sentido a 90 cm. uno del otro, para hacerlo funcionar como columna corta. Estos tablones de amarre, serán de 1½" x 6". (Ver elementos j del plano N° 13).

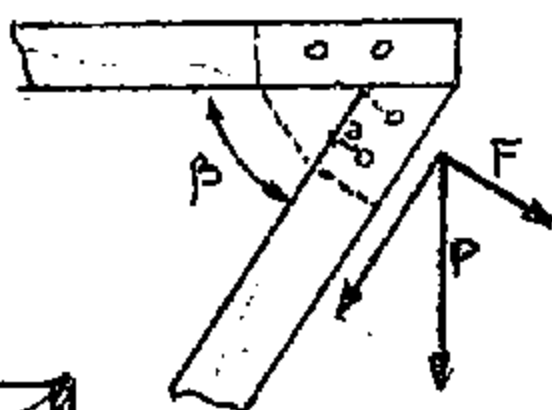
Compruebo al aplastamiento: Siendo su carga resistente al aplastamiento de 400 lbs/pulg² = 28 Kgs/cm², y siendo su sección transversal de 4" x 4", su área será = 4 x 4 = 16 pulg² = 104 cm², su carga unitaria de trabajo será:

$$f = P/A = 510/104 = 4.9 \approx 5 \text{ Kgs/cm}^2 < 28 \text{ Kgs/cm}^2.$$

Luego resiste bien.

Unión de f con j:

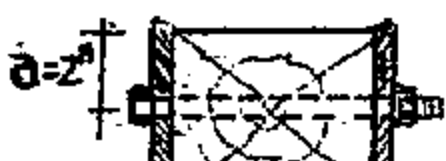
Estos cuartones estarán unidos por medio de dos placas metálicas de 1/4", atravesadas por 2 pernos de ½" por cada cuartón, tal como se ve en el plano. Estos pernos solamente van a servir para mantener unidos los dos cuartones, ya que no van a soportar grandes esfuerzos. Sin embargo por seguridad comprobaremos la resistencia de los cuartones.



El ángulo beta que forma j con f es:

$$\text{tg} \beta = \frac{2.55}{1.60} = 1.59$$

$$\text{Luego } \beta = 57^{\circ}55'$$



Entonces el valor de la fuerza F que acciona sobre los pernos será;
(Ver fig.)

$F = P \cdot \cos \beta$; en donde P es el peso vertical del voladizo que ya vimos que es de 510 Kgs.

$$F = 510 \times \cos 57^{\circ} 55' = 510 \times 0.52 = 265 \text{ Kgs.}$$

Entonces calcula la sección a del cuartón j resistente al corte:

Sabiendo que la capacidad resistente de la madera al corte es de 200 lbs/pulg², y siendo el área a resistente $2 \times 4 = 8 \text{ pulg}^2$ cada área resistirá $= 8 \times 200 = 1,600 \text{ lbs.}$

Como hay dos pernos, habrá dos áreas resistentes, luego la resistencia total al esf. cortante será:

$$2 \times 1,600 = 3,200 \text{ lbs} = 1,452 \text{ Kgs} > 265 \text{ Kgs.}$$

Después compruebo, si la madera resiste al aplastamiento/ Sabiendo que su carga de trabajo admisible al aplastamiento en el sentido perpendicular a la fibra es de 400 lbs/pulg², y que en el sentido transversal a ella es la cuarta parte o sea 100 lbs/pulg², tendremos que cada área resiste; $8 \times 100 = 800 \text{ lbs.}$

$$\text{Luego las dos áreas resistirán} = 2 \times 800 = 1,600 \text{ lbs} = 726 \text{ Kg.} > 256 \text{ Kg.}$$

Vemos pues que los cuartones resisten perfectamente.

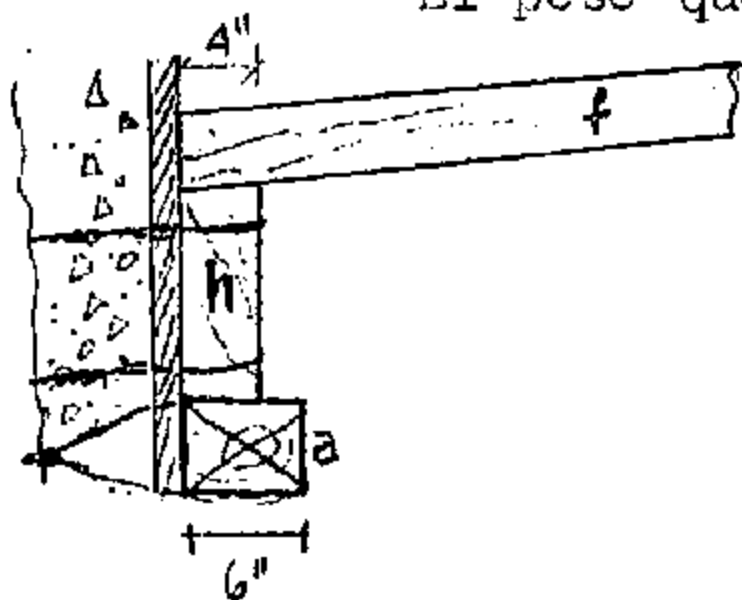
El soporte f a su vez, se apoyará en el travesaño k que tiene 8" de espesor, y estará unido a su apoyo también por una placa metálica de iguales características que la anterior.

