ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE GRADO

PUENTE SOBRE LA QUEBRADA DE ARMENDARIZ

MEMORIA

RAMON SALAZAR ORREGO

PROMOCION 1954

LIMA ENERO 1955

_______________ . _______________

Señor Director de la Escuela Nacional de Ingenieros.

S. D.:

Ramón Salazar Orrego, ex-alumno de la Escuela de su digna Dirección, ante Ud. con el debido respeto expone:

Que habiendo terminado satisfactoriamente mis estudios en el Departamento de Ingeniería Civil y deseando optar el título de Ingeniero, someto a su digna consideración el presente proyecto de grado.

Por tanto, suplíco nombrar el Jurado correspondiente.

Es realidad que espero alcanzar por ser de justicia.

Lima, 14 de Febrero de 1955.

Ramón Salazar Orrego.

Salazar O.

ESPECIFICACIONES PARA EL PROYECTO DE GRADO DE PUENTES AÑO 1954

ALUMNO: Ramón Salazar Orrego.

TEMA: Puente sobre la quebrada de Armendáriz, uniendo las Avdas. La Paz y San Martín

Sobrecargas: H20-S16.

El proyecto deberá 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.

Deberá presentarse los siguientes documentos:

1°.- Planos de construcción 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.

CAPITULO I

MEMORIA DESCRIPTIVA

1.- OBJETO DEL PROYECTO.- El presente proyecto tiene por objeto diseñar y calcular un puente sobre la Quebrada de Armendáriz; con el fin de unir las avenidas La Paz y San Martín situadas en Miraflores y Barranco, respectivamente, distritos de la Provincia de Lima, Departamento de Lima, Perú.

2.- NECESIDAD DEL PUENTE.- La construcción del puente es una necesidad que al correr del tiempo es más apremiante por las dos razones siguientes:

a) El puente crea una nueva vía de tránsito entre Miraflores y Barranco, las actuales vías que son las Avenidas Armendariz y Grau en Miraflores y Barranco, respectivamente; y la carretera Panamericana se hallan funcionando con una densidad de vehículos mayor para las que fueron calculadas, esto originirá que pronto se comiencen a producir congestiones de tránsito y accidentes de tránsito. Hoy en día se estima una densidad de 300 a 400 vehículos por hora, entre los que van y vienen de Barranco únicamente en la zona de la Quebrada de Armendáriz; estas cifras se obtienen en las horas de mayor intensidad que son las 12 m. y 6 p.m.

b) Al conectar directamente las avenidas La Paz y San Martín el tránsito se hará más fluído, evitando el recorrido de la curva actual, según puede apreciarse en el plano de la zona, esto redundará lógicamente en una mayor economía de tiempo. Así mismo beneficiará en forma importante el tránsito de peatones, el cual cada día se hace más intenso por la presencia en esa zona del Parque Zoológico al cual afluye un buen número de personas especialmente niños, los que actualmente tienen que efectuar un largo recorrido estando sujetos a accidentes de tránsito.

Por las razones expuestas, vemos que la construcción del puente es una obra imprescindible, a lo cual podemos agregar que dada las características de su estructura que es un puente en arco dará a todo el paisaje un nuevo atractivo, haciendo de la zona un lugar pintoresco y atrayente.

3.- UBICACION EXACTA DEL EJE.- Para la ubicación del eje se pensó en un principio en que sea éste una simple prolongación de los ejes de las avenidas La Paz y San Martin, pero; efectuando el alineamiento se encontró que entre ambos ejes había una desviación de 15' ; ante esta situación se optó por prolongar el eje de la avenida La Paz hasta su intersección con el eje de la pista del Malecón; la misma operación efectúe con la Avenida San Martín la cual intercepté su eje con el eje de la pista del malecón en Barranco, obtuve de esta manera dos puntos los cuales conecté, obteniendo de esta manera el eje del puente.

4.- E J E S.- Con el fin de hacer más cómodo el replanteo, todo el conjunto lo referí a un sistema de ejes "X-X" é "Y-Y", el eje "Y-Y" lo hice coincidir con el eje del puente y el eje "X-X" con el centro de luz del tablero, todo esto referido a los puntos mencionados en el párrafo anterior a partir de los cuales se comenzará el trazado de los ejes.

5.- TIPO DE ESTRUCTURA ADOPTADA . - Examinando el perfil de la quebrada (ver planos de ejes y niveles Nº 4) salta a simple vista que la estructura más adecuada tratándose de un puente de concreto armado es el ARCO, dada la gran longitud de la quebrada en su parte más profunda, la cual alcanza a 50 metros y ésta es aproximadamente de 16 a 18 metros; esto nos indica la conveniencia de adoptar el arco, como la estructura más adecuada desde el punto de vista económico y estructural, dado que permite salvar grandes luces con espesores relativamente pequeños.-

