

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

DEPARTAMENTO DE  
INGENIERIA CIVIL.

---

ESPECIFICACIONES PARA EL PROYECTO DE GRADO DE PUENTES

AÑO 1954.

ALUMNO: Francisco Zárate Bustamante.

TEMA: Puente sobre el río Rímac, frente a la estación Climática  
de Huampaní. H15.

Los proyectos deberán comprender el estudio de la solución más adecuada, incluyendo la ubicación y el tipo de puente. El cálculo completo de la estructura y su encofrado, el presupuesto incluyendo estudio de precios unitarios y metrado, y el proceso de construcción con un calendario de trabajo.

Deberán presentarse los siguientes documentos:

- 1°.- Planos de construcción completos y en detalle, de la estructura y del encofrado con metrados y relación de armaduras y de madera.
- 2°.- Memoria, fundamentando la solución adecuada el desarrollo del cálculo.
- 3°.- Metrado, análisis de precios unitarios y presupuesto.
- 4°.- Proceso de construcción y calendario de trabajo.

El proyecto deberá ceñirse a la especificación de la A.A.S.H.O.

## M E M O R I A   D E S C R I P T I V A

La materia del presente Proyecto es el cálculo del Puente de Huampaní, sobre el río Rimac, a la altura del Distrito de Chaclacayo, Provincia de Lima, kilómetro N° 43.630 de la Carretera Central.

### G E N E R A L I D A D E S . -

Cabe mencionar la labor de la Oficina de Planeamiento y Urbanismo, en el Plan de Esparcimiento Regional, con el objeto de crear comunidades recreativas. Sobre el particular se propuso una Ley que permitiera formar los centros climáticos de esparcimiento regional, como reflejo de vacación anual, de Verano e Invierno, ubicados en centros estratégicos del País, que incrementa además el conocimiento del suelo Patrio.

Es así como se ha formado el Centro Climático de Invierno en el fundo Huampaní, que constituye un paso notable de avance social en materia recreativa.

### Descripcción Panorámica.-

El fundo Huampaní se encuentra en la margen derecha del río Rimac, frente a la ciudad de Chaclacayo. Anteriormente el fundo estaba destinado a fines agrícolas, con cultivos de algodón y en su mayoría de productos alimenticios. Este estaba dividido en dos zonas: el Alto y Bajo Huampaní, este último era constantemente inundado por las crecientes del río, razón por la cual se ha dispuesto defensas ribereñas, enrocados que en la actualidad ofrecen seguridad.

La ubicación del Centro Climático de Huampaní se debe al privilegiado clima del lugar, y a su favorable topografía. Tanto en invierno como en verano, se goza de un asoleamiento continuo, a esto se suma la facilidad de acceso, a las vías de comunicación tales como el Ferrocarril y la Carretera Central.

Se escogió la margen derecha del río Rimac, debido a que en la margen izquierda no hay espacio suficiente como para realizar este Proyecto y por el elevado costo de estos terrenos que constituyen zonas residenciales por excelencia lo que no permitió la financiación.

Más de siete mil familias de empleados, obreros y comerciantes pasarán cada año sus vacaciones en dicho centro climático, levantado por la Corporación Nacional de la Vivienda. Por lo dicho, se deduce la necesidad de construir un puente que permita unir el mencionado Centro con la Ciudad de Chaclacayo y por lo tanto con la Carretera Central. Con esta construcción, además, se habilitarían las áreas libres de la margen derecha para futuras urbanizaciones.

El terreno está formado por material sedimentario, relleno hecho por el río Rimac, presentando un todo conglomerado, formado por piedras, arena, cascajo y arcilla en proporciones variables; materiales que pueden ser aprovechados en las construcciones. Por la somera exposición geológica se deduce las inmejorables condiciones de cimentación que ofrece el suelo en este lugar.

En la zona de Huampaní, el río ha formado un cauce estable con pequeñas divagaciones. Según datos del Ministerio de Fomento y referencias de los antiguos vecinos de los alrededores, en 30 años no han habido cambios apreciables lo que evidencia la integridad de las defensas ribereñas.

Los aforos realizados señalan como época de aguas máximas los meses de enero, febrero y marzo, estos gastos varían por lo general desde 100 m<sup>3</sup>/seg. hasta 600 m<sup>3</sup>/seg. ( año 1925 ); y época de aguas mínimas los meses de junio, julio y agosto gastos que oscilan alrededor de 11 m<sup>3</sup>/seg..

La vegetación en esta zona corresponde a la de 700 á 800 m. sobre el nivel del mar, constituido por vegetación anana, hierbas,

arbustos, grama, caña brava; y vegetación de cultivo: alimenticios e industriales.

Ubicación del Puente.-

Con este fin se ha estudiado:

1°.- Las vías de acceso, calles y zonas sin construir para evitar expropiaciones que encarezcan la obra.

2°.- Condiciones de topografía, que permitan la construcción de la pista de acceso sin cambios notables de pendiente, reduciendo al mínimo el movimiento de tierras.

3°.- El perfil transversal del río, que permita vencer la luz con economía determinando la cimentación más favorable.

4°.- El perfil longitudinal del río, determinando las condiciones hidráulicas, con reconocimientos aguas arriba y aguas abajo en una extensión de 200 ms. en ambos sentidos.

5°.- Condiciones arquitectónicas, que cumplan la función de recreación y circulación, contribuyendo al ornato de la Ciudad.

Por las consideraciones expuestas, el puente estará ubicado en la prolongación del eje de la calle Los Manzanos, cortando el eje de la Carretera Central en el kilómetro N° 43.630.

El perfil longitudinal del eje de la calle Los Manzanos, será modificado por una rasante de 6% de gradiente que comienza a 24 ms. del eje de la Carretera Central que a su vez constituye el vértice de la curva convexa, pasa por el eje de la línea ferrea prolongándose hasta intersectar la horizontal de cota 789.360 ms. que viene a ser el vértice de la curva cóncava que enlaza las dos rasantes. La horizontal de la cota mencionada se prolonga hasta el estribo del puente a partir del cual la rasante del puente se adapta a una curva vertical convexa.



TIPO DE ESTRUCTURA.-

Teniendo en cuenta que lo ideal es construir una estructura con el mínimo de costo, he analizado las siguientes condiciones:

1°.- Las especificaciones que se me ha asignado según el cual el puente debe ser de concreto armado.

2°.- El perfil transversal del río que determina la luz por salvar y es de 68 ms.

3°.- El aspecto económico que encierra la prioridad de la estructura a elegir. La luz indicada se puede vencer con un puente en arco, viga continua y puente de tramos suspendidos, en orden de economía.

4°.- La altura del nivel de aguas máximas y la cota de la rasante que determinan una diferencia de nivel de 1.38 ms. en la parte más baja del puente ( estribos ). De lo dicho se deduce que la altura libre es pequeña que imposibilita la solución de la estructura en arco; puesto que por muy rebajado sea este sobrepasaría la cota de la rasante.

5°.- Las condiciones de cimentación como se ha visto son buenas. La resistencia del terreno en conglomerados según datos del Ministerio de Fomento y de compañías que han realizado trabajos de cimentación en la zona, es de 4 Kg./ cm<sup>2</sup>. Los asentamientos de la sub-estructura se reducen al mínimo a 3 ms. de profundidad por debajo del fondo del río.

Por otra parte entre el puente de tramo continuo y el de tramo suspendido reúne ventajas económicas el primero, cuando se ha eliminado la posibilidad de asentamiento que obliga a la estructura absover grandes esfuerzos; como se ha visto el asentamiento es despreciable, adoptaré la solución de puente con tramo continuo.

6°.- Ventajas entre las soluciones de viga y losa continuas:

a).- La altura entre el nivel de aguas máximas y la cota de la rasante es pequeña, de manera que si se usara viga continua y siendo el peralte de esta considerable, la altura libre entre la parte más baja de la super-estructura y el nivel de aguas máximas se reduce mucho más y como por seguridad debe siempre haber un espacio prudencial, me inclino por la solución de losa continua que salva esta dificultad.

b).- La facilidad de encofrado que ofrece la losa suma la posibilidad de su adopción.

Por las consideraciones establecidas adopto la solución de losa continúa.

DISEÑO DEL PUENTE

Dimensionamiento.-

Basándome en las recomendaciones de Ingenieros americanos que dan una relación de tramo central a extremo que oscila alrededor de 1.3, para una solución económica, y teniendo en cuenta que en el Perú, la longitud de tramo económico en losa continua está comprendido entre 15 y 20 ms., adopto la solución de una losa continua simétrica de cuatro tramos: de 19 ms. en los tramos centrales y 15 ms. en los extremos que satisface las condiciones expuestas. La relación recomendada es para losas acarteladas.

Los espesores de la losa por recomendaciones de la A.A.S.H.O. en la clave es aproximadamente un cincuentavo de la luz del tramo y la relación de espesores entre la clave y el arranque es de 1 a 2, los valores absolutos se indicarán oportunamente.

**Momentos Flextores.-**

Usando el método del profesor Hardy Cross tengo las fórmulas que proporcionan los momentos finales en los apoyos para cargas en cualquier tramo. Estas fórmulas se adjuntan en página siguiente, cuya nomenclatura es:



$M_{AB}$ ,  $M_{BA}$ ,  $M_{BC}$ , ..... Momentos Finales

$M_{AB}^F$ ,  $M_{BA}^F$ ,  $M_{BC}^F$ , ..... Momentos de Empotramiento

$C_{AB}$ ,  $C_{BA}$ ,  $C_{BC}$ , ..... Factores de transmisión.

$D_{AB}$ ,  $D_{BA}$ ,  $D_{BC}$ , ..... Factores de Distribución.



# MOMENTOS EN LOS APOYOS (CUATRO TRAMOS SIMETRICOS CON RELACION AL PILAR CENTRAL)

	PRIMER TRAMO CARGADO	SEGUNDO TRAMO CARGADO	TERCER TRAMO CARGADO	CUARTO TRAMO CARGADO
$M_{AB}$	0	0	0	0
$M_{BA}$	$\frac{(1 - D_{BA}) - (2 - D_{BA})U}{1 - 2U} M_1$	$\frac{D_{BA}(1 - u)M_{BC}^F - wM_{CB}^F}{1 - 2U}$	$\frac{-UD_{DE}M_{DC}^F - wM_{CD}^F}{1 - 2U}$	$\frac{UD_{DE}}{1 - 2U} M_4$
$M_{BC}$	$\frac{D_{BC}(1 - u) - u}{1 - 2U} M_1$	$\frac{(1 - D_{BC})(1 - u)M_{BC} - C_{CB}D_{CB}(1 - u)M_{CB}^F}{1 - 2U}$	$\frac{-u(1 - D_{DC})M_{DC} - C_{CD}D_{CD}(1 - D_{DC})M_{CD}^F}{1 - 2U}$	$\frac{U(1 - D_{DC})}{1 - 2U} M_4$
$M_{CB}$	$\frac{C_{BC}D_{BC}(1 - D_{CB}) - uM_{BC}}{1 - 2U} M_1$	$\frac{-C_{BC}D_{BC}(1 - D_{CB}) - uM_{BC}}{1 - 2U}$	$\frac{-C_{DC}D_{DC}(1 - D_{CD}) - uM_{DC}^F}{1 - 2U}$	$\frac{C_{DC}D_{DC}(1 - D_{CD}) - u}{1 - 2U} M_4$
$M_{CD}$	$\frac{C_{BC}D_{BC}(1 - D_{CD}) - u}{1 - 2U} M_1$	$\frac{C_{BC}D_{BC}(1 - D_{CB}) - uM_{BC}}{1 - 2U}$	$\frac{-C_{DC}D_{DC}(1 - D_{CD}) - uM_{DC}^F}{1 - 2U}$	$\frac{C_{CD}D_{DC}(1 - D_{CD}) - u}{1 - 2U} M_4$
$M_{DC}$	$\frac{u(1 - D_{BC})}{1 - 2U} M_1$	$\frac{u(1 - D_{BC})M_{BC} - C_{CB}D_{CB}(1 - D_{BC}) - CD}{1 - 2U}$	$\frac{(1 - D_{DC})(1 - u)M_{DC}^F - C_{CD}D_{CD}(1 - D_{DC})M_{CD}^F}{1 - 2U}$	$\frac{D_{DE}(1 - u)M_{DC} - wM_{CD}}{1 - 2U} M_4$
$M_{DE}$	$\frac{UD_{BC}}{1 - 2U} M_1$	$\frac{UD_{BAM_{BC}} - wM_{CB}}{1 - 2U}$	$\frac{D_{DE}(1 - u)M_{DC} - wM_{CD}}{1 - 2U}$	$\frac{(1 - D_{DE})(2 - D_{DE})u}{1 - 2U} M_4$
$M_{ED}$	0	0	0	0



$$1).- M_1 = M_{BA} - C_{AB} M_{AB}^F$$

$$2).- M_4 = M_{DE}^F - C_{ED} M_{ED}^F$$

$$3).- U = C_{BC} C_{CB} D_{BC} D_{CB} = C_{DC} C_{CD} D_{DC} D_{CD}$$

Por simetría para 4 tramos.

$$4).- V = C_{BC} D_{BC} D_{CD}$$

$$5).- w = C_{CB} D_{CB} D_{BA} = C_{CD} D_{CD} D_{DE}$$

Por simetría para 4 tramos.

Las formulas indicadas contienen términos que podemos calcular.

$M^F$  : Representa el momento de empotramiento perfecto, negativo para alargamientos de la fibra superior y positivo para alargamiento de la fibra inferior.

C : Factores de transmisión siempre negativos.

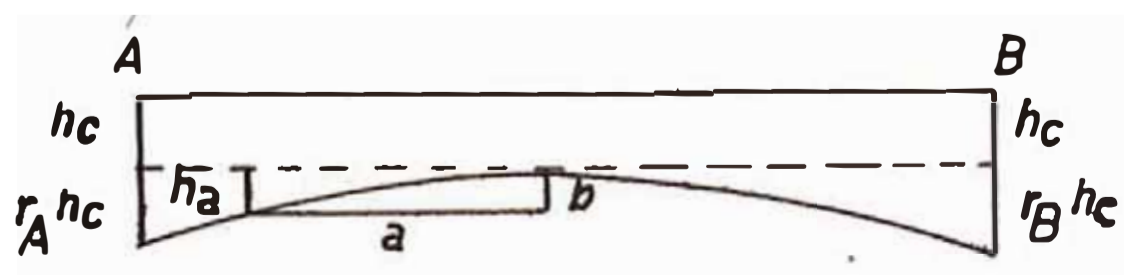
D : Factores de distribución siempre positivos.

Los momentos de empotramiento perfecto y las constantes de transmisión están en función de la variación de los momentos de inercia en todas las secciones consideradas; así mismo la rigidez.

Para facilitar los cálculos hay abacos que están confeccionados considerando elementos simétricos y asimétricos en los que el intrados son curvas de ecuaciones conocidas.

En este proyecto tomo el acartelamiento parabólico por estética y sobre todo por acercarse a la envolvente de momentos.

Sea AB un tramo cualquiera:



El espesor  $h_c$  es constante, los espesores  $h_c r_A$  determinan las ordenadas de la curva del intrados para el apoyo A, así mismo  $r_B h_c$  las ordenadas en el apoyo B.

En cualquier punto del intrados podemos tener las ordenadas  $h_a$  y  $h_b$  sobre la horizontal que pasa por el vértice a distancias  $a$  y  $b$  respectivamente de dicho vértice.

Considerando una parábola de segundo grado, las alturas en cualquier punto se pueden expresar por las relaciones:

$$h_a = \frac{a^2 r_A h_c}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} \quad h_b = \frac{b^2 r_B h_c}{\left(\frac{L}{2}\right)^2}$$

Expresiones que nos permiten determinar la altura de la losa, añadiendo solamente la constante  $h_c$ .

Los abacos para determinar las constantes y los momentos de empotramiento de la losa, que están en función de  $r_A$  y  $r_B$  que son relaciones de aumento de la losa en los apoyos al espesor en el centro del tramo.

En el tramo AB, aislado podemos deducir las expresiones siguientes:

$$r_A = \frac{h_A - h_c}{h_c} \quad r_B = \frac{h_B - h_c}{h_c}$$

donde:

$h_A$  : espesor en el apoyo izquierdo

$h_B$  : " " " " derecho

$h_c$  : Altura en el vértice de la parábola en este caso

so al centro del tramo.

Valores de  $r$ .-

Para el cálculo debemos de asumir valores de

r, aumento de la altura de la losa en los apoyos a la altura en el centro del tramo, y después por simple sustitución obtener la altura definitiva. Ya sea visto la relación adoptada que es de espesor en la clave a espesor en el apoyo como 1 es a 2. Reemplazando en las expresiones anteriores se tiene:

$$r_{AB} = 0$$

$$r_{BA} = r_{BC} = r_{CB} = l$$

Obtención de Factores de Rigidez.-

Con los valores de r buscamos en el abaco N° 1 titulado " Coeficiente de Rigidez " que son:

$$k_{BA} = 9.15$$

$$k_{BC} = 12.10 = k_{CB}$$

Obtención de los Factores de Trasmisión " C " o Carry Over.-

Con

los mismos valores de r en el abaco N° 2 tendremos:

$$C_{AB} = - 0.815$$

$$C_{BA} = - 0.425$$

$$C_{BC} = C_{CB} = -0.695$$

Factores de Distribución.-

Tenemos las fórmulas para encontrar los factores de distribución:

$$D = \frac{K}{\Sigma K} = \frac{\frac{k I_c}{L}}{\Sigma \frac{k I_c}{L}}$$

donde:

k : Coeficiente de rigidez.

- Longitud del tramo considerado.
- $I_c$  : Momento de inercia al centro del tramo.
- $K$  • Rigidez del elemento, que es el momento requerido para hacer girar en un ángulo unitario, el extremo simplemente apoyado, de un elemento cuando el otro es fijo.

Para los extremos simplemente apoyados del puente, es necesario corregir los valores de la rigidez tomados del abaco N° 1 que dá solamente para elementos continuos.

El coeficiente de rigidez en el extremo continuo de un tramo AB, discontinuo en A es:

$$k = (1 - C_{AB}C_{BA})k_{BA} \quad ( 2 )$$

donde:

$k_{BA}$  : Coeficiente de rigidez dado por el abaco

$C_{AB}$  y  $C_{BA}$  : Factores de transmisión del elemento AB en A y B.

Relacionando las ecuaciones anteriores (1) y (2) tendremos:

$$D_{BA} = \frac{(1 - C_{AB}C_{BA}) k_{BA}}{(1 - C_{AB}C_{BA}) k_{BA} + \frac{k_{BC}}{\alpha}}$$

$\alpha = 1.27$  relación de lado central a extremo.

Reemplazando valores tendremos:

$$D_{BA} = \frac{1 - [-0.815(-0.425)] 9.15}{1 - [-0.815(-0.425)] 9.15 + \frac{12.10}{1.27}}$$

$$D_{BA} = 0.385.$$

Como en los apoyos no hay monolitismo se tiene:

$$D_{BC} = 1 - 0.385 = 0.615$$

Por simetría se tendrá también:

$$D_{CB} = 0.500$$



Calculo de los Momentos.-

Carga en el tramo I.-

$$U = C_{BC}C_{CB}D_{BC}D_{CB}$$

$$U = - 0.695 ( - 0.695 ) 0.615 \times 0.500 = 0.148$$

$$M_{BA} = M_{BC} = \frac{(1 - D_{BA}) - (2 - D_{BA}) U}{1 - 2U} M_1$$

$$M_{BA} = M_{BC} = \frac{(1 - 0.385) - (2 - 0.385)0.148}{1 - 2 \times 0.148} M_1$$

$$M_{BA} = M_{BC} = 0.5320 M_1 \quad (1).$$

$$M_{CB} = M_{CD} = \frac{(1 - D_{CB} - U) C_{BC}D_{BC}}{1 - 2U} M_1$$

$$M_{BC} = M_{CD} = \frac{(1 - 0.500 - 0.148)(-0.695)0.615}{1 - 2 \times 0.148} M_1$$

$$M_{BC} = M_{CD} = -0.2140 M_1 \quad (2).$$

$$M_{DE} = M_{DC} = \frac{U (1 - D_{BC})}{1 - 2U} M_1$$

$$M_{DE} = M_{DC} = \frac{0.148 (1 - 0.615)}{1 - 2 \times 0.148} M_1$$

$$M_{DE} = M_{DC} = 0.081 M_1 \quad (3).$$

Carga en el tramo II.-

$$M_{BA} = M_{BC} = \frac{D_{BA} (1 - U) M_{BC}^F - w M_{CB}^F}{1 - 2U}$$

$$w = C_{CB}D_{CB}D_{BA}$$

$$w = - 0.695 \times 0.500 \times 0.385$$

$$w = - 0.134$$

$$M_{BA} = M_{BC} = \frac{0.385(1 - 0.148)M_{BC}^F - (-0.134)M_{CB}^F}{1 - 2 \times 0.148}$$

$$M_{BA} = M_{BC} = 0.465 M_{BC}^F + 0.190 M_{CB}^F \quad (4).$$

$$M_{CB} = M_{CD} = \frac{-C_{BC}D_{BC}(1 - D_{CB} - U)M_{BC}^F + (1 - D_{CB} - U)M_{CB}^F}{1 - 2U}$$

$$M_{CB} = M_{CD} = \frac{0.695 \times 0.615(1 - 0.500 - 0.148)M_{BC}^F + (1 - 0.500 - 0.148)M_{CB}^F}{1 - 2 \times 0.148}$$

$$M_{CB} = M_{CD} = 0.2140 M_{BC}^F + 0.5000 M_{CB}^F \quad (5).$$

$$M_{DC} = M_{DE} = \frac{-U D_{BA} M_{BC}^F + w M_{CB}^F}{1 - 2U}$$

$$M_{DC} = M_{DE} = \frac{-0.148 \times 0.395 M_{BC}^F + (-0.134) M_{CB}^F}{1 - 2 \times 0.148}$$

$$M_{DC} = M_{DE} = -0.0810 M_{BC}^F - 0.1906 M_{CB}^F \quad (6).$$

Poniendo las ecuaciones (1), (2) y (3) en función de los momentos de empotramiento tendremos las fórmulas simplificadas:

$$M_{BC} = M_{BA} = 0.532 M_{BA}^F + 0.436 M_{AB}^F \quad (1)$$

$$M_{CD} = M_{CB} = -0.214 M_{BA}^F - 0.174 M_{AB}^F \quad (2)$$

$$M_{DE} = M_{DC} = 0.081 M_{BA}^F + 0.066 M_{AB}^F \quad (3)$$

$$M_{BC} = M_{BA} = 0.465 M_{BC}^F + 0.190 M_{CB}^F \quad (4)$$

$$M_{CD} = M_{CB} = 0.214 M_{BC}^F + 0.500 M_{CB}^F \quad (5)$$

$$M_{DE} = M_{DC} = -0.081 M_{BC}^F - 0.190 M_{CB}^F \quad (6)$$

Con las ecuaciones del (1) al (6) he calculado las ordenadas de las líneas de influencia de los momentos en los apoyos, considerando la carga P unidad, a cada décimo de luz y reemplazando los momentos de empotramiento leídos en los abacos respectivos.

Además por simetría se puede obtener las ecuaciones cuando las cargas circulan en los tramos III y IV, intercambiando los sub

indices en las ecuaciones anteriores, con relación al pilar central que es el eje de simetría del puente.

Los valores obtenidos he tabulado en la forma siguiente:

ORDENADAS DE LA L. de I. DEL APOYO B, CARGA EN EL TRAMO I

a	$M_{AB}^F$	$M_{BA}^F$	$0.436M_{AB}^F$	$0.532M_{BA}^F$	$M_B$
0.10	-0.0776	-0.0174	-0.0339	-0.00928	-0.04318 $L_1$
0.20	-0.117	-0.060	-0.0505	-0.0320	-0.0825
0.30	-0.125	-0.117	-0.0544	-0.0634	-0.1178
0.40	-0.113	-0.173	-0.0494	-0.0922	-0.1416
0.50	-0.086	-0.218	-0.0376	-0.1163	-0.1539
0.60	-0.056	-0.235	-0.0245	-0.1250	-0.1495
0.70	-0.030	-0.218	-0.0131	-0.1163	-0.1294
0.80	-0.012	-0.168	-0.0052	-0.0895	-0.0947
0.90	-0.002	-0.093	-0.0009	-0.0495	-0.0504

ORDENADAS DE LA L. de I. DEL APOYO B, CARGA EN EL TRAMO II

a	$M_{BC}^F$	$M_{CB}^F$	$0.465M_{BC}^F$	$0.196M_{CB}^F$	
0.10	-0.0913	-0.0058	-0.0425	-0.0011	-0.0436 $L_2$
0.20	-0.160	-0.026	-0.0745	-0.0049	-0.0794
0.30	-0.197	-0.062	-0.092	-0.0118	-0.1038
0.40	-0.197	-0.113	-0.092	-0.0215	-0.1135
0.50	-0.164	-0.164	-0.076	-0.0312	-0.1072
0.60	-0.113	-0.197	-0.0525	-0.0375	-0.0905
0.70	-0.062	-0.197	-0.029	-0.0375	-0.0665
0.80	-0.026	-0.160	-0.0121	-0.0304	-0.0424
0.90	-0.0058	-0.0913	-0.0027	-0.0174	-0.0201

ORDENADAS DE LA L. de I. DEL APOYO B, CARGA EN EL TRAMO III

a	$M_{BC}^F$	$M_{CB}^F$	$-0.081M_{BC}^F$	$-0.190M_{CB}^F$	$M_B$
0.10	-0.0058	-0.0913	0.00047	0.0174	0.0179 $L_3$
0.20	-0.0260	-0.160	0.0021	0.0305	0.0326 "
0.30	-0.062	-0.197	0.0051	0.0375	0.0426 "
0.40	-0.113	-0.197	0.00915	0.0375	0.0466 "
0.50	-0.164	-0.164	0.0133	0.0311	0.0443 "
0.60	-0.197	-0.113	0.0160	0.0215	0.0375 "
0.70	-0.197	-0.062	0.0160	0.0118	0.0278 "
0.80	-0.160	-0.026	0.0130	0.0049	0.0179 "
0.90	-0.0913	-0.0058	0.0074	0.0011	0.0085 "

ORDENADAS DE LA L. de I. DEL APOYO B, CARGA EN EL TRAMO IV

a	$M_{AB}^F$	$M_{BA}^F$	$0.066M_{AB}^F$	$0.081M_{BA}^F$	
0.10	-0.003	-0.093	-0.00020	-0.00753	-0.00773 $L_4$
0.20	-0.012	-0.168	-0.00079	-0.01369	-0.01449
0.30	-0.030	-0.218	-0.00198	-0.0177	-0.01968
0.40	-0.056	-0.235	-0.00379	-0.0190	-0.0227
0.50	-0.086	-0.218	-0.00568	-0.0177	-0.0234
0.60	-0.113	-0.173	-0.00745	-0.0140	-0.02145
0.70	-0.125	-0.117	-0.00824	-0.0095	-0.01774
0.80	-0.117	-0.060	-0.00772	-0.00485	-0.01257
0.90	-0.078	-0.0174	-0.00515	-0.00141	-0.00656



ORDENADAS DE LA L. de I. DEL APOYO C, CARGA EN EL TRAMO I,  
O CARGA EN EL TRAMO IV.

a	$M_{AB}^F$	$M_{BA}^F$	$-0.214M_{BA}^F$	$-0.174M_{AB}^F$	$M_C$
0.10	-0.078	-0.0174	-0.00375	0.01355	0.0173
0.20	-0.117	-0.060	-0.0129	0.0203	0.0332
0.30	-0.125	-0.117	-0.0252	0.0217	0.0469
0.40	-0.113	-0.173	-0.0372	0.0197	0.0569
0.50	-0.086	-0.218	-0.0470	0.01498	0.06198
0.60	-0.056	-0.235	-0.0505	0.00975	0.06025
0.70	-0.030	-0.218	-0.0470	0.00521	0.0522
0.80	-0.012	-0.168	-0.0360	0.00208	0.03808
0.90	-0.003	-0.093	-0.0197	0.00052	0.02022

ORDENADAS DE LA L. de I. DEL APOYO C, CARGA EN EL TRAMO II,  
O CARGA EN EL TRAMO III.

a	$M_{BC}^F$	$M_{CB}^F$	$0.214M_{BC}^F$	$0.500M_{CB}^F$	$M_C$
0.10	-0.0913	-0.058	-0.0195	-0.0029	-0.0224
0.20	-0.160	-0.026	-0.0342	-0.0130	-0.0472
0.30	-0.197	-0.062	-0.0422	-0.0310	-0.0732
0.40	-0.197	-0.113	-0.0422	-0.0565	-0.0987
0.50	-0.164	-0.164	-0.0352	-0.0820	-0.1172
0.60	-0.113	-0.197	-0.0242	-0.0985	-0.1227
0.70	-0.062	-0.197	-0.0133	-0.0985	-0.1118
0.80	-0.026	-0.160	-0.0056	-0.0800	-0.0856
0.90	-0.0058	-0.0913	-0.00124	-0.0456	-0.0466

Con los valores tabulados, he trazado las líneas de influencia de los apoyos B y C.

Para trazar las líneas de influencia de cada décimo de luz, he seguido el método de trazado rápido de líneas de influencia por construcción gráfica.

#### LINEAS DE INFLUENCIA EN EL TRAMO AB.-

Se presentan dos casos:

1°.- Cuando las cargas están circulando los tramos BC, CD y DE, en este caso basta dividir las ordenadas de las líneas de influencia del apoyo B, correspondientes a los tramos mencionados en 10 partes iguales cada décimo de luz, uniendo los puntos obtenidos por curvas continuas, se tienen las líneas de influencia de cada décimo de luz del tramo AB, fig. (a).

2°.- Cuando la carga circula en el mismo tramo AB, en este caso se debe considerar el momento como vigas simplemente apoyadas, aumentada del efecto del momento en el apoyo B, fig. (b).

Supongamos que se quiere hallar los puntos de la línea de influencia para la sección  $0.2L_1$ , se traza la paralela  $MM'$  y se une  $M'$  con A, quedando determinado el punto Q, a partir del cual se marca el momento isostático y se tiene el punto R, de este modo queda determinado el diagrama de momentos  $ARM'$ , trazando paralelas a la línea de base AB, por los puntos de intersección con las ordenadas de los  $0.9 L_1$ , tendremos los puntos  $1', 3', 5'$ , etc., que corresponden a las líneas de influencia de cada décimo de luz.

Si siguiendo este procedimiento para todas las secciones y uniendo los puntos correspondientes por curvas continuas se tienen todas las líneas de influencia que se ven en diagramas adjuntos.

#### LINEAS DE INFLUENCIA EN EL TRAMO BC.-

Se presentan dos casos:

1°.- Cuando las cargas circulan los tramos AB, CD y DE, ver fig. (c). En este caso es necesario considerar las líneas de influen

cia de los apoyos B y C, de manera que para determinar los puntos de las líneas de influencia de cada décimo del tramo BC, basta dividir la suma de las ordenadas de las líneas de influencia de los apoyos B y C, en la sección correspondiente, en 10 partes iguales, estos puntos pertenecen a las líneas de influencia. Uniendo los puntos obtenidos por curvas continuas, se tienen las líneas de influencia de los tramos respectivos.

2°.- Cuando la carga está en el mismo tramo BC, en este caso se considera el momento de viga simplemente apoyada, aumentada del efecto de los momentos en los apoyos B y C, fig. (d).

Supongamos que se quiere hallar los puntos de la línea de influencia para la sección  $0.2 L_2$ , quedan determinados los puntos B' y C', intersecciones con las líneas de influencia de B y C, trazando horizontales por estos puntos se obtienen los puntos B'' y C'', uniendo estos puntos por la recta C''B'', queda determinada el punto Q, de este punto se cuelga el momento isostático, obteniéndose el punto R, uniendo B''RC'' se forma el diagrama de momentos, por las intersecciones con las secciones de cada décimo de luz, se trazan paralelas a la línea de base BC, determinándose los puntos, 1', 3', 4', . . . . ., 9'; sobre la sección considerada, que son los puntos de las líneas de influencia, de cada décimo del tramo BC en la sección  $0.2 L_2$ .

En igual forma he trazado las líneas de influencia que se observan en las siguientes páginas.

Este método queda justificado, por la relación existente, para una carga concentrada entre la línea de influencia de momentos y el diagrama de momentos.

Por definición la línea de influencia, da los momentos en una sección determinada del tramo en estudio por efecto de una carga variable en posición; el diagrama de momentos por el contrario da los momentos en cualquier sección de la estructura.

MOMENTOS MAXIMOS DEBIDOS A SOBRECARGA.-

Para obtener los momentos máximos por sobrecarga he colocado, en diferentes secciones el tren de cargas especificado, H15, sobre las líneas de influencia, haciendo entrar el tren de cargas de izquierda a derecha y viceversa.

Máximo Momento Negativo del Apoyo B.-

Se obtiene cargando los tramos, I, II, y IV, haciendo circular el tren aisladamente, de izquierda a derecha y sumando los efectos.