Quiero recalcar que todo esto puedo hacerlo, debido a las pequeñas dimensiones y reducido peso de la viga de concreto que soporta, lo que no podría hacerse en otras condiciones, pues la madera se debilitaría al ser atravesada por pernos, pero en mi caso no va a afectar a la estructura, por la reducida fuerza existente y la gran sección de la madera.

Los esfuerzos que van a ocurrir, tienden a hacer des-
ceber a los travesaños a y a los tacos h , pero van a ser absorvi-
dos por rozamiento entre estos elementos y los tablones i del enco-
frado, el que se conseguirá mediante unos alambres de gran resis-
tencia, como veremos más adelante, que van a atravesar la columna
y se van a amarrar a los travesaños y tacos simétricos, tal como

El cálculo es el siguiente:

Cálculo de los soportes h del cuartón f:



El peso que se trasmite por ese apoyo ya hemos visto

que es de 1,014 Kgs., y como hay dos cuartones f, por cada uno va a existir una carga vertical igual a:

$$P = 1,014 / 2 = 507 \approx 510 \text{ Kgs.}$$

Estos 510 Kgs, serán absorbidos por

rozamiento de los tacos h contra las tablas del encofrado, el cual es producido por la tensión de los alambres antes mencionados.

Si usamos alambres de hierro dulce estirado, que tienen una resistencia a la tracción de 6,000 Kgs/cm² (Según el Manual Merriman), y tomando al alambre N° 13, que tiene un diámetro de 0.09" o sea 2.324 mm. tendremos:

$$\text{Sección del alambre N° 13} = 0.00658 \text{ pulg}^2 = 0.0425 \text{ cm}^2.$$

Luego el esfuerzo máximo que puede soportar este alambre será = 6,000 x 0.0425 = 255 Kgs.

Sabiendo que vamos a utilizar dos alambres por taco, y suponiendo que cada alambre solamente va a ser templado a 150 Kgs cuando en realidad van a templarse mucho más, la tensión total por taco será:

$$T = 2 \times 150 = 300 \text{ Kgs.}$$

Luego la fricción será:

$$F = \mu \times T ; \quad \text{Sabemos que } \mu \text{ para la madera varía entre } 0.4 \text{ y } 0.6., \text{ tomando } \mu = 0.04;$$

$$F = 0.04 \times 300 = 120 \text{ Kgs.}$$

Como tenemos 4 tacos h que van a soportar a f y que están por encima de j; tenemos que la fuerza resistente por rozamiento será:

$$F_h = 4 \times 120 = 480 \text{ Kgs.}$$

Además tenemos 4 travesaños a resistentes debajo de f; cada uno de los cuales está sujeto por 3 alambres, luego:

$$\text{Tensión por travesaño} = 3 \times 150 = 450 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Fricción} = 450 \times 0.04 = 180 \text{ Kgs.}$$

La fricción de los 4 travesaños será:

$$F_a = 4 \times 180 = 720 \text{ Kgs}$$

Pero cada travesaño a va a resistir a dos cuartones f, por lo que la resistencia por cuartón será:

$$F_a = 720/2 = 360 \text{ Kgs.}$$

Además tenemos, 8 travesaños más perpendiculares a estos últimos, y 4 de ellos sirven para cada voladizo. Osea que estos 4 travesaños van a contribuir con:

$$F_{a'} = 4 \times 180 = 720 \text{ Kgs.}$$

Luego la resistencia total por fricción será:

$$F_{tot.} = F_h + F_a + F_{a'} = 480 + 360 + 720 = 1,560 > 510 \text{ Kgs.}$$

Luego, estamos bastante seguros.