Si pensamos en otros tipos de estructura, pongamos lo más común que es el pórtico y la viga contínua se tendrá analizando cada una de ellas:

a) La viga contínua, de emplearse este tipo de estructura tendríamos que salvar el tramo central que es más profundo mediante una luz de 50 metros, lo que no es recomendable para una viga puesto que ésta trabaja deficientemente más para su peso propio que para la sobre carga, si se quiere reducir la luz colocando un apoyo intermedio éste tendría una altura aproximadamente de 16 metros lo cual originaría que sea un pilar de gran sección aparte de que todo el conjunto se vería antiestético.

b) __El pórtico__.- Podríamos hacer las mismas consideraciones que para el caso anterior, tendríase que recurrir a un pórtico de 50metros de luz y emplear un gran relleno, o hacer un pórtico de varios tramos, siendo uno de los tramos de 50 metros de luz, lo cual no es económico dado que el pórtico se recomienda para luces que oscilan de 20 a 40 metros como máximo.

Vemos que por eliminación queda el arco como la estructura más indicada para nuestro caso.

6.- __Planeamiento General__.- Elegido el elemento principal soportante del puente que es el arco pasemos a ver el planteamiento de toda la estructura.

En primer lugar tenemos la luz del puente, la cual de acuerdo a la longitud de la quebrada, se asumió en 100 metros, esta luz se eligió evitando tener que emplear estribos junto con un relleno considerable. Con una luz de 100 metros prácticamente se abarca toda la quebrada, terminando el puente sin estribos, dado el pequeño relleno de tierras que se va a efectuar.

La estructura en general se diseñó de la siguiente manera:

__Tablero__.- Se escogió una losa contínua de C. A. armada en sentido paralelo al tránsito, la losa se apoya en vigas transversales las cuales a su vez descarga en columnas, éstas se apoyan la mitad en el arco y el resto directamente sobre el suelo mediante zapatas (ver plano vista general), visto el planteamiento general de la estructura pasemos a analizar cada uno de los elementos del puente, como son: el arco, la loza ,las vigas y columnas.

a) **El Arco**: El arco se eligió de concreto armado dada la gran luz, de tímpano aligerado por la gran flecha; en sección transversal el arco estará compuesto por 2 anillos, unidos mediante vigas de arriostramiento; el número de anillos se escogió, pensando tener un encofrado lo más económico posible.

Para determinar la luz del arco se hicieron en el perfil transversal de la quebrada varios croquis hasta por fin se decidió por un arco de 50 metros de luz con una flecha de 14.20 mt. de manera de tener un rebajamiento del orden de 1/4 lo que dá un arco bien proporcionado; la elección de las dimensiones anteriores se hizo en base de las siguientes consideraciones:en primer lugar no llegar a un arco muy rebajado que si se ve bien desde el punto de vista estético no sucede así con el aspecto estructural dado que un arco muy rebajado origina un gran empuje y por lo tanto secciones de gran espesor, el otro caso sería determinar un arco bien peraltado lo cual si bien origina por lo general esfuerzos mínimos y por lo tanto menores secciones en cambio del punto de vista estético no es agradable ver un arco muy peraltado.

El tipo de curva adoptado para la directriz del arco fue la parábola de 2° grado la cual es la más recomendable para arcos de tímpanos aligerados ya que el peso propio actúa bastante cerca a la condición de carga uniformemente repartida sobre la horizontal este criterio es más empírico que científico dada la gran cantidad de variables que intervienen en el cálculo de un arco no es posible llegar a una curva exacta o la más efectiva que sería aquella en la cual los esfuerzos sean mínimos,lo cual tiene lugar cuando la directriz coincide con el polígono antifunicular de las cargas a las cuales está sometido el arco;además es conocido el criterio de elegir para la directriz del arco una curva de ecuación conocida por facilidad de cálculo.

De acuerdo al número de articulaciones se escogió el arco de tipo empotrado o sea sin articulaciones, esta elección se hizo en base a que el suelo en esa zona al igual que todo el suelo de Lima constituído por cascajo y canto rodados permite una buena cimentación, con una carga de trabajo de 4 kg/cm² y dá pequeños asentamientos que no afectan considerablemente al arco, la segunda razón fue que la articulación en esta clase de puentes es muy costosa, de difícil conservación, con una vida probable menor que la del arco mismo, de manera que resulta a la larga más económico el arco empotrado, si bien en el empotrado entre mucho más material debido a que las líneas de presiones divergen más de la directriz del arco que en el caso de que se empleen articulaciones.

De acuerdo a la posición del tablero se eligió el tipo de tablero superior dado que se trata de una quebrada seca y profunda, no se justifica emplear arcos de tablero inferior o intermedio.

b) La loza.- Según se dijo en líneas anteriores la loza se eligió de concreto armado contínua y armada en el sentido del tránsito; se adoptó esta disposición para evitar el empleo de vigas longitudinales y armar la loza en el sentido perpendicular al tránsito, en primer lugar no se justifica el empleo de vigas longitudinales dada la pequeña luz de los paños que como se verá después es de 6.25 y en segundo lugar por economía en el encofrado el cual es más laborioso y entra más madera.