Las posiciones que dan los máximos momentos negativos, se tienen colocando el eje más pesado del tren, en las secciones:  $0.45 L_1$  en el tramo I;  $0.40 L_2$  en el tramo II, y  $0.45 L_4$  en el tramo IV y las que dan:

$$\begin{aligned} \text{Tramo I.-} & -4P ( 0.1495 ) L_1 \\ & - P ( 0.1280 ) L_1 \\ \text{Tramo II} & -4P ( 0.1140 ) L_2 \\ & - P ( 0.0850 ) L_2 \\ \text{Tramo IV} & -4P ( 0.0235 ) L_4 \\ & - P ( 0.0160 ) L_4 \end{aligned}$$

$$- M_B = - ( 0.726 L_1 + 0.541 L_2 + 0.110 L_4 ) P$$

$$- M_B = - ( 0.836 L_1 + 0.541 L_2 ) P$$

Máximo Momento Positivo del Apoyo B.-

Se obtiene cargando el tramo III, haciendo circular el tren de izquierda a derecha.

La posición que dá el máximo momento positivo, se tiene colocando el eje más pesado del tren, en la sección  $0.35 L_3$  y la queda:

$$\begin{aligned} \text{Tramo III.} & 4P ( 0.0455 ) L_3 \\ & P ( 0.0395 ) L_3 \end{aligned}$$

$$M_B = 0.2215 PL_3$$



Máximos Momentos positivos en el Tramo I.-

Se obtienen haciendo correr el tren de izquierda a derecha en los tramos I y III, aisladamente; después de varios tanteos, he obtenido los valores máximos para cada sección, cuyas posiciones se ven en los respectivos diagramas de líneas de influencia. Las posiciones de las cargas están dibujadas en negro.

Los valores obtenidos los he tabulado en la forma siguiente:

MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS EN EL TRAMO I.

Sección	Sentido del Tren.	Posición del Eje más pesado.	Momentos en fun de P y de L.
0.10L <sub>1</sub>	Izq. a Der.	0.10 L <sub>1</sub>	0.3910 PL <sub>1</sub>
	" "	0.35 L <sub>3</sub>	0.0222 PL <sub>3</sub>
0.20L <sub>1</sub>	" " "	0.20 L <sub>1</sub>	0.6450 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.35 L <sub>3</sub>	0.0443 PL <sub>3</sub>
0.30L <sub>1</sub>	" " "	0.30 L <sub>1</sub>	0.699 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.35 L <sub>3</sub>	0.0665 PL <sub>3</sub>
0.40L <sub>1</sub>	" " "	0.40 L <sub>1</sub>	0.8050 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.35 L <sub>3</sub>	0.0886 PL <sub>3</sub>
0.50L <sub>1</sub>	" " "	0.50 L <sub>1</sub>	0.7560 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.35 L <sub>3</sub>	0.1107 PL <sub>3</sub>
0.60L <sub>1</sub>	" " "	0.60 L <sub>1</sub>	0.6370 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.35 L <sub>3</sub>	0.1320 PL <sub>3</sub>
0.70L <sub>1</sub>	" " "	0.70 L <sub>1</sub>	0.5050 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.35 L <sub>3</sub>	0.1550 PL <sub>3</sub>
0.80L <sub>1</sub>	" " "	0.80 L <sub>1</sub>	0.3235 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.35 L <sub>3</sub>	0.1772 PL <sub>3</sub>
0.90L <sub>1</sub>	" " "	0.90 L <sub>1</sub>	0.1260 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.35 L <sub>3</sub>	0.1994 PL <sub>3</sub>

Máximos Momentos Negativos en el Tramo I.-

Para los siete primeros décimos de luz, los máximos momentos negativos, se obtienen haciendo correr el tren aisladamente, de izquierda a derecha, en los tramos II y IV. Para el 8° y 9° décimos, se obtienen cargando los tramos I, II y IV, circulando el tren en sentido contrario. Las posiciones que dan estos momentos están indicados en los respectivos diagramas de líneas de influencia, dibujados en rojo.

Los valores obtenidos he tabulado en la forma siguiente:

MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS EN EL TRAMO I.

Sección	Sentido del Tren.	Posición del Eje más pesado.	Momentos en fun. de P y de L.
0.10L <sub>1</sub>	Izq. a Der.	0.40 L <sub>2</sub>	0.0541 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>4</sub>	0.0110 PL <sub>4</sub>
0.20L <sub>1</sub>	" " "	0.40 L <sub>2</sub>	0.1082 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>4</sub>	0.0220 PL <sub>4</sub>
0.30L <sub>1</sub>	" " "	0.40 L <sub>2</sub>	0.1623 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>4</sub>	0.0330 PL <sub>4</sub>
0.40L <sub>1</sub>	" " "	0.40 L <sub>2</sub>	0.2164 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>4</sub>	0.0440 PL <sub>4</sub>
0.50L <sub>1</sub>	" " "	0.40 L <sub>2</sub>	0.3161 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>4</sub>	0.0550 PL <sub>4</sub>
0.60L <sub>1</sub>	" " "	0.40 L <sub>2</sub>	0.3246 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>4</sub>	0.0660 PL <sub>4</sub>
0.70L <sub>1</sub>	" " "	0.40 L <sub>2</sub>	0.3787 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>4</sub>	0.0770 PL <sub>4</sub>
0.80L <sub>1</sub>	Der. a Izq.	0.38 L <sub>1</sub>	0.1445 PL <sub>1</sub>
		0.53 L <sub>2</sub>	0.4304 PL <sub>2</sub>
		0.55 L <sub>4</sub>	0.0880 PL <sub>4</sub>
0.90L <sub>1</sub>	" " "	0.48 L <sub>1</sub>	0.4030 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.53 L <sub>2</sub>	0.4762 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.55 L <sub>4</sub>	0.0990 PL <sub>4</sub>

Máximo Momento Negativo del Apoyo C.-

Para obtener los momentos máximos negativos debidos a sobrecarga del apoyo C, se cargan los tramos II y III, haciendo circular el tren aisladamente de derecha a izquierda y sumando los efectos.

Las posiciones que dan los máximos momentos negativos, se obtienen colocando el eje más pesado del tren en la sección  $0.6L_2$  en el tramo II; y en la sección  $0.45L_3$  en el tramo III y las que dan:

$$\begin{aligned} \text{Tramo II.-} & \quad -4P ( 0.1220 ) L_2 \\ & \quad - P ( 0.0930 ) L_2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tramo III.} & \quad -4P ( 0.1215 ) L_3 \\ & \quad - P ( 0.0925 ) L_3 \end{aligned}$$

$$- M_C = - ( 0.581 L_2 + 0.5825 L_3 ) P$$

Máximo Momento Positivo del Apoyo C.-

Se obtiene haciendo circular el tren en los tramos I y IV aisladamente de derecha a izquierda, y sumando los efectos.

La posición del máximo momento positivo se tiene colocando el eje más pesado del tren en la sección  $0.5L_1$  en el tramo I, y en la sección  $0.55L_4$  en el tramo IV; las cuales dan:

$$\begin{aligned} \text{Tramo I .-} & \quad 4P ( 0.0615 ) L_1 \\ & \quad P ( 0.0355 ) L_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tramo IV.-} & \quad 4 P ( 0.0605 ) L_4 \\ & \quad P ( 0.0475 ) L_4 \end{aligned}$$

$$M_C = ( 0.2955 L_1 + 0.2995 L_4 ) P$$

Máximos momentos positivos en el tramo II.-

Para el 1° y el 2° decimos de luz, los momentos máximos positivos, se obtienen cargando los tramos II y III; para las secciones 3°, 4° y 5° decimos, se obtiene cargando los tramos II y IV, en los 5 casos el tren circula aisladamente de izquierda a derecha. Para el 6° y 7° decimos, el tren recorre, también, aisladamente, los tramos II y IV, de derecha a izquierda; y por último las secciones 8° y 9° decimos, los momentos máximos positivos se obtienen cargando los tramos I, II y IV, haciendo circular el tren aisladamente de derecha a izquierda.

Los valores obtenidos son como ha continuación se indica:

MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS EN EL TRAMO II.

Sección	Sentido del Tren.	Posición del Eje más pesado.	Momentos en Fun. de P y de L
0.10 L <sub>2</sub>	Iza. a Der.	0.10 L <sub>2</sub>	0.2520 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.35 L <sub>3</sub>	0.1410 PL <sub>3</sub>
0.20 L <sub>2</sub>	" " "	0.20 L <sub>2</sub>	0.3515 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.35 L <sub>3</sub>	0.0605 PL <sub>3</sub>
0.30 L <sub>2</sub>	" " "	0.30 L <sub>2</sub>	0.4955 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>4</sub>	0.0100 PL <sub>4</sub>
0.40 L <sub>2</sub>	" " "	0.40 L <sub>2</sub>	0.5785 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>4</sub>	0.0525 PL <sub>4</sub>
0.50 L <sub>2</sub>	" " "	0.50 L <sub>2</sub>	0.6100 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>4</sub>	0.0890 PL <sub>4</sub>
0.60 L <sub>2</sub>	Der. a Izq.	0.60 L <sub>2</sub>	0.5740 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.55 L <sub>4</sub>	0.1295 PL <sub>4</sub>
0.70 L <sub>2</sub>	" " "	0.70 L <sub>2</sub>	0.4770 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.55 L <sub>4</sub>	0.1705 PL <sub>4</sub>
0.80 L <sub>2</sub>	" " "	0.80 L <sub>2</sub>	0.3310 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.55 L <sub>4</sub>	0.2065 PL <sub>4</sub>
	" " "	0.50 L <sub>1</sub>	0.0870 PL <sub>1</sub>
0.90 L <sub>2</sub>	" " "	0.90 L <sub>2</sub>	0.1360 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.55 L <sub>4</sub>	0.2475 PL <sub>4</sub>
	" " "	0.50 L <sub>1</sub>	0.1875 PL <sub>1</sub>



Máximos Momentos negativos en el Tramo II.-

Para las secciones 1° y 2° décimos de luz, los momentos máximos negativos se obtienen cargando los tramos I, II y IV; para las secciones 3°, 4°, 5°, 6° y 7° décimos, se obtienen cargando las secciones I y III, En todos los casos anteriores el tren circula aisladamente de izquierda a derecha. Para las secciones 8° y 9° décimos, se obtienen cargando los tramos II y III, haciendo circular el tren aisladamente de derecha a izquierda.

Los valores obtenidos he tabulado como sigue:

MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS EN EL TRAMO II.

Sección	Sentido del Tren.	Posición del Eje más pesado.	Momentos en Fun. de P y de L.
0.10L <sub>2</sub>	Izq. a Der.	0.45 L <sub>1</sub>	0.6090 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.45 L <sub>2</sub>	0.2640 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.40 L <sub>4</sub>	0.0740 PL <sub>4</sub>
0.20L <sub>2</sub>	" " "	0.45 L <sub>1</sub>	0.5690 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.70 L <sub>2</sub>	0.0755 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.40 L <sub>4</sub>	0.0330 PL <sub>4</sub>
0.30L <sub>2</sub>	" " "	0.45 L <sub>1</sub>	0.4090 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.45 L <sub>3</sub>	0.0215 PL <sub>3</sub>
0.40L <sub>2</sub>	" " "	0.45 L <sub>1</sub>	0.3100 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.45 L <sub>3</sub>	0.1025 PL <sub>3</sub>
0.50L <sub>2</sub>	" " "	0.45 L <sub>1</sub>	0.2105 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.43 L <sub>3</sub>	0.1835 PL <sub>3</sub>
0.60L <sub>2</sub>	" " "	0.45 L <sub>1</sub>	0.1120 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.43 L <sub>3</sub>	0.2620 PL <sub>3</sub>
0.70L <sub>2</sub>	" " "	0.45 L <sub>1</sub>	0.0115 PL <sub>1</sub>
	" " "	0.43 L <sub>3</sub>	0.3520 PL <sub>3</sub>
0.80L <sub>2</sub>	Der. a Izq.	0.40 L <sub>2</sub>	0.0980 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>3</sub>	0.4140 PL <sub>3</sub>
0.90L <sub>2</sub>	" " "	0.60 L <sub>2</sub>	0.3090 PL <sub>2</sub>
	" " "	0.45 L <sub>3</sub>	0.5030 PL <sub>3</sub>

Máximos Momentos Absolutos Debidos a Sobrecarga.-

Para obtener los máximos momentos absolutos debidos a sobrecarga, se requiere conocer la carga P, que actúa por metro de ancho de losa, y luego reemplazar este valor, conjuntamente que las respectivas luces, en lo establecido anteriormente.

Por especificaciones de la A. A. S. H. O., se tiene:

Ancho Efectivo.-

Cuando el refuerzo es paralelo al tránsito:

$$E = \frac{3.048 N + w}{4 N}$$

N = 2, número de tránsitos

w = 6.60 ms., ancho entre sardineles.

$$= \frac{3.048 \times 2 + 6.60}{4 \times 2}$$

E = 1.59 ms. aprox. 1.60 ms.

Coefficiente de Impacto.-

Para carreteras:

$$I = \frac{50}{3.28L + 125}$$

$$I = \frac{50}{3.28 \times 15 + 125}$$

I = 28.7% aprox. 29%.

El tren de cargas HL5, especificado, pesa por rueda:

Delantera  $P_1 = 1,380 \text{ kg.}$

Trasera  $4P_1 = 5,520 \text{ "}$

Por lo tanto:

$$P = \frac{1,380 \times 1.29}{1.60}$$

P = 1,120 kg.

$L_1 = L_4 = 15 \text{ ms.}$

$L_2 = L_3 = 19 \text{ ms.}$

Máximo Momento Negativo del Apoyo B.-

$$M_B = ( 0.836 L_1 + 0.541 L_2 ) P$$
$$- M_B = - ( 0.836 \times 15 + 0.541 \times 19 ) 1,120$$
$$- M_B = - 25,700 \text{ kg.m.}$$

Máximo Momento Positivo del Apoyo B.-

$$M_B = 0.2215 PL_3$$
$$M_B = 0.2215 \times 1,120 \times 19$$
$$M_B = 4,720 \text{ kg.m.}$$

Máximo Momento Negativo del Apoyo C.-

$$- M_C = - ( 0.581 L_2 + 0.5825 L_3 ) P$$
$$- M_C = - ( 0.581 \times 19 + 0.5825 \times 19 ) 1,120$$
$$- M_C = - 24,800. \text{ kg.m.}$$

Máximo Momento Positivo del Apoyo C.-

$$M_C = ( 0.2955 L_1 + 0.2995 L_4 ) P$$
$$M_C = ( 0.2995 \times 15 + 0.2995 \times 15 ) 1,120$$
$$M_C = 10,000 \text{ kg.m.}$$

De igual modo, se obtienen los máximos momentos absolutos, positivos y negativos debidos a sobrecarga, en los tramos II y IV, reemplazando convenientemente, las luces y la carga concentrada P, por metro de ancho de losa en la columna que se refiere a los momentos en función de P y L, de los cuadros anteriores. Estos valores he tabulado en el cuadro final de Momentos.

MAXIMOS MOMENTOS DEBIDOS A CARGA MUERTA.-

Utilizando los abacos N° 12 y 13, los momentos quedan determinados en función de la carga  $w$  por metro lineal; que aún se desconoce y se extiende a todo lo largo del puente; y una carga  $w_{BA}$ ,  $w_{BC}$ , ..... que representa el peso por metro lineal de los carteles parabólicos, referidos a la sección transversal del apoyo.

Carga Uniforme en el Tramo I.-

Del abaco N° 13:

$$M_{AB}^F = - 0.063 w L_1^2$$

$$M_{BA}^F = - 0.131 w L_1^2$$

Sustituyendo en las fórmulas (1), (2) y (3) de la página 13, se tiene:

$$M_{BC} = M_{BA} = - 0.0973 w L_1^2 = - 21.8 w$$

$$M_{CD} = M_{CB} = 0.0390 w L_1^2 = 8.78 w$$

$$M_{DE} = M_{DC} = - 0.0148 w L_1^2 = - 3.33 w$$

Carga Uniforme en el Tramo II.-

Del abaco N° 13:

$$M_{CB}^F = - 0.102 w L_2^2$$

$$M_{DC}^F = - 0.102 w L_2^2$$

Sustituyendo en las fórmulas (4), (5) y (6) de la página 13, se tiene:

$$M_{BC} = M_{BA} = - 0.062 w L_2^2 = - 22.3 w$$

$$M_{CD} = M_{CB} = - 0.0728 w L_2^2 = - 26.3 w$$

$$M_{BE} = M_{DC} = 0.0276 w L_2^2 = 9.95 w$$



Carga Parabólica en el Tramo I.-

Del abaco N° 14:

$$M_{AB}^F = M_{ED}^F = 0.0013 W L_1^2$$

$$M_{BA}^F = M_{DE}^F = - 0.0173 W L_1^2$$

Sustituyendo en las fórmulas (1), (2) y (3) de la página N° 13, se tiene:

$$M_{BC} = M_{BA} = - 0.009767 W L_1^2 = - 2.2 W$$

$$M_{CD} = M_{CB} = 0.003926 W L_1^2 = 0.88 W$$

$$M_{DE} = M_{DC} = - 0.001486 W L_1^2 = - 0.336 W$$

Carga Parabólica en el tramo II.-

Se consideran los dos acar

telamientos. Del abaco N° 14:

$$M_{BC}^F = M_{DC}^F = - 0.0192 W L_2^2$$

$$M_{CB}^F = M_{CD}^F = - 0.0192 W L_2^2$$

Sustituyendo en las fórmulas (4), (5) y (6) de la página N° 13 se tiene:

$$M_{BC} = M_{BA} = - 0.0126 W L_2^2 = - 4.55 W$$

$$M_{CD} = M_{CB} = - 0.0137 W L_2^2 = - 4.95 W$$

$$M_{DE} = M_{DC} = 0.00521 W L_2^2 = 1.88 W$$

Máximos Momentos Totales Debidos a Carga Muerta.-

Tramo I.

$$M_{BC} = M_{BA} = - 21.80 w - 2.200 W$$

$$M_{CD} = M_{CB} = 8.78 w + 0.880 W$$

$$M_{DE} = M_{DC} = - 3.330 w - 0.336 W$$

Tramo II.

$$M_{BC} = M_{BA} = - 22.30 w - 4.55 W$$

$$M_{CD} = M_{CB} = - 26.30 w - 4.95 W$$

$$M_{DE} = M_{DC} = 9.95 w + 1.88 W$$

Por simetría se tiene:

Tramo III.

$$M_{BC} = M_{BA} = 9.95 w + 1.88 W$$

$$M_{CD} = M_{CB} = - 26.30 w - 4.95 W$$

$$M_{DE} = M_{DC} = - 22.30 w - 4.55 W$$

Tramo IV.

$$M_{BC} = M_{BA} = - 3.33 w - 0.336 W$$

$$M_{CD} = M_{CB} = 8.78 w + 0.88 W$$

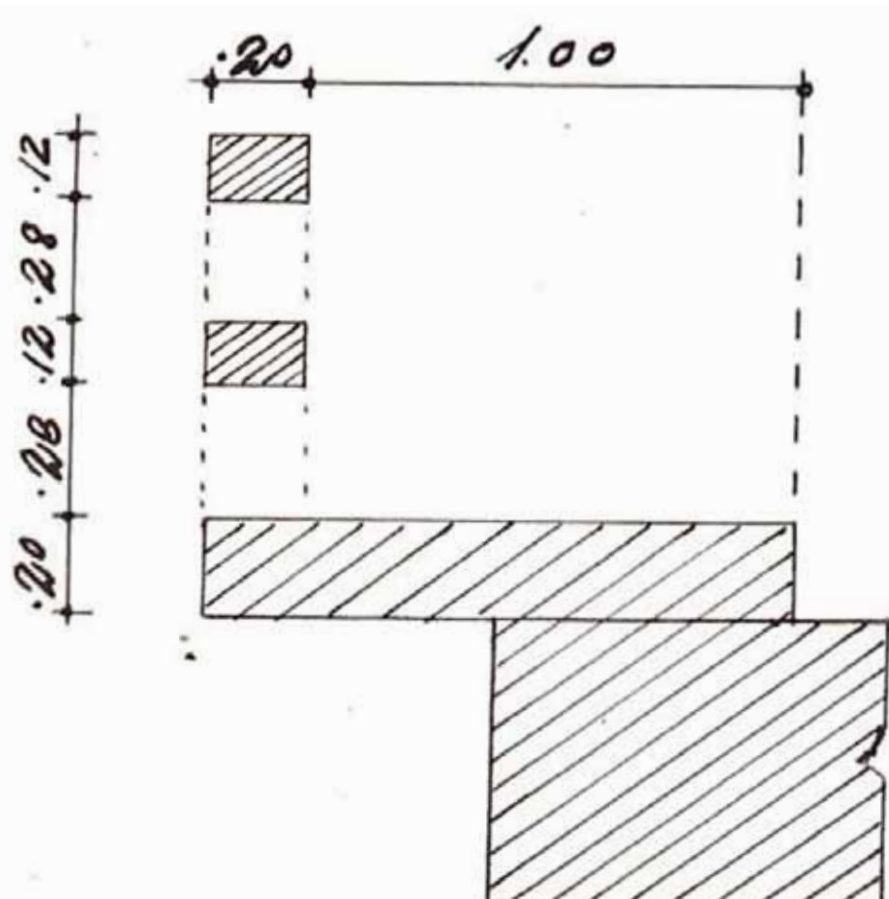
$$M_{DE} = M_{DC} = - 21.80 w - 2.20 W$$

Los momentos totales en B y C, debidos a carga muerta, se obtienen sumando los momentos en los cuatro tramos:

$$M_{BA} = M_{BC} = M_{DC} = M_{DE} = - 37.48 w - 5.206 W \quad (7).$$

$$M_{CB} = M_{CD} = - 35.02 w - 8.14 W \quad (8).$$

Evaluación de la Carga Repartida.-



Peso propio de la baranda:

Peso propio de las columnas:

$$\frac{0.70 \times 0.20 \times 0.30 \times 2,400}{2.30}$$

$$43 \text{ kg./ m. l.}$$

Peso propio de las vigas:

$$\frac{2 \times 0.12 \times 0.20 \times 2 \times 2,400}{2.30}$$

$$100 \text{ kg./ m. l.}$$

Peso propio de la vereda:

$$0.20 \times 1.20 \times 1.00 \times 2,400 =$$
$$575 \text{ kg./ m. l.}$$

Sobrecarga de la vereda:

Según las especificaciones de la  
A. A. S. H. O. 400 kg./ m. l.

Peso total de la baranda y vereda:

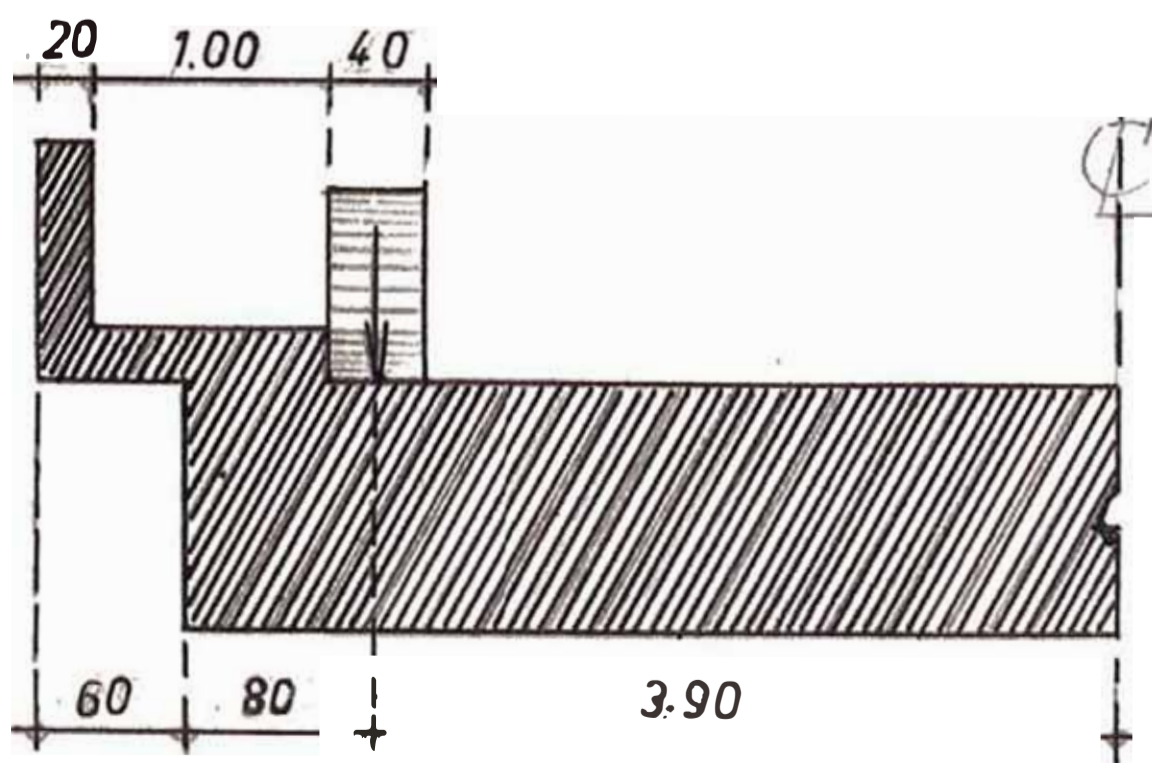
$$1,118 \text{ kg./ m. l.}$$

Por especificaciones el ancho entre veredas, para puentes de dos vías es de 6.60 ms.

Para que el cálculo sea racional, ha sido necesario determinar el ancho de la losa, que efectivamente ha de soportar los esfuerzos. Colocando la llanta del tren especificado en el borde de la vereda, condición más desfavorable, obliga aumentar en el semiancho efectivo a cada lado de la losa a partir del eje de la llanta. Por lo tanto, y siendo el ancho de contacto de la llanta de 40 cm., el ancho total de la losa es:

$$6.60 + 0.40 + E = 6.20 + 1.60$$
$$7.80 \text{ ms.}$$

El puente está destinado para tránsito intenso de peatones por su ubicación urbana, por tanto tendrá veredas de 1.00 m. de ancho las que se construirán añadiendo voladizos de 0.60 ms, con un espesor uniforme de 0.20 cm. Las barandas irán dispuestas en los extremos de los voladizos cuyas dimensiones se indican en la figura.



Para el efecto de los cálculos, el peso de la baranda y el volado obtenido, dividido entre el ancho de la losa; así se tiene una carga adicional que sumado con la carga de peso propio de la parte uniforme de la losa, y la superficie asfáltica de rodadura, de 5 cm. de espesor, proporciona la carga uniformemente repartida debido a peso muerto, por metro de ancho de losa.

Después de varios tanteos, el espesor conveniente de la losa en los apoyos es 1.05 ms. y correspondientemente de acuerdo a la relación establecida el espesor en la parte no acartelada, centro de los tramos es de 52.5 cms. lo que se demostrará con oportunidad.

Peso de la vereda y de la baranda por m. de ancho de losa:

$$\frac{2 \times 1,118}{7.80} \quad 285 \text{ kg./ m. l.}$$

Peso Superficie asfáltica:

$$0.05 \times 100 \times 2,000 \quad 100 \text{ " " "}$$

Peso propio de la parte uniforme de la Losa:

$$0.525 \times 100 \times 2,400 \quad 1,260 \text{ " " "}$$

$$w = 1,645 \text{ kg./ m.l.}$$

Carga Parabólica: ( Por metro de ancho )

$$W = 0.525 \times 100 \times 2,400 = 1,260 \text{ kg./ m.l.}$$

Reemplazando en las fórmulas (7) y (8) de la página N° 30, se obtienen los máximos momentos, debidos a carga muerta, en los apoyos B y C:

$$M_{BA} = M_{BC} = M_{DC} = M_{DE} = - 37.48 \times 1,645 - 5.206 \times 1,260$$

$$M_{BA} = M_{BC} = M_{DC} = M_{DE} = - 68,350 \text{ kg.m.}$$

$$M_{CB} = M_{CD} = - 35.02 w - 8.14 W$$

$$M_{CB} = M_{CD} = - 35.02 \times 1,645 - 8.14 \times 1,260$$

$$M_{CB} = M_{CD} = - 67,900 \text{ kg.m.}$$



Máximos Momentos en el Tramo I.-

Se obtienen, encontrando el momento isostático debido a la carga uniforme y a la carga del acartelamiento, luego corriendo por el efecto de los momentos de los apoyos.

Momento isostático debido a carga del cartel:

Se utiliza la fórmula:  $M_{ic} = C W_A L_1^2$

Los valores del coeficiente C se obtienen del abaco N° 3:

Secc.	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
C	0.0021	0.0041	0.0061	0.0082	0.0102	0.0122	0.0140	0.0139	0.0102

Momento para la sección 0.1  $L_1$

$$M_{ic} = 0.0021 \times 1,260 \times 15^2 = 590. \text{ kg. m.}$$

Momento isostático debido a carga uniforme:

$$M_i = \frac{w a b L_1^2}{2}$$

Momento para la sección 0.1  $L_1$

$$M_i = \frac{1,645 \times 0.1 \times 0.9 \times 15^2}{2} = 16,610 \text{ kg. m.}$$

Efecto del momento en B:

$$M_e = \frac{- M_B \times 0.1 L_1}{L_1}$$

Momento para la sección 0.1  $L_1$

$$M_e = - 68,350 \times 0.1 = - 6,835 \text{ kg. m.}$$

El momento total debido a la carga permanente para la sección 0.1  $L_1$  es:

$$M_{0.1L} = M_i + M_{ic} - M_e \quad (9).$$

$$M_{0.1L_1} = 16,610 + 590 - 6,835 = 10,365 \text{ kg. m.}$$

Del mismo modo se obtienen para las diversas secciones del tramo en estudio, cuyos valores he tabulado en el cuadro que sigue:

Sección	MOMENTOS ISOSTATICOS		EFECTO DE MOMENTOS, En B.	MOMENTOS TOTALES.
	De Carga: Parabólica	Uniforme		
0.1 L <sub>1</sub>	16,610	590	- 6,835	10,365
0.2 L <sub>1</sub>	29,600	1,165	- 13,670	17,095
0.3 L <sub>1</sub>	38,900	1,730	- 20,505	20,125
0.4 L <sub>1</sub>	44,400	2,325	- 27,340	19,435
0.5 L <sub>1</sub>	46,250	2,900	- 34,175	14,975
0.6 L <sub>1</sub>	43,400	3,470	- 41,010	5,860
0.7 L <sub>1</sub>	38,900	3,970	- 47,845	- 4,975
0.8 L <sub>1</sub>	29,600	3,950	- 54,680	-21,130
0.9 L <sub>1</sub>	16,610	2,900	- 61,515	-42,005

Máximos Momentos en el Tramo II.-

Procediendo en forma identi

ca que para el tramo I, se tiene:

Momentos isostáticos debidos a carga del cartel:

Se utiliza la fórmula:

$$M_{ic} = C W_A L_1^2$$

donde C viene ha ser la suma de los coeficientes correspondientes a los coeficientes del acartelamiento izquierdo y derecho; los coeficientes se obtienen del abaco N° 3:

Valores del Coeficiente C

Secc.	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
C <sub>i</sub>	0.0021	0.0041	0.0061	0.0082	0.0102	0.0122	0.0140	0.0139	0.0102
C <sub>d</sub>	0.0102	0.0139	0.0140	0.0122	0.0102	0.0082	0.0061	0.0041	0.0021
C	0.0123	0.0180	0.0202	0.0204	0.0204	0.0204	0.0202	0.0180	0.0123

Momento para la sección 0.1L<sub>2</sub>

$$M_{ic} = 0.0123 \times 1,260 \times 19^2 = 5,580 \text{ kg. m.}$$

Momento isostático debido a carga uniforme:

$$M_i = \frac{w a b L_2^2}{2}$$

Momento para la sección 0.1 L<sub>2</sub>

$$M_i = \frac{1,645 \times 0.1 \times 0.9 \times 19^2}{2} = 26,750 \text{ kg. m.}$$

Efecto de Momento en B y C:

$$M_e = \frac{(- M_B + \Delta M) L_2}{L_2}$$

Siendo:  $\Delta M = - a ( M_B - M_C )$

Momento para la sección 0.1 L<sub>2</sub>

$$\Delta M = - 0.1 ( 68,350 - 67,900 ) = - 45 \text{ kg. m.}$$

$$M_e = - 68,350 + 45 = - 68,305 \text{ kg. m.}$$

El Momento Total debido a la carga permanente para la sección 0.1 L<sub>2</sub> se obtiene aplicando la fórmula (9) de la pág. N°33.

$$M_{0.1L_2} = 26,750 + 5,580 - 68,305 = - 35,975 \text{ kg. m.}$$

Análogamente se procede para las demás secciones:

MAXIMOS MOMENTOS DEBIDOS A CARGA MUERTA TRAMO II

Sección	MOMENTOS ISOSTATICOS De Carga:		EFECTO DE MOMENTOS, En B y C.	MOMENTOS TALES, Kg - m.
	Uniforme	Parabólica		
0.1 L <sub>2</sub>	26,750	5,580	- 68,305	- 35,975
0.2 L <sub>2</sub>	47,550	8,180	- 68,260	- 12,530
0.3 L <sub>2</sub>	62,300	9,150	- 68,215	3,235
0.4 L <sub>2</sub>	71,200	9,250	- 68,170	12,280
0.5 L <sub>2</sub>	74,200	9,250	- 68,125	15,325
0.6 L <sub>2</sub>	71,200	9,250	- 68,080	12,370
0.7 L <sub>2</sub>	62,300	9,150	- 68,035	3,415
0.8 L <sub>2</sub>	47,550	8,180	- 67,990	- 12,260
0.9 L <sub>2</sub>	26,750	5,580	- 67,945	- 35,615

Sumando los momentos por peso propio y por sobrecarga, se encuentra la envolvente total de momentos. ( Ver los diagramas de momentos ). Los valores obtenidos se encuentran tabulados en el cuadro de la página siguiente; con los mismos he dibujado los diagramas de momentos.