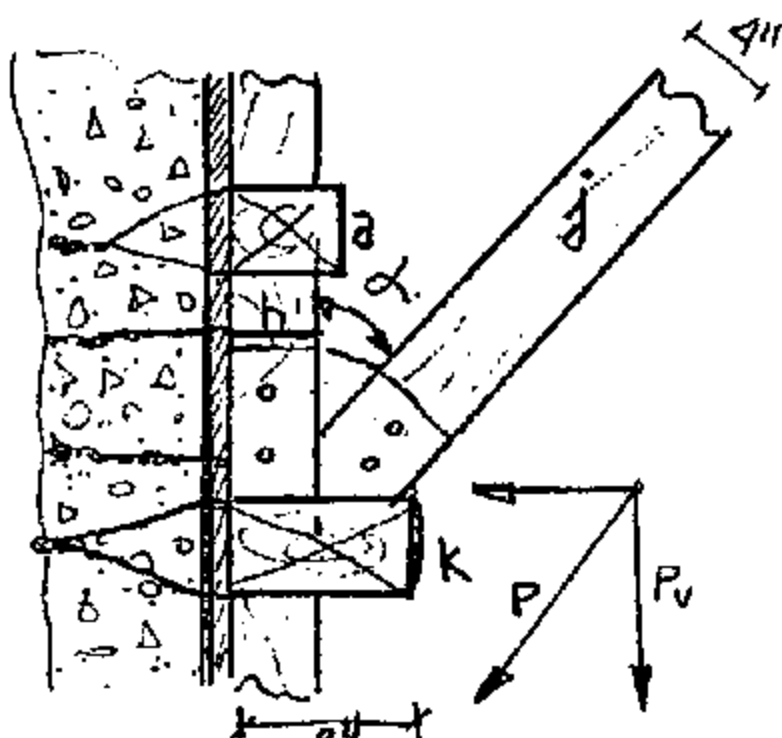
Cálculo del apoyo del cuartón j:

El ángulo que forma j con n la columna es $\alpha = 32^\circ 05'$.

Suponiendo, para mayor seguridad que la carga oblicua P que trasmite el elemento j es de 510 Kgs cuando en realidad es mejor, la componente vertical P_v , que es la que trata de hacer descender a los tacos h, será:

$$P_v = P \cdot \cos 32^\circ 05'$$

$$P_v = 510 \times 0.847 = 432 \text{ Kgs.}$$



Vamos a ver si resiste al aplastamiento el área sobre la que se va a apoyar. Esta área va a ser, tal como se ve en la figura, de $4'' \times 4'' = 16 \text{ pulg}^2 = 104 \text{ cm}^2$. Luego la carga unitaria de trabajo será: $f = P_v/A = 432/104 = 4.2 \text{ Kgs/cm}^2 < 28 \text{ Kgs/cm}^2$ Resiste bien.

Podemos entonces calcular el rozamiento necesario para resistir esta fuerza de 432 Kgs.

Tenemos 3 travesaños a que ya hemos visto que resisten:

$$F_a = \frac{3 \times 180}{2} = 270 \text{ Kgs.}$$

Además 3 tacos h por cada cuartón j:

$$F_h = 3 \times 120 = 360 \text{ Kgs.}$$

También resistirán 3 travesaños a perpendiculares ó

sean los travesaños correspondientes a la cara de la columna cuya dimensión es 1.20 m.:

$$F_{a'} = 3 \times 180 = 540 \text{ Kgs.} \quad \text{Luego}$$

$$F_{\text{total}} = 270 + 360 + 540 = 1,170 \text{ Kgs} > 432 \text{ Kgs.}$$

Se ve pues que el encofrado resiste con gran seguridad todos los esfuerzos.

ARRIOSTRAMIENTO DEL ENCOFRADO DEL PILAR:

Debido a su altura y esbeltez, y sobretudo a la acción del viento, el encofrado del pilar estará expuesto al volteo antes de que se efectúe el vaciado, y si esto no sucediese, por oposición de su peso propio, bien puede oscilar notablemente y tomar posiciones deformadas perjudiciales a la verticalidad del pilar. Por estas razones es necesario asegurar la estabilidad e indeformabilidad del encofrado, lo que se logrará mediante un buen sistema de sujeción.

Este sistema estará compuesto por soportes inclinados, que serán cuarterones de madera, que por un extremo estarán unidos al encofrado y por el otro descansarán en el suelo. La longitud y disposición de estos soportes, serán determinados de acuerdo con la topografía del lugar, pues con el perfil, del que dispongo, es imposible efectuar un sistema completo de arriostramiento. Solamente diré que los cuarterones pueden ser de 4" x 4" y que hay que evitar su pandeo y deformación haciéndolos trabajar como columnas cortas, en este caso, poniéndoles elementos transversales cada metro de longitud.

Para evitar oscilaciones muy pronunciadas, se proveerá al encofrado de unos elementos conocidos como "vientos", que son unos cables templadores, que se aseguran por un extremo a la columna, que en este caso será la parte superior de ella, y por el otro se sujetan en tierra. Estos "vientos", igualmente, se dispondrán de acuerdo al lugar, procurando darles la longitud necesaria para evitar que formen catenaria pronunciada.

La disposición y detalles de los elementos accesorios, los determinará el Ing. Residente en la obra.

Para efecto del metrado, supondré que por pilar utilizaré 15 cuartones de 3" x 4" como soportes, de una longitud promedio de 15 pies, cada uno.