DIMENSIONES.-

Las dimensiones asumidas para la loza fueron las siguientes: loza de tránsito ancho entre sardineles = 8.00 m esta dimensión se eligió en vista que las dos avenidas que va a conectar el puente que son las avenidas La Paz y San Martín cada una tiene un ancho en su pista de tránsito igual a 8.00 m. siendo de dos vías ante esta situación se adoptó en dar al puente un ancho de 8.00 m. en la pista de tránsito pensando hacer el tránsito más fluído, si estrechamos el puente puede presentarse una congestión en el tránsito ya que los vehículos pasan de una pista ancha a una más angosta lo cual de ninguna manera es recomendable; ya que crearía una sensación de peligro. Si la pista del puente es mayor que la avenida los vehículos al salir del puente se encontraría una pista más angosta que en este caso son las avenidas, tampoco es recomendable, por esta razón se adoptó un ancho igual que el ancho de la pista de las avenidas a las cuales conecta el puente.

VEREDAS.- El ancho de las veredas se tomó 1.75 pero debido a que los muretes de C.A. que sostienen a las barandas se introduce dentro de la lo a, el ancho efectivo queda reducido a 1.50; dimensión que permite el pasaje cómodo de 3 personas en fila y además es recomendable para calles en zonas no comerciales.

PENDIENTE.- Estando las riberas de la quebrada a un nivel diferente el cual es de 2.200 se adoptó una pendiente para el puente de +2.00%. La avenida de La Paz con una pendiente de +1.00% y la Avenida San Martín con una pendiente de +0.50% da una diferencia de pendiente en cada caso de -1.00% y -1.50% diferencias de pendientes tan pequeñas que según las Normas Peruanas para Caminos no es necesario emplear una curva vertical.

BARANDA.- La baranda se eligió el tipo de baranda constituída por tubos metálicos de 2" estos tubos se apoyan en muretes de concreto armado los cuales a su vez son prolongaciones de las vigas transversales, al elegir los tubos metálicos como baranda se hizo con la idea de romper la monotomía de ver una estructura íntegramente del mismo material como sería el caso de tener una baranda de concreto armado por esta razón se eligió para la baranda tubos metálicos introduciendo un nuevo material en el puente y que a mi parecer hace que el puente sea más esbelto.

DESAGÜE.- El desagüe de la loza se hizo mediante tubos de 3" colocados cada 6.25 de acuerdo al Reglamento del M. de Fomento para puentes.

c) Vigas Transversales.- Cumplen la función de recibir la carga de la loja y transmitirlas a las columnas; se diseñaron con un tramo central y dos voladizos de manera de reducir los momentos positivos en el tramo central y obtener así secciones mínimas.

d) Columnas.- En primer lugar el primer problema que se presentó fue el de su espaciamiento centro a centro, como el arco va a ser del tipo de tímpanos aligerados lo ideal sería reducir lo más posible el espaciamiento centro a centro con el objeto de que el peso propio actúe bastante cerca de la condición de carga uniformemente repartida sobre la horizontal, pero esto da lugar a un encofrado más laborioso, además no sería agradable ver una gran cantidad de columnas, basado en estas premisas es que pensé en primer lugar espaciar las columnas a 5.00 m. con una luz de 100 m. se tendría 20 filas de columnas lo que me pareció un número muy grande y es por esta razón que aumenté a 6.25 el espaciamiento de manera de tener 16 filas de columnas, buscando siempre un número par con el fin de que el conjunto sea simétrico y guarde una armonía como en efecto se ha logrado, según puede verse en la vista general.De las 16 columnas, 8 se apoyan en el arco totalizando una luz de 50 metros del resto 4 van a cada lado del arco cubriendo una luz de 25 metros, éstas se apoyan en el suelo mediante zapatas de C. A., en total se tiene 100 metros como luz del puente.

El número de columnas por fila es de 2 números suficiente que soporta con una sección regular todos los esfuerzos y sobre todo se obtiene gran economía, desde el punto de vista del encofrado. La sección se hizo cuadrada por facilidad en el encofrado y a todas se les dió las mismas dimensiones por estética.

e) Estribos.- Los estribos del puente en realidad no existe como se dijo en líneas arriba al elegir una luz de 100 metros para el puente prácticamente no existe de un gran relleno de tierra por contener lo que se hizo más bien fue en terminar los apoyos extremos del puente en igual forma que los apoyos intermedios constituídos por una viga transversal, un par de columnas que descansa en sus zapatas, el relleno siempre se efectuará en muy pequeña cantidad y caerá en su ángulo de talud natural, esto se hizo para tener una mejor vista del puente ya que no es agradable ver un gran relleno.