C U A D R O F I N A L D E M O M E N T O S.- ( Tramo I ).

Sección	MOMENTOS POR CARGA PERMANENTE.	MOMENTOS POR SOBRECARGA POSITIVO	MOMENTOS POR SOBRECARGA NEGATIVO	MOMENTOS FINALES.
0.1 L <sub>1</sub>	10,365	7,050	- 1,335	17,415
0.2 L <sub>1</sub>	17,095	11,500	- 2,680	28,595
0.3 L <sub>1</sub>	20,125	14,100	- 4,004	34,225
0.4 L <sub>1</sub>	19,435	15,380	- 5,340	34,815
0.5 L <sub>1</sub>	14,975	15,060	- 7,645	30,035
0.6 L <sub>1</sub>	5,860	13,960	- 8,010	19,820
0.7 L <sub>1</sub>	- 4,975	11,820	- 9,346	- 14,321
0.8 L <sub>1</sub>	- 21,130	9,390	- 13,080	- 34,210
0.9 L <sub>1</sub>	- 42,005	6,340	- 18,570	- 60,575
B	- 68,350	4,720	- 25,700	- 94,050

C U A D R O F I N A L D E M O M E N T O S.- ( Tramo II ).

Sección	MOMENTOS POR CARGA PERMANENTE.	MOMENTOS POR SOBRECARGA POSITIVO	MOMENTOS POR SOBRECARGA NEGATIVO	MOMENTOS FINALES.
0.1 L <sub>2</sub>	- 35,975	8,400	- 17,100	- 53,075
0.2 L <sub>2</sub>	- 12,530	10,900	- 10,750	- 23,280
0.3 L <sub>2</sub>	3,235	12,200	- 7,320	15,435
0.4 L <sub>2</sub>	12,280	12,300	- 7,400	24,580
0.5 L <sub>2</sub>	15,325	13,000	- 7,430	28,325
0.6 L <sub>2</sub>	12,370	14,500	- 7,450	26,870
0.7 L <sub>2</sub>	3,415	13,800	- 7,700	17,215
0.8 L <sub>2</sub>	- 12,260	12,000	- 10,850	- 23,110
0.9 L <sub>2</sub>	- 35,615	10,200	- 17,300	- 52,915
C	- 67,900	10,000	- 24,800	- 92,700



CHEQUEO DE LA SECCION ASUMIDA.-

Utilizando las relaciones establecidas en la página N° 9, se determinan las alturas útiles en cada décimo de luz, considerando un recubrimiento de 5 cms.; luego se determinan los momentos resistentes correspondientes, deduciéndose los posibles momentos remanentes, de modo que se evite usar acero en compresión, por encarecer el costo de la estructura.

Hice tanteos con secciones en los apoyos de, 0.80, 0.90 y 1.00 ms. que han dado excesivo momento remanente, con cantidad considerable de acero en compresión; por lo que se ha adoptado 1.05 ms. de espesor en los apoyos y consecuentemente 0.525 ms. en el centro de los tramos, que satisface las condiciones requeridas.

**MOMENTOS RESISTENTES.-**

Se calculan por la relación:

$$M = K b d^2$$

Según las especificaciones de la A. A. S. H. O., las características del concreto a usarse son:

Carga de rotura a la compresión, a los 28 días:

$$f'_c = 210 \text{ Kg./cm}^2$$

Carga de trabajo a la compresión en la fibra más comprimida:

$$f_c = 0.4 f'_c = 84 \text{ Kg./cm}^2$$

Relación del módulo de elasticidad del acero al del concreto:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10 \dots \dots \dots \left\{ \frac{2.1 \times 10^6}{1,000 f'_c} \right\}$$

Relación de la distancia del eje neutro de la sección recta al extremo de la fibra más comprimida, a la altura útil, d:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1,400}{10 \times 210}} = 0.375$$

Relación de la distancia entre la resultante de los esfuerzos de compresión, y el centro de gravedad del acero en tracción, a la altura útil:

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

Coefficiente de resistencia:

$$K = 1/2 f_c j k = 0.5 \times 84 \times 0.875 \times 0.375$$

$$K = 13.8$$

Momento resistente para la sección 0.1 L<sub>1</sub> es:

$$M_r = 13.8 \times 100 \times 47.5^2$$

$$M_r = 31,000 \text{ kg. m.}$$

De igual modo he obtenido los momentos resistentes para todas las secciones, que conjuntamente con los momentos flexores finales, los valores de d y los posibles momentos remanentes tabulo en los cuadros que siguen; añadiendo además en la última columna las coordenadas de la envolvente de áreas de acero, que se determinan dividiendo los momentos finales entre las alturas útiles correspondientes, lo que se hace para fines de doblado de acero:

Sección	MOMENTOS FINALES.	ALTURA UTIL.	M O M E N T O S		ORD. de ENV. de AREAS A <sub>s</sub>
			RESISTENTE	REMANENTE	
0.1 L <sub>1</sub>	17,415	47.50	31,000	----	36.70
0.2 L <sub>1</sub>	28,595	47.50	31,000	----	60.50
0.3 L <sub>1</sub>	34,225	47.50	31,000	3,225	72.00
0.4 L <sub>1</sub>	34,815	47.50	31,000	3,815	73.20
0.5 L <sub>1</sub>	30,035	47.50	31,000	----	63.30
0.6 L <sub>1</sub>	19,820	49.60	34,000	----	40.00
0.7 L <sub>1</sub>	-14,321	55.90	43,000	----	- 25.70
0.8 L <sub>1</sub>	-34,210	67.40	62,500	----	- 50.80
0.9 L <sub>1</sub>	-60,575	81.20	90,000	----	- 74.60
B	-94,050	95.00	124,000	----	- 99.00

Sección	MOMENTOS	ALTURA UTIL.	M O M E N T O S		ORD. de ENV. de Areas Acero.
	FINALES.		RESISTENTE	REMANENTE	
0.1 L <sub>2</sub>	-53,075	81.20	90,000	-----	- 65.60
0.2 L <sub>2</sub>	- 23,280	67.40	62,500	-----	- 34.50
0.3 L <sub>2</sub>	15,435	55.90	43,000	-----	27.50
0.4 L <sub>2</sub>	24,580	49.60	34,000	-----	49.60
0.5 L <sub>2</sub>	28,325	47.50	31,000	-----	59.50
0.6 L <sub>2</sub>	26,870	49.60	34,000	-----	54.10
0.7 L <sub>2</sub>	17,215	55.90	43,000	-----	30.80
0.8 L <sub>2</sub>	- 23,110	67.40	62,500	-----	- 34.20
0.9 L <sub>2</sub>	- 52,915	81.20	90,000	-----	- 65.20
C	- 92,700	95.00	124,000	-----	-n97.50

Observando los resultados de estos cuadros, se tienen en las secciones 3° y 4° décimos del tramo I, la presencia de pequeños momentos remanentes que obligan el uso de acero en compresión; pero, estos momentos son absorbidos suficientemente por el acero de temperatura que por especificaciones se dispone en sentido longitudinal del puente, por lo tanto la altura adoptada es correcta.

AREAS DE ACERO.-

Por especificaciones, la cuantía viene expresada por la fórmula:

$$p = \frac{1}{2} \times \frac{1}{\frac{f_s}{f_c} \left( \frac{f_s}{nf_c} + 1 \right)} = \frac{0.5}{\frac{1400}{84} \left( \frac{1400}{10 \times 84} + 1 \right)}$$

$$p = 0.0112$$

Acero en los Tramos I y IV.-

Las áreas de acero son iguales en ambos tramos por simetría.

De los cuadros de las pág. N° 38 y N° 39 se tienen:

Máx. Momento Positivo: 34,815 kg. m. ( Secc. 0.4 L<sub>1</sub> ).

Máx. Momento Negativo:- 94,050 " " ( Apoyo B )

Las alturas útiles correspondientes son: 47.5 cm. y 95 cm.

Momento Remanente: 3,815 kg. m. ( Secc. 0.4 L<sub>1</sub> ).

Acero Positivo:-

a) Acero en Tracción

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{s1} = pbd = 0.0112 \times 100 \times 47.5 = 53.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_R}{f_s (d - d')} = \frac{3,815}{1,400 (47.5 - 5)}$$

$$A_{s2} = 6.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 53.20 + 6.50 = 59.70 \text{ cm}^2 \dots 12 \phi 1".$$

b) Acero en Compresión.

$$A'_s = \frac{M_R}{2f'_s (d - d')}$$

$$f'_s = n f_c \times \frac{kd - d'}{kd}$$

$$f'_s = 10 \times 84 \times \frac{0.375 \times 47.5 - 5}{0.375} = 605 \text{ kg./cm}^2$$

$$2 \times 605 = 1,210 < 1,400 \text{ kg./cm}^2$$

Los cálculos se harán con 1,210 kg./cm<sup>2</sup>.

$$A'_s = \frac{3,815}{1,210 (47.5 - 5)} = 7.4 \text{ cm}^2$$

Acero de Temperatura:-

Para absorber los esfuerzos debidos a temperatura, según especificaciones de la A. A. S. H.O. se usa acero igual a 0.002 b d, dispuestas en ambas caras de la losa, donde no haya acero de refuerzo principal, en elementos apoyados.



Acero de temperatura para la cara superior es:

$$A_{sT} = 0.001 b d$$

donde d es el promedio de las alturas útiles máxima y mínima.

$$A_{sT} = 0.001 \times 100 \times 0.5 ( 47.5 + 95 )$$

$$A_{sT} = 7.15 \text{ cm}^2$$

Area de acero que se satisface prolongando dos barras de la armadura principal ( Negativa ), 2  $\phi$  1" 10.12 cm<sup>2</sup>. Acero que también absorbe con ventaja los momentos remanentes.

Acero Negativo:-

$$- A_s = \frac{M_R}{f_s j d} = \frac{94,050}{1400 \times 0.875 \times 95}$$

$$- A_s = 80.90 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 16 \phi 1"$$

Acero en los Tramos II y III.-

De los cuadros de las pág. N° 38 y N° 39:

Máx. Momento Positivo: 28,325 kg. m. ( Secc. 0.5 L<sub>2</sub> ).

Máx. Momento Negativo: - 92,700 " " ( Apoyo C )

Las alturas útiles correspondientes son: 47.5 cm y 95 cm.

Momento Remanente: No existe.

Acero Positivo:-

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{28,325}{1400 \times 0.875 \times 47.5}$$

$$A_s = 48.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 10 \phi 1"$$

Acero Negativo:-

$$- A_s = \frac{92,700}{1400 \times 0.875 \times 95}$$

$$- A_s = 80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 16 \phi 1"$$

Acero de Repartición:-

Por especificaciones:

$$A_{Rp} = \frac{100}{\sqrt{3.28 L}} \times A_s \text{ Positivo.}$$

Tramo I.-

$$A_{Rp} = \frac{100}{3.28 \times 15} \times 59.7 = 8.55 \text{ cm}^2.$$

3  $\phi$  3/4".

Tramo II.-

$$A_{Rp} = \frac{100}{3.28 \times 19} \times 59.7 = 8.20 \text{ cm}^2$$

Acero de Temperatura.-

$$A_{sT} = 0.002 b d = 0.002 \times 100 \times 71.3$$

$$A_{sT} = 14.26 \text{ cm}^2$$

En cada cara:  $A_{sT} = 7.13 \text{ cm}^2$ ..... 3  $\phi$  3/4" por exceso

Las armaduras de repartición o temperatura, deberan ir dispuestas en sentido transversal del Puente, debiendo colocarse la mayor de ellas, por los cálculos es la de temperatura. Por facilidad de colocación esta armadura irá simetricamente dispuesta, las capas superiores e inferior, a 40 cm. de espaciamento ( el espaciamento verdadero sería de 34 cm., pero como se toma acero en exceso 8.55 cm<sup>2</sup> queda justificado el espaciamento adoptado ) lo que cumple con las especificaciones que exige, un espaciamento menor de 45 cm

En las proximidades de los apoyos se colocarán acero de repartición en 2 capas porque la armadura principal va también en 2. El espaciamento sea de 60 cm., intercalado ( considerando las 2 capas el espaciamento centro a centro sería de 30 cm. )

DOBLADO Y DISPOSICION DE ARMADURAS.-

Se hará de acuerdo al dia-

grama de envolventes de áreas de acero, dividiendo en mitades y cuartas partes, para hacer el corte del acero.

La armadura principal en el tramo I y II, estarán formados por el mismo número de barras, para uniformisar la estructura, y con el objeto de poder prolongar con facilidad las barras que han de ir en toda la longitud del puente, puesto que la diferencia de

máximos momentos entre ambos tramos es pequeña.

La armadura negativa formada por 16  $\emptyset$  de 1" por m. de ancho de losa, se dispondrá en 2 capas, a fin de satisfacer las condiciones de espaciamento mínimo entre barras. Las  $3/4$  partes, o sean 12  $\emptyset$  en la capa superior y  $1/4$ , o sean 4  $\emptyset$  en la inferior. Con 5 cm. de recubrimiento y 5cm. de separación entre capas.

La armadura positiva formada por 12  $\emptyset$  de 1" por m. de ancho, irá correlativamente armada a la capa superior de la armadura negativa, con un recubrimiento de 5 cm. de manera que las barras se adapten a la forma del intradós.

Las barras se doblarán a  $45^\circ$ , prolongándose hacia las armaduras opuestas, terminando en ganchos.

Dos barras de la capa superior de la armadura negativa, por metro de ancho de losa, se prolongarán en ambos sentidos, hasta los extremos del puente empalmado con las correspondientes barras de los demás apoyos, las que satisfacen para absorber los esfuerzos debidos a temperatura. ( Acero Tipo E ).

El 50% de la armadura positiva, pasará a los extremos o sean 6 barras por m. de ancho: aceros tipo H y tipo I ( ver plano de armaduras ); el 25 % de la misma armadura, pasará a los apoyos interiores: aceros tipo I.

Espaciamentos entre barras.- De acuerdo a las especificaciones:

$$s' = \emptyset \quad \text{anclaje especial ( 1" ó 2.5 cm )}$$

$$s' = 1.3 \quad \text{diametro de piedra ( 1.3" ó 3.3 cm )}$$

El espaciamento entre las armaduras es la siguiente:

$$s' = \frac{5.06 \times 100}{60.72} - 2.5 = 5.8 \text{ cm, que es mayor que lo que exige las especificaciones.}$$

El gancho que vamos a utilizar, está formado por una vuelta semicircular completa, con un radio de curvatura, no menor que tres veces el diámetro de la barra; más una prolongación en su

extremo libre, de cuatro diámetros.

Long. de gancho:	$4 \phi + n \times 3 \phi = 13.4 \phi'$
" " "	34 cm para $\phi$ de 1".
" " "	17 " " " " 1/2".
" " "	25 " " " " 3/4"

La longitud de anclaje que se utilizará para el traslape de las barras es:

$$l = \frac{f_s \phi}{4 u} \dots\dots (a)$$

Donde u en barras corrugadas , ancladas o no:

En refuerzos positivos:  $0.10 f'_c$

En refuerzos negativos:  $0.06 f'_c$

Reemplazando en (a):

$$(+)\ l = \frac{1,400 \times 2.5}{4 \times 0.1 \times 210} = 42 \text{ cm.}$$

$$(-)\ l = \frac{1,400 \times 2.5}{4 \times 0.06 \times 210} = 70 \text{ cm.}$$

Para el ~~costado~~ y doblado de las armaduras he procurado ser firme en lo posible a las dimensiones de barras comerciales ( 9.15 m ), apartándome ligeramente en algunas secciones, de las dimensiones que da el diagrama de envolventes de acero. Lo que se muestra en plano de doblado de aceros.



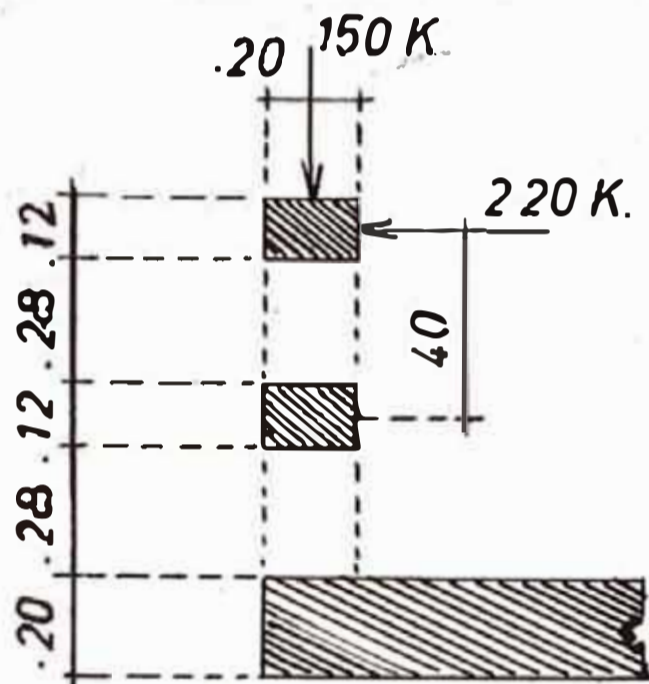
**BARANDA.-**

La baranda será de concreto armado, con longitud igual al del puente, y se hará con tres juntas de dilatación, dispuestos a la altura de los apoyos.

Por especificaciones las cargas para diseño de barandas son:

Vertical .....	150 kg./ m. l.	( $w_v$ )
Horizontal.....	220 "	( $w_h$ )

Las que actuar como se indica en el dibujo:



Las dimensiones mostradas son resultado del cálculo.

La baranda está formado por dos vigas, de 12 cm. de espesor por 20 cm. de ancho, distantes una de otra 40 cm. entre ejes, apoyado en columnas de 20 cm por 30 cm.,

con separación entre ejes de columnas 2.45 ms. en los tramos I y IV, y 2.30 ms. en los tramos centrales, cuyas luces libres son: 2.15 y 2.00 ms. respectivamente, El cálculo se hace para la condición más desfavorable, o sea tomando 2.15 ms. de luz libre

**Cálculo de la Baranda:-**

Comprende:

a) Cálculo de la viga.-

Bajo cargas verticales:

$$W_v = 150 \text{ kg./ m. l.}$$

$$\text{Peso propio ..... P.P} = 0.20 \times 0.12 \times 100 \times 2,400$$

$$58 \text{ kg./ m. l.}$$

$$w = 150 + 58 = 208 \text{ Kg./m. l.}$$

El momento máximo para vigas de más de dos tramos es:

$$M_v = 1/10 w l^2 = 1/10 \times 208 \times 2.15^2$$

$$M_v = 96 \text{ kg. m.}$$

Altura útil:

$$d = \frac{M}{K b} = \frac{96 \times 100}{13.8 \times 20} = 5.9 \text{ cm. } \approx 6 \text{ cm.}$$

La altura útil obtenida es menor que la mitad del espesor de la viga.

Area de acero:

$$A_{sv} = \frac{96 \times 100}{1,400 \times 6 \times 0.875} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Bajo carga horizontales:

$$w_h = 220 \text{ kg./ m. l.}$$

$$M_h = 1/10 w_h l^2 = 1/10 \times 220 \times 2.15^2$$

$$M_h = 100 \text{ kg. m.}$$

Altura útil:

$$d = \frac{100 \times 100}{13 \times 12} = 7.8 \text{ menor que } 20 - 4 - 16 \text{ cm.}$$

Se considera un recubrimiento de 4 cm.

Area de acero:

$$A_{sh} = \frac{100 \times 100}{1,400 \times 16 \times 0.875} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Estas áreas de acero se adicionan, de tal modo que absorban los esfuerzos verticales y horizontales.

$$A_s = 1/2 A_{sv} + A_{sh}$$

$$A_s = 0.5 \times 1.3 + 0.52 = 1.17 \text{ cm} \dots 1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2''.$$

Por lo tanto, la armadura de la viga estará formada por 2 barras de 1/2", simétricamente dispuestos en toda la longitud de la baranda, en cada viga, tal como se muestra en el plano N° 5 acero tipo N. Se colocarán estribos de 1/4" a 30 cm., acero tipo O.

b) Cálculo de la columna.-

Características de la columna:

Altura:  $h = 0.80 \text{ ms.}$  ( Por especificación: la altura de la baranda es: 90 cm. - 1/2 b )

Sección: 0.20 x 0.30 ms.

$$w_v = 150 \times 245 = 368 \text{ kg.}$$

$$w_h = 220 \times 2.45 = 540 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso Propio: P.P} = 0.20 \times 0.30 \times 0.80 \times 2,400 = 115 \text{ kg.}$$

$$\text{Reacción vigas:} = 2 \times 0.20 \times 0.12 \times 2.15 \times 2,400 = 248 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso total: } 368 + 115 + 248 = 731 \text{ kg.}$$

Como columna:

$$\text{Esbeltez: } \frac{80}{20} = 4 \text{ menor que } 10, \text{ se trata de corta.}$$

Quantía necesaria:

$$p_g = \frac{\frac{731}{0.8 \times 600} - 0.225 \times 210}{1,400} \quad \text{cuantía negativa.}$$

Como cantilever:

$$M_h = 540 \times 0.75 = 405 \text{ kg. m.}$$

Area de acero:

$$A_s = \frac{405 \times 100}{1,400 \times 0.875 \times 16} = 2.05 \text{ cm}^2 \dots \phi 1/2''$$

El acero obtenido, se dispone en la parte interior de la columna; se deberá también colocar armadura en la parte exterior a fin de formar estructura, conjuntamente que estribos de 1/4" a 20 cm. de espaciamiento. Los aceros indicados constituyen las barras tipo M y P respectivamente en los planos N° 5 y 6.

#### Cálculo del Voladizo.-

El voladizo se diseña para soportar, el peso propio de la baranda, peso propio de la vereda, el peso propio de la losa, más una sobrecarga que especifica el Reglamento en 400 kg./ m<sup>2</sup>.

Momentos:

a) Debido al peso de las columnas:

$$43 \times 0.50 = 22.5 \text{ kg. m.}$$

b) Debido al peso de las vigas:

$$100 \times 0.50 = 50.0 \text{ kg. m.}$$

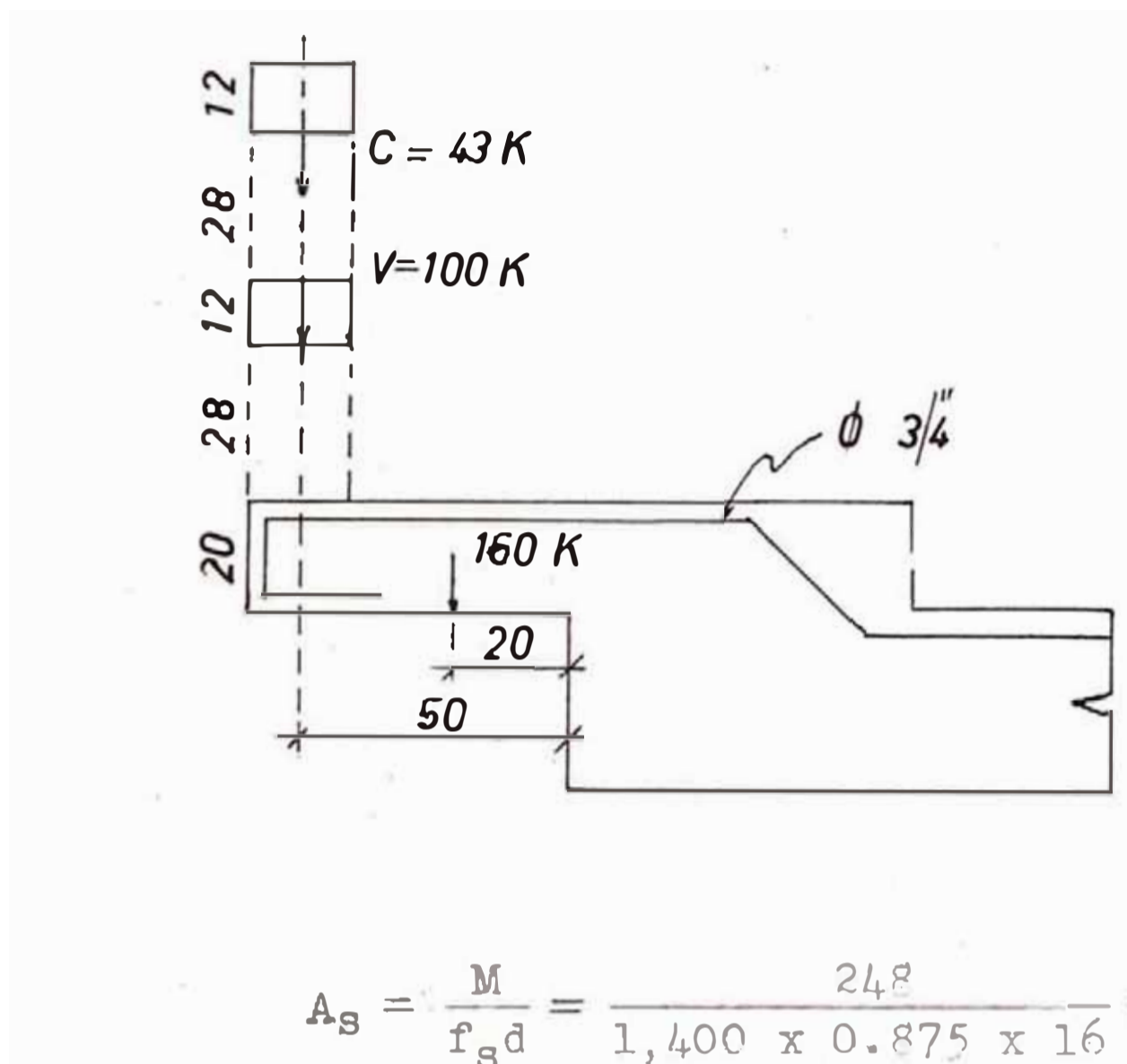
c) Debido al peso de la vereda:

$$0.20 \times 0.60 \times 1.00 \times 2,400 \times 0.50 = 144 \text{ kg. m.}$$

d) Debido a la sobrecarga:

$$400 \times 0.40 \times 0.20 = 32 \text{ kr. m.}$$

Suma de momentos: 248 kr. m.



$$A_s = \frac{M}{f_s d} = \frac{248}{1,400 \times 0.875 \times 16} = 125 \text{ cm}^2$$

Prolongando el acero de repartición, distribuido en las caras superior e inferior de la losa, alternativamente una de la cara superior y otra de la cara inferior, se tendrá barras de  $3/4''$  a  $40 \text{ cm.}$ , las que forman la armadura del volado, y que satisfacen ampliamente, el momento y el área de acero calculado. En la parte del voladizo se dispondrá acero de temperatura en el sentido longitudinal de la verda de acuerdo a lo que especifica el Reglamento.

Cuantía:  $0.002$

Sección:  $0.60 \times 0.16 = 0.0960 \text{ m}^2$  (útil)

Area de acero:  $A_{sT} = 0.096 \times 0.002 \times 100 \times 100$

$A_{sT} = 1.92 \text{ cm}^2$ ,  $3 \phi$  de  $3/8''$  a  $15 \text{ cm.}$

La distribución de estos aceros, se muestra, en los planos N° 5 y 6, acero tipo U.



ESFUERZOS DE CORTE

I.- Debido a Peso Propio.-

a) Esfuerzo de corte positivo en el apoyo A:

$$R_A = V_A = \frac{wL_1}{2} + \frac{W}{3} \times \frac{L_1}{2} \times \frac{1}{4} \times \frac{L_1}{2} \times \frac{1}{L_1} + \frac{M_B}{L_1}$$

$$R_A = V_A = \frac{1,645 \times 15}{2} + \frac{1,260}{3} \times \frac{15}{16} - \frac{68,050}{15}$$

$$R_A = V_A = 8,245 \text{ kg.}$$

b) Esfuerzo de corte negativo en el apoyo B:

$$(-) V_B = V_A - wL_1 - 1/6 WL_1$$

$$(-) V_B = 8,245 - 1,645 \times 15 - 1/6 \times 1,260 \times 15$$

$$(-) V_B = - 19,605 \text{ kg.}$$

c) Esfuerzo de corte positivo en el apoyo B:

$$) V_B = \frac{wL_2}{2} + \left[ \frac{W}{3} \times \frac{L_2}{2} \times \frac{1}{4} \times \frac{L_2}{2} + \frac{W_2}{3} \times \frac{L_2}{2} \left( L_2 - \frac{L_2}{8} \right) \right] \frac{1}{L_2} + \frac{M_C - M_B}{L_2}$$

$$(+) V_B = \frac{1,645 \times 19}{2} + \frac{1,260 \times 19}{6} + \frac{- 67,400 - 68,050}{19}$$

$$(+) V_B = 19,664 \text{ kg.}$$

d) Esfuerzo de corte negativo en el apoyo C:

$$(-) V_C = V_B - wL_2 - 2/6 WL_2$$

$$(-) V_C = 19,664 - 31,300 - 7,600$$

$$(-) V_C = - 19,636 \text{ kg.}$$

II.- Esfuerzo de corte debido a Sobrecarga.-

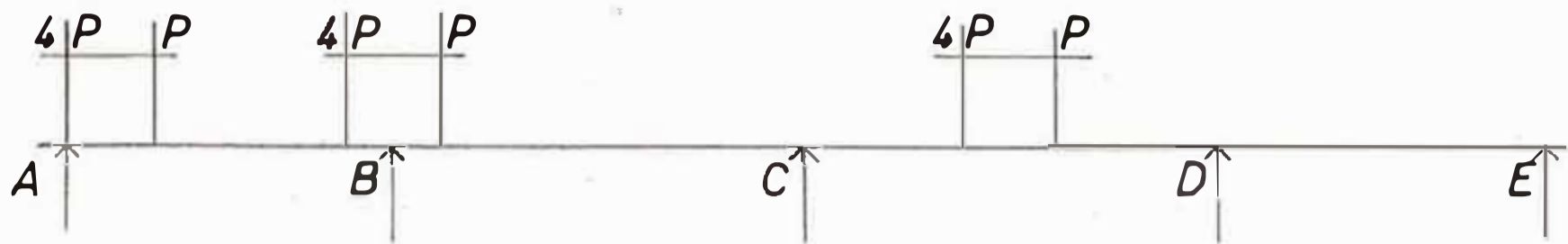
a) Esfuerzo de corte positivo en el apoyo A:

: Se producen, cuando las cargas están en los tramos

I y III.

1) Carga en el tramo III.-

$$I_B = 0.2215 P L_3 = 4.22 P$$



2) Carga en el tramo I .-

$$M_B = -0.1125 PL_1 - 0.061 PL_1 - 0.192 PL_1$$

$$M_B = -4.69 P \quad (L = 15 \text{ ms.})$$

Luego:  $M_B = +4.22 P - 4.69 P = -0.47 P$  ( Total )

$$R_A = 4P + 0.715P + 0.1055 \times 4P - 0.178P$$

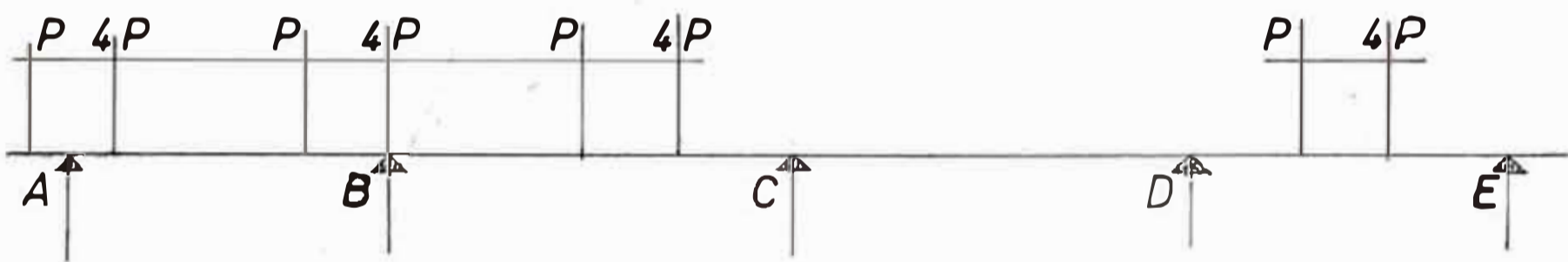
$$R_A = 4.96 P$$

$$(\pm) V_A = 4.96 P - 1/15 \times 0.47 P = 4.93 P$$

$$(\pm) V_A = 5,530 \text{ kg.}$$

b) Esfuerzo de corte negativo en el apoyo B:

Se producen, cuando las cargas están en los tramos I, II y IV .



1) Carga en el tramo IV.-

$$M_B = -0.109 PL_4 = -2.07 P \quad (L_4 = 15 \text{ m.})$$

2) Carga en los tramos I y II .-

$$M_B = -0.121 PL_1 - 0.046 PL_1 - 0.064 \times 4 PL_2 - 0.109 PL_2$$

$$M_B = -11.52 P \quad (L_2 = 19 \text{ m.})$$

Luego:  $M_B = - (2.07 + 11.52) P = -13.59 P$ .