RELACION DE LA MADERA

ELEMENTO	TIPO	Nº DE PIEZAS	LONGITUD	ESCUADRIA	φ	TOTAL	
LOSA	1	54	3.00'	2"x4"	108		
	2	54	2.30'	4"x4"	166		
	3	54	2.50'	4"x1"	145		
	4	54	4.00'	3"x4"	216		
	5	216	0.65'	4"x4"	188		
	6	108	4.00'	2"x6"	432		
	7	216	0.50'	4"x4"	144		
	8	54	5.60'	4"x6"	605		
	9	16	105.00'	1½"x12"	2,520		
	10 y 11	864	1.64'	1"x4"	476		
	12 y 13	4	105.00'	2"x3"	210		
	14	54	0.82'	2"x3"	23		
						5,133 φ	
	PILAR	a	54	4.95'	3"x6"	402	
b		4	7.00'	2"x4"	19		
c		4	6.00'	2"x4"	16		
d		4	4.60'	2"x3"	10		
e		8	2.60'	2"x4"	14		
f		4	6.25'	4"x6"	50		
g		48	4.75'	3"x6"	342		
h		32	1.70'	3"x3"	42		
i		16	34.50'	1½"x12"	828		
j		4	9.00'	4"x4"	48		
k		2	4.75'	3"x8"	19		
l		Considero como sólo elemento		34.50'	1½"x6"	52	
m		10	3.30'	3"x4"	33		
n		10	3.30'	3"x4"	33		
o		20	4.30'	2"x3"	43		
p	12	2.20'	1½"x6"	20			
q	36	2.50'	1½"x8"	90			
soportes	30	15.00'	3"x4"	450	2,061 "		
					450 "		
Pérdidas y retaceo 10%						765 "	
TOTAL						8,409 φ	

C A P I T U L O III

E S T U D I O E C O N O M I C O

ANALISIS DE COSTOS - METRADOS - PRESUPUESTO.

I.- ESTUDIOS

Cálculo y diseño, estimado S/. 6,000.00

II.- ESTRIBOS.

a) Escavación en roca fija para cimentación:

El costo del m³ de roca fija desagregada, será el mismo que el de la extracción de la cantera para el afirmado de la Carretera,

(Ver pag. 127 del Presupuesto del Camino) S/. 12.55/m³

b) Costo de material para el estribo:

1- Extracción del material de la cantera, será el mismo que el

de la escavación para cimentación S/. 12.55/m³

2- Transporte de la roca:

Maquinaria:

Carrito Decauville S/. 600.00

Valor recuperable 20% S/. 120.00

Depreciación S/. 480.00

Costos fijos al año: Suponiendo una vida económica de 2 años:

Amortización 50% S/. 240.00

Intereses 8% S/. 38.40

Total por año S/. 278.40

Costo fijo por hora:

278.40/2,000 S/. 0.13/h

Mano de obra:

Suponiendo que la cantera está situada a 40 m. del lugar de empleo del material, el tiempo que demora uno peón en un ciclo completo de transporte será:

Ida: cargado, a 3 Km/h. o sea a 50 m/min. tarda 40/50 = 0.8 min.

Regreso: vacío, a 4 Km/h = 66.66 m/min. tarda 40/66.66 = 0.6 min.

Carga y descarga: 3.0 "

Tiempo perdido: 15 % 0.6 "

Tiempo total del ciclo 5.0 min.

Siendo la capacidad del carrito 0.30 m³, el rendimiento en m³ por hora será: $\frac{60 \times 0.30}{5} = 3.6 \text{ m}^3/\text{h}.$

Jornales:

2 peones a S/. 12.00/día ó sea 1.50/h.	S/.	3.00/h
Leyes sociales 5.5 %	S/.	1.55/h
Total	S/.	<u>4.55/h</u>

Costo de la mano de obra por hora:

0.13 / 4.55	S/.	4.68/h.
Costo del acarreo por m ³ : 4.68/3.6	S/.	1.30/m ³

3- Labrado de la roca:

Un albañil labra 0.10 m ² /h, a S/ 20.00/día	S/.	2.50/h
Leyes sociales 51.5 %	S/.	<u>1.28/h</u>
Total	S/.	3.78/h

Herramientas: 10 % de la mano de obra	S/.	0.25/h
Costo total por hora: 3.78 / 0.25	S/.	4.03/h
Costo del m ³ labrado: 4.03/0.10	S/.	40.30/m ³

Colocados

Materiales:

El mortero de cemento 1:2 contiene por m³:

18 bolsas de cemento a S/. 14.75 por bolsa	S/.	265.50/m ³
1 m ³ de arena a S/. 36.00/m ³	S/.	36.00 "
Agua, 200 litros por m ³ 52 gal/m ³ a S/. 0.04/gal. <u>S/.</u>		<u>2.08 "</u>
Total por m ³	S/.	303.58 "

Batido del mortero:

Maquinaria:

Mezcladora Jaeger de 11 pies ³	S/.	68,000.00
Valor recuperable 20 %	S/.	<u>13,600.00</u>
Depreciación	S/.	54,400.00

Costos fijos al año:

Considerando una vida económica de 6 años:

Amortización 16.66 %
Intereses 8.00 %
Mantenimiento 15.00 %
Almacenaje 3.00 %
Total <u>42.66 %</u>

Costo por año 46.66 %	S/. 23,200.00
Costo por hora $\frac{23,200}{2,000}$	S/. 11.60/h.