7.- ESTUDIO DEL TRANSITO.-

El tránsito de la zona que lógicamente va a sufrir una alteración debido a la presencia del puente va a crear más de una dificultad especialmente en la zona de Miraflores donde confluye 2 avenidas La Paz y San Martin con tal fin se pensó en encausarlo lo cual se logró mediante la construcción de islas de tránsitos los cuales en su comienzo estarán constituídos por botones de concreto con el fin de acostumbrar a los choferes y evitar en esta forma los accidentes, más tarde cuando ya sea bien conocido el sentido del tránsito podrán ser reemplazados por islas de concreto simple en toda su totalidad, en la zona de Miraflores y delante del puente se colocó una isla, esta cumple la función de evitar que los autos ingresen a gran velocidad al puente, un chofer ante la presencia de la isla tiene que describir una curva y disminuir su velocidad, en la zona de Barranco el tránsito no presenta mayor problema de todas maneras se le encausó con las islas de tránsito que se indica en el plano de ubicación donde se indica también los sentidos, en resumen, la idea general fué de hacer el tráfico dirigido evitando o reduciendo en lo posible los puntos de conflicto.

La posición y dimensión aproximada de las islas de tránsito se puede hallar en el plano de ubicación no se ha ido más alla en el detalle dado a que son obras accesorias al puente pueden estar sujetas a modificaciones en su trazo únicamente se ha querido dar idea como se va a solucionar el problema de tránsito.

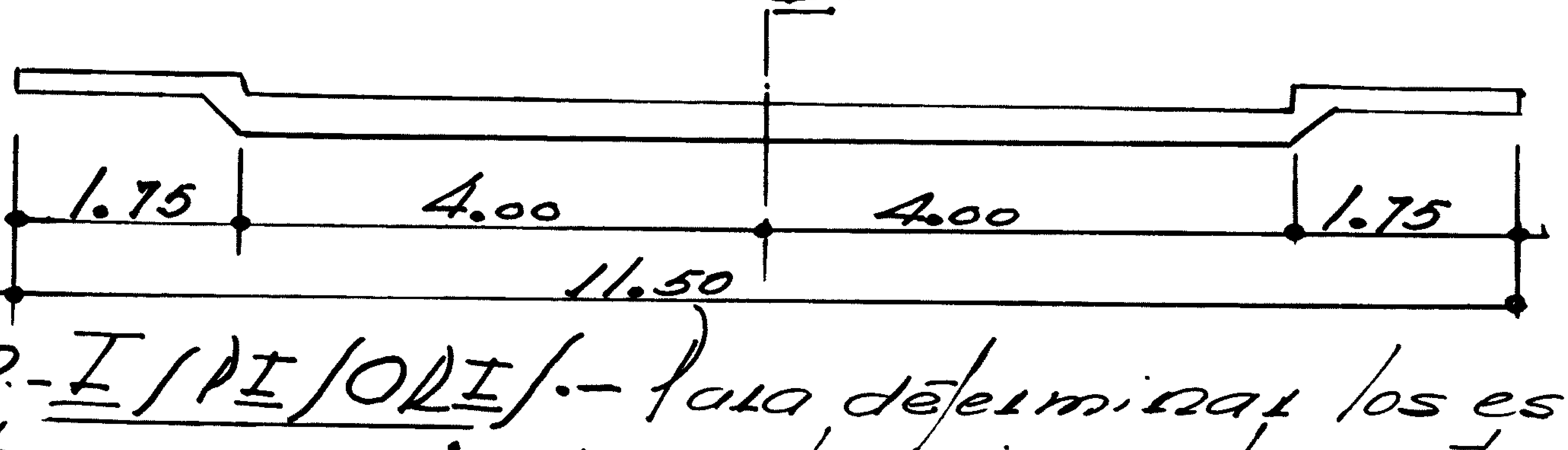
— CAPITULO II —

CALCULO Y DISEÑO DE LA LOZA

1.- GENERALIDADES.- Conforme se expuso en el capítulo anterior, la loza será de C.A., armada en el sentido del tránsito; el número de tramos es de 16 con una luz centro a centro de 6.25; lo que arroja para puente una luz total = 100.00m. La loza está apoyada en viguetas transversales.

Ancho pista tránsito de vehículos	= 8.00 m
Ancho vereda	= 1.75 "
Ancho total	= 11.50 "
Número de vias	= 2.00 "

La loza de la vereda presenta una elevación una elevación de 8" con respecto a la loza de tránsito, adoptando el conjunto la forma que se indica en la fig.



2.- ESPESORES.- Para determinar los espesores se siguieron los siguientes criterios empíricos

Espesor loza de tránsito $= \frac{1}{20} L = \frac{6.25}{20} = 0.30$ mts

Espesor loza-vereda $= \frac{1}{30} L = \frac{6.25}{30} = 0.20$ mts

Con estas dimensiones se efectuó el 1º tanteo, que como se verá después fué definitivo. Antes de entrar al cálculo de la loza cabe advertir que para comodidad de su estudio ésta se dividió en 2 partes: 1.- Loza de tránsito destinada al tránsito de vehículos 2.- Loza vereda destinada al tránsito de peatones

3º CALCULO DE LA LOZA.- Comprende los siguientes pasos:

A.- Trazo de las Lineas de Influencia
B.- Envolvente de Momentos
C.- Chequeo secciones asumidas
D.- Cálculo de las areas de acero
E.- Armadura
F.- Cálculos auxiliares

Tratandose de una loza esta no se chequeó ni al corte ni a la adherencia.