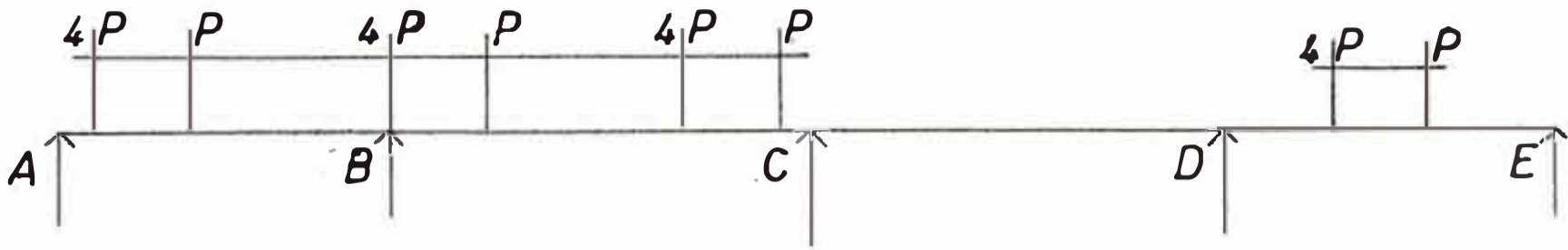
$$R_B = - (4P + 0.715P + 0.1055 \times 4P) = -5.137P$$

$$(-) V_B = -5.137P - 1/15 \times 13.59 P = -6.042 P$$

$$\therefore (-) V_B = -6,780 \text{ kg.}$$

c) Esfuerzo de corte positivo en el apoyo B:

Se producen, con cargas en los tramos I, II y IV.



1) Carga en el tramo IV.-

$$M_B = - 0.110 PL_4 = - 1.65 P$$

$$M_C = 0.293 PL_4 = 4.40 P$$

2) Carga en los tramos I y II.

$$M_B = - ( 0.043 \times 4P + 0.14P ) L_1 - ( 0.086P + 0.066 \times 4P + 0.015P ) L_2 = - 11.61 P$$

$$M_C = + ( 0.018 \times 4P + 0.057P ) L_1 - ( 0.054P + 0.110P \times 4P + 0.034P ) L_2 = + 8.06 P$$

Luego:  $M_B = - 1.65 P - 11.61 P = - 13.26 P.$

$$M_C = + 4.40 P - 8.06 P = - 3.66 P$$

$$\frac{M_C - M_B}{L_2} = \frac{-3.66 + 13.26}{19} = + 0.505 P$$

$$R_B = 4P + 0.78P + 0.295 \times 4P + 0.07P = 6.03 P$$

$$(\pm) V_B = 6.03P + 0.505P = 6.535 P$$

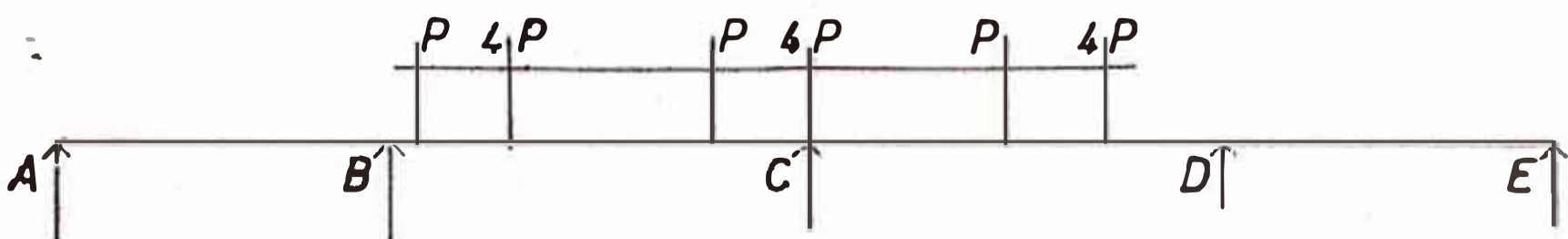
$$(\pm) V_B = 7,300 \text{ kg.}$$

d) Esfuerzo de conte negativo en el apoyo C:

Se producen, con cargas en los tramos II y III.

$$M_B = - ( 0.03P + 0.103 \times 4P + 0.048P ) L_2 + ( 0.045P + 0.028 \times 4P ) L_3 = - 6.35 P.$$

$$M_C = - ( 0.016P + 0.072 \times 4P + 0.093P ) L_2 + ( - 0.119P - 0.072 \times 4P ) L_3 = - 15.3 P$$



$$R_C = - ( 4P + 0.78P + 1.18P + 0.07P ) = - 6.03P$$

- 47.D -

$$(-) V_C = - 6.03P - 1/L_2 ( M_C - P_B )$$

$$(-) V_C = - 6.03P - 1/19 ( 15.3 - 6.35 ) P$$

$$(-) V_C = - 6.55P$$

$$(-) V_C = - 7,350 \text{ kg.}$$

Esfuerzos de Corte Totales.-

$$V_A = 8,245 + 5,530 = 13,775 \text{ kg.}$$

$$(-) V_R = - ( 19,605 + 6,780 ) = - 26,385 \text{ kg.}$$

$$(+) V_B = 19,664 + 7,300 = 26,964 \text{ kg.}$$

$$(-) V_C = - 19,636 - 7,350 = - 26,986 \text{ kg.}$$

Reacciones.-

I) Por peso propio:

$$R_A = 8,245 \times 7.80 = 64,200 \text{ kg.}$$

$$R_B = ( 19,605 + 19,664 ) \times 7.80 = 306,000 \text{ kg.}$$

$$R_C = 2 \times 19,636 \times 7.80 = 307,000 \text{ kg.}$$

II) Por sobrecarga:

Se considera el número de huellas.

$$R_A = 5,530 \times 1.60 \times 4 = 34,200 \text{ kg.}$$

$$R_B = ( 6,780 + 7,300 ) \times 4 \times 1.60 = 90,000$$

$$R_C = 7,350 \times 2 \times 4 \times 1.60 = 94,000 \text{ kg.}$$

Nota.-N° de huellas: 4 ; huella igual a 1.60 m.

Reacciones Totales.-

$$- 98,400 \text{ kg.}$$

$$R_B = 396,000 \text{ kg.}$$

$$R_C = 411,000 \text{ kg.}$$

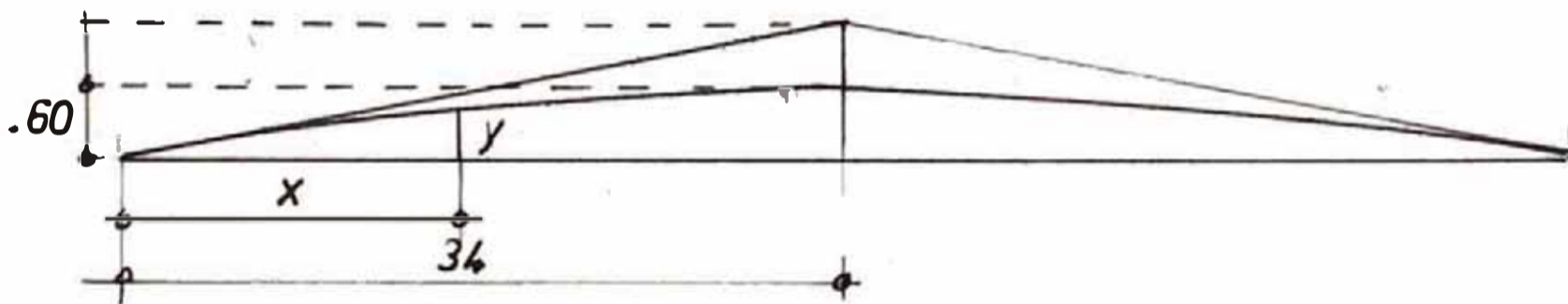
Los esfuerzos de corte calculados, han servido para calcular solamente las reacciones.



COTAS DEL EXTRADOS

A fin de evitar que el nivel de aguas máximas alcance la parte inferior de la super estructura ( intrados de la losa ), en épocas de descarga máxima, además con fines estéticos se eleva 60 cm., al centro de luz del puente, con respecto a la cota de los extremos.

Se resuelve la sobre levación con una curva vertical saliente simétrica ( pendiente de las tangentes: 3.5 % ). El vértice es el centro de luz del puente.



Las ordenadas de la curva se calculan utilizando la ecuación:

$$Y = 0.60 - k x^2$$

$$k = h / ( L/2 )^2$$

$$h = 0.60 \text{ ms.}$$

$$L = 68 \text{ m.}$$

Dando valores de x para cada metro se obtiene los siguientes valores:

- a) Ordenadas del extrados respecto al nivel de la cota en los extremos.
- b) Peralte de la losa.
- c) Cotas del extradós.

Todos los valores anteriores se encuentran tabulados en el cuadro adjunto:

COTAS DEL EXTRADOS E INTRADOS

SECCION	EXTRADOS ORDENADA	COTA	ESPEJOR LOSA	COTAS DEL INTRADOS
0	0.0000	789.360	0.5250	788.835
1	0.0370	789.397	0.5250	788.872
2	0.0670	789.427	0.5250	788.912
3	0.1000	789.460	0.5250	788.935
4	0.1320	789.492	0.5250	788.967
5	0.1630	789.523	0.5250	788.998
6	0.1920	789.552	0.5250	789.027
7	0.220	789.582	0.5250	789.057
8	0.2490	789.609	0.5297	789.079
9	0.2750	789.635	0.5460	789.089
10	0.3010	789.661	0.5830	789.078
11	0.3250	789.685	0.6410	789.044
12	0.3480	789.708	0.714	788.994
13	0.3700	789.730	0.807	788.923
14	0.3920	789.752	0.920	788.832
15	0.4120	789.772	1.050	788.722
16	0.4320	789.792	0.945	788.847
17	0.4500	789.810	0.851	788.959
18	0.4690	789.829	0.770	789.059
19	0.4830	789.843	0.701	789.142
20	0.4990	789.859	0.642	789.217
21	0.5120	789.872	0.596	789.376
22	0.5260	789.886	0.561	789.325
23	0.5370	789.897	0.538	789.387
24	0.5480	789.908	0.526	789.382

COTAS DEL EXTRADOS E INTRADOS

SECCION	EXTRADOS ORDENADA	COTA	ESPEJOR LOSA	COTAS DEL INTRADOS
25	0.5578	789.918	0.526	789.392
26	0.5670	789.927	0.538	789.389
27	0.5745	789.935	0.561	789.374
28	0.5812	789.941	0.596	789.345
29	0.5870	789.947	0.642	789.305
30	0.5917	789.952	0.701	789.251
31	0.5953	789.955	0.770	789.185
32	0.5979	789.958	0.851	789.107
33	0.5995	789.959	0.945	789.014
34	0.6000	789.960	1.000	789.860

SUB - ESTRUCTURA.

ESTRIBOS.-

Se llama así a los apoyos extremos del puente que recibe la reacción de la superestructura y los trasmite al terreno en forma de presiones.

El puente a su vez, trasmite su carga al estribo, por medio de dispositivos de apoyo que son de diferentes tipos. En el caso presente, se emplearán apoyos simples consistentes en dos placas de acero moldeado, una de ellas con cara convexa, irá clavada en la cajuela del estribo, y la otra placa plana clavada en la losa del puente. Las dos placas son de igual longitud e igual al ancho de la losa.

Este sistema de apoyo, permite desplazamientos pequeños de la losa a causa de las dilataciones y contracciones ocasionadas por el cambio de temperatura.

Diseño de la Placas.-

Tomaré la reacción del puente por metro de ancho de losa, el diseño se hará por metro de longitud de placa.

Area de la placa;-

$$A = \frac{R}{f_c} \dots\dots\dots (a')$$

R: Reacción del puente.

$f_c$ : Esfuerzo de compresión

Con el objeto de uniformizar todos los apoyos del puente, voy a diseñar, con la mayor reacción, ya que la diferencia de costo es relativamente pequeño.

Apoyo Fijo.-

Se tiene un sólo apoyo fijo.

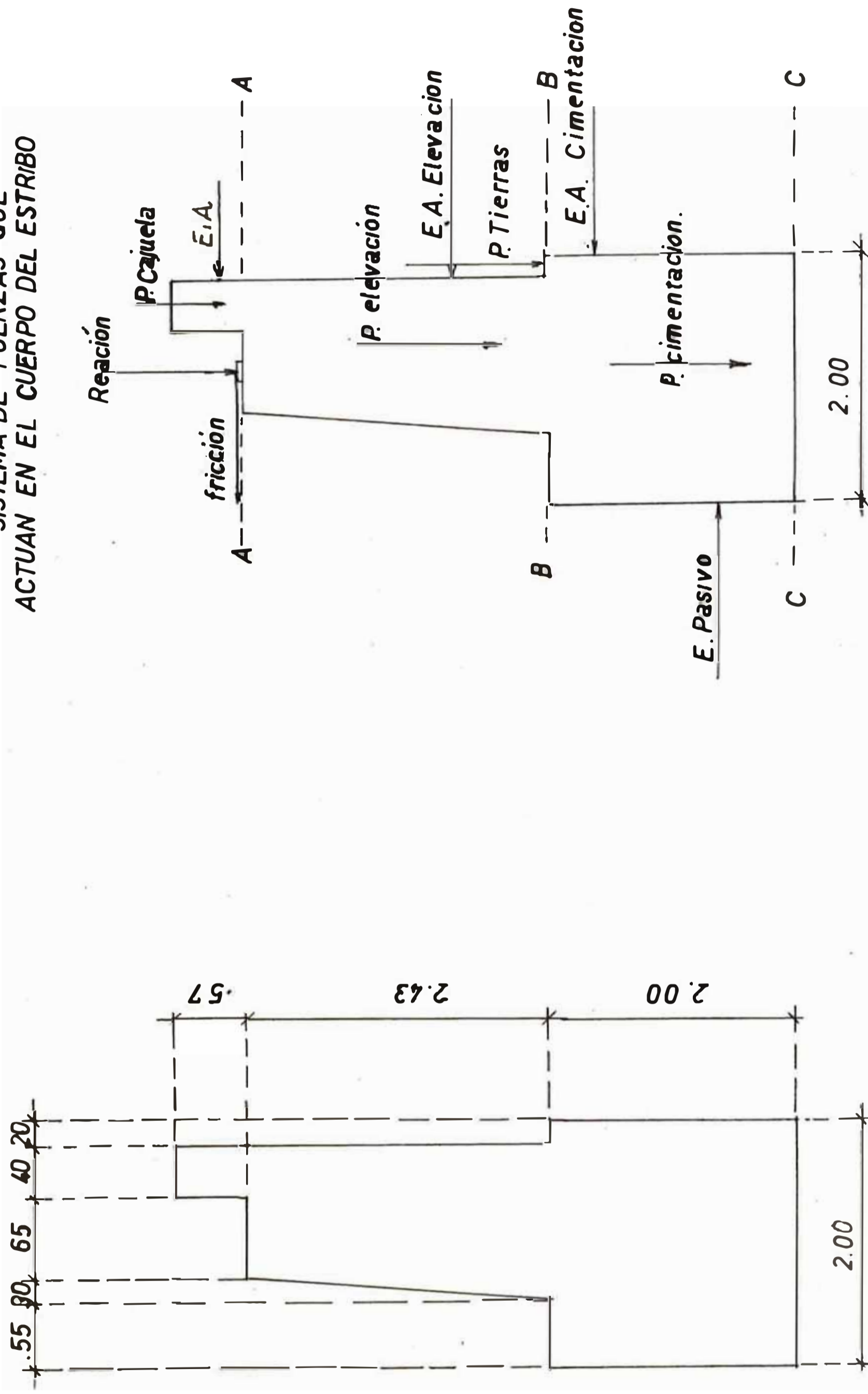
Determinación del ancho de la placa:

$$R = 54,000 \text{ kg./ m. l.}$$

$$f_c = 49 \text{ kg./cm}^2, \text{ esfuerzo de corte en el concreto para apoyos}$$



SISTEMA DE FUERZAS QUE ACTUAN EN EL CUERPO DEL ESTRIBO



PERFIL DEFINITIVO DEL CUERPO DE ESTRIBO P.

SECCIONES DE CHEQUEO

fijos, sometidos a grandes compresiones en los bordes.  
Aplicando la fórmula (a')

$$A = \frac{54,000}{49} = 1,100 \text{ cm}^2.$$

Ancho de la placa:

$$b = \frac{1,100}{100} = 11 \text{ cm. aprox. } 4 \frac{1}{4}''$$

Apoyos Mviles.-

Son en número de cuatro.

Conocido el ancho determinaré el espesor de la placa:

$$M = 1/2 R \times 1/4 b$$

$$R = 54,000 \text{ kg./ m. l.}$$

$$b = 11 \text{ cm.}$$

$$M = 0.5 \times 54,000 \times 0.25 \times 11 = 74,000 \text{ kg.cm.}$$

Módulo de resistencia es:

$$S = 1/6 b h^2 \dots\dots\dots (b')$$

$$S = M/f_s \dots\dots\dots (c')$$

Relacionando las ecuaciones anteriores se tiene:

$$h = \sqrt[2]{\frac{6M}{bf_s}}$$

b = 100 cm longitud de la placa.

$f_s = 1,400 \text{ kg./cm}^2$ , esfuerzo de compresión del acero moldeado.

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 74,000}{100 \times 1,400}} \quad 1.8 \text{ cm. aprox. } 3/4''$$

La convexidad de la placa podemos calcular, como si se tratara de rodillo por la relación de Hertz:

$$f_s = 0.42 \sqrt{\frac{P}{r l} E}$$

$$P = 54,000 \text{ kg./ m. l.}$$

$$f_s = 6 \text{ T./cm}^2 \text{ para acero moldeado.}$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg./cm}^2$$

$$l = 100 \text{ cm.}$$

Radio:

$$r = \frac{0.176}{f_s^2}$$
$$r = \frac{0.176 \times 54 \times 10^3 \times 2.1 \times 10^6}{36'000,000 \times 100}$$
$$r = 5.5 \text{ cm.}$$

El radio obtenido es muy pequeño, para fines prácticos utilizaré un radio de 40 cm.

#### DISEÑO DE ESTRIBO.-

Conocida la cota de la rasante, nos queda determinar la cota de la base, de la elevación y cimentación.

Observaciones realizadas, sobre diversas obras de cimentación sobre el río Rimac, tales como para los puentes de Chosica, los Angeles, Ñaña, etc., y en consideración al perfil transversal del río, y al material constitutivo del sub-suelo: formado por arena, conglomerado y pedrones; he llevado a la conclusión de que la cota de elevación estará a 3 ms. más bajo de la cota de la rasante, y la cota de cimentación 5 ms. más bajo que la cota de la misma.

En la superficie, por lo general, el material es conglomerado, cuyo ángulo de reposo es de 45° y la carga de trabajo permisible del terreno varía de 4 kσ./ cm<sup>2</sup> a 5 kσ./ cm<sup>2</sup> como máximo, según datos proporcionados por el Ministerio de Fomento.

El tipo de estribo que mejor se adapta por las condiciones de relleno y por las ventajas económicas que ofrece, es el estribo con alas e V.

Determinadas las alturas de elevación y cimentación, he realizado tanteos con varios perfiles en el cuerpo del estribo, y he lleva o al perfil mostrado que se justifican con los cálculos que se expone a continuación, bajo las siguientes hipótesis:

1°.- Chequeo de la sección A-A, cañuela sobrecargada.

2°.- Chequeo de la sección BB, elevación con puente y sin puente.

3°.- Chequeo de la sección CC. Circunstancia con puente y sin puente.

Los estribos derecho e izquierdo serán iguales.

1°.- Comprobación de la Cajuela.-

La cajuela recibe el empuje de tierras y una sobrecarga, cuyo equivalente en altura de suelo, según especificaciones no debe ser menor que 60 cm. Las especificaciones recomiendan el empleo de la fórmula de Rankine:

$$E = 1/2 wh ( h + 2h' ) C$$

donde:

E = Empuje de tierras

w = 1,600 Kg./m<sup>3</sup>, densidad del suelo.

h = 57 cm. altura de la cajuela.

h' = 60 " " " sobrecarga.

C = 0.17 Coeficiente que corresponde a  $\phi$  un ángulo de reposo de 45°.

Talud del terreno que en este caso es 0.

Por tanto C está dado por la relación:

$$C = \tan^2 ( 45^\circ - 1/2 \phi )$$

$$C = \tan^2 ( 45^\circ - 22^\circ 30' )$$

$$C = 0.17$$

$$E = 0.5 \times 1,600 \times 57 ( 57 + 2 \times 60 ) \times 0.17$$

$$E = 140 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación del empuje:

$$d = \frac{h}{3} \frac{h + 3h'}{h + 2h'} = \frac{57}{3} \frac{57 + 3 \times 60}{57 + 2 \times 60}$$

$$d = 26 \text{ cm.}$$

Momento de Volteo: 140 x 0.26 = 36.50 kg.m.

Peso de la cajuela:

$$w = h \times a \times b \times d ; \quad d = 2,300 \text{ kg./m}^3$$

$$w = .57 \times 0.40 \times 2,300 = 530 \text{ kg.}$$

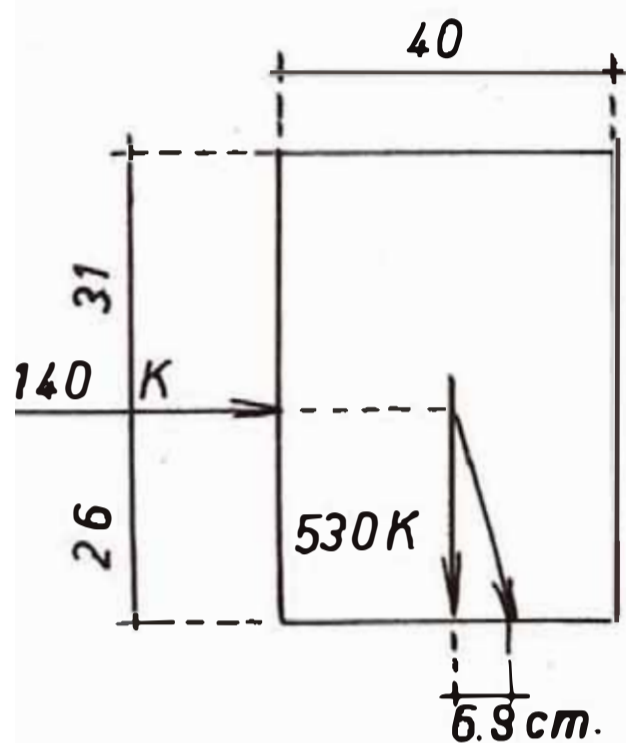


Excentricidad:

$$e = \frac{M_o. \text{ de Volteo}}{F. V.} = \frac{36.50}{530} = 0.068 \text{ m.}$$

Resulta e menor que  $1/6 b$ .

La resultante pasa por el tercio central:



Estabilidad.-

a) Presiones:

$$\frac{P}{a \times b} \left( 1 \pm \frac{6 \times e}{a} \right)$$

$$\frac{530}{40 \times 100} \left( 1 + \frac{6 \times 6.8}{40} \right)$$

$$0.27 \text{ kg./cm}^2$$

$$- 0.0017 \text{ kg./cm}^2$$

Son esfuerzos admisibles para concreto simple.

b) Volteo:

Momento de Estabilidad:  $530 \times 0.20 = 106 \text{ kg.m.}$

Seguridad al volteo  $\frac{Mo. \text{ Estable}}{Mo. \text{ Volteo}} \geq 2$

$$\frac{106}{36.5} = 2.9 > 2$$

c) Deslizamiento:

$$\frac{\text{Fuerzas Verticales} \times \text{Coeficiente fricción}}{\text{Fuerzas Horizontales}} = 2$$

El coeficiente de fricción en albañilería es 0.7.

$$\text{Seguridad al deslizam: } \frac{530 \times 0.7}{140} = 2.6 > 2$$

2°.- Comprobacion de la sección B - B .-

Elevación en el cuerpo del

estribo:

a) Sin puente.-

Fuerza Horizontales:

$$E = 1/2 \times 1,600 \times 3 ( 3 + 2 \times 0.6 ) \times 0.17$$

$$E = 1,720 \text{ kg.}$$

$$d = \frac{3}{3} \cdot \frac{3 + 3 \times 0.60}{3 + 2 \times 0.60} = 1.15 \text{ ms.}$$

Mo. de Volteo:  $1,720 \times 1.15 = 1,950 \text{ kg. m.}$

Fuerzas Verticales:

Peso de la cajuela: 530 kg., aplicada a 1.20 m. de la arista de volteo.

Peso de la elevación:  $\frac{650 + 40 + 130}{2} \times 2.42 \times 2,300$

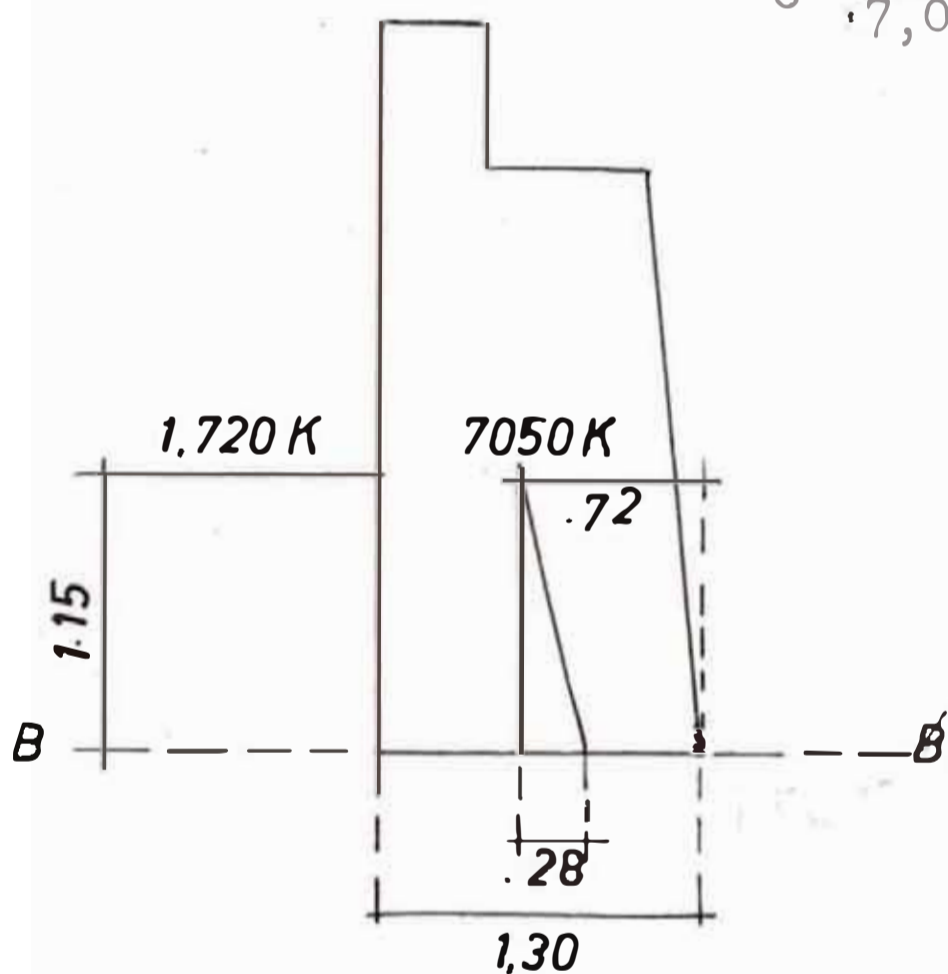
6,520 kg., con su punto de aplicación a 0.72 ms. de la arista de volteo.

$$\bar{x} = \frac{530 \times 1.2 + 6,520 \times 0.72}{7,050} = 0.76 \text{ m.}$$

Mo. de estabilidad :  $7,050 \times 0.76 = 5,400 \text{ kg.m.}$

Excentricidad:

$$e = \frac{1,950}{7,050} = 28 \text{ cm.}$$



Estabilidad.-

a) Presiones:

$$\frac{7,050}{100 \times 130} \left( 1 \pm \frac{6 \times 28}{130} \right)$$

$$1.27 \text{ Kg./ cm}^2$$

$$- 0.22 \text{ kg./ cm}^2$$

Según el Reglamento de

la A. A. S. H. O., el esfuerzo de tracción admisible es  $0.03 f'_c$ , usando concreto de  $92 \text{ kg/ cm}^2$ , se tiene que el

esfuerzo de tracción es:  $2.76 \text{ kg./ cm}^2$ . Para el esfuerzo de compresión da  $0.40 f'_c$ , el esfuerzo de compresión resulta  $36.8 \text{ kg./ cm}^2$ .

b) Seguridad al volteo:

$$\frac{5,400}{1,950} = 2.7 > 2$$

c) Seguridad al deslizamiento:

$$\frac{7,830 \times 0.7}{1,720} = 3 > 2$$

b) Con puente.-

Fuerzas Verticales:

1) Reacción por m. l. .... 12,600 kg., punto de aplicación a 0.60 ms. de la arista.

2) Peso de albañilería ..... 7,050 " , punto de aplicación a 0.76 ms. de la arista.

	Fuerzas	Momentos	
1)	12,600 x 0.60	7,600.00	kg. m.
2)	<u>7,050</u> x 0.76	<u>5,400.00</u>	
Suma:	19,650	13,000.00	

Abscisa de acción:

$$x = \frac{13,000.00}{19,650.00} = 0.66 \text{ m.}$$

Fuerzas Horizontales:

Actuarán el empuje de tierras y sobre carga, y la fricción, que es la mayor.

1) Empuje de tierras ..... 1,720 kg, calculado, punto de aplicación 1.15 de la base.

2) Fricción, según el Reglamento es el 15% de la reacción para apoyos de placas:

$F = 12,600 \times 0.15 = 1,890 \text{ kg.}$ , punto de aplicación a 2.44 ms. de la base

	Fuerzas	Momentos	
1)	1,720 x 1.15	1,950.00	kg. m.
2)	<u>1,890</u> x 2.44	<u>4,550.00</u>	" "
Suma:	3,610	6,500.00	" "

Excentricidad:  $e = \frac{6,500.00}{19,650.00} = 0.33 \text{ m.}$

La resultante sale del tercio central.

Estabilidad.-

a) Presiones:  $\frac{19,650}{100 \times 130} \left( 1 + \frac{6 \times 33}{130} \right)$

- 55 -

$$3.7 \text{ kg./ cm}^2$$

$$- 0.75 \text{ kg./ cm}^2$$

Como hemos visto, estas presiones son admisibles para el concreto.

b) Seguridad al Volteo:

$$\frac{13,000}{6,500} = 2$$

c) Deslizamiento:

$$\frac{19,650 \times 0.7}{3,610} = 3.7 > 2.$$

3°.- Comprobación de la sección C - C.-

a) Sin puente.-

Fuerzas Verticales:

1) Peso de elevación ..... 7,050 kg.

Punto de aplicación a 1.26 de la arista.

2) Peso de cimentación según el perfil...

$$w = a \times b \times h \times d = 2 \times 2 \times 2,300 = 9,200 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación a 1 m. de arista .

3) Peso de las tierras.....

$$w = a \times b \times h \times d = 0.2 \times 3 \times 1,600 = 960 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación a 1.9 m. de la arista.

	Fuerzas	Momentos
1)	7,050 x 1.26	8,900.00
2)	9,200 x 1.00	9,200.00
3)	960 x 1.90	<u>1,820.00</u>
Suma:	17,210	19,920.00

Abscisa de acción:

$$x = \frac{19,920.00}{17,210.00} = 1.15 \text{ m. de la arista.}$$

Fuerzas Horizontales:

1) Empuje de tierras y sobrecarga.- La sobrecarga se reduce a altura equivalente de tierra:

$$E = 800 \times 5 ( 5 + 2 \times 0.6 ) \times 0.17 = 4,200 \text{ kg.}$$



Punto de aplicación:

$$d = \frac{5}{3} \frac{5 + 3 \times 0.60}{5 + 2 \times 0.60} = 1.83 \text{ m.}$$

2) Empuje pasivo de tierras.-

$$E = \frac{1}{2} w h^2 C$$

$$w = 1,600 \text{ kg./ m}^3$$

$$h = 2 \text{ ms.},$$

$$C = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{1}{2} \phi \right) \quad \phi = 45^\circ$$

$$C = \tan^2 \left( 45^\circ + 0.5 \times 45^\circ \right) = 5.8$$

$$E_p = 800 \times 2 \times 5.8 = 18,600 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación:

$$d = \frac{1}{3} \times 2 = 0.667 \text{ m de la base.}$$

	Fuerzas	Momentos
1)	4,200 x 1.830	7,700.00 kg. m.
2)	<u>18,600</u> x 0.667	12,400.00 kg. m.

.Excentricidad sin considerar el empuje de tierras:

$$e = \frac{7,700.00}{17,210.00} = 0.45 \text{ m mayor que } b/6$$

sale del tercio central.

Hemos visto que el momento efrecido por el empuje pasivo es mayor que el momento de volteo, estamos en el caso de que el empuje pasivo, actuará hasta llevar la resultante al extremo del tercio central.

Estabilidad.-

a) Presiones.- En este caso la presión está dado por la fórmula:

$$\frac{2P}{ab} = \frac{2 \times 17,210}{100 \times 200} = 1.72 \text{ kg./ cm}^2 < 4 \text{ kg./cm}^2$$

b) Seguridad al Volteo:

$$\frac{19,920}{7,700} = 2.5 > 2$$

c) Deslizamiento:

$$\frac{19,920 \times 0.6}{4,200} = 2.85$$

Considerando el empuje pasivo, estos coeficientes aumentan.