Costo variable por hora:

Combustibles:

Gasolina (1.5 gal/h. a S/.2.10 el gal.)	S/. 3.15/h
Aceite, grasas etc.	S/. 1.00/h
Pequeños repuestos	<u>S/. 0.50/h</u>
Total	S/. 4.65/h

Jornales:

Un Maquinista (S/. 20.00/día)	S/. 2.50/h
Dos ayudantes (S/. 12.00/día c/u)	S/. 3.00/h
Leyes sociales 51.5%	<u>S/. 2.83/h</u>
Total	S/. 8.33/h

Costo total por hora: 11.60/4.65/8.33 S/. 24.58/h

Costo del m³ de batido:

Siendo el rendimiento de la mezcladora de 18.6 m³ por hora,
 el costo por m³ será: $\frac{24.58}{18.60}$ S/. 1.32/h

Costo del mortero por m³ de albañilería:

Sabiendo que por m³ de albañilería entran 0.10m³ de mortero,
 el costo del mortero por m³ de albañilería será:

0.10 x 303.58 S/. 30.35/m³

Mano de obra:

Un albañil y un peón colocan 1/3 m³ por hora. Luego el costo
 por m³ de colocado será:

Albañil a S/. 2.50/h: $\frac{2.50}{1/3}$	S/. 7.50/m ³
Peón a S/. 1.50/h: $\frac{1.50}{1/3}$	S/. 4.50/m ³
Leyes sociales 51.5%	<u>S/. 6.18/m³</u>
Total	S/. 18.18/m ³

Costo total del m³ de albañilería colocado:

30.35 / 18.18 S/. 48.53/m³

c) Costo del relleno de los estribos con roca canteada.

Excavación: el mismo que para roca labrada . . . S/. 12.55/m³

Transporte: el mismo que para roca labrada	S/.	1.30/m ³
Asentado: Se asentará con mortero de cemento atenuado (Cemento, cal y arena) en una proporción en vol. 1:2:8, entrando por m ³ de mort.		
Cemento: 5 bolsas/m ³ a S/. 14.75 la bolsa	S/.	73.75/m ³
Cal: 0.29 m ³ a S/. 47/m ³	S/.	13.63/m ³
Arena: 1.12 m ³ a S/. 36/m ³	S/.	40.32 "
Agua: 250 litros a S/. 0.04 el galón	S/.	2.60 "
Total	S/.	130.30 "

Mano de obra de asentado

Albañil: 0.8 horas/m ³ a S/. 2.50/h	S/.	2.00/m ³
Peón: 0.8 hors/m ³ a S/. 1.50/h.	S/.	1.20 "
Leyes sociales 51.5%	S/.	1.65 "
Herramientas	S/.	0.32 "
Total	S/.	5.17 "

Costo del mortero por m³ de albañilería:

En 1 m³ de albañilería entran 0.25 m³ de mortero. Luego el costo del mortero por m³ de albañilería será:

0.25 x 130.30	S/.	32.57/m ³
Batido: Igual que el del mortero anterior:	S/.	1.32/m ³
<u>Costo total del m³ de albañilería de roca canteada colocada:</u>		

12.55/1.30/5.17/32.57/1.32 S/.

52.91/m³

III-PILARES.

a) Excavación para cimentación: Igual al estribo S/.

12.55/m³

b) Encofrado:

1- Costo del pie ² de madera	S/.	3.60/
Transporte, 5% del costo	S/.	0.18 "
Total	S/.	3.78 "

Si le damos una vida económica de 6 usos:

Costo por uso: $\frac{3.78}{6}$ S/.

0.63 "

Accesorios:

Petróleo blanco: 1 gal/100 pies a S/1.10/gal.	S/.	0.01/
Alambre: 1 Kg/100 pies ² a S/. 4.50/Kg.	S/.	0.045 "
Clavos: 1 Kg/100 pies ² a S/. 4.50/Kg,	S/.	0.045 "
Transporte 5 %	S/.	0.005 "

Costo total por pie²;

0.63/0.01/0.045/0.045/0.005 S/. 0.74/pie²

2- Preparación y colocación del encofrado:

Carpintero: 2.5 horas/100 pies² a ^{S/} 2.50/h. . . S/. 0.063 "

Peón: 0.5 hora/100 pies² a S/. 1.50/h . . . S/. 0.075 "

3- Desencofrado y limpieza:

Peón: 9 horas/100 pies² a S/. 1.50/h S/. 0.135 "

Leyes sociales 51.5% S/. 0.139 "

Herramientas S/. 0.027 "

Costo total de mano de obra S/. 0.439 "

Costo total del encofrado por pie² :

0.74/0.44 S/. 1.18/pie²

c) Concreto:

Si la proporción en vol. es 1:2:4.5, contiene por m³:

Cemento: 8 bolsas a S/. 14.75 la bolsa S/. 118.00/m³

Arena: 0.42 m³ a S/. 36.00/m³ S/. 15.12 "

Piedra (de 1½" y ¾"): 0.96 m³ a 0.37/m³ . . . S/. 35.52 "