A.- Cálculo y trazado de las L. de I. para Momentos Flectores.- Tratandose de una loza continua el cálculo comenzó hallándose en primer lugar los Momentos en los Apoyos a partir de los cuales se pueden encontrar los Momentos en los puntos intermedios

a) Lineas de Influencia para Momentos en los Apoyos.- Para trazar estas lineas se movió la carga unitaria cada 1/5 de la luz; dada la pequeña luz del tramo no se justifica una mayor aproximación.

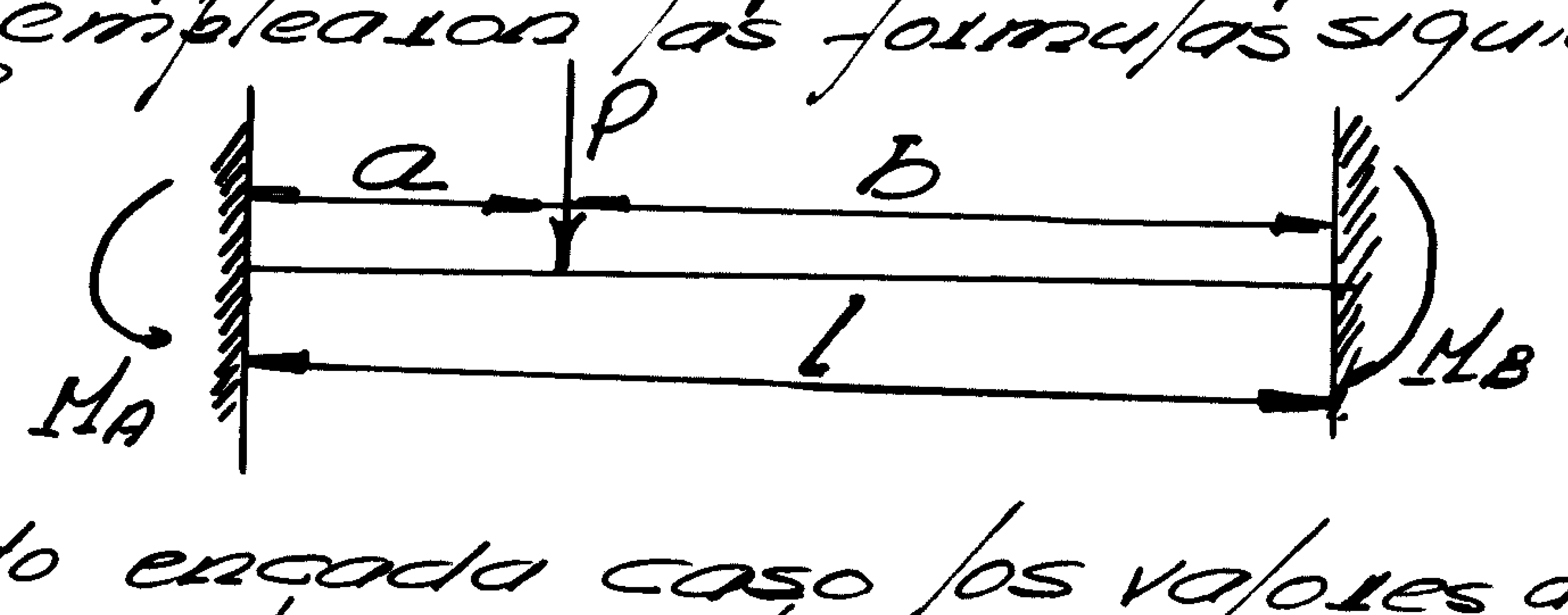
Para encontrar los momentos en los Apoyos en las diferentes posiciones de la carga se empleó el Método de la Distribución de Momentos del profesor Hardy-Cross; el cual precisa de los siguientes valores:

1.- Cálculo Momentos de Empotramiento
2.- Cálculo Coeficientes de Distribución
3.- Cálculo Coeficientes de Compensación

1.- Cálculo Momentos de Empotramiento.- Para el calculo se emplearon las fórmulas siguientes

$$M_A = \frac{Pab^2}{l^2}$$

$$M_B = \frac{Pba^2}{l^2}$$



reemplazando en cada caso los valores de a y de b se obtuvieron los siguientes Momentos

$a = 1/5\,l$	$M_A = -0.800$	$M_B = -0.200$
$a = 2/5\,l$	$M_A = -0.900$	$M_B = -0.600$
$a = 3/5\,l$	$M_A = -0.600$	$M_B = -0.900$
$a = 4/5\,l$	$M_A = -0.200$	$M_B = -0.800$