Para el cálculo del empuje pasivo, se consideró una altura estable de cimentación de 2 ms., porque al hacer la excavación el terreno removido no recupera su compactación completa por razones económicas. La profundidad de socavación se determina teniendo en cuenta las características de la zona, Huempaní;

Gradiente: 1.5% Por estudios hidráulicos.  
Velocidad Máxima:  $v = 3.0$  m./seg. Id.  
Velocidad de Arrastre:  $v' = 1.0$  " "  
Tirante máximo:  $h = 1.6$  m.

Aplicando la fórmula correspondiente se tiene:

$$x = 1.25 h ( 0.6 - v'/v )$$

$$x = 1.25 \times 1.6 ( 0.6 - 1/3 )$$

$$x = 0.55 \text{ m.}, \text{ profundidad que se satisface}$$

ampliamente porque la elevación queda bajo tierra removida en más de 1 m.

### 3°.- Comprobación de la sección C - C.-

b) Con puente.-

Fuerzas Verticales:

1) Reacción de la Super-estructura, aplicada a 1.10 m de la arista de volteo;.... $R = 12,600$  kg.

2) Peso de elevación aplicado a 1.26 m.:

$$W_E = 7,050 \text{ kg.}$$

3) Peso propio de cimentación, aplicado a 1. de la arista de volteo:  $W_C = 9,200$  kg.

4) Peso de las tierras que gravitan:

$$W_T = 960 \text{ kg.}, \text{ punto de aplicación a 1.9 m.}$$

de la arista de volteo.

Determinamos los momentos para obtener la abscisa de acción.

	Fuerzas	Momentos
1)	12,600 x 1.10	14,000.00 kg. m.
2)	7,050 x 1.26	8,900.00 " "
3)	9,200 x 1.00	9,200.00 " "
4)	960 x 1.90	<u>1,820.00</u> " "
Suma:	29,810	33,920.00 kg. m.

$$x = \frac{33,920}{29,810} = 1.13 \text{ m}$$

Fuerzas Horizontales:

a) Empuje de tierra y sobrecarga:

$$E = 4,200 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación:

$$d = 1.83 \text{ m.}$$

2) Fricción y punto de aplicación sobre la base:

$$F = 1,890 \text{ kg.}$$

$$h = 4.44 \text{ m.}$$

1)	4,200 x 1.83 m	7,700.00 kg. m.
2)	<u>1,890</u> x 4.44 "	<u>8,400.00</u> " "
Suma:	6,090	16,100.00 " "

Excentricidad:

$$e = \frac{16,100}{29,810} = 0.54 \text{ m mayor que } b/6.$$

La resultante sale del tercio central. Consideremos el empuje pasivo:

$$E_p = 18,600$$

$$M_p = 12,400 \text{ kg. m. Valores calculados}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{16,100 - 12,400}{29,810} = 0.104 \text{ menor que } b/6$$

La resultante pasa dentro del tercio central, por lo tanto estamos en el caso de considerar, solo hasta que el empuje actúe, llevando

al extremo del tercio.

Estabilidad.-

a) Presiones.-

$$\frac{29,810}{100 \times 200} \times 2 = 3 \text{ kg./ cm}^2 < 4 \text{ kg./ cm}^2$$

b) Seguridad al volteo:

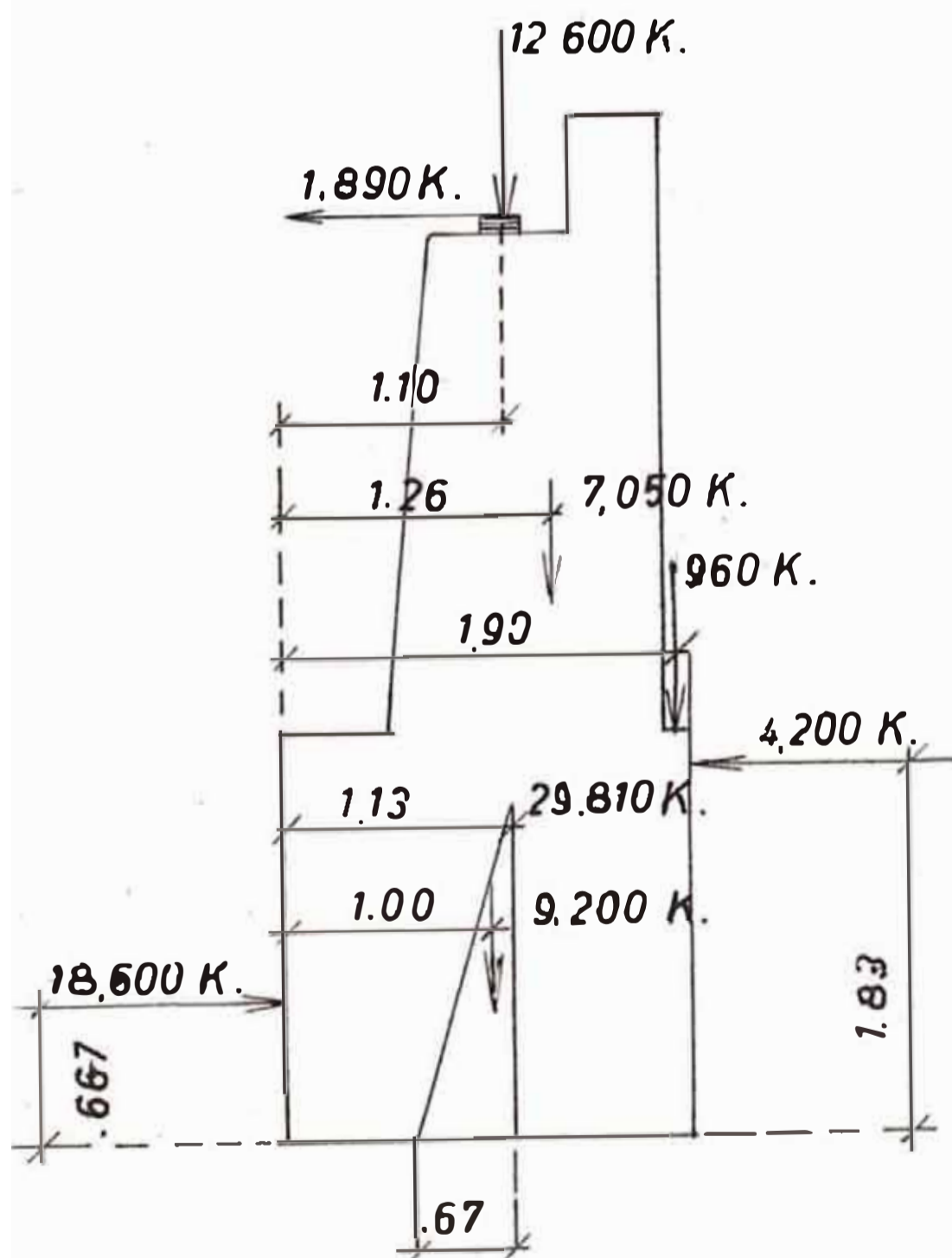
$$\frac{33,920}{16,100} = 2.05 \text{ mayor que } 2$$

c) Deslizamiento:

$$\frac{29,810 \times 0.6}{6,090} = 2.9 \text{ mayor que } 2.$$

El empuje pasivo aumenta la seguridad.

### CHEQUEO DE LA BASE DE CIMENTACION





#### ALAS DEL ESTRIBO.-

Son estructuras que sirven para contener el relleno entre el estribo y la carretera.

Sabemos que la altura de elevación es 3 ms. en el cuerno del estribo, y el talud de relleno 1:1, con lo que podemos dibujar la sección transversal en un lugar antes del puente. Además, consideremos un retiro de 1.20 m. de la línea de cimentación hacia la orilla, a fin de evitar que el relleno caiga al río, datos con los que podemos determinar la longitud y altura del ala necesaria, usando método gráfico ( Ver figura ).

En la figura, del punto b bajemos la perpendicular hasta b', sobre la cual trazamos bb'' a 45°, que es la dirección del ala. Del punto a bajamos la perpendicular hasta encontrar la línea de retiro en a', trazando una recta a 45° encontramos la intersección c'' con el ala del estribo, levantando la perpendicular c''c'c encontramos el punto C.

La distancia bc'', es la longitud del ala y la distancia c'c la altura del mismo.

$$L = 1.50$$

$$h = 1.90$$

El perfil indicado en el extremo del ala, cumple con las condiciones de estabilidad, cuyo chequeo los haré en las secciones AA y BB.

#### 1°.- Comprobación de la Elevación del Ala.-

Fuerzas Verticales:

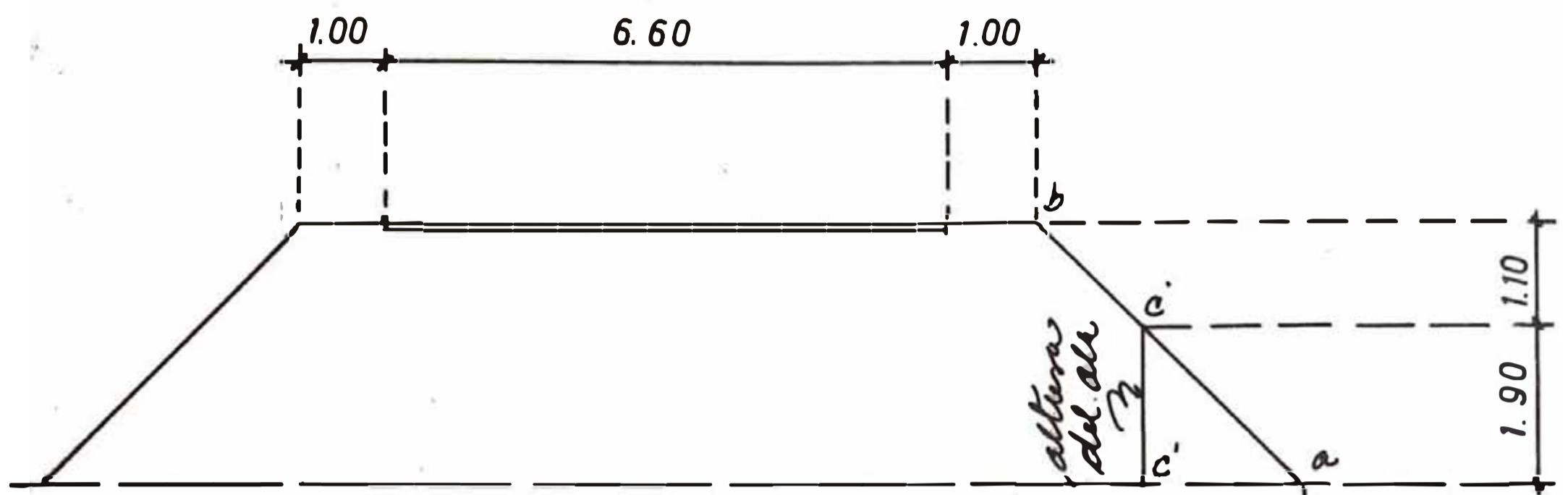
1) Peso de la albañilería:

$$w = \frac{a + b}{2} \times h \times d$$

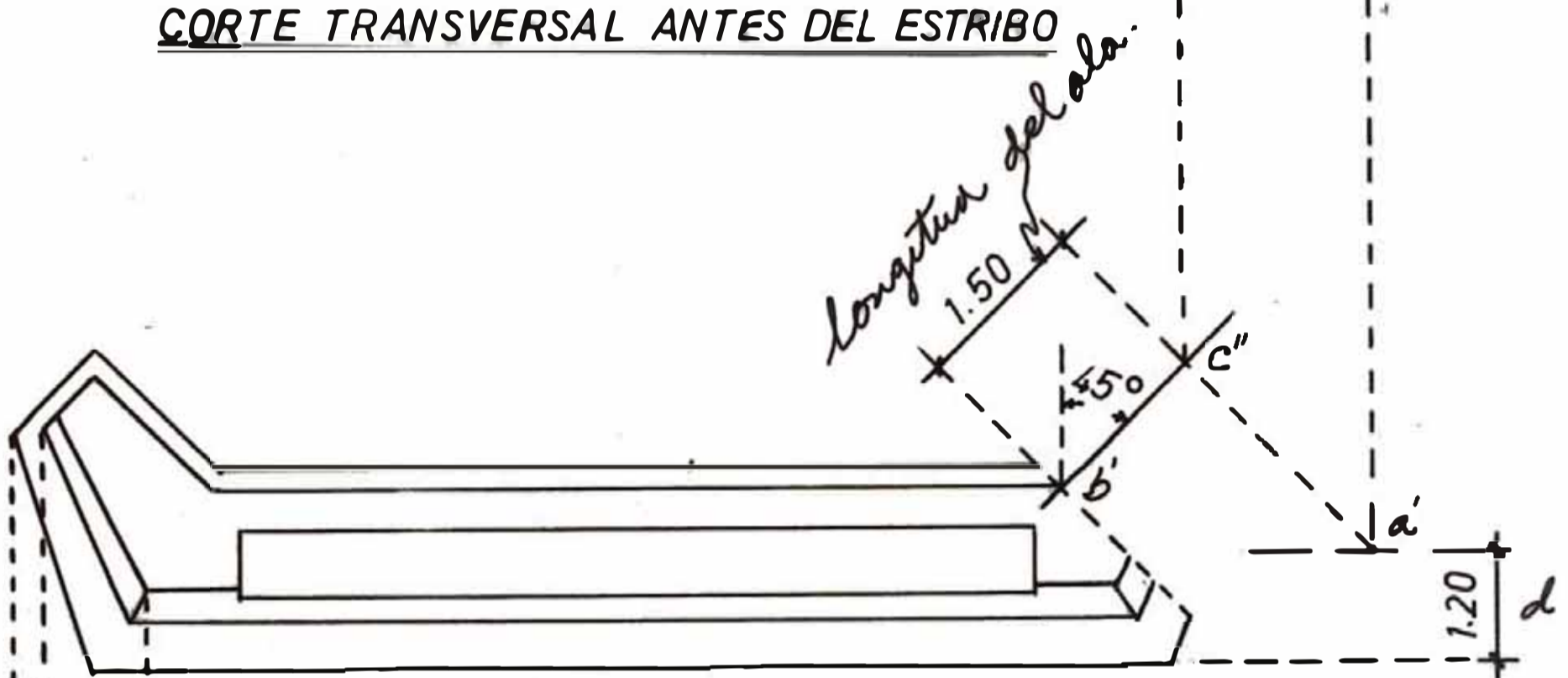
$$w = \frac{0.60 + 0.80}{2} \times 1.9 \times 2,300$$

$$w = 3,060 \text{ kg.}$$

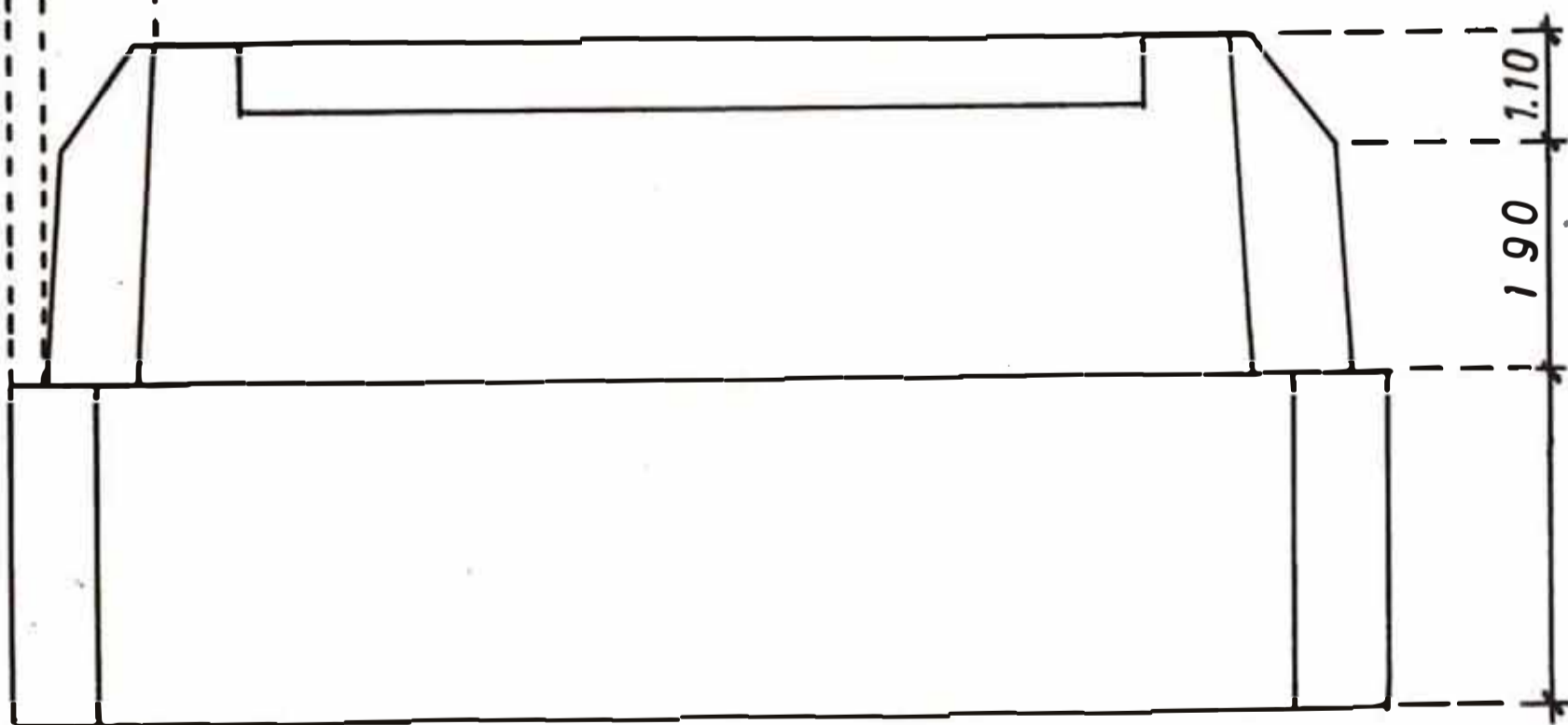
Punto de aplicación a 44.5 cm. de la arista de volteo.



CORTE TRANSVERSAL ANTES DEL ESTRIBO



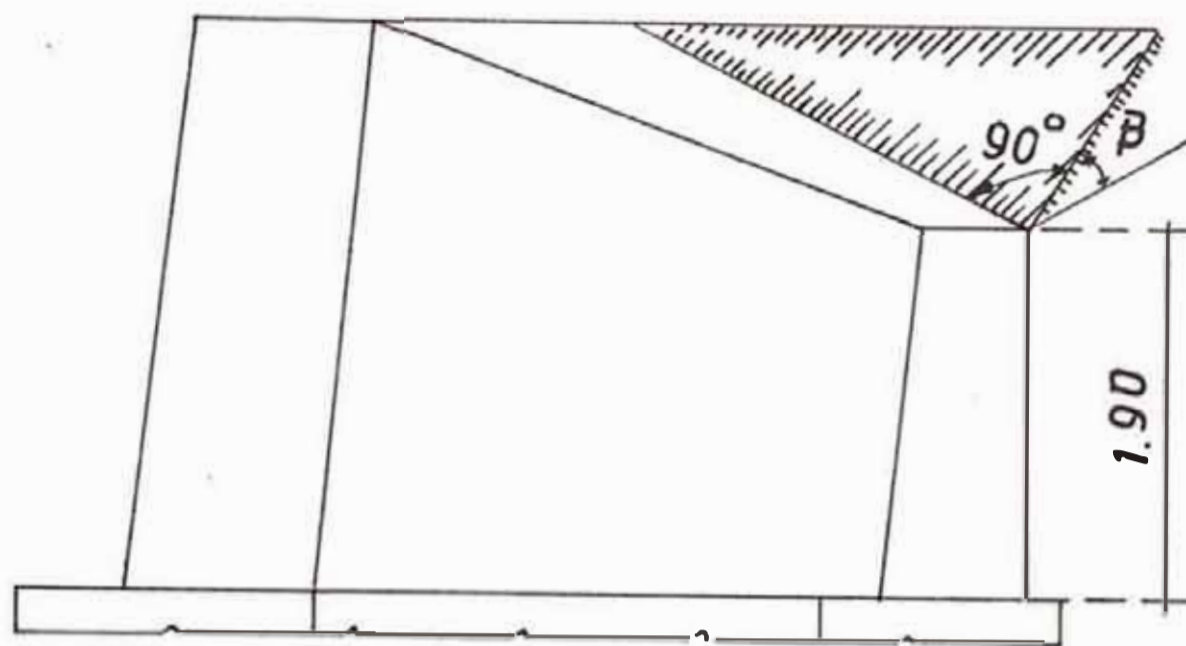
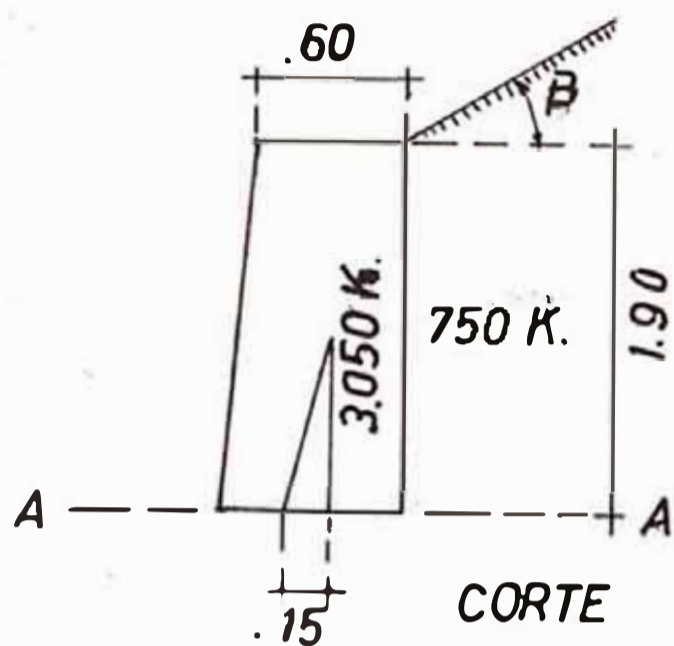
PLANTA



ELEVACION

LONGITUD / ALTURA DEL ALA

Momento de estabilidad:  $3060 \times 44.5 = 1,370 \text{ kg. m.}$



VISTA DEL EXTREMO DEL ALA

Fuerzas Horizontales:

Empuje de Tierras:

$$E = 1/2 w h^2 C$$

El ala sostiene el material de relleno, con una inclinación (beta).

El coeficiente C, para aplicar la fórmula, varía con el ang. beta, como las alas están a  $45^\circ$  con respecto al eje del puente, el ángulo beta queda determinado por la relación:

$$\text{tang.} = \frac{\text{Altura rasante} - \text{alt. elevac. ala}}{\text{Longitud de ala}}$$

$$\text{tang.} = \frac{3.00 - 1.90}{1.5} = 0.73$$

$36^\circ$  aproximadamente talud: 1:1.5

En las tablas para este ángulo corresponde el valor aproximado de:

$$C = 0.26$$

$$E = 1/2 \times 1,600 \times 1.9^2 \times 0.26 = 750 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación:

$$d = 1/3 \times h = 1/3 \times 1.90 = 0.63 \text{ ms.}$$

Momento de Volteo:

$$M_o. = 750 \times 0.63 = 470 \text{ kg. m.}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{470}{3,060} = 0.15 \text{ ms.}$$

La resultante, pasa por el tercio central.

Estabilidad.-

a) Presiones.-

$$\begin{aligned} & \cdot \frac{3,060}{100 \times 80} \left( 1 \pm \frac{6 \times 15}{80} \right) \\ & \cdot 0.80 \text{ kg./ cm}^2 \\ & \cdot - 0.04 \text{ kg./ cm}^2 \end{aligned}$$

Fatigas que son perfectamente admisibles.

b) Seguridad al Volteo.-

$$\frac{1,370}{470} = 2.9 \text{ mayor que } 2.$$

c) Deslizamiento.-

$$\frac{3,060 \times 0.7}{750} = 2.9 \text{ mayor que } 2.$$

Comprobación de la Cimentación del Ala.-

Fuerzas Verticales:

a) Peso de la elevación:

$$w = 3,060 \text{ kg.}, \text{ punto de aplicación } 0.645 \text{ m.}$$

b) Peso de la tierra que gravita:

$$w_t = 0.2 \times 1.9 \times 1,600 = 610 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación a 1.10 m. de la arista de volteo.

c) Peso de la cimentación:

$$w_c = 1.20 \times 2 \times 2,300 = 5,500 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación a 0.60 m de la arista.

	Fuerzas.	Momentos.
a)	3,060 kg. x 0.645 m	2,000.00 kg. m.
b)	610 " x 1.100 m	670.00 " "
c)	<u>5,500 " x 0.600 m</u>	<u>3,320.00 " "</u>
Suma:	9,190 kg.	5,990.00 kg. m.

Abscisa de acción:

$$x = \frac{5,990}{9,190} = 0.65 \text{ m.}$$

Fuerzas Horizontales:

a) Empuje de tierras:

$$E = 1/2 w h^2 C$$

$$E = 0.5 \times 1,600 \times 3.9^2 \times 0.26$$

$$E = 3,170 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación:

$$d = 1/3 \times 3.9 = 1.30 \text{ ms.}$$

b) Empuje pasivo:

$$E_p = 1/2 \times w \times h^2 \times C$$

$$E_p = 0.5 \times 1,600 \times 2^2 \times 5.8$$

$$E_p = 18,500 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación:

$$d = 1/3 \times 2 = 0.667 \text{ ms.}$$

Momento de Volteo:

$$Mo. = 3,170 \times 1.30 = 4,120 \text{ kg. m.}$$

$$Mo. p = 18,530 \times 0.667 = 12,400 \text{ kg. m.}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{4,120}{9,190} = 0.454 \text{ ms.}$$

La resultante sale del tercio central. El empuje pasivo da momento mayor que el de volteo y actuará solo hasta llevar la resultante hasta el tercio central.

Estabilidad.-

a) Presiones.- Para este caso, está dado:

$$\frac{2 F_v}{a \times b} = \frac{2 \times 9,190}{100 \times 1.2} = 1.5 \text{ kg./ cm}^2$$

esta fatiga es menor que  $4 \text{ kg./ cm}^2$

b) Seguridad al Volteo:

$$\frac{Mo. Estab.}{Mo. Volteo} = \frac{5,990}{4,120} = 1.5 \text{ me-}$$

que dos, que es el mínimo coeficiente de seguridad.

Este coeficiente aumenta notoriamente con el empuje pasivo.



c) Deslizamiento:

$$\frac{\text{Suma de Fv. x coefic. fricción}}{\text{Suma de F. horizontales}}$$

$$\frac{9,190 \times 0.6}{3,170} = 1.7 \text{ menor que } 2.$$

Los coeficientes indicados, son, sin considerar el empuje pasivo, la cual, siendo de gran magnitud y no existiendo peligro de socavación, aumenta estos coeficientes, la solución adoptada es correcta.

Estabilidad consideranco Empuje Pasivo.-

b) Seguridad al Volteo:

$$\frac{\text{Mo. Estable más Mo. Empuje Pasivo}}{\text{Momento de Volteo}}$$

$$\frac{5,990 + 12,100}{4,120} = 4.4 \text{ mayor que } 2.$$

c) Deslizamiento:

$$\frac{\text{Suma de Fv. x } \emptyset \text{ más Empuje Pasivo}}{\text{Suma de F. horizontales}}$$

$$\frac{9,190 \times 0.6 + 18,530}{3,170} = 8.9 \text{ ma-}$$

yor que 2.

### PILAR.-

Se llama a la estructura intermedia de un puente que recibe la reacción de los tramos adyacentes a él.

El costo de un pilar no varía mucho con el tamaño y reacción del puente, pero si, con las condiciones de cimentación y la altura del mismo influyen notablemente.

En el presente caso, la altura del pilar, es pequeño y las condiciones de cimentación son favorables, a poca profundidad se tiene estabilidad aparente, el tipo de pilar que reúne condiciones de mayor ventaja, en este caso, es el de pilar de muro, de concreto armado, de 3 ( tres ) ms. de altura.

La cimentación se hará a 3m. de profundidad, por debajo del fondo del río, hasta la cota 783.80 m. s. n. m, a la que se puede llegar, en magníficas condiciones de seguridad y economía. Para la excavación, no requiere tablestado, se usará bombas, para evitar filtraciones, ya que el curso del río se desviará durante la excavación; todo el trabajo se hará a mano.

Las reacciones de la super-estructura sobre cada uno de los pilares, son sensiblemente iguales. El lecho del río, tiene pequeñas divagaciones que ocasionan rellenos y erosiones, cambiando el curso del agua en diferentes sentidos, por lo que se tomarán los tres pilares iguales, diseñando además bajo las condiciones más desfavorables.

### DISEÑO DE PILARES.-

Se hacen bajo las siguientes hipótesis:

1°.- Elevación sin Puente.

A) Fuerzas según el eje mayor del pilar.

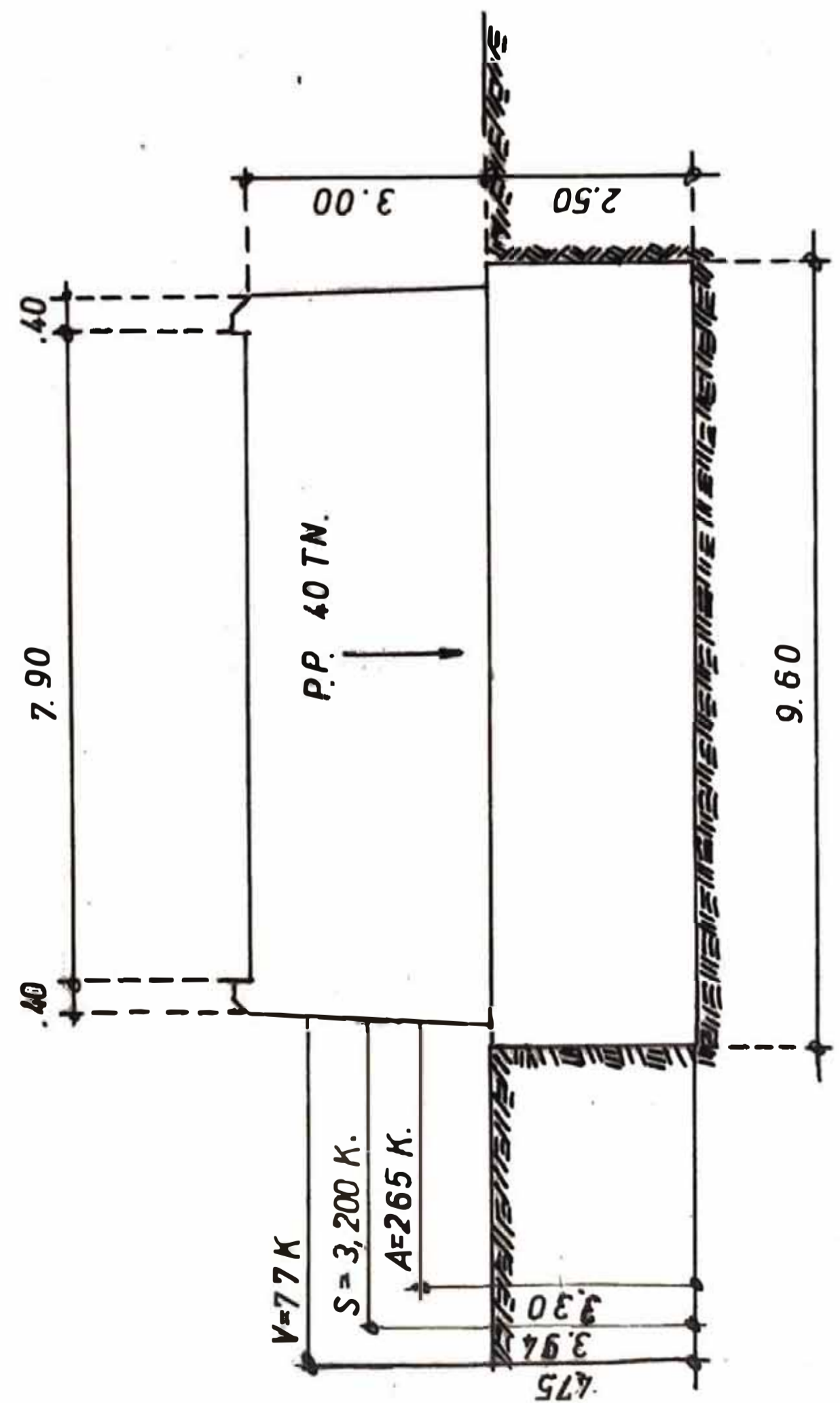
B) Fuerzas según el eje menor del pilar.

2°.- Elevación con Puente.

A) Fuerzas según el eje mayor del pilar.

PILAR SIN PUENTE

SISTEMA DE FUERZAS QUE ACTUAN EN EL PILAR



SEGÚN EL EJE MAYOR



2.80

SEGÚN EL EJE MENOR

B) Fuerzas según el eje menor del pilar.

3°.- Cimentación con Puente.

A) Fuerzas según el eje mayor

B) Fuerzas según el eje menor.

1°.- Elevación sin Puente.-

Me limitaré a calcular los momentos de empotramiento de la elevación, en el caso de cimentación, debido a las fuerzas horizontales que actúan según el eje menor del pilar, con lo que diseñaré el pilar.