Agua: 166 litros 43.16 gal. a S/. 0.04/gal. . . S/. 1.73 "

Total: S/. 170.37/m³

2- Batido: Igual que antes; S/. 1.32 "

3- Vaciado y apisonado del concreto:

Albañil: 1 hora/m³ a S/. 2.50/h. S/. 2.50/m³

Peón: 1.3 horas/m³ a S/. 1.50/h. S/. 1.95 "

Leyes sociales: 51.5% S/. 2.29 "

Total ; S/. 6.74 "

Costo total del m³ de concreto:

170.37/1.32/6.74 S/. 178.43/m³

d) Fierros:

1- Costo del Kg. S/. 3.80/Kg

Transporte 5% S/. 0.20 "

Total S/. 4.00 "

2- Cortado del fierro:

Armador: 0.5 horas/100 Kgs. a S/. 2.50/h . . . S/. 0.013/Kg.

Peón: 1 hora/100 Kgs. a S/. 1.50/h	S/.	0.015/Kg.
3- Doblado del fierro:		
Armador: 1 Hora/100 Kgs a S/ 2.50/h	S/.	0.025 "
Peón: 1 hora/100Kgs. a S/. 1.50/h	S/.	0.015 "
4- Armado y colocado del fierro:		
Armador: 2.5 horas/100 Kgs.	S/.	0.062 "
Total: Cortado/doblado/colocado	S/.	0.13 "
Leyes sociales 51.5%	S/.	0.067 "
Herramientas 10%	S/.	0.013 "
Total mano de obra	S/.	0.210/Kg.
<u>Costo total del Kg. de fierro colocado:</u>		
4.00 / 0.21	S/.	<u>4.21 "</u>

IV-. LOSA

Tendrá los mismos precios unitarios que el pilar.

V-. PERFILES METALICOS DOBLE T.

a) Costo del perfil en el Puerto \$ 5.76/100 lbs. estando al cambio a S/. 19.00/Dollar, para los certificados de importación de maquinaria: 19.00 x 5.76	S/.	109.44/100#
Derechos de importación, Aduana etc.		
\$ 0.35/100 lbs. a S/ 19.00/\$	S/.	<u>6.65 "</u>
Costo total por 100 libras	S/.	116.09 "
Transporte 6%	S/.	<u>6.97 "</u>
Costo de las 100 lbs. puestos en obra:	S/.	123.06 "

b) Colocación:

Albañil: 0.5 horas/m. a 2.50/h	S/.	1.25/m
Peón: 2.5 horas/m. a S/. 1.50/h	S/.	6.25 "
Leyes sociales 51.5%	S/.	3.86 "
Herramientas 10%	S/.	<u>0.75 "</u>
Total por metro	S/.	12.11 "

VI - REMACHADO.

a) Costo de 1 remache	S/.	1.60
---------------------------------	-----	------

b) Maquinaria:

Compresora Jaeger de 11 pies³

Costo horario de la compresora (Ya lo vimos)	S/.	31.66/h
--	-----	---------

Costo horario del martillo:

Valor del martillo	S/. 1,300.00
Manguera de 50'	<u>S/. 500.00</u>
Total	S/. 1,800.00
Valor recuperable 20%	<u>S/. 360.00</u>
Depreciación	S/. 1,440.00
Costo fijo por año: Suponiendo una vida económica de 5 años:	
46 % de 1,440	S/. 662.40
Costo fijo por hora : $\frac{662.40}{2,000}$	S/. 0.33/h

Jornales:

Un maquinista S/. 30.00/día	S/. 3.75/h.
Dos remachadores S/. 20.00/día	S/. 5.00/h.
Leyes sociales 51.5%	<u>S/. 4.50 "</u>
Total	S/. 13.25 "

Costo total de la unidad remachadora:

Compresora	S/. 31.66 "
Dos martillos remachadores: 2x0.33	S/. 0.66 "
Jornales: 2x13.26	<u>S/. 26.52 "</u>
Total	S/. 58.84 "

Costo por remache:

Considerando que el rendimiento por martillo es de 16 remaches por hora, como ha y 2 martillos por compresora, el rendimiento de la compresora será: $2 \times 16 = 32$ remaches/hora, luego:

Costo por remache: $\frac{58.84}{32}$	S/. 1.84/rem.
---	---------------

c) Costo total por remache:

1.84/1.60	S/. 3.44/rem
---------------------	--------------

d) Costo de las planchas de remachado: Es el mismo que el del a-

cero laminado de los perfiles T:	S/. 123.06/100#
--	-----------------

VII-. APOYOS Y ACCESORIOS.