Coeficientes de Distribución.- Siendo la loza de sección uniforme por consiguiente con igual Momento de Inercia; del mismo material y todos los tramos iguales; las rigideces $k = \frac{4EI}{L}$ serán iguales para cada apoyo y tendremos

$$D = \frac{-k}{k+k} = -1/2$$ este valor para los tramos interiores; para el apoyo extremo $D = -1$ resumiendo tendremos lo siguiente

$$D_{AB} = -1\ ;\ D_{BA} = D_{BC} = D_{CB} = \ldots\ldots\ldots = -1/2$$

3.- Coeficiente de Compensación.- Tratándose de secciones uniformes (no acartelados) como es nuestro caso el coeficiente de compensación será igual a $+1/2$

$$C_{AB} = C_{BA} = C_{BC} = C_{CB} \ldots\ldots = +1/2$$

Con los valores encontrados anteriormente se inició el cálculo de los Hardy-Cros por el Método general de distribuir y compensar los Momentos de Empotramiento siendo el número de ciclos $= 4$; con lo cual se obtuvo una gran precisión

En la hoja siguiente se han tabulado los Momentos en los Apoyos para diferentes posiciones de la carga. Con estos valores se dibujó las Líneas de Influencia para los apoyos: A, B, C, D, E; no se hizo para los demas apoyos en vista que las L. de I. a partir del 3º tramo son análogas no así para el 2º donde presentan una diferencia debido, a la presencia de un apoyo simplemente apoyado; para los demas tramos no tiene ninguna efecto.

b.- Líneas de Influencia para los puntos Intermedios.- Estas se construyeron a partir de las Líneas de Influencia para los Apoyos empleando el Método de los Ings. Steinmer y Singer, previamente se calcularon los Momentos Isostáticos

$$M = P\frac{ab}{l}$$

para $x = 1/5 L$ $M = 1.00$ para $x = 3/5 L$ $M = 1.50$
$x = 2/5 L$ $M = 1.50$ $x = 4/5 L$ $M = 1.00$

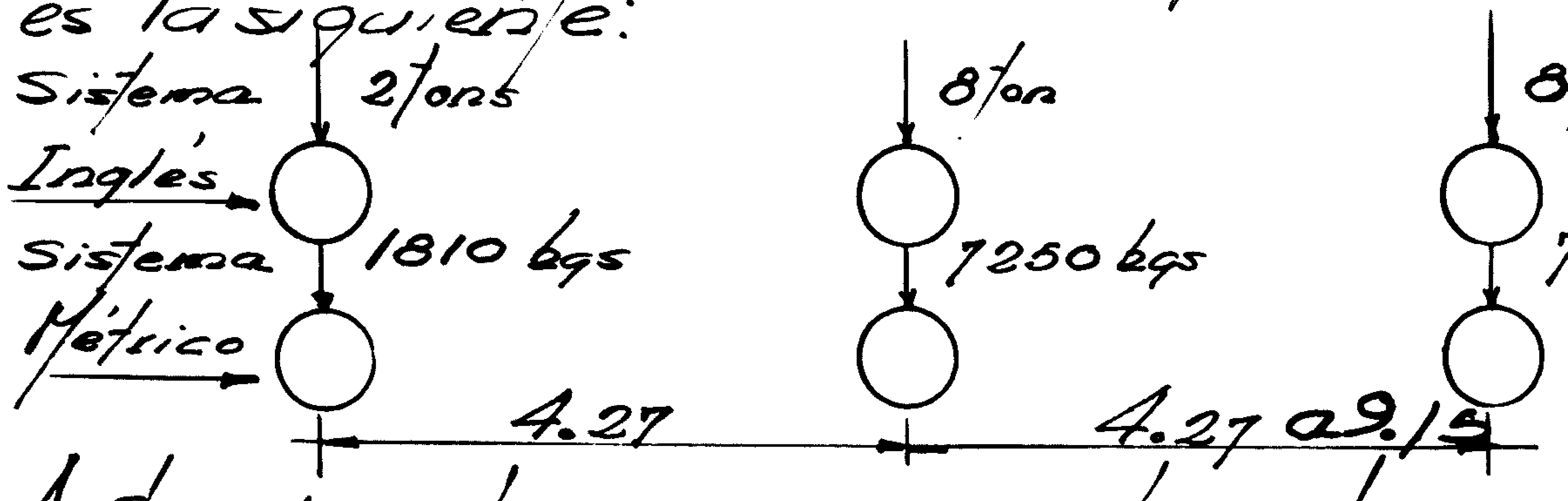
El trazado de las líneas de Influencia para los 4 primeros tramos se indican en las hojas siguientes. Como un medio de comprobación se determinaron los focos por medio de las Tricentrices y de las rectas anti-verticales.

B.- Envolvente de Momentos.- Comprende los siguientes pasos:

1.- Envolvente Momentos de sobrecarga
2.- Envolvente Momentos de peso propio
3.- Envolvente Total de Momentos.

El analisis se hizo en cada caso para la Loza de tránsito y la Loza vereda.