En el sentido del eje mayor, quedarán eliminados los chequeos al volteo, deslizamiento y esfuerzos, debido al monolitismo, con la cimentación y al gran momento de inercia que ofrece la elevación en ese sentido.

**Fuerzas Verticales:**

Peso propio elevación,-

Volumen del pilar:

a) Parte troncocónica.

$$V = 1/3 \times \pi \times h ( R^2 + r^2 + Rr )$$

$$R = 40 \text{ cm.}$$

$$r = 25 \text{ cm.}$$

$$h = 3.00 \text{ m.}$$

$$V = 1.00 \text{ m}^3$$

b) Sección trapezoidal.-

$$V = 1/2 ( a + b ) \times l \times h$$

$$a = 50 \text{ cm.}$$

$$b = 80 \text{ cm.}$$

$$l = 8.20 \text{ ms.}$$

$$h = 3.00 \text{ ms.}$$

$$V = 1/2 ( 0.50 + 0.80 ) \times 8.20 \times 3.00$$

$$V = 16.00 \text{ m}^3$$

Peso Propio elevación: ( 16 + 1 ) x 2,400 = 40 Tn .

B) Fuerzas según el eje menor del Pilar.-

a) Viento:

$$\text{Area aparente: } \frac{870 + 880}{2} \times 1.40 = 12.2 \text{ m}^2$$

Según especificaciones la presión del viento en superficies planas es:  $150 \text{ kg./m}^2$

$$F_v = 12.20 \times 150 = 1,830 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación a 2.38 m. de la base de la elevación.

b) Agua:-

Para la presión que realiza el agua, según el eje menor del pilar, consideraré que el impacto se realiza con un ángulo de  $30^\circ$ .

La velocidad media de la corriente de agua por datos prácticos aplicados en el Rimac, es:  $2.5 \text{ m/seg.}$  y el coeficiente para superficies planas es 1.33.

$$P = 52.5 \text{ kv}^2 \cos.\alpha$$

$$P = 52.5 \times 1.33 \times 2.5^2 \times 0.5$$

$$P = 220 \text{ kg./m}^2$$

$$\text{Area aparente: } 1.6 \times 0.5 (9 + 8.9) = 14.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Fuerza agua: } F_v = 220 \times 14.4 = 3,200 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación a 0.80 m. de la base, aproximadamente.

c) Sismo:-

Según especificaciones es el 8% de las fuerzas verticales:

$$F_s = 0.08 \times 40,000 = 3,200 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación a 1.44 m. de la base.

	Fuerzas Vertic.	Momentos.
a)	1,830 kg. x 2.38	4,350.00 kg. m.
b)	3,200 " x 0.80	2,560.00 " "
c)	<u>3,200 " x 1.44</u>	<u>4,600.00 " "</u>
Suma:	8,230 kg.	11,510.00 kg. m.



2°.- Elevación con Puente.-

Fuerzas Verticales:

a) Reacción de la Super-estructura:

$$R = 411 \text{ Tn.}$$

b) Peso propio del pilar:

$$P.P = 40 \text{ Tn.}$$

Suma de fuerzas verticales:

$$F_v = 411 + 40 = 451 \text{ Tn.}$$

B) Fuerzas según el eje menor del pilar.-

a) Viento: 1,830 kg.

Punto de aplicación 2.38 ms.

b) Agua: 3,200 kg.

Punto de aplicación 0.80 ms.

c) Fricción en el apoyo de placas se considera el 15% de reacción por peso propio:

$$F = 307,000 \times 0.15 = 46,000 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación 3.00 m. de la base.

d) Frenado:

Consideramos el 5% del peso del convoy que pasa, en un sentido tendremos 5 camiones h15 con 75,000 kg.

$$F_f = 75,000 \times 0.05 = 3,750 \text{ kg.}$$

Fuerza que se discina en 5 apoyos, no se considera por ser pequeño en comparación con la de fricción.

e) Sismo:-

Pilar: 3,200 kg.

Punto de aplicación 1.44 m. de la base,

Super-estructura:  $0.08 \times 307,000 = 24,560 \text{ kg.}$

Punto de aplicación 3.55 m. de la base.

Con las fuerzas determinadas y multiplicando por sus respectivos brazos se determinan los momentos.

Ver la tabulación en página siguiente:

	Fuerzas.Horizont.	Momentos.
a)	1,830 kg. x 2.38 m	4,350.00 kg. m.
	3,200 " x 0.80 "	2,560.00 " "
c)	46,000 " x 3.00 "	138,000.00 " "
d)	no se considera.	
e)	3,200 " x 1.44 m.	4,600.00 " "
f)	<u>24,560 " x 3.55 "</u>	<u>87,000.00 " "</u>
Suma:	78,790 kg.	236,510.00 kg. m.

#### DISEÑO DE LA ELEVACION.-

La elevación, sometida a la acción de las fuerzas horizontales y verticales, está en condiciones más desfavorables, cuando actúa el puente, para este caso diseñaré el pilar.

Las fuerzas verticales que actúan axialmente, son:  
La reacción de la super-estructura y el peso propio del pilar.  
El momento actuante es el descrito más arriba, por tanto el pilar se diseñará a flexión compuesta, como si se tratara de columna o muro.

$$\text{Fuerza axial: } N = R + P.P = 411 + 40 = 451 \text{ Tn.}$$

$$\text{Momento flector: } M = 236.50 \text{ Tn. m.}$$

$$\text{Excentricidad } e = \frac{236.50}{451} = 0.525 \text{ m.}$$

El diseño corresponde al segundo caso de Flexo-compresión, porque:  $e/t = 52.5/80 = 0.655$  mayor que 0.20.

La carga permisible del concreto según especificaciones de la A. A. S. H. O. es:

$$f_p = f_a \frac{1 + ec/r^2}{1 + kec/r^2}$$

:  $f : 0.25 f' \left[ 1 + (n - 1) p \right]$  Esfuerzo unitario permisible de compresión.

c:  $l/2 \cdot t$  . Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra extrema de compresión.

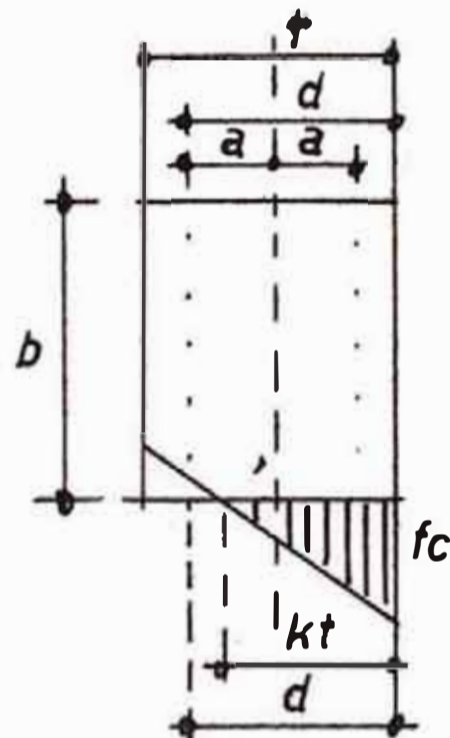
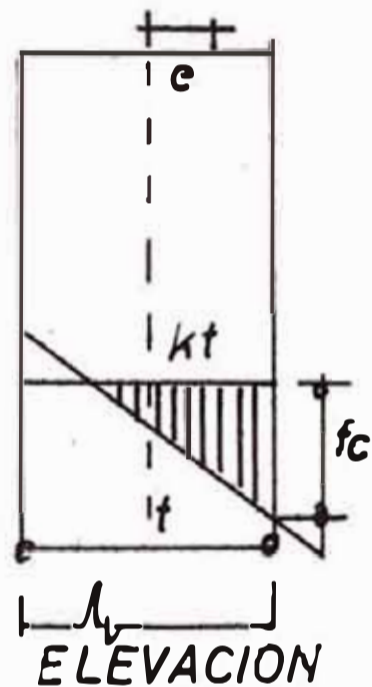
k: Relación del esfuerzo unitario permisible de compresión para cargas axiales, al esfuerzo unitario permisible de compresión en la fibra extrema.

$$k = \frac{t \cdot c}{0.4 f'_c}$$

r: Mínimo radio de giro de una sección:

$$r^2 = \frac{t^2 + 12 (n - 1) p \times a^2}{12 [1 + (n - 1) p]}$$

t: Ancho total de la sección del pilar.



La sección de la estructura, está determinada por arquitectura, la calidad del concreto se conoce y queda por determinar la cantidad de acero. Se determinará por tanteos, asumiendo diferentes cuantías, utilizando las fórmulas anteriores y los abacos existentes en el libro del Profesor Peabody.

Primer tanteo:

Cuantía:  $p = 0.01$

Determinación de la carga permisible del concreto:

$$f_c = 0.25 \times 210 [1 + (10 - 1) \times 0.01]$$

$$f_c = 57.22 \text{ kg./cm}^2$$

$$k = \frac{57.22}{84} = 0.681$$

$$r^2 = \frac{80^2 + 12 (10 - 1) \times 0.01 \times 32^2}{12 (1 + 9 \times 0.01)}$$

$$r^2 = 572$$

Carga permisible del concreto:

$$f_p = 57.22 \left( \frac{1 + \frac{52.2 \times 40 \div 572}{1 + \frac{0.681 \times 52.2 \times 40}{572}}}{1 + \frac{0.681 \times 52.2 \times 40}{572}} \right)$$

$$f_p = 76 \text{ kg./cm}^2$$

Evaluación de la carga de trabajo del concreto:

$$f_c = \frac{M}{hb^2} \times C$$

El coeficiente C se determina en los abacos de Peabody, se entra con los datos siguientes:

$$1/t = 10 \quad n_p = 0.10$$

Se tiene:  $C = 8.90$

Reemplazando en la fórmula:

$$f_c = \frac{236,500}{870 \times 80^2} \times 8.9 = 38. \text{ kg./cm}^2$$

$$f_c = 38 \text{ kg./cm}^2 \text{ menor que } 76 \text{ kg./cm}^2$$

Hay necesidad de disminuir la cuantía. El Reglamento da como cuantía mínima 0.0025. Con esta cuantía hago un nuevo tanteo:

Segundo tanteo:

Cuantía:  $p = 0.0025$

Determinación de la carga permisible del concreto:

$$f_c = 0.25 \times 210 \left[ 1 + (10 - 1) 0.0025 \right]$$

$$f_c = 53.8$$

Radio mínimo de giro:

$$r^2 = \frac{80^2 + 12 (10 - 1) 0.0025 \times 32^2}{12 \left[ 1 + (10 - 1) 0.0025 \right]}$$

$$r^2 = 542$$

Carga permisible del concreto: ( para  $k = f_c \div 84 = 0.64$  )

$$f_p = 53.80 \times \frac{1 + \frac{52.2 \times 40 \div 542}{1 + 0.64 \times 52.2 \times 40 \div 542}}{1 + 0.64 \times 52.2 \times 40 \div 542}$$

$$f_p = 75 \text{ kg./cm}^2$$

Evaluación de la carga de trabajo del concreto:

Con los datos:

$$d'/t = 0.10 \quad n_p = 0.025 \quad e/t = 1.5$$

Se tiene:  $C = 15$

Reemplazando en la fórmula correspondiente:

$$f_c = \frac{236,510}{870 \times 80^2} \times 15 = 65 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_c = 65 \text{ kg./cm}^2 \text{ menor que } 75 \text{ kg./cm}^2$$

Esto indica que el concreto trabaja perfectamente con cuantía mínima; en consecuencia se está al lado de la seguridad.

Cálculo del área de acero.-

Armadura principal:

$$A_s = 0.0025 \times 80 \times 870 = 174 \text{ cm}^2 \rightarrow 62 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$$

La armadura se dispondrá simétricamente en ambas caras del pilar, con un recubrimiento de 8 cm., y con un espaciamiento en la base de la elevación de 27 cm. centro a centro entre barras, acero tipo Q; además, se dispondrá armadura horizontal, usando acero de 3/8" a 30 cm., tipo R.

En la parte superior del pilar se colocarán los aceros tipo S y T de 1/2" con el objeto de distribuir convenientemente las presiones en el cuerpo del pilar.

Las armaduras se muestran en el plano N° 10.



**CIMENTACION CON PUENTE.-**

La fundación será normal u ordinaria, puesto que la base del muro se va a asentar directamente sobre el suelo resistente. La importancia de la cimentación en un puente es extraordinaria ya que recibe fuertes acciones; es por esto que tomo las debidas precauciones y procedo con los tanteos, basándome en las características dadas:

Primer tanteo:

Altura de cimientos  $h = 2.50$  m.

Ancho de la base:  $b = 2.00$  m.

Fuerzas Verticales:

a) Reacción de la super-estructura: 411 Tn.

b) Peso de la elevación: 40 Tn.

c) Peso de cimentación:

$2 \times 2.5 \times 9.6 \times 2,300$ : 110 Tn.

d) Sub - Presión:

Elevación: 6.8 Tn.

Cimientos: 24 Tn.

Suma de fuerzas verticales: 538.2 Tn.

Fuerzas Horizontales:

Según el eje menor

	Fuerzas.	P. A.	Momentos.
a) Viento:	1,830 kg.	$\times 4.88$ m	8,900.00 kg. m.
b) Agua.	3,200 "	$\times 3.30$ "	10,750.00 " "
c) Sismo:	3,200 "	$\times 3.94$ "	12,600.00 " "
d) Fricción:	46,000 "	$\times 5.50$ "	252 500.00 " "
Suma:	54,230 kg.		284,750.00 kg. m.

Excentricidad:

$$e = \frac{284,750}{538,200} = 0.53 \text{ ms. mayor que } b/6.$$

La resultante sale del tercio central, se considerará

el empuje pasivo:

$$E_p = 1/2 w \cdot h^2 \cdot C \cdot a$$

$$w = 1,600 \text{ kg./ m}^3$$

$$h = 2.5 \text{ ms.}; \quad a = 9.6 \text{ m}$$

$$C = 5.8 \quad \text{Para un ángulo de reposo de } 45^\circ$$

$$E_p = 0.5 \times 1,600 \times 2.5^2 \times 5.8 \times 9.6$$

$$E_p = 277 \text{ Tn.}$$

Punto de aplicación:

$$d = 1/3 \quad d = 1/3 \times 2.5$$

Momento debido a empuje pasivo:

$$M_o = 277 \times 1/3 \times 2.5 = 230 \text{ Tn. m.}$$

$$\text{Excentricidad: } e = \frac{284.7 - 230}{538.2} = 0.102 \text{ m menor que } b/6$$

Por lo tanto el empuje pasivo actuará solo hasta llevar la resultante al extremo del tercio central.

Presiones:-

Para este caso, la presión está dado:

$$\frac{2 \text{ Suma Fuerzas verticales}}{a \times b}$$

$$\frac{2 \times 538,200}{960 \times 200} = 5.6 \text{ kg./ cm}^2 \text{ mayor que } 4$$

kg./ cm<sup>2</sup> que es la fatiga de trabajo asumido en esa zona, como se ve el terreno falla; luego hago un segundo tanteo:

Segundo tanteo:

$$\text{Altura de cimiento: } h = 2.50$$

$$\text{Ancho de base: } \quad b = 2.40$$

Fuerzas Verticales:

$$\text{a) Reacción de la super-estructura: } \quad 411 \text{ Tn.}$$

$$\text{b) Peso propio de la elevación: } \quad 40 \text{ "}$$

c) Peso de cimentación:

$$2.4 \times 2.5 \times 9.6 \times 2,300: \quad 139 \text{ Tn}$$

d) Sub - presión:

Elevación: 6.8 Tn.  
Cimientos:  $1/2 \times 2.4 \times 2.5 \times 9.6$  28.5 "  
Suma de fuerzas verticales: 554.5 Tn.  
Fuerzas Horizontales:

Estas fuerzas permanecen constantes y por lo tanto el momento.

Excentricidad:

$$e = \frac{284.7}{554.5} = 0.51 \text{ m mayor que } b/6.$$

La resultante sale del tercio central. El empuje pasivo que permanece constante, actuará hasta llevar, la resultante, al tercio central.

Presiones:-

$$\frac{554,500}{960 \times 240} \times 2 = 4.8 \text{ kg./ cm}^2 \text{ mayor que } 4.$$

8 Como se observa, el terreno sigue fallando. Haré otro tanteo, aumentando la base.

Tercer tanteo:

Altura cimientos:  $h = 2.50 \text{ ms.}$

Altura de base:  $b = 2.80 \text{ ''}$

Fuerzas verticales:

a) Reacción de la super-estructura: 411 Tn.

b) Peso propio de la elevación: 40 Tn.

c) Peso de cimentación:

$$2.8 \times 2.5 \times 9.6 \times 2,300: 154 \text{ Tn.}$$

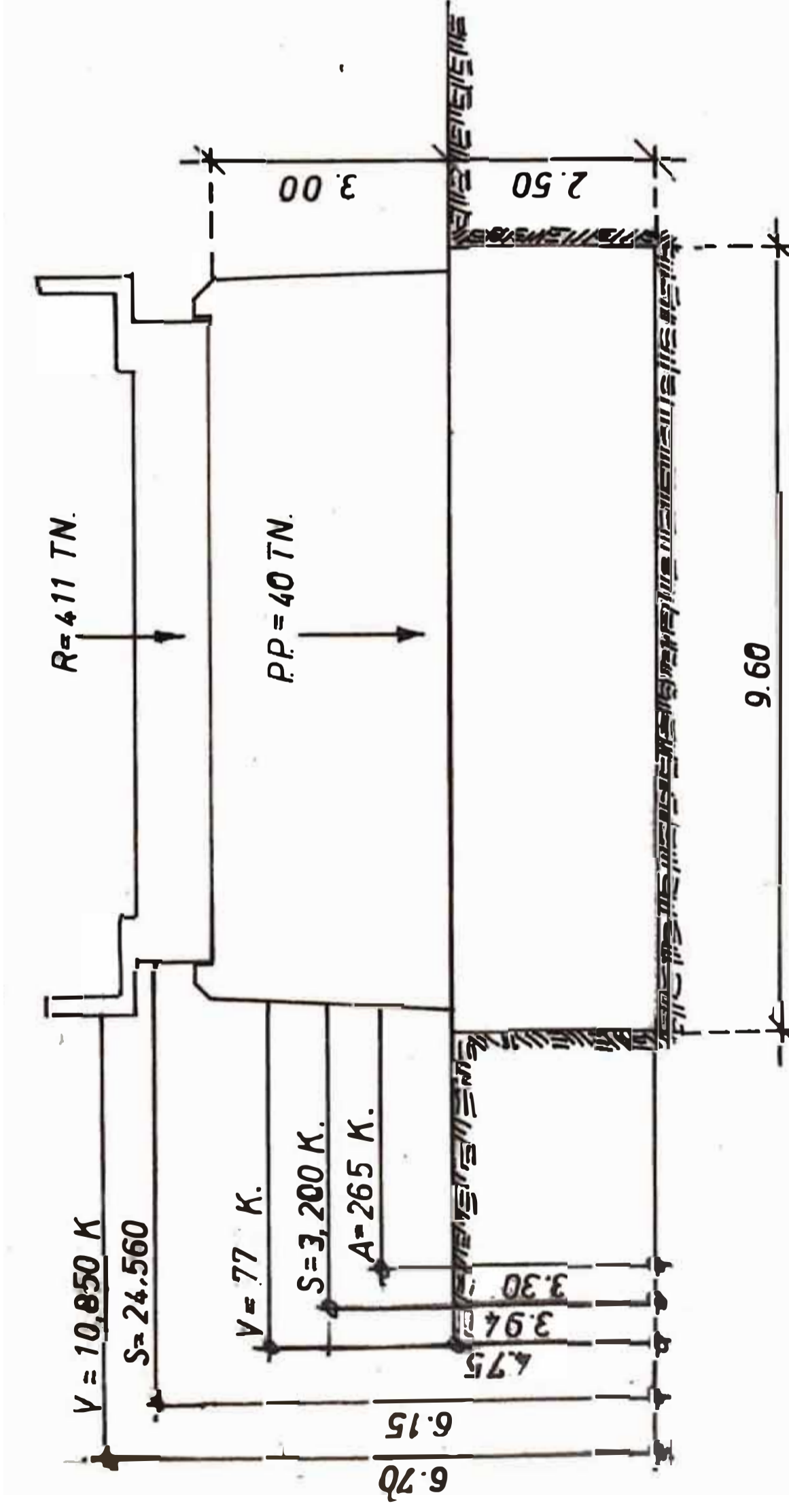
d) Sub - presión:

Elevación: 6.8 Tn  
Cimientos:  $1/2 \times 2.8 \times 2.5 \times 9.6: 33.5 \text{ Tn.}$   
Suma de fuerzas verticales: 564.0 Tn.

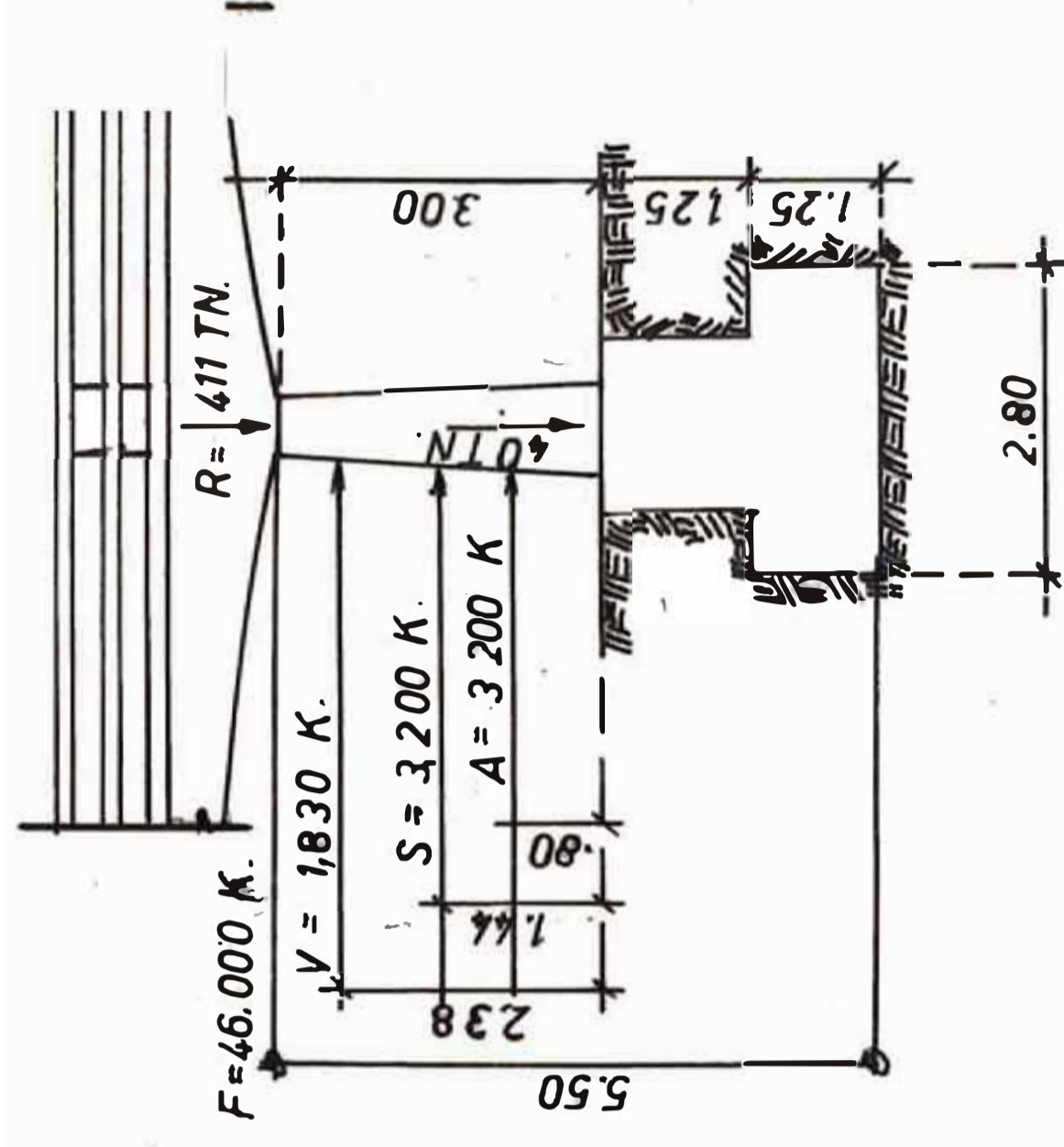
Las fuerzas horizontales y el momento permanecen constantes.

Excentricidad:

PILAR CON PUENTE  
SISTEMA DE FUERZAS QUE ACTUAN EN EL PILAR



SEGÚN EL EJE MAYOR



SEGÚN EL EJE MENOR

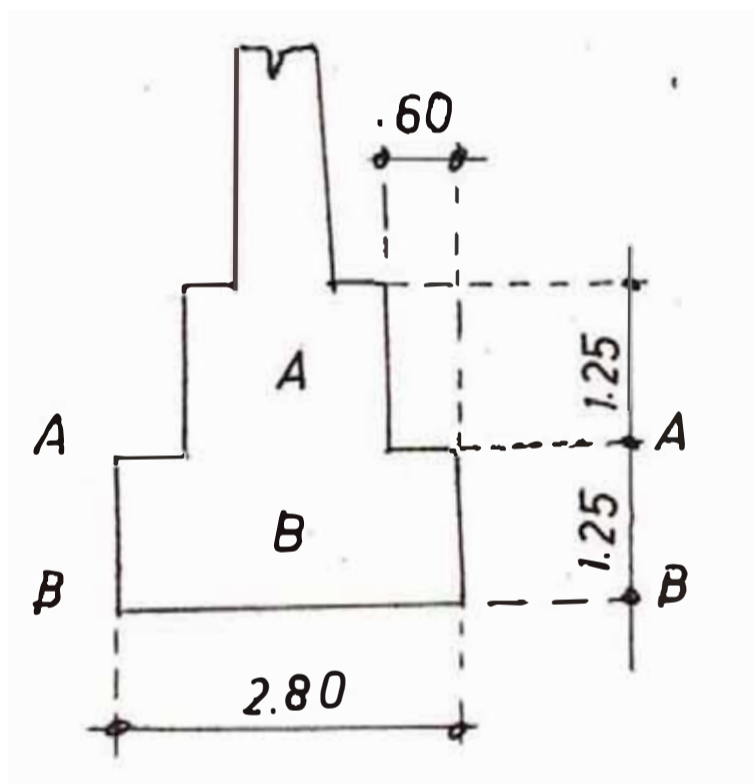
$$e = \frac{284.7}{564} = 0.50 \text{ mayor que } b/6.$$

El empuje pasivo actuará hasta llevar la resultante al tercio central. Por lo tanto la presión será:

$$\frac{564,000}{960 \times 280} \times 2 = 4.2 \text{ kg./ cm}^2 \text{ aproximad. 4.}$$

Esta solución podría considerarse como satisfactoria, a no ser, el excesivo costo, por la gran cantidad de material requerido; motivo por el que, he adoptado el perfil de cimentación indicado, que permite cierta economía.

1°.- Comprobación de la sección A-A:



Cimentación sin Puante:

Fuerzas Verticales:

a) Peso elevación: 40 Tn.

b) Peso cimientos parte

$$A: 1.6 \times 1.25 \times 9.6 \times 2,300:$$

44 Tn.

Suma de Frzas. Verticales:

$$40 + 44 = 84 \text{ Tn.}$$

Momento de estabilidad:

$$84 \times 0.8 = 67.2 \text{ T.m.}$$

Fuerzas Horizontales según el Eje Menor:

	Fuerzas	P. Anl.	Momentos.
a)	Viento: 1,830 kg. x 3.63 m.		6,650.00 kg. m.
b)	Agua: 3,200 " x 2.05 m.		6,550.00 " "
c)	Sismo: 3,200 " x 2.69 m.		8,600.00 " "
Suma:	8,230 kg.		21,800.00 kg. m.

Excentricidad:

$$e = \frac{21,800}{84,000} = 0.26 \text{ m. menor que } b/6$$

La resultante pasa por el tercio central.



Estabilidad.-

a) Presiones:-

$$\frac{84,000}{160 \times 960} \left( 1 + \frac{6 \times 26}{160} \right)$$
$$1.1 \text{ kg./cm}^2$$

b) Seguridad al Volteo:

$$\frac{\text{Mo. Estable}}{\text{Mo. Volteo}} \text{ mayor o igual que } 2.$$

$$\frac{67,200}{21,800} = 3.1 \text{ mayor que } 2.$$

c) Deslizamiento:-

$$\frac{84,000 \times 0.7}{21,800} = 7.2 \text{ mayor que } 2.$$

Comprobación de la sección A-A:

Cimentación con Puente:

Fuerzas Verticales:-

a) Reacción super-estructura: 411 Tn.

b) Peso elevación: 40 Tn.

c) Peso cimientos, parte A: 44 Tn.

Suma de fuerzas verticales: 495 Tn.

Momento de estabilidad: 495 x 0.8 = 396 Tn m.

Fuerzas Horizontales según el Eje Menor.-

	Fuerzas	P. Ap.	Momentos
a) Viento:	1,830 kg.	x 3.63 m	6,650.00 kg. m.
b) Agua:	3,200 "	x 2.05 "	6,550.00 " "
c) Sismo:	3,200 "	x 2.69 "	8,600.00 " "
d) Fricción:	<u>46,000 "</u>	<u>x 4.25 "</u>	<u>196,000.00 " "</u>
Suma:	54,230 kg.		217,800.00 kg. m.

Excentricidad:

$$e = \frac{217,800}{495,000} = 0.44 \text{ m.}$$

La resultante sale del tercio central.

Considerando el empuje Pasivo de tierras, tendremos:

$$E_p = 1/2 \times 1,600 \times 1.25^2 \times 5.8$$

$$E_p = 7,300 \text{ kg.}$$

$$d = 1/3 \times 1.25 = 0.41 \text{ m.}$$

$$M_o = 7,300 \times 0.41 = 3,000 \text{ kg. m. por m. l.}$$

$$M = 3,000 \times 9.6 = 28,800 \text{ kg. m.}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{217,800 - 28,800}{495,000} = 0.38 \text{ m.}$$

La excentricidad sale del tercio central, estamos en el caso de que el concreto absorbe cierta tracción, que según el reglamento, no debe ser mayor del  $0.03 f'_c$ , suponiendo que el concreto del cimiento sea de  $f'_c = 92 \text{ kg./cm}^2$ , el esfuerzo permisible será  $2.7 \text{ kg./cm}^2$ .

Estabilidad:-

a) Presiones:

$$\cdot \frac{396,000}{160 \times 960} \left( 1 + \frac{6 \times 38}{160} \right)$$

$$\cdot 6.3 \text{ kg./cm}^2$$

$$\cdot - 1.1 \text{ kg./cm}^2$$

b) Seguridad al Volteo:

$$\frac{396,000}{189,000} = 2.1 \text{ mayor que } 2.$$

c) Deslizamiento:

$$\frac{495,000 \times 0.7}{54,230} = 6 \text{ mayor que } 2.$$

2°.- Chequeo de la sección B-B de la cimentación.- Sin P

Puente:

Fuerzas Verticales:

a) Peso elevación: 40 Tn.

b) Peso cimiento: 44 Tn. ( parte A )

c) Peso cimiento: 78 Tn. ; Volumen:  $1.25 \times 2.8 \times 9.6$

d) Peso de las tierras que gravitan:

$$0.60 \times 2 \times 1.25 \times 9.6 \times 1,600 = 23 \text{ Tn.}$$

e) Sub-presión:

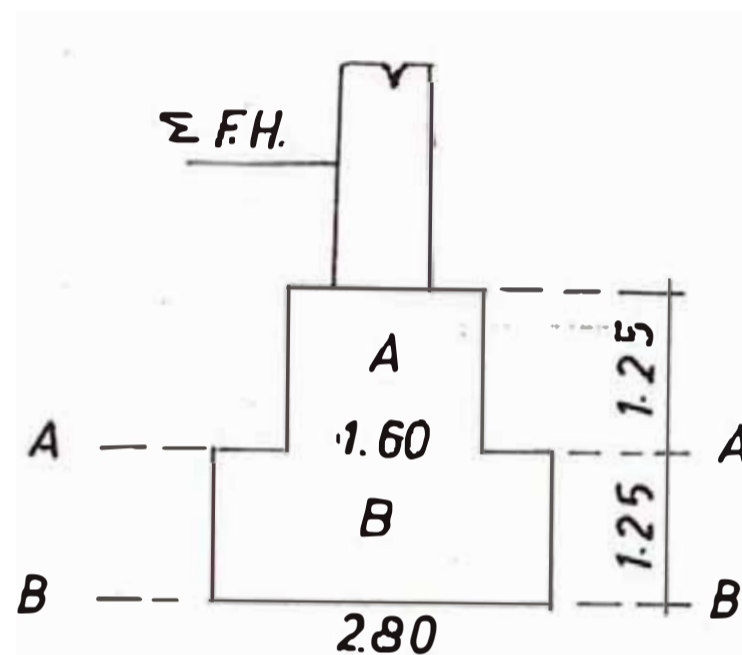
$$20 \times 0.5 = 10 \text{ Tn.}$$

$$\text{Parte B: } 33.7 \times 0.5 = 16.8 \text{ Tn.}$$

Suma de fuerzas verticales:

$$158.2 \text{ Tn.}$$

Momento de estabilidad: 222.0 Tn



Fuerzas Horizontales según el Eje Menor:

	Fuerzas	P. Apl.	Momentos
a)	Viento	1,830 kg. x 4.88 m.	8,900 kg. m.
b)	Agua	3,200 " x 3.30 m.	10,750 " "
c)	Sismo	3,200 " x 3.94 m.	12,600 " "
		8,230 kg.	32,250 kg. m.