El costo por 100 libras de acero modelado es de \$ 7.15, estando el cambio a S/. 19.00/Dollar

S/. 135.85/100#

Transporte 5%	<u>S/. 6.79 "</u>
-------------------------	-------------------

Costo del acero modelado puesto en obra.	S/. 142.64 "
--	--------------

a) El peso de los apoyos es;

1- Apoyos móviles:

4 rodillos de 120 lbs c/u:	480 Lbs
4 planchas de 70 lbs c/u:	280 "

2- Apoyos fijos:

4 apoyos de 70 lbs c/u:	280 "
-------------------------	-------

3- apoyos de los Estribos:

8 planchas de 40 lbs c/u:	320 "
---------------------------	-------

4- 16 planchas de refuerzo

de 40 libras c/u:	<u>640 "</u>
-------------------	--------------

Total	2,000 "
-------	---------

Costo total de los apoyos: 2,000 x 1.426 S/. 2,852.00

b) Abrazaderas del encofrado:

54 abrazaderas de 2.9 lbs. c/u:	157 lbs
---------------------------------	---------

Costo de las abrazaderas 157 x 1.426 S/.	224.00
--	--------

c) Refuerzos angulares para las alas:

A 8 refuerzos por viga; 8 x 4 32 angulares.

Costo de los angulares S/.	123.06/100#
--------------------------------------	-------------

VIII-. BARANDAS:

El costo de las barandas metálicas de tubos metálicos

de 2" de diámetro es: S/.	30.00/m.l.
-------------------------------------	------------

Codos S/.	14.00 c/u.
---------------------	------------

Tees S/.	15.00 "
--------------------	---------

Cruces S/.	18.00 "
----------------------	---------

LX-. Drenaje:

Costo de las tuberías de 2" S/.	30.00/m.l.
---	------------

COSTO TOTAL DEL PUENTE

PARTIDA	METRADO	COSTO UNIT/	PARCIALES	TOTALES
I- ESTUDIOS			S/ 6,000.00	S/ 6,000.00
II- ESTRIBOS				
a) Excavación en roca fija p. ciment.	30 m ³	S/ 12.55/m ³ "	376.50	"
b) Material para estribos:				
1- Estracción de roca de cantera	55 "	" 12.55 " "	695.25	
2- Acarreo	55 "	" 1.30 " "	71.50	
3- Labrado	70 m ²	" 40.30/m ² "	2,821.00	
4- Colocado	55 m ³	" 48.53/m ³ "	2,669.15	
5- Relleno de estribo con roca cant.	30 "	" 52.91 " "	1,587.30	S/. 8,220.70
III- PILARES				
a) Excavación	180 "	" 12.55 " "	2,259.00	
b) Encofrado	2,762 m ²	" 1.18/m ² "	3,259.16	
c) Concreto	70 m ³	" 178.43/m ³ "	12,490.10	
d) Fierro	8,137 Kg	" 4.21/Kg"	34,256.77	
e) Impermeab."Sika"	300 "	" 21.70 " "	6,510.00	S/ 58,775.03
IV- LOSA				
a) Encofrado	5,646 m ²	" 1.18/m ² "	6,662.28	
b) Concreto	44 m ³	" 178.43/m ³ "	7,850.92	
c) Fierro	2,665 Kg	" 4.21/Kg"	11,219.65	S/ 25,732.85
V- PERFILES DOBLE T				
	46,200 lb	" 1.23/lb"	56,826.00	S/ 56,826.00
VI REMACHADO				
a) Remaches	400 r.	" 3.44/r."	1,376.00	
b) Placas metalic.	1,700 lb.	" 1.23/lb"	2,091.00	S/ 3,467.00
VII- ACCESORIOS				
a) Apoyos	2,000 lb	" 1.43 " "	2,852.00	
b) Angulares	425 "	" 1.23 " "	522.75	
c) Abrazaderas	157 "	" 1.43 " "	224.00	S/. 3,598.75
VAN				S/162,620.33

PARTIDA	METRADO	COSTO UNIT/	PARCIALES	TOTALES
VIENEN				S/ 162,620.53
VIII- BARANDAS				
a) Tubos	144 m.	3% 30.00/m	S/ 4,320.00	
b) Codos	4	" 14.00/c	" 56.00	
c) Tees	32	" 15.00/t	" 480.00	
d) Cruces	28	" 18.00/c	" 504.00	S/ 5,360.00
IX- DRENAJE				
a) Tuberías	15 m	" 30.00/m	" 450.00	S/ 450.00
X- UTILIDAD DEL CONTRATISTA 12%				S/ 20,211.64
XI- GASTOS GENERALES E IMPREVISTOS 8%				S/ 13,474.43
INVERSION TOTAL				S/ 202,116.40

I N D I C E D E M A T E R I A S

PRIMERA PARTE

PAGS.