1.- Envolvente Momentos de Sobrecarga - Loza de tránsito.- Por especificaciones la sobrecarga es un H20 - S16 cuya disposición de cargas es la siguiente:



Antes de entrar a cargar las Líneas de Influencia se determinaron los coeficientes de Impacto y de Ancho efectivo o sea el ancho de la Loza que interviene para resistir la carga concentrada; en nuestro caso para armadura paralela al tránsito y $S > 3.60$ m

$$E = \frac{3.05 N + W}{4N} \qquad E_{max} = \frac{W}{2N}$$

siendo: W = ancho pista entre sardineles = 8.00
N = número de vías = 2

luego $E = \dfrac{3.05 \times 2 + 8.00}{4 \times 2} = 1.76$; $E_{max} = 2$

Impacto.- Viene dado por la siguiente fórmula de la AASHO:

$$I = \frac{50}{3.28 L + 125} \qquad I_{max} = 30\%$$

siendo L = Luz del tramo = 6.25

luego: $I = \frac{50}{3.28 \cdot 6.25 + 125} = 0.346$

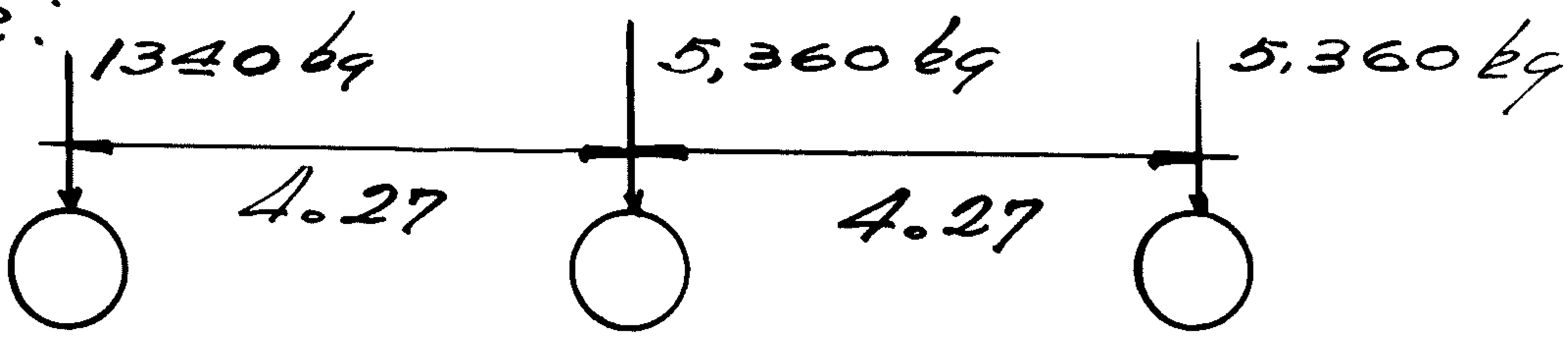
como $I_{max} = 30\%$ seadoptó esé último valor.

Porconsiguiente el peso de cada rueda del camión será ahora:

$$C = \frac{P I}{I} = \frac{1.3}{1.76} P = 0.74 P$$

$$carga = 0.74 P$$

el tren de cargas conelcual estraremos alas Lineas de Influencia será el siguiente:



Cargando lo mas posible cada L. de I. se obtuvo un Max positivo y un Max Negativo los cuales llevados aun gráfico nos dió una Envolvente de Momentos de Sobrecarga quese muestraenla Hoja respectiva

Tabla de Momentos de Sobrecarga

Tramos iniciales			Tramos terminales		
	+M kg-m	−M kg-m		+M kg-m	−M kg-m
1/5	5410	536	1/5	5530	162
2/5	6820	970	2/5	6600	296
3/5	5910	1405	3/5	6060	540
4/5	2820	1810	4/5	3220	1890
B	670	5860	B'	378	5800
1/5	3480	2480	1/5	2860	2580
2/5	5020	1050	2/5	4900	1730
3/5	4910	1510	3/5	4120	860
4/5	2880	1920	4/5	3380	2210
C	715	5,510	C'	860	5570
1/5	3,380	1910	1/5	3060	1880
2/5	5,000	550	2/5	4850	1180
3/5	5,150	1530	3/5	5120	540
4/5	2,840	2040	4/5	3300	1960
D	750	5510	D'	656	5520

2.- Involvente Momentos Peso de Propio - Loza de Tránsito.- Antes de determinar la Envolvente de Momentos se averiguó el peso por metro lineal y se obtuvo los siguientes valores

loza: 0.30 x 1.00 x 1.00 x 2,400 = 720 kgs
asfalto: 0.05 x 1.00 x 1.00 x 2,000 = 100
w = 820 kgs

con esta carga uniforme se ha calculado un Hardy-Cros para determinar los Momentos en cada apoyo a partir de los cuales se colgará la parábola de Momentos Isostáticos, obteniéndose en esta forma la Envolvente de Momentos para peso propio, la cual se muestra en la hoja respectiva