Excentricidad:

$$e = \frac{32,250}{158.2} = 0.202 \text{ m. menor que } b/6.$$

La resultante pasa por el tercio central.

Estabilidad:

a) Presiones:

$$\begin{aligned} & \cdot \frac{158.2}{280 \times 960} \left( 1 + \frac{6 \times 20.2}{280} \right) \\ & \cdot 0.9 \text{ kg./ cm}^2 \end{aligned}$$

b) Seguridad al volteo:

$$\frac{222,000}{32,250} = 6 \text{ mayor que } 2.$$

c) Deslizamiento:

$$\frac{158,200}{8,230} \times 0.6 = 11 \text{ mayor ue } 2.$$

Chequeo de la sección B-B de la cimentación.- Con Puente:

Fuerzas Verticales:

- a) Reacción Super-estructura: 411 Tn.
- b) Peso propio Elevación: 40 Tn.
- c) Peso cemento: 44 Tn. ( parte A. )
- d) " " 78 Tn. ( parte B. )
- e) Sub-presión:

Elevación: 6.8 Tn.

Cimentación parte A: 9.9 Tn.

" " B: 16.8 Tn.

f) Peso de las tierras que gravitan:

$$2 \times 0.6 \times 1.25 \times 9.6 \times 1,600 = 23.0 \text{ Tn.}$$

Suma de las fuerzas verticales: 562.5 Tn.

Momento de estabilidad:

$$562.5 \times 1.40 = 780.0 \text{ Tn. m.}$$

Fuerzas Horizontales:

	Fuerzas	P. Apl.	Momentos.
a) Viento:	1,830 kg. x 4.88 m.		8,900 Kg. m.
b) Agua:	3,200 " x 3.30 m.		10,750 " "
c) Sismo:	3,200 " x 3.94 m.		12,600 " "
d) Fricción:	<u>46,000 " x 5.50 m.</u>		<u>252,750 " "</u>
Suma Frzs. Vert.	54,230 kg.	Suma Mo.	284,750 kg. m.

Las fuerzas de fricción en el apoyo fijo se anulan por simetría de la estructura; el apoyo central no absorbe fricción. En cambio la fuerza del sismo de la super-estructura ejerce fricción en los apoyos móviles, este último esfuerzo es absorbido por el apoyo fijo.

Como hemos determinado las fuerzas de fricción y sismo

de la super-estructura, nosotros consideraremos la mayor de ellas, que es la fricción.

Excentricidad:

$$e = \frac{284,750}{562,500} = 0.50 \text{ m.}$$

Sale del tercio central. Consideremos el empuje pasivo:

$$E_p = 1/2 w \cdot h^2 \cdot C$$

$$E_p = 0.5 \times 1,600 \times 2.5^2 \times 5.8$$

$$E_p = 29,000 \text{ kg./ m. l.}$$

Empuje total:  $E_p = 29,000 \times 9.6 = 277 \text{ Tn.}$

Punto de aplicación:  $1/3 \times 2.5 \text{ m.}$

$$M_e = 1/2 \times 2.5 \times 277 = 230 \text{ Tn. m.}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{284 - 230}{562.5} = 0.096 \text{ m.}$$

La resultante cae dentro del tercio central; estamos en el caso de considerar que la resultante pasa por el extremo del tercio central.

Estabilidad.-

a) Presiones:

$$\frac{562,500 \times 2}{960 \times 280} = 4.3 \text{ kg./ cm}^2 \text{ aprox. } 4$$

b) Seguridad al Volteo:

$$\frac{780,000}{284,750} = 2.7 \text{ mayor que } 2.$$

c) Deslizamiento:

$$\frac{562,500 \times 0.6}{54,230} = 6.2 \text{ mayor que } 2.$$

Fuerzas Según el Eje Mayor del Pilar.-

La cimentación en este sentido, no puede voltearse, el momento de estabilidad es grande. En la sección AA, queda eliminado el chequeo a los esfuerzos de tracción y compresión; así mismo el de desliza-



miento, por el monolitismo que existe con el macizo inferior de cimentación, y debido al gran momento de inercia que ofrece el pilar en ese sentido. queda la posibilidad de que el terreno falle, o se produzca deslizamiento en la base de cimentación.

**CIMENTACION SIN PUENTE.-**

**Fuerzas Verticales:**

a) Peso propio Elevación:	40	Tn.
b) Peso cierto:	44	" ( parte A. )
c) " "	78	" ( parte B. )
d) Sub-presión:		
	Elevación:	-6.8 "
	Cimentación parte A:	-9.9 "
	" " B:	-16,8 "
f) Peso de tierras:	15.4	"

Suma de fuerzas verticales: 143.9 Tn.

Punto de aplicación 4.80 m. de la arista de volteo.

Momento de Estabilidad:  $143.9 \times 4.8 = 690$  Tn. m.

**Fuerzas Horizontales:**

Viento y agua sobre el pilar.- Calcularemos para dos condiciones, para aguas máximas y para aguas mínimas. Las fuerzas actuarán simultáneamente, viento y agua, y tomaremos la mayor combinación.

**I En aguas máximas.-**

**a) Viento:**

Area aparente:  $1/2 ( 0.50 + 0.60 ) \times 1.4 = 0.77 \text{ m}^2$

Según las especificaciones, el viento en secciones variables, actúa con una intensidad de  $100 \text{ kg./ m}^2$

Fuerza viento:  $F_v = 0.77 \times 100 = 77 \text{ kg.}$

Punto de aplicación a 4.75 ms. de la base de cimentación.

b) Agua:

El agua tiene una velocidad promedio de 2.5 m.p.seg. y por especificaciones, el coeficiente, para bordes redondeados, es:  $k = 0.67$ ; luego se tiene:

$$P = 52.5 \text{ k.v}^2$$

$$P = 52.5 \times 0.67 \times 2.5^2 = 220 \text{ kg./m}^2$$

Area aparente:  $A = 1/2 \times ( 0.65 + 0.80 ) \times 1.6$

$$A = 1.20 \text{ m}^2$$

Fuerza del agua:  $F_a = 1.20 \times 220 = 265 \text{ kg.}$

Punto de aplicación a 3.30 m.

II En aguas mínimas.-

a) Viento sobre el pilar:

Area aparente:  $1/2 ( 0.50 + 0.65 ) \times 2 = 1.15 \text{ m}^2$

Fuerza viento:  $F_v = 1.15 \times 100 = 115 \text{ kg.}$

b) Agua en el pilar:

Area aparente:  $1/2 ( 0.80 + 0.65 ) \times 0.80 = 0.60 \text{ m}^2$

Fuerza del agua:  $F_a = 0.60 \times 220 = 130 \text{ kg.}$

La mayor combinación resulta en aguas máximas, lo que consideraré en el cálculo.

c) Sismo en el pilar.-

$$F_s = 3,200 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación: 3.94 ms.

	Fuerzas	P. Apl.	Momentos.
a) Viento:	77 kg.	x 4.75 m.	365 kg. m.
b) Agua:	265 "	x 3.30 m.	870 " "
c) Sismo:	<u>3,200 "</u>	x 3.94 m.	<u>12,600 " "</u>
Suma:	3,542 kg.		13,835 kg. m.

Excentricidad:

$$e = \frac{13,835}{553,900} = 0.025 \text{ ms.}$$

La resultante pasa por el tercio central.

Estabilidad:

a) Presiones:

$$\frac{143,900}{280 \times 960} \left( 1 + \frac{6 \times 2.5}{960} \right)$$

$$0.535 \text{ kg./ cm}^2 \text{ menor que } 4 \text{ kg./ cm}^2$$

b) Seguridad al Volteo:

No requiere chequeo.

c) Deslizamiento:

$$\frac{143,900 \times 0.6}{3,542} = 24 \text{ mayor que } 2.$$

#### CIMENTACION CON PUENTE.-

Fuerzas Verticales:

Entre la fuerzas verticales se encuentra la reacción del puente; conocida todas las demás fuerzas, anteriormente, se tiene:

Suma de fuerzas verticales: 562.5 Tn.

Punto de aplicación a 4.8 m. de la arista de volteo.

Momento de Volteo:  $562.5 \times 4.8 = 2,700 \text{ Tn. m.}$

Fuerzas Horizontales:

A las fuerzas evaluadas anteriormente, para la cimentación sin puente, debemos añadir, la fuerza del viento en la super-estructura y la fuerza del sismo ocasionado en esta parte del puente.

a) Fuerzas del viento en el puente:

Consideraremos el caso más desfavorable: puente cargado o sin él.

Area aparente:

Baranda:  $0.12 \times 19 \times 2 = 4.5 \text{ m}^2$

Losa de volado:  $0.2 \times 19 = 3.8 \text{ m}^2$

Columnas:  $6 \times 0.30 \times 0.7 = 1.2 \text{ m}^2$

Losa y cartel:  $13.3 \text{ m}^2$

Area:  $22.8 \text{ m}^2$

Según las especificaciones, el viento, para puente con vigas

está dado por la relación:

$$1) \text{ Sin sobrecarga: } F = 250 \times 1.50 \times A$$

$$2) \text{ Con sobrecarga: } F = 150 \times 1.50 \times A + 300 \times l$$

Donde:

A = Area calculada.

l = Longitud del tramo.

En el caso presente, es como si el puente estuviera formado por una sola viga, que ofrece resistencia al viento. Los coeficientes de las fórmulas, se pueden disminuir; pero como estas fuerzas son pequeñas me señiré al Reglamento.

$$1) \text{ Sin sobrecarga: } F = 250 \times 1.5 \times 22.8 = 8,500 \text{ kg.}$$

$$2) \text{ Con " " } F = 150 \times 1.5 \times 22.8 = 300 \times 19$$

$$F = 10,850 \text{ kg.}$$

El caso más desfavorable es cuando el puente está cargado, y el punto de aplicación, estará en el centro de gravedad. Las especificaciones dan como punto de aplicación del viento a 1.20 m. de la calzada para los vehículos.

Componiendo las fuerzas sobre el vehículo y las fuerzas sobre la losa, resulta el punto de aplicación a 6.70 m. sobre la base de cimentación.

b) Sismo sobre la super-estructura.- Según las especificaciones, se considera el 8% de las fuerzas verticales.

$$F_s = 0.08 \times 307,000 = 24,560 \text{ kg.}$$

Punto de aplicación a 6.15 m. de la base.

Teniendo en cuenta todas las fuerzas que actúan en el sentido del eje mayor del pilar, con puente tendremos:

	Fuerzas	P. Apl.	Momentos.
a) viento:	77 kg. x 4.75 m.		365 kg. m. ( Pilar )
b) agua:	265 Kg. x 3.30 "		870 " "
c) Sismo:	3,200 kg. x 3.94 "		12,600 " "

d) Viento sobre puente:	10,850 x 6.70 m	70,500 kg.m.
e) Sismo " "	<u>24,560</u> x 6.15 m	<u>150,000</u> " "
Suma:	38,952 kg.	234,335 kg.m.

Excentricidad:

$$e = \frac{234,335}{562,500} = 0.42 \text{ m.}$$

Estabilidad:

a) Presiones:

$$\cdot \frac{562,500}{280 \times 960} \left( 1 + \frac{6 \times 42}{960} \right)$$

$$\cdot 2.65 \text{ kg./ cm}^2 \text{ menor que } 4 \text{ kg./ cm}^2$$

b) Volteo: No requiere chequeo.

c) Deslizamiento:

$$\frac{562,500 \times 0.6}{38,952} = 8.7 \text{ mayor que } 2.$$



### ENCOFRADO

Es la estructura que sirve para soportar el peso del concreto, al ser vaciado, y es la que da forma al conjunto.

El encofrado lo haremos de Pino Oregón que en plaza se consigue en dimensiones comerciales y tiene las siguientes características:

Peso específico .....	700 kg./ m <sup>3</sup>
Módulo de Elasticidad: E	10 <sup>5</sup> kg./ cm <sup>2</sup>
Tensión Longitudinal:	70 - 90 kg./ cm <sup>2</sup>
Compresión "	50 - 70 "
Compresión Transversal:	15 - 20 "
Flexión:	70 - 90 "
Corte Longitudinal:	15 - 20 "
Corte Transversal:	40 - 50 "

a) Cálculo de los tablonc longitudinales de la losa.-

Usaremos tablonc de 1 1/2" x 10", con lo que determinaremos la longitud a la que debe trabajar.

Como la carga es variable debido a los carteles, los espaciamientos serán también variables.

El momento de flexión es:

$$M = 1/10 w l^2$$

l = luz centro a centro entre vigas.

w = peso por m. l. de losa, más sobrecarga de 50 kg./ m. l.

Para la sección acartelada de 0.8 L<sub>1</sub> á 1.0 L<sub>1</sub>, se tiene:

$$P.P = 2,400 \text{ kg./ m. l.}$$

$$s/c = \frac{50}{\text{---}} \text{ "}$$

$$w = 2,450 \text{ kg./ m. l.}$$

$$\text{Momento: } M = 1/10 \times 2450 l^2 = 245 l^2$$

El módulo de resistencia de la madera es:

$$W = \frac{M}{R} = \frac{bh^2}{6}$$

Donde:

$$b = 100 \text{ cm. } 4 \text{ tablas de } 10''$$

$$h = 3.8 \text{ cm } 1 \frac{1}{2}''$$

$$R = 80 \text{ kg./ cm}^2 \text{ Coef. de resistencia.}$$

Relacionando las fórmulas anteriores; despejando el valor de l, tendremos:

$$l = \frac{bh^2 R}{6 \times 245} = \frac{100 \times 3.8^2 \times 80}{6 \times 245}$$

$$l = 0.85 \text{ m.}$$

Veamos si cumple la condición de flecha.

$J = 500 w l^3$ , que es el momento de inercia indispensable para la madera usada, pino oregón, sometida a carga repartida. La carga repartida se expresa en Tn./ m. l.

$$J = 500 \times 2.45 \times 0.85^3$$

$$J = 720 \text{ cm}^4$$

Calculando el momento de inercia de las tablas, que debe ser igual o mayor que el momento de inercia indispensable.

$$J = 1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 100 \times 3.8^3$$

$$J = 450 \text{ cm}^4 \text{ menor que } 720 \text{ cm}^4$$

Como resulta menor, y no podemos variar la escuadría, calcularé, la longitud a partir del momento de inercia.

$$l = \frac{450}{500 \times 245} = 72 \text{ cm.}$$

Para la sección de 0.8 a 0.5 L, tendremos:

$$P. P = 1,700 \text{ kg./ m. l.}$$

$$s/c = \frac{50}{\text{---}}''$$

$$w = 1,750 \text{ kg./ m. l.}$$

$$l = \frac{450}{500 \times 1.75} = 80 \text{ cm.}$$

Para la sección no acartelada tendré:

$$P.P = 1,260 \text{ kg./ m. l.}$$

$$s/c = \underline{\underline{50 \text{ kg./ m. l.}}}$$

$$w = 1,310 \text{ kg./ m. l.}$$

$$l = \frac{450}{500 \times 1.31} = 89 \text{ cm aprox. } 0.9 \text{ m.}$$

Calculo de las tablas del voladizo.-

$$\text{Peso propio del volado: } 290 \text{ kg./ m. l.}$$

$$\text{Sobrecarga: } \underline{\underline{50 \text{ kg./ m. l.}}}$$

$$w = 340 \text{ kg./ m. l.}$$

El espaciamiento máximo entre vigas es de 90 cm., queda por determinar el espeso de la madera.

El momento de inercia requerido es:

$$J = 500 \times 0.340 \times 1^3 = 500 \times 0.34 \times 0.9^3$$

$$J = 1/12 \times b \times h^3$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{500 \times 0.34 \times 0.9^3 \times 12}{100} = 2.45 \text{ cm.}$$

Se usará tablas de 1".

Cálculo de la Vira.-

Después de varios tanteos, he visto por conveniente, usar 5 columnas en la sección transversal del puente; apoyados sobre una zapata corrida de concreto. Las columnas recibirán la carga de los largueros, que a su vez recibe la de las vigas, sobre ellas se dispone el entablado.

La vira anovada continúa recibe la carga de la losa, sobrecarga y el peso propio de la madera.

En la sección no acartelada tendremos:

$$\text{Peso propio de la losa: } 1,260 \times 0.90 = 1,140 \text{ kg./ m. l.}$$

$$\text{Sobrecarga: } 50 \times 0.90 = 45 \text{ "}$$

$$\text{Peso de madera: } 27 \times 0.90 = 24 \text{ "}$$

$$w = 1,209 \text{ kg./ m. l.}$$

$$w = 1,210 \text{ kg./ m. l.}$$

- 90 -

$$M = 1/10 \times w \times l^2 = 0.1 \times 1,210 \times 1.8^2$$

$$M = 390 \text{ kg.m.}$$

El módulo de resistencia es:

$$w = \frac{b \times h^2}{R}$$

Para  $b = 2/3 h$ , tendremos:

$$h = \frac{9 M}{R} = \frac{9 \times 390 \times 100}{80} = 16.4 \text{ cm.}$$

$$b = 11 \text{ cm.}$$

Se puede tomar madera de 4" x 7"

$$b = 10 \text{ cm} \quad h = 17.5 \text{ cm.}$$

$$b = 12.5 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm.}$$

Se verá luego, si cumple con las condiciones de flecha.-

Moment. de inercia:  $J_i = 500 \times 1.21 \times 1.8^3 = 3,500 \text{ cm}^4$

Momento de inercia tabla:  $J = 1/12 \times b \times h^3 = 10 \times 17.5^3 / 12$

$$J = 4,450 \text{ cm}^4 \text{ mayor que } 3,500 \text{ cm}^4$$

El momento de inercia de la madera calculada es mayor que el momento de inercia requerido, por lo tanto las dimensiones adoptadas son correctas.

Chequeando las dimensiones dadas para la sección acartelada, tendremos:

Peso propio de la losa:  $2,400 \times 0.7 = 1,680 \text{ kg.}$

Sobrecarga:  $50 \times 0.7 = 35 \text{ "}$

Peso madera:  $27 \times 0.7 = 20 \text{ "}$

$$w = 1,735 \text{ kg.}$$

$$J_i = 500 \times 1.735 \times 1.8^3 = 5,000 \text{ cm}^4$$

$$M = 0.1 \times 1,735 \times 1.8^2 = 560 \text{ kg. m.}$$

En este caso el momento de inercia indispensable es mayor que el de la madera, lo que implica un cambio de escuadría, usando un ancho de 10 cm., calcularé la altura:

$$h^2 = \frac{6M}{Rb} = \frac{6 \times 560 \times 100}{80 \times 10} = 415$$

- 91 -

$$h = 19.8 \text{ cm aprox. } 20 \text{ cm. } 8''$$

La escuadría resultante es : 4" x 8" .

El momento de inercia del tablón es:

$$J_i = \frac{b h^3}{12} = \frac{10 \times 20^3}{12} = 5,000 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la escuadría que conviene para los tablones es : 4" x 8" .

Cálculo de los largueros.-

Se ha visto que las vigas descansan sobre largueros, de modo que unas caen directamente en líneas sobre las columnas, y las otras en secciones intermedias y por lo tanto producen momentos.

La carga actuante se debe al peso de la losa y sobrecarga y peso de la madera.

La reacción de cada viga sobre el larguero es: para la sección acartelada:

$$\text{Sobrecarga: } 0.7 \times 1.8 \times 50 \quad 64 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso madera : } 0.7 \times 1.8 \times 27 \quad 32 \text{ "}$$

$$\text{Peso Propio : } 0.7 \times 1.8 \times 2,400 \quad \underline{3000''}$$
$$w = 3096 \text{ kg. aprox.}$$

tomamos w: 3,100 kg.

$$M = P \times a \text{ ( Momento producido por P )}$$

$$M = 0.8 Pa \text{ ( Se le afecta por contin. )}$$

$$M = 0.8 \times 3,100 \times 0.7 = 1,720 \text{ kg. m.}$$

$$M = 1/6 \times b \times h^2 \times R$$

$$b = 10 \text{ cm. aprox. } 4'' \text{ ( valor asumido )}$$

Despejando de la fórmula precedente el valor de h :

$$h = \frac{6 \times 1,720}{10 \times 80}$$

$$h = 36 \text{ cm. aprox. } 14''$$

Luego la escuadría es: 4" x 14"



Checkeo por flecha .-

El momento de inercia indispensable , según el In<sup>o</sup>. Simón Goldenhörn , es :

$$J_i = 800 \times P \times L^2 = 800 \times 6 \times 2.1^2$$

$$J_i = 21,000 \text{ cm}^4$$

El momento de inercia de la madera calculada es :

$$J = 1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 10 \times 36^3$$

$$J = 38,000 \text{ cm}^4 \text{ mayor que } 21,000 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto la escuadría es correcta. Para tener una escuadría comercial, he de calcular con b igual a 15 cm. y resulta h igual a 27.5 cm. Chequearé esta escuadría, si cumple con la condición de flecha.

$$J = 1/12 \times 15 \times 27.5^3 = 30,000 \text{ cm}^4$$

La escuadría que conviene es: 5" x 11"

Chequeando para una sección no acartelada, tendremos:

Peso propio losa:  $0.9 \times 1.8 \times 1,260 = 2,040 \text{ kg.}$

Sobrecarga:  $0.9 \times 1.8 \times 50 = 80 \text{ "}$

Peso madera:  $0.9 \times 1.8 \times 27 = 44 \text{ "}$

$$w = 2,164 \text{ kg. aprox. } 2,170$$

$$P = 2,170 \text{ kg.} \times 2 = 4,340 \text{ kg.}$$

$$J = 800 \times 4.34 \times 2.7^2 = 25,000 \text{ menor}$$

que  $30,000 \text{ cm}^4$  .. Por consiguiente, la escuadría adoptada es correcta.

Cálculo de las Columnas .-

Cada columna recibe la reacción

de tres vigas, condición mas desfavorable , por lo tanto la carga P, es :

$$P = 3 \times 3,100 = 9,300$$

Determinaré la sección por comprensión y luego se chequeará

eficiente 1.5. El área de la sección es :

$$A = K P/R$$

$$A = 1.5 \times 930 \quad 210 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{210} = 15$$

Verificaré, si satisface la condición de pandeo.

El momento de inercia indispensable es :

$$J = KPh^2$$

K: coeficiente que depende de la calidad de la madera, en este caso por presión se estima en 100.

$$J = 100 \times 9.3 \times 2^2 = 3,700 \text{ cm}^4$$

El momento de inercia de la madera es :

$$J = 1/12 \cdot b^4 = 1/12 \times 15^4 = 4,200 \text{ cm}^4$$

mayor que el momento de inercia indispensable : 3,700 cm<sup>4</sup>

La columna tendrá, escuadría de 6" x 6"

Nota.- Las uniones con las vigas y largueros se hará con planchas de fierro de 1/4" que generalmente se usa, con pernos de 1/2" .

Los empalmes sobre la zapata, de los marantes y diagonales, se harán por medio de un perno de 3/4" , se procurará hacer espigas de 1" o más para asegurar la unión.

Chequeo de la Diagonal .-

La diagonal trabaja a compresión y está sometida al peso de 3 vigas, el ángulo que forma con la vertical es de 50° máximo en el tramo I, por lo tanto la fuerza que actúa es:

$$P_D = \frac{P \times 3}{2 \cos 50^\circ}$$

- 94 -

$$P_D = \frac{2,170 \times 3}{2 \times 0.65} = 5,000 \text{ kg.}$$

Dando coeficiente de seguridad de 2, el área de la sección, es:

$$A = \frac{5,000 \times 2}{65} = 154 \text{ cm}^2$$

El lado del parante de la diagonal es:

$$b = h = 12.5 \text{ cm. aprox. 5"}$$

La escuadría resultante es: 5" x 5"

Verificando, si cumple con la condición de flecha:

$$\text{Momento de inercia indispensable: } J = 100 \times 5 \times 2.9^2 = 4,200 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momen. Iner. Mad.: } J = \frac{12.5^4}{12} = 2,100 \text{ cm}^4 \text{ menor que } 4,200 \text{ cm}^4$$

Como no cumple la condición de flecha, tomaré la escuadría de 6" x 6"

Momento de inercia de la madera:

$$J = 1/12 \times 15^4 = 4,200 \text{ cm}^4 \text{ igual a } J_i$$

Luego, la escuadría a usarse es: 6" x 6".

Chequeo para la sección acartelada:

$$P = 3,100 \times 3 = 9.3 \text{ Tn.}$$

$$P_D = \frac{3,100 \times 3}{2 \times 0.65} = 7,000 \text{ kg.}$$

Momento de inercia indispensable:

$$J = 100 \times 7 \times 2.5 = 4,300 \text{ cm}^4 \text{ mayor } 4,200$$

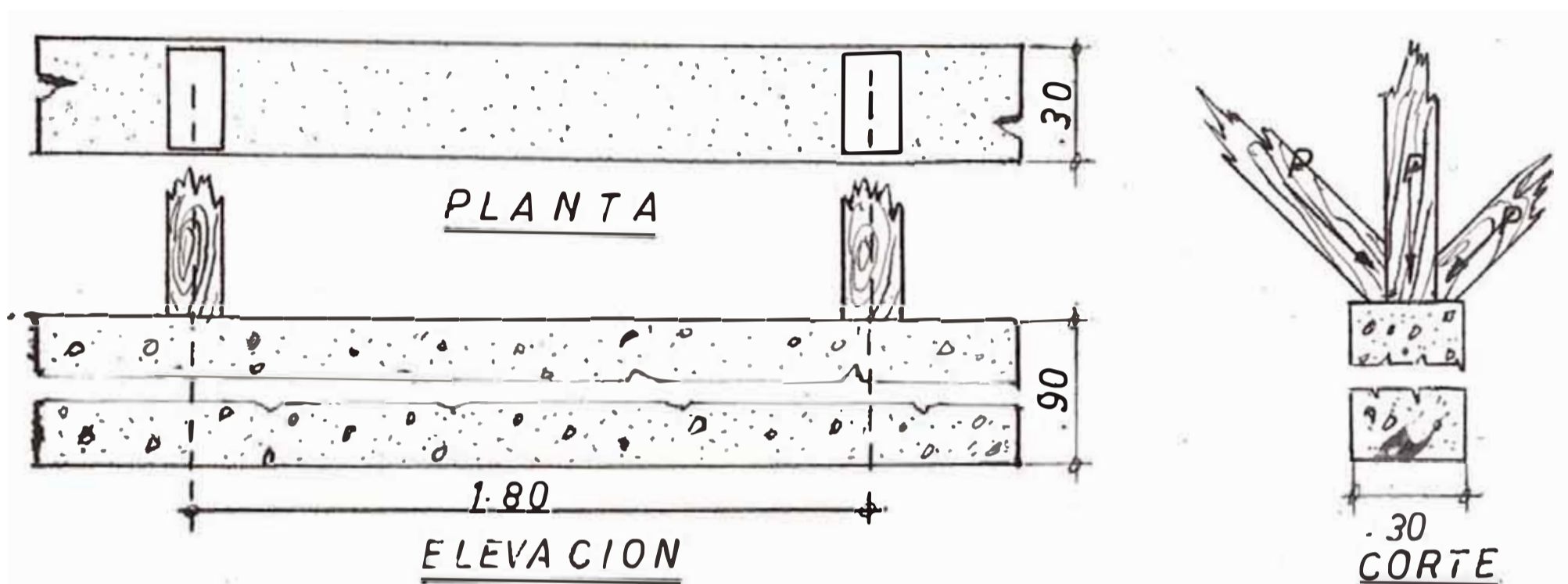
Practicamente es semejante al momento de inercia de la madera adoptada.

Cálculo de las Zapatas.-

Los parantes y diagonales, necesitan de un apoyo fijo, que absorba el peso de la estructura y transmita al terreno en forma conveniente, durante el periodo de encofrado, sin que se produzca asentamiento ni desplazamiento, la forma más adecuada es apoyar en una zapata corrida de modo que se eliminen posibles socavaciones.

La zapata recibe la carga de las columnas y diagonales,

trabajando como una viga continua, sometida a una carga uniforme, que es la reacción del terreno. Como queda determinado el espaciamiento entre columnas ( 1.80 m. ). La reacción neta del terreno obtendré considerando un tramo de zapata, sometida a la acción de la columna y diagonal respectiva.



Carga en la zona acartelada que es la más desfavorable:  $P = 3,100 \text{ k}$ .

La carga de la diagonal y de la columna es:  $P_z = 2 \times P$

$$P_z = 2 \times 3,100 = 6,200 \text{ kg.}$$

Area de la zapata:  $A = P / \text{fatiga de trabajo}$ .

Fatiga de trabajo del terreno:  $4 \text{ kg./cm}^2$

$$A = 6,200 / 4 = 1,550 \text{ cm}^2$$

Ancho de la zapata:  $a = 1,550 / 180 = 8.7 \text{ cm}$ .

Por comodidad de montaje daré un ancho de 30 cm. que dá una área de:

$$A = 180 \times 30 = 5,400 \text{ cm}^2$$

La reacción neta del terreno, es:

$$\frac{6,200}{5,400} = 1.2 \text{ kg./cm}^2$$

La carga uniforme por metro lineal es:  $w = 1.2 \times 30 \times 100$

$$w = 3,600 \text{ kg./m. l.}$$

Momento:  $1/10 w L^2 = 0.1 \times 3,600 \times 1.8^2 = 1,170 \text{ kg. m.}$

$$f_c = 0.03 \quad f'_c = 0.03 \times 92 = 3 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{Altura de la zapata: } h = \frac{6 \times 1,170 \times 100}{30 \times 3} = 88 \text{ cm apr. } 90.$$

La altura de la zapata es de 90 cm.

La sección crítica de corte cae en el centro. No se chequea.



### DISEÑO DE MEZCLA

Para obtener la resistencia de concreto a los 28 días, se requieren conocer la cantidad de materiales que integran la cantidad de volumen de concreto de determinada calidad, datos que nos proporciona el diseño de mezcla que se hace a partir de la resistencia final de concreto y la granulometría de los agregados. Los materiales deben satisfacer condiciones de carácter físico y químico, que aseguren su resistencia a los esfuerzos, y a la acción de los agentes de corrosión.

Para el presente caso he de usar el libro "Diseño de mezcla de concreto" por Juan De D. Higuera, y las tablas recopiladas por Stanton Walker. Los procedimientos de estos autores.

#### DATOS

$f'_c = 210 \text{ K/cm}^2$  resistencia a la compresión a los 28 días.

Agregado fino, arena lavada en el cuce del río.

Agregado grueso redondo, proveniente del cauce del río, previamente zarandeada con cribas de 2" tamaño máximo, de este agregado 1 1/2" según análisis granulométrico de la muestra, asentamiento o Slump, según especificaciones de A.A.S.H.O. 3".

Cemento Portland corriente proveniente de Atocongo distribuido en bolsas de 42 K.

La relación agua cemento, es un factor fundamental en la resistencia del concreto. Según los ensayos realizados por Abrams, en condiciones normales, la relación A/C, afecta a la resistencia en compresión según la fórmula:

$$f'_c = 14,000 \times 7^{A/C}$$

$$\text{Log } f'_c = 3 + \text{log } 14 + A/C \text{ log } 7$$

$$A/C = 0.785$$

que equivale a 6 galones de agua por saco de cemento, 22.4 litros por saco.

Resultado próximo al encontrado se obtiene de la tabla N° 1 de relaciones típicas entre la resistencia y la proporción de agua



que da 6 1/2 galones por saco.

De la tabla N° 2 cantidad aproximada de agua de mezclado necesario para varios asentamientos, se tiene:

Para tamaño máximo de agregado 1 1/2" y asentamiento de 3" cantidad de agua 173 litros, en la columna de agregado redondo.

Por lo tanto la cantidad de sacos de cemento por metro cúbico de, mezclado es :

$$\frac{173}{22.4} = 7.5 \text{ Sacos.}$$

Módulo de finura y Tamaño máximo de los agregados

ANALISIS DE LA MUESTRA

Agregado Fino

Granulometría

MALLA	% RETENIDO	% ACUMULADO
2"		
3/4"		
1/2"		
1/4"		
4"		
6"		
8"	1	1
10"	1	2
16"	10	12
20"	12	24
30"	17	41
40"	18	59
50"	10	69
80"	18	87
100"	7	94
200"	8	102

Peso por metro cúbico            1,580 K.  
Peso específico                    2,700 K./m<sup>3</sup>

Substancias Nocivas

- 1.- Arcilla en terrones ..... negativo
- 2.- Carbón y Lignito ..... negativo.
- 3.- Material más fino que el tamíz N° 200        8 %
- 4.- Arcilla pizarrosa ..... negativo
- 5.- Sales solubles .....        3 %

Impurezas Orgánicas

- 1.- Las impurezas orgánicas se concidera aceptable.

Durabilidad

Después de 5 ciclos, de ensayo  
por medio del Sulfato de Sodio ..... 1.23 %

Observaciones: Los métodos adoptados son los de A.S.H.O.

Conclusiones: Esta arena puede usarse en concreto.