Especificaciones del Proyecto de Caminos para el año 1954	1
---	---

CAPITULO I

Descripción del Trazo

Descripción de la topografía del lugar	6
Características generales del Trazo	6
Descripción del Trazo en Planta.	7
Determinación de las curvas de transición	15
Peraltado de las curvas	16
Visibilidad	17
Sobreancho	18
Trazo en Perfil	19
Secciones Transversales	21
Capacidad de Ascenso	23
Cálculo de la distribución de la carga en el semiremolque.	28

CAPITULO II

Construcción y Drenaje

Generalidades	32
Esponjamiento y contracción de las Tierras	32
Diagrama de Bruckner o Curva de las Masas	34
Elección de la Línea de Balance	38
Elección del Equipo	41
Rendimiento del Tractor D-7 con Empujador 7-A	42
Rendimiento en la Compensación Transversal	48
Rendimiento en la Compensación Longitudinal	48
Explosivos	53
Cálculo de la cantidad de Explosivo	54
Forma de ejecutar los trabajos con Explosivos en Cortes de Carreteras	55
Maquinaria empleada en la Perforación y Desagregado de las Rocas	57

	PAGS.
Construcción de Rellenos	59
Método de Proctor	62
El Proctor en la práctica	66
Forma de ejecutar la prueba de compactación en el campo	68
Forma de ejecutar los Rellenos	68
Construcción de Rellenos en Roca	70
Subrasantes y Sub-Bases	70
Maquinaria especializada para Rellenos	71
Rodillos	71
Cálculo del Rendimiento de los Rodillos	72
Selección del Equipo	73
Drenaje	76
Drenaje Superficial	76
Drenaje Subterráneo o Subdrenaje	78
Drenaje de Terraplenes	80
Drenaje de Filtraciones	80
Drenaje y Subdrenaje de Sub-Base, afirmado y Pavimento .	81
Control de Erosión	82
Drenaje del Kilómetro	83
Alcantarillas	83
Cálculo de una Alcantarilla de lm. de Luz	86

CAPITULO III

PAVIMENTO Y OBRAS ACCESORIAS

Generalidades	92
Clasificación de los Suelos	92
Base o Afirmado	94
Tipos de Bases	94
Obtención de la Piedra para el Afirmado	98
Machaqueo de la Piedra	99
Pavimentos	100
Clasificación de la Superficie	101
Elementos básicos	101
Tipos de Agragados	101

	PAGS.
Granulometría de los Agregados	103
Ligantes usados en Revestimientos Bituminosos	105
Asfaltos	106
Clasificación de los Asfaltos de Pavimentación	106
Elección del Revestimiento Bituminosos	107
Constitución del Concreto Asfáltico	107
Elemento Ligante	109
Características de la Mezcla Bituminosa	110
Métodos de Mezcla - Planta Fija	111
Distribución del Concreto Asfáltico	111
Determinación del Espesor del Concreto Asfáltico	113
Riegos de Imprimación y Sellado	113
Equipo Mecánico para construcción de Afirmado y Pavimento	115
Señalización	117
Estudio Económico-Análisis de Precios-Presupuesto	121
Costo Total del Km. en Estudio	135

S E G U N D A P A R T E

P U E N T E

CAPITULO I

Especificaciones y Generalidades	137
Características del Puente	138
Determinación de la Luz de Cada Tramo	139
Características de los Materiales Empleados	140
Vigas Metálicas	140
Concreto	140
Dosificación del Concreto	142
Impermeabilización del Concreto	146
Materiales que intervienen en el Estribo	146
Cálculo y diseño de la losa- Tanteo Preliminar	148
Luz de cálculo	148
Cálculo Definitivo de la Losa	149

Metodos de Construcción de las Líneas de Influencia de la Losa	152
Cálculo de las áreas de Fierro necesarias	156
Cálculo de las Vigas Metálicas	158
Elección de las Vigas	164
Comprobación de las Vigas al Esfuerzo Cortante	165
Comprobación de las Vigas a la Torsión	168
Comprobación de las Vigas a la Compresión en el Nervio.	170
Empalmes de las Vigas	171
Cálculo y Diseño de los Apoyos sobre los Pilares.-	
Apoyo Móvil	174
Apoyo Fijo	176
Accesorios	177
Pilares - Cálculo	178
Fuerzas que intervienen en el Pilar	178
Dimensionamiento del Pilar	181
Cálculo de la Columna del Pilar	182
Cálculo de la Viga con dos Cantiléver del Pilar	189
Chequeo del Pilar al Volteo	192
Cálculo de las Zapatas	195
Trasmisión de la Carga de la Columna a la Zapata	198
Estribos del Puente	198
Dimensiones de los Estribos	199
Fuerzas que intervienen en los Estribos	200
Comprobaciones del Estribo	201
Alas del Estribo	202
Placas de apoyo sobre los Estribos	203
Deflexiones de las Vigas	203
Algunas consideraciones	207
Barandas	207
Drenaje del Puente	207

C A P I T U L O II

ENCOFRADO

Encofrado de la losa	208
Cálculo del Encofrado	208
Encofrado del Pilar	213
Encofrado de la Zapata	213
Encofrado de la Columna	214
Encofrado de las Vigas Cantiléver del Pilar	217
Arriostramiento del Encofrado del Pilar	223
Relación de la Madera del Encofrado	224

C A P I T U L O III

ESTUDIO ECONOMICO

Análisis de Costos-Metrados-Presupuesto	225
Costo Total del Puente	233

F I N