Agregado Grueso

Granulometría

<u>MAJLA</u>	<u>% RETENIDO</u>	<u>% ACUMULADO</u>
1"	28	28
3/4"	22	50
1/2"	26	76
3/8	11	87
1/4	13	100
4		100
6		
8		100
10		
16		100
20		
30		100
40		
50		100
80		
100		100

Peso por metro cúbico	1,690 Kg.
Peso específico	2,680 K/m <sup>3</sup>
Absorción	0.5 %

Substancias Nocivas

- 1.- Fragmentos blandos ..... negativos
- 2.- Carbón y Lignito ..... negativo
- 3.- Material más fino que el tamíz N° 200 negativo
- 4.- Arcilla en terrones: ..... negativo
- 5.- Sales solubles ..... negativo

Abrasión

Después de los ensayos respectivos, la piedra no ha sufrido desgaste apreciable.

Durabilidad

Después de 5 ciclos de ensayo por medio del Sulfato de Sodio ..... inalterable.

Observaciones: Los métodos adoptados son los de A.A.S.H.O.

Conclusiones : Esta piedra puede utilizarse en concreto.

Módulo de Finura del Agregado Fino

Se obtiene según especificaciones del reglamento dado por A.A.S.H.O., sumando los porcentajes acumulados en los tamices N° 100 50 30 16 8 4 3/8" 3/4" 1 1/2" y dividido por 100.

$$1 + 12 + 41 + 69 + 94 = 217$$

$$M_f = \frac{217}{100} = 2.17 \%$$

Módulo de Finura del Agregado Grueso

Se obtiene sumando los porcentajes acumulados en los mismos tamices y dividiendo por 100.

$$50 + 87 + 100 + 100 + 100 + 100 + 100 + 100 = 737$$

$$M_g = \frac{737}{100} = 7.37 \%$$

De los diagramas N° 2 de Higuera, para agregado de 1 1/2" Slump de 3" y resistencia de 210 K/cm<sup>2</sup>, se necesita una mezcla 1: 3 . 7 y un módulo de finura 5.85

Proporción de los agregados.- Con los datos obtenidos se puede calcular los porcentajes necesarios de arena y agregado grueso para producir una mezcla de 5.85 de módulo de finura.

$$r = \frac{m_g - m}{m_g - M_f} = \frac{7.37 - 5.85}{7.37 - 2.17} = \frac{1.52}{5.20} = 0.29$$

La proporción de agregado es:

29 % agregado fino

71 % agregado grueso.

La relación de volúmenes de agregados mezclados, a la suma de volúmenes de los mismos medios separadamente es:

$$r' = \frac{r w_f + (1-r) w_g}{w_m}$$

w<sub>f</sub> peso por metro cúbico de volumen de agregado fino.

w<sub>g</sub> peso por metro cúbico de volumen de agregado grueso.

w<sub>m</sub> peso unitario de un volumen de mezcla de las dos anteriores agregados con superficie seca.

$$w_f = 1,580 \text{ K/ m}^3$$

$$w_g = 1,690 \text{ K/ m}^3$$

La mezcla tiene un peso de ..... 2,475 K/ m<sup>3</sup>

La cantidad de agua es ..... 173 K/ m<sup>3</sup>

La cantidad de cemento es

7.5 Sacos x 42.7 K. .... 320 K/ m<sup>3</sup>

El peso de los agregados con superficie seca es la diferencia .

$$w_m = 1,982 \text{ K/ m}^3$$

Por lo tanto r' es:

$$r' = \frac{0.29 \times 1,580 + 0.71 \times 1,690}{1,982} = \frac{458 + 1200}{1,982}$$

$$r' = 0.835.$$

Los porcentajes verdaderos en volumen de la mezcla, con materiales secos y para producir la proporción 1: 3.7 establecidos :

$$1 : \frac{3.7 \times 0.29}{0.835} : \frac{3.7 \times 0.71}{0.835}$$

$$1 : 1.28 : 3.14$$

El contenido de humedad que la arena tiene es 5 %, el contenido de humedad del agregado grueso es 1 %. La relación de volumen encontrado, se corregirá para esta condición .

$$1 : 1.28 \frac{1,580 \quad 0.05 \times 1,580}{1,580} : \frac{1,690 \quad 0.01 \times 1,690}{1,690} \quad 3.14$$

$$1 : 1.35 : 3.16$$

Cantidad de agua.- Vimos que el contenido de agua de la arena es 5 %, la absorción de la misma 1%, la cantidad de agua libre en el seno de la arena es 4 %.

En el agregado grueso, el contenido de humedad es 1 % y la absorción es 0.5 %, la cantidad libre en el seno del agregado grueso es 0.5 % .

La cantidad de agua que se debe restar es la que proviene de la arena:

$$\text{De la arena: } 1,982 \times 0.29 \times 0.04 = 23 \text{ litros}$$

$$\text{Del agr. grueso } 1,982 \times 0.71 \times 0.005 = \underline{7 \text{ litros}}$$

30 litros.

La cantidad de agua necesaria para la mezcla es :

$$173 - 30 \text{ ( litros )} = 143 \text{ litros .}$$

Las cantidades de agregado grueso y agregado fino, se corregirán en la misma proporción que la cantidad de agua .

$$\text{Arena : } 1,982 \times 0.29 + 23 = 575 + 23 = 598 \text{ K./ m}^3$$

$$\text{Agr. grueso: } 1,982 \times 0.71 + 7 = 1420 + 7 = 1,427. \text{ K/ m}^3$$



Resumen de Material por m<sup>3</sup> (absoluto)

Agua	143 Kilos	143	litros
Cemento	320 "	102	"
Arena	598 "	222	"
Agr.grueso	1427 "	532	"

Según el analisis de la muestra la densidad de la piedra y arena son respectivamente , 1,690 K/m<sup>3</sup> y 1,580 K/ m<sup>3</sup>

Resumen de Materiales por m<sup>3</sup> de concreto

Agua	143 Kilos	143	litros
Cemento	320 "	102	"
Arena	367 "	580	"
Piedra	840 "	1,427	"

TABLA N° 1 RELACIONES TIPICAS ENTRE LA RESISTENCIAS I PROPORCION DE AGUA					
PESISTENCIA A LA COM PRESION A LOS 28 DIAS		AGUA POR SACO DE CEMENTO		GALONES EUA LITROS	
Lbs/pul.?	Kg./cm.?	GALONES EUA. CONSERVATIVO	LITROS	GALONES EUA PROBABLE	LITROS
2000	140.6	8	30.3	8 1/2	32.1
2500	175.8	7 1/2	28.3	8	30.3
3000	210.9	6 1/2	24.6	7 1/2	27.4
3500	246.1	5 1/2	20.7	6 1/2	24.6
4000	281.2	5 3/4	19.9	6	22.7
4500	316.4	4 3/4	18.0	5 1/2	20.8
5000	351.5	4	15.1	5	18.9



ANALISIS DE COSTO

Excavación en seco a mano.

Jornal de obrero por día de 8 horas S/. 16.00

Jornal por hora 2.00

Un operario al día excava  $4 \text{ m}^3$  en material de tercera (Conglomerado), un metro cúbico excava en 2 horas el costo por metro cúbico excavado es :

$$2 \text{ m}^3 \times \text{S}/.2.00 = 4.00 \text{ S}/. \text{ m}^3$$

Transporte en carretilla.- El rendimiento diario de un Obrero que transporta materiales en carretilla es:

$$R = C \times n.$$

C .- Capacidad de la carretilla en  $\text{m}^3$

n .- Número de viajes diarios.

Para estimar el costo por metro cúbico se considera en un día de 8 horas, con una velocidad de 3 Km /hora un peón puede recorrer 24 Km, y la pérdida de carga y descarga es 1,5 minutos, un día de 8 horas tiene 480 minutos y como se pierde 1.5 minutos, el tiempo que se pierde es:  $1.5 / 480$  de jornada, o sea que la pérdida por carga y descarga es  $1 / 320$  de jornal, que expresado en distancia es:

$$\frac{24,000 \text{ m}}{320} = 75 \text{ m.}$$

Según esto el N° de viajes en 8 horas que el obrero puede realizar para llevar el material a una distancia x es:

$$n = \frac{24,000}{2 \times 75}$$

El material extraído, que es conglomerado hade ser acarreado a una distancia promedio de 40 m. para luego ser utilizado como relleno, entonces:

$$\frac{24,000}{2 \times 40} - \frac{24,000}{155} = 155$$

La capacidad de la carretilla es:  $1/30 \text{ m}^3$  luego el rendimiento del obrero en 8 horas es :

$$R = \frac{155}{30} = 5.2 \text{ m}^3$$

Como el salario es S/.16,00, el metro cúbico acarreado es:

$$\frac{16}{5.2} = 3.10 \text{ S/. m}^3$$

El costo total de un metro cúbico material excavado y acarreado es :

excavación	4.00 S/. $\text{m}^3$
acarreo	<u>3.10 " "</u>
	7.10 S/. $\text{m}^3$
herramientas 10%	70 " "
Leyes Sociales 55%	<u>3.90 " "</u>
Total .	11.70 S/. $\text{m}^3$

#### Excavación bajo agua .-

Se hará a mano, comenzando en el mes de Mayo o Junio, desviándose previamente el curso del agua por la facilidad que el cauce del rio presenta en este lugar, eliminando las corrientes de agua ocasionan molestias en la excavación. La presencia del agua se deberá unicamente a las filtraciones del subsuelo y al escurrimiento que se eliminará con una bomba, de modo que se emplee eficientemente el siguiente equipo:

1 peón, para conservación del pozo	
6 peones con pico y lampa	
2 peones elevadores a un nivel intermedio a 1.60 m.	
2 carretilleros en la superficie	
1 maquinista (control de la bomba)	
Total 11 peones a S/. 16.00	S/. 176.00
1 maquinista	26.00
jornal total diario	S/. 202.00



Gastos por pérdidas de tiempo, interrupción de la bomba etc. se considera 20 %	S/. 40.40
Alquiler de la bomba S/.500.00 semanal	
<u>500</u> 6 x 2 equip.	S/. 42.00
Herramientas 10% M.O.	20.20
Leyes Sociales 55 %	111.10
Gasolina un motor de 10 H.P. consume un galón por hora	
8 x 1 x 2.00	16.00
Aceite estimación	4.00
Total .	S/. 435.70

En las condiciones expuestas, el equipo tiene un rendimiento medio de 9 metros cúbicos de excavación en un día de 8 horas .

El costo por metro cúbico de excavación es :

$$\frac{435.70}{9.00 \text{ m}^3} = 48.50 \text{ S/. m}^3$$

Relleno, Acarreo, acomodo y excavación de materiales para des-  
vio del cauce del río .Se hará uso de un tractor por facilidad de  
acceso al río, comodidad de alquiler, de las características:

Caterpillar           D-4  
Potencia               35-40 H.P.  
Empujador recto  
Capacidad de la pala 1.2 m<sup>3</sup>

El rendimiento del tractor es:

$$R = \frac{Q \cdot f \cdot 60 \cdot E}{Cm .}$$

Q.- Capacidad de la pala

f.- Factor de esponjamiento, en el caso presente ( 1.10)

E.- Eficiencia que depende de las condiciones de trabajo,  
calidad del material , del maquinista etc. según especi-

ficos resultados obtenidos en varios trabajos similares, se considera 50 %.

Cm.- Tiempo de duración de un ciclo de trabajo en minutos, se descompone en dos partes : 1°.- Elementos de tiempo fijo, que son enganche y cambios de engranaje se considera en 10 segundos . 2°.- Tiempo variable ,cortar y empujar el material .

Tiempo fijo : 2 cambios de engranaje.

$$2 \times 20 \text{ seg.} = 0.33 \text{ minut.}$$

Tiempo variable:

Ida.- Para el tiempo de tractor usado ,la velocidad es : 2.5 Km /hora, y la distancia promedio de traslado ,35 m.

$$\frac{35 \times 60}{2.5 \times 1000} = 0.84 \text{ mint.}$$

Vuelta.- Velocidad 3 Km / hora.

$$\frac{35 \times 60}{3 \times 1000} = 0.70 \text{ minut.}$$

$$\text{Cm.} = ( 0.33 + 0.84 + 0.70 ) = 1.87 \text{ minut.}$$

$$R = \frac{1.20 \times 1.10 \times 60 \times 0.5}{1.87} = 17.5 \text{ m}^3/\text{hora}$$

$$R = 140 \text{ m}^3 / \text{día.}$$

Un tractor D-4 , en Lima se alquila en S/. 600.00 por día

1 maquinista	S/. 30.00
4 operarios aux.S/16.c/u.	<u>64.00</u>
	94.00
Leyes Sociales 5 %	52.00
Total.	S/. 746.00

El costo por metro cúbico, material acarreado y colocado en sitio es :

$$\frac{746}{140 \text{ m}^3} = 5.30 \text{ S/. m}^3$$

Encofrado.-

Materiales:

Madera puesto en fábrica	40.00	S/. m <sup>2</sup>
Suponiendo 4 uses, el costo por uso es	10.00	" "
Transporte 1.00 S/. m <sup>2</sup> por uso	0.50	" "
Claves 1.00 S/. m <sup>2</sup>	1.00	" "
Alambre 1.00 S/. m <sup>2</sup>	1.00	" "
Empetrolado .50 S/. m <sup>2</sup>	0.50	" "
Total de materiales	13.00	S/. m <sup>2</sup>

Mano de Obra .-

Encofrado y desencofrado	7,00	S/. m <sup>2</sup>
Leyes Sociales 55%	3.85	" "
Total .	23.85	S/. m <sup>2</sup>
Costo total encofrado	24.00	S/. m <sup>2</sup>

Arena por metro cúbico .-

Mano de obra.

Un peón con pico y lampa ,lava 2 m<sup>3</sup> en un día de 8 horas  
Precio arena lavada S/. 16 / 2 m<sup>3</sup> 8.00 S/. m<sup>3</sup>

Acarreo del material hasta el lugar de mezclado, considerando una distancia de 70 m.se tiene.

$$n = \frac{24,000}{2 \times 70 \times 75} = 102$$

$$R = \frac{102}{30} = 3.4 \text{ m}^3$$

Acarreo por metro cúbico S/.  $\frac{16}{3.4 \text{ m}^3} = 4.70 \text{ S/. m}^3$

Arena lavada en sitio de mezclado	12.70	S/.	m <sup>3</sup>
Herramientas 10 %	1.30	"	"
Leyes Sociales 55 %	7.00	"	"
Desperdicios 5 %	1.00	"	"
Total .	22.00	S/.	m <sup>3</sup>

Piedra por metro cúbico.-

Mano de Obra .-

Se usará la piedra existente en el cauce del río, por observaciones en la zona, se estima, 2 peones pueden extraer y zarrandar 3.4 m<sup>3</sup> en un día. El costo por metro cúbico de piedra es :

$$\frac{2 \times S/.16.00}{3.4 \text{ m}^3} = 9.40 \text{ S/} \cdot \text{m}^3$$

Transporte al sitio de mezclado 4.70 S/ . m<sup>3</sup>

Costo de piedra en lugar de  
mezclado

1 4.10 S/ . m<sup>3</sup>

Herramientas 15 %

2.10 " "

Leyes Sociales 55 %

7.70 " "

Total. 23 .90 S/ . m<sup>3</sup>

Costo neto de piedra

24.00 S/ . m<sup>3</sup>

Cemento .-

Costo en Fábrica por bolsa de

42 Kg.

14.75 S/ . bolsa

Transporte por bolsa

1.00 " "

Timbres Fiscales 5 %

0.25

Total . 16.00 S/ .bolsa

Armadura.-

Materiales:

Fierro, costo en obra	3.30	S/.	kg.
Alambre negro, 1 kg./ 100 kg. de fo.	<u>0.10</u>	"	"
	3.40	S/.	kg.

Mano de Obra:

Doblado y colocado	0.50	S/.	kg.
Leyes Sociales 55%	0.28	<u>S/.</u>	<u>kg.</u>
	4.18	S/.	kg.
Redondeando el costo de fierro doblado y colocado es:	4.20	S/.	kg.

Preparación y Vaciado de Concreto.-

Se hará uso de mezcladora de 10 pies cúbicos de capacidad, con el siguiente personal:

Llenadores para piedra: 3 operarios.

" " arena: 2 "

" " cemento: 1 "

Vaciadores 6 Carretill.

Maquinista para mezclad. 1

El maquinista gana S/. 30.00

12 operarios a S/. 16.00 192.00

Total jornales: 222.00

El equipo en las condiciones expuestas tiene un rendimiento medio efectivo de 16 metros cúbicos al día.

El costo por m.cúbico de llenado es:

S/.	222.00:	16 m <sup>3</sup>	14.00	S/.	m <sup>3</sup>
Leyes Sociales 55%			7.70	"	"
Alquiler de la Mezcladora			280.00	S/.	día.



Alquiler por m <sup>3</sup> : 280/16	18.00	S/. m <sup>3</sup>
Gasolina:		
<u>1 galón/hora x 8 hs. x S/. 2.00</u>	0.80	"
16 m <sup>3</sup>		
Aceite, estimación	0.40	" "
Total	40.90	S/. m <sup>3</sup>
Por aprox. el costo del vaciado es	41.00	S/. m <sup>3</sup>

Concreto Ciclopeo por metro cúbico:

Materiales:	Costo Unit.	Costo Total
Cemento 4 bolsas/ m <sup>3</sup>	S/. 16.00	64.00 S/. m <sup>3</sup>
Piedra 0.7 m <sup>3</sup>	24.00	16.80 " "
Arena 0.35 m <sup>3</sup>	22.00	7.70 " "
Piedra grande 0.3 m <sup>3</sup>	24.00	7.20 " "
Encofrado 2 m <sup>2</sup>	24.00	48.00 " "
Llenado 1 m <sup>3</sup>	31.20	31.20 " "
Total		174.90 S/. m <sup>3</sup>
Costo por m <sup>3</sup> de concreto ciclopeo		175.00 S/. m <sup>3</sup>

Concreto Armado por metro cúbico.-

Materiales:	Costo Unit.	Costo Total
Cemento 7.5 Bol./m <sup>3</sup>	S/. 16.00	120.00 S/. m <sup>3</sup>
Piedra 0.84 m <sup>3</sup>	24.00	20.16 " "
Arena 0.367 m <sup>3</sup>	22.00	8.74 " "
Encofrado 3 m <sup>2</sup>	24.00	72.00 " "
Llenado 1 m <sup>3</sup>	41.00	41.00 " "
Curado estimación	0.60	0.60 " "
Total		262.40 S/. m <sup>3</sup>
Costo por m <sup>3</sup> de concreto armado:		262.40 S/. m <sup>3</sup>

Concreto Armado por metro cúbico para pilares.-

Materiales:	Costo Unit.	Costo Total
Cemento 7.5 bol./m <sup>3</sup>	S/. 16.00	120.00 S/. m <sup>3</sup>
Piedra 0.840 m <sup>3</sup>	24.00	20.16 " "
Arena 0.367 "	22.00	8.74 " "
Encofrado 4.00 m <sup>2</sup>	24.00	96.00 " "
Llenado 1.00 m <sup>3</sup>	31.20	31.20 " "
Curado, estimación		0.60 " "
	Total	286.10 S/. m <sup>3</sup>
Costo por m <sup>3</sup> de concreto armado		
para pilares es:		286.10 S/. m <sup>3</sup>

Falso Puente.-

Materiales:		
Madera, suponiendo seis usos, se tiene		
por uso	7.00	S/. m <sup>2</sup>
Transporte por uso	0.50	" "
Clavos, por datos prácticos 100 gr.		
por m <sup>2</sup> .	1.00	" "
Mano de Obra:		
Preparación, armado i desarmado del		
falso puente	5.00	" "
Leyes Sociales 55%	3.10	" "
	Total	16.60 S/. m <sup>2</sup>
Costo por metro cuadrado de encofrado:		
		16.60 S/. m <sup>2</sup>

P R E S U P U E S T O

Obras Preliminares.-

1.- Instalación de Campamento, estimación	S/.	20,000.00
2.- Transporte personal y equipo		4,000.00
		<u>24,000.00</u>

Movimiento de tierras.-

1.-Desvío del cauce del río, 420 m <sup>3</sup> a S/.5.30		2,226.00
2.- Excavación en seco 250 m <sup>3</sup> a S/. 11.70 m <sup>3</sup>		2,825.00
3.- Excavación en agua 320 m <sup>3</sup> a S/. 48.50 "		15,520.00
4.- Corte y Relleno de las vías de acceso al puente 200 m <sup>3</sup> a S/. 5.30 m <sup>3</sup> .		<u>1,060.00</u>
	S/.	21,631.00

Concreto.-

1.- Concreto Ciclopeo 325.4 m <sup>3</sup> a 175.00 S/m <sup>3</sup>		56,945.00
2.- Concreto armado		
losa y baranda 387.5 " " 262.40 "		101,656.38
3.- Concreto armado		
Para los pilares 49.89" " 286.10 "		<u>14,268.54</u>
	S/.	172,869.92

Armaduras.-

1.- Colocación y doblado de acero, <u>consideran</u> do 5% de desperdicios, 43,926 kg x 1.05 a S/. 4.20 por Kg.	S/.	193,713.45
2.- Falso puente, 2,140.00 m <sup>2</sup> a S/. 16.60 por metro cuadrado		<u>35,524.00</u>
	S/.	229,237.45

Acabado.-

1.- Tarrajeo	1,192.00 m <sup>2</sup>	a 18.00 S/. m <sup>2</sup>	S/. 21,456.00
2.- Pintura	1,064.00 m <sup>2</sup>	" 7.00 S/. m <sup>2</sup>	7,448.00
3.- Superf. Asf.	450.00 "	" 15.00 "	<u>6,750.00</u>
			S/. 35,654.60

Varios.-

1.- Dispositivos de apoyo 5 juegos de 35 kg. c/u. a S/. 35.00 kg.	S/. 6,125.00
2.- Tubos de drenaje: 24 unidades a S/. 50.00 cada uno.	<u>1,200.00</u>
	S/. 7,325.00

R E S U M E N

a) .- Obras Preliminares	S/. 24,000.00
b) .- Movimiento de tierras	21,631.00
c) .- Obras de Concreto	172,869.92
d) .- Armadura	229,237.45
e) .- Acabados	35,654.60
f) .- Varios	<u>7,325.00</u>
	S/. 490,717.97
Gastos Generales e Imprevistos 10 %	49,071.80
Utilidad del Contratista 10%	<u>49,071.80</u>
	S/. 588,861.57

Costo Total del Puente: S/. 588,861.57.

PROCESO DE CONSTRUCCION y CALENDARIO

El trabajo deberá organizarse de acuerdo a un avance de construcción previsto, para cuyo fin se tendrá personal adecuado, material y herramientas necesarios. El abastecimiento de materiales deberá satisfacer la demanda, toda falta de material o herramienta, se traduce en perjuicio del normal avance de la construcción originando pérdidas apreciables, por desocupación del personal.

La construcción tendrá ventajas en los meses de estiaje, que son junio, julio, agosto y setiembre.

Empezando el trabajo en junio, se instalará el campamento, con ambientes apropiados para la vivienda temporal del contratista, almacén y barracas para instalar un promedio de 35 operarios.

Personal requerido.-

- 1 Ing. encargado de la obra.
- 1 Capataz.
- 1 Almacenero, responsable del material y herramientas.
- 1 Empleado planillero y tomador de tiempo.
- 2 Guardianes.
- 1 Tractorista.
- 1 Ayudante del tractorista.
- 3 Operarios auxiliares.
- 2 Operadores de las mezcladoras.
- 22 Operarios ( 2 equipos de excavadores.
- 6 Operarios para diversos trabajos.

Además, se contará con equipos de carpinteros y fierreros.

Herramientas y Máquinas.-

1 Teodolito y 1 nivel de tripode, para ubicar el eje del puente, y las cotas de cimentación, elevación, etc., con este fin se determinará un B. M.

1 Tractor D-4, para desvío del cauce, rellenos y limpieza.



2 Bombas de 4".  
2 docenas de palas.  
2 " " picos.  
6 Barretas de 20 kg.  
6 combas de 8 kilos.  
2 docenas de carretillas.  
6 valdes de 1/2 pie cúbico.  
2 Mezcladoras de 10 pies cúbicos de capacidad.

Materiales.-

Madera, de acuerdo a lo especificado en los planos 2,800

Gasolina, se pedirá por partidas de 100 galones.

Aceite, " " " " " " "

Cemento, " " " " " 1000 bolsas total

4,500 bolsas.

La instalación del campamento, ubicación del eje del puente con los transportes de materiales requerido, se hará en 7 días.

El desvío del curso de agua, se hará en 2 etapas: 1° hacia la margen izquierda, por reunir ventajas de economía, de modo que permita excavar el estribo derecho y las cimentaciones para los pilares extremo y central adyacentes. 2° después del desvío de la primera parte que ha de durar mientras se concluyan las estructuras de los pilares y el estribo indicados, se desviará el curso del agua al cauce derecho, para excavar las cimentaciones del pilar y estribo restantes.

El estribo derecho y los pilares indicados tienen un volumen de excavación en seco de 140 m<sup>3</sup> y bajo agua de 120 m<sup>3</sup>, con los equipos indicados el trabajo se hará en unos 15 días. Encofrándose las cimentaciones del estribo y pilares, mientras el equipo de excavadores irá a preparar materiales ( 60 m<sup>3</sup> y arena 70 m<sup>3</sup> ) y acarreado al lugar de mezclado convenientemente ubicado; de acuerdo a los ren

cimientos medios, esta operación durará 4 días. El llenado se hará con equipos cuyo rendimiento medio estará alrededor de  $16 \text{ m}^3/\text{día}$ , mezcladoras de 10 pies cúbicos, con 2 equipos, se concluirá después de 4 días de trabajo. Al llenar los pilares se tendrá en cuenta la disposición y anclaje de las armaduras con aceros de  $3/4"$ . Hasta aquí transcurren 35 días efectivos de trabajo, equivalente a la fecha 10 de julio.

Los trabajos para la colocación de las bases del falso puente se iniciarán en los tramos I y II; mientras se encofren estas bases se prepararán los materiales respectivos, arena y piedra, otra parte del equipo avanzará la excavación en seco del estribo opuesto, a los 4 días se desencofrará las cimentaciones del pilar y estribo, luego se hará el relleno y apisonado de los contornos del mismo, Hecho lo anterior se encofrarán las elevaciones respectivas, los cuerpos de los estribos y pilares, y se llenarán ordenadamente la elevación del estribo, del pilar y por último las zapatas para el falso puente. Trabajo que de acuerdo a los rendimientos medios de los equipos, lleva 10 días de trabajo efectivos. El equipo de excavadores, preparará materiales ( agregado grueso, piedra y arena ), otra parte del equipo se destinará a la limpieza y arreglo del cauce del río, el resto hará el terraplen de acceso al puente. Después de 4 días de trabajo se desencofrará la parte de estructura hasta aquí llenado. Se inicia la segunda etapa del desvío usando el tractor D-4 y parte del equipo de excavadores; el volumen del movimiento del material para cambio del curso de agua, se estima, en  $150 \text{ m}^3$ , a los tres días se iniciarán los trabajos de excavación de los cimientos del pilar y estribos restantes; simultáneamente se harán los trabajos del falso puente en los tramos I y II respectivamente los que deberán controlarse constantemente, confirmando las cotas de los respectivos planos.

Realizada la excavación de la base de cimentación y chequeada las cotas de la misma ( trabajo que lleva un tiempo de 10 días), el

personal coordinará nuevamente, de modo que encofre, preparen los agregados para el llenado y por último se haga el llenado de las cimentaciones del estribo y del pilar respectivamente, cuyos volúmenes de concreto son: del estribo  $45 \text{ m}^3$  y cimiento del pilar  $53 \text{ m}^3$ , el trabajo llevará una semana; al llenar el pilar se tendrá en cuenta anclar la armadura de la elevación del pilar de acuerdo a los planos específicos.

Se procederá a encofrar las bases para el falso puente, mientras tanto, el personal restante preparará el agregado, teniendo en cuenta, que para el concreto armado el agregado grueso deberá ser previamente zarandeado con cribas de 2" y la arena lavada de la mejor manera posible.

Los carpinteros y el personal respectivo ( Sub-Contratista de la carpintería ) avanzarán preparando la armadura del falso puente a los 4 días de desencofrar las cimentaciones y luego se rellenarán los contornos con materiales ( conglomerados y pedrones ), seguidamente se procederá al encofrado de la elevación del pilar y estribo respectivamente, repartiéndose el trabajo como en ocasiones precedentes, concluyéndose el llenado después de 5 días de labor; de modo que, el llenado de la sub-estructura quede terminado el 10 de setiembre.

Todo el trabajo restante quedará concretado al encofrado de la super-estructura, cortado y doblado de la armadura a cargo del fierro y personal respectivo.

El encofrado se hará en los tramos I y II, trabajo que requiere estricto control y chequeo con las cotas determinadas en los planos, a fin de tener el acartelamiento parabólico requerido del intrados de la superestructura. Para cuyo fin se usará el nivel, se referirá al B. M. establecido al comienzo del trabajo.

Transcurridos 7 días se podrá desencofrar las elevaciones del pilar y del estribo respectivamente, así como de las zapatas, para



proceder el armado del falso puente en los tramos III y IV y por último encofrar la parte restante de la super estructura.

Los equipos se distribuirán, de modo que, una parte zarandee el agregado grueso y se lave la arena , mientras la otra parte haga el relleno en la concavidad de los estribos continuando con la plataforma de la carretera. Concluido estos trabajos se abrirá el desvío del curso del agua, normalizando y arreglando el cauce, de modo que, las aguas se repartan igualmente por ambos brazos para prevenir futuros aumentos del caudal del río ( lluvias irregulares en la Cordillera de los Andes provoca produce aumentos extraordinarios en el tirante de agua ).

El encofrado se habrá concluido después de 12 días más de trabajo. En tanto el fierrero' irá avanzando con la disposición y entortolado de la armadura, el ingeniero deberá supervigilar constantemente, chequeando los tipos de fierro, longitud y doblado de estos, los dispositivos de apoyo, y por último los tubos de desagüe.

Llenado de la super estructura.-

Todos los materiales, arena, piedra, cemento, y todos los accesorios utilizados se dispondrán en ambos lados del puente, dividiéndose en dos equipos de modo que el llenado se comenzará al centro de luz y se avanzará hacia los extremos del puente. El llenado se hará ininterrumpidamente metro a metro en el sentido longitudinal hasta concluirse toda la luz; si por alguna razón no pudiera llenarse todo el puente en forma continua, se harán juntas de llenado en los lugares señalados en los planos.

El 21 de setiembre se habrá concluido el llenado de la super estructura, reduciéndose el personal y quedando lo indispensable para el encofrado, armado y llenado de las barandas y acabado del puente. El desencofrado se hará a los 21 días, procediéndose al recubrimiento y pintado de las estructuras. La obra deberá quedar totalmente terminada en el mes de octubre.

proceder el armado del falso puente en los tramos III y IV y por último encofrar la parte restante de la super estructura.

Los equipos se distribuirán, de modo que, una parte zarandee el agregado grueso y se lave la arena, mientras la otra parte haga el relleno en la concavidad de los estribos continuando con la plataforma de la carretera. Concluido estos trabajos se abrirá el desvío del curso del agua, normalizando y arreglando el cauce, de modo que, las aguas se repartan igualmente por ambos brazos a fin de evitar cualquier sorpresa que pudiera ocasionar aumentos intempestivos del caudal del rio, por lluvias irregulares en la cordillera.

El encofrado se habrá concluido después de 12 días más de trabajo. En tanto el fierrero irá avanzando con la disposición y entortolado de la armadura, el Ingeniero deberá supervigilar constantemente, chequeando los tipos de fierro, longitud y doblado de estos, los dispositivos de apoyo, y por último los tubos de desagüe.

Llenado de la super estructura.-

Todos los materiales, arena, piedra, cemento, y todos los accesorios utilizados se dispondrán en ambos lados del puente, dividiéndose en dos equipos de modo que el llenado se comenzará al centro de luz y se avanzará hacia los extremos del puente. El llenado se hará ininterrumpidamente metro a metro en el sentido longitudinal hasta concluirse toda la luz; si por alguna razón no pudiera llenarse todo el puente en forma continua, se harán juntas de llenado en los lugares señalados en los planos.

El 21 de Setiembre se habrá concluido el llenado de la super estructura, reduciéndose el personal y quedando lo indispensable para el encofrado, armado y llenado de las barandas y acabado del puente. El desencofrado se hará a los 21 días, procediéndose al recubrimiento y pintado de las estructuras. La obra deberá quedar totalmente terminada en el mes de Octubre.



En todos los pasos de la construcción se cumplirá las especificaciones y recomendaciones del Reglamento de Puentes del Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

B I B L I O G R A F I A

- Estructuras Continuas de Hormigón Armado.- CROSS-MORGAN.
- Cálculo de Estructuras Reticulares.- FERNANDEZ CASADO.
- Apuntes del Curso de Puentes.- ING. PEDRO LAINEZ L.
- American Civil Engineers' Handbook.- MERRIMAN.
- Copias de Puentes.- ING. JUAN QUIROGA.
- Hormigón Armado.- SALIGER
- Reinforced Concrete Structures.- PEABODY.
- Reinforced Concrete.- TAYLOR
- THOMPSON
- SMULSKI
- Calculista de Estructuras.- SIMON GOLDENHORN
- Design and Construction of Formwork for Concrete Structures.-
- WYNN.
- Diseño de Mezclas.- JUAN DE HIGUITA.
- Diseño de Mezclas.- CALLES Y CAMINOS, revista de E.U.A., Setiem-  
bre de 1947.