Hardy-Cros para Momentos de Peso Propio

	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	G
Factor de transporte		+0.5		+0.5		+0.5		+0.5		+0.5		+0.5	
Factor de distribución	1	-.5	-.5	-.5	-.5	-.5	-.5	-.5	-.5	-.5	-.5	-.5	-.5
	$+M$	$-M$	$+M$	$-M$	$+M$	$-M$	$+M$	$-M$	$+M$	$-M$	$+M$	$-M$	$+M$
	$-M$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	$-\frac{M}{2}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	$+M/4$	$+M/4$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$+\frac{M}{8}$	0	0	$+\frac{M}{8}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$-\frac{M}{8}$	0	0	$-\frac{M}{16}$	$-\frac{M}{16}$	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	$-\frac{M}{16}$	$-\frac{M}{32}$	0	0	$-\frac{M}{32}$	0	0	0	0	0	0	0
	0	$+\frac{3M}{64}$	$+\frac{3M}{64}$	0	0	$+\frac{M}{64}$	$+\frac{M}{64}$	0	0	0	0	0	0
	$+\frac{3}{128}M$	0	0	$+\frac{3M}{128}$	$+\frac{M}{128}$	0	0	$+\frac{M}{128}$	0	0	0	0	0
	$-\frac{3}{128}M$	0	0	0	0	0	0	$-\frac{M}{256}$	$-\frac{M}{256}$	0	0	0	0
	0	$-\frac{81}{64}M$		$-\frac{112}{128}M$		$-\frac{65}{64}M$		$-\frac{127}{128}M$		0		0	

M = Momento de Empotramiento

Conforme se ve en la pag anterior los Momentos en los Apoyos están en función del Momento de Empotramiento:

$$M = \frac{1}{12} wl^2 = \frac{1}{12} \times 820 \times \overline{6}^2 = 2,460 \text{ kg-m}$$

Distribuidos:

$$M_B = \frac{81}{64} M = -\frac{81}{64} \times 2,400 = -3.110 \text{ kg-m}$$

$$M_C = -\frac{117}{128} M = \frac{117}{128} \times 2,400 = -2.285 \text{ kg-m}$$

$$M_D = -\frac{65}{64} M = -\frac{65}{64} \times 2,400 = -2,500 \text{ kg-m}$$

$$M_E = -\frac{255}{256} M = -\frac{256}{256} \times 2,400 = -2,450 \text{ kg-m}$$

Momentos Isostáticos.- Tratando de carga uniformemente repartida en todo el tramo, el isostático es una parábola cuya ordenada máxima se halla en el centro y es igual a $1/8 wl^2$

$$M_{max} = \frac{1}{8} wl^2 = \frac{1}{8} \times 820 \times \overline{6.25}^2 = 3,690$$

para la construcción de la parábola se partió de la Ecuación de la misma

$$M = \frac{wlx}{2} - \frac{wx^2}{2}$$

para $x = l/5$ $\quad M = \frac{2}{25} wl^3 = \frac{2}{25} \times 820 \times \overline{6.25}^2 = 2,360$

$x = 2/5\, l$ $\quad M = \frac{3}{25} wl^2 = \frac{3}{25} \times 820 \times \overline{6.25}^2 = 3,540$

Con estos valores se construyó el diagrama de Momentos Isostáticos el cual se corrigió mediante los Momentos en los Apoyos, según se muestra en la hoja correspondiente.

3.- Envolvente Total de Momentos.- Sumando en cada caso las ordenadas negativas de los dos diagramas anteriores, así sumando las ordenadas positivas se obtuvo en cada 1/5 de la luz valores máximos. Cabe indicar aquí los Máximo Maximorum los cuales ocurren en el 1º tramo

Y son los siguientes:

$$\begin{array}{lcccl} & & s/e & + & p.p. \\ (+) M\,max & = & 6,600 & + & 2,300 = 8,900 \text{ kg-m} \\ (-) M\,max & = & 5,800 & + & 3,110 = 8,910 \text{ k-m} \end{array}$$

Como vemos salen bien compensados los Momentos ya que el positivo y el negativo son prácticamente iguales con lo cual se obtiene una sección bien Económica; sobretodo demuestra lo bien acertadas que han estado la luz de los Tramos ~~1~~. Viendo la Involvente de Momentos Totales vemos que esta compensación persiste aún en los demas Tramos.

C.- Chequeo Secciones asumidas.- Loza de tránsito.-

Con los Máximos Momentos positivos y negativos conocidos se pasó a chequear las secciones asumidas; si están o no correctas las alturas que me he dado en un primer tanteo.

Primeramente se determinó las constantes del concreto: k, j y K,

para: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $\quad f_c = 0.4 f'_c = 84 \text{ kg/cm}^2$

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} = \frac{10.84}{10.84 + 1400} = 0.375$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.375}{3} = 1 - 0.125 = 0.875$$

$$K = \frac{1}{2} \cdot k \cdot j \cdot f_c = \frac{1}{2} \cdot 0.375 \cdot 0.875 \cdot 84 = 13.8$$

aplicando la fórmula para flexión simple $\quad d = \sqrt{\dfrac{M}{Kb}} = d = \sqrt{\dfrac{M}{13.8 b}}$

$$\boxed{d = 0.27 \sqrt{\frac{M}{b}}}$$

para un $M = 8910$ kg-m

$$d = 0.27 \sqrt{\frac{8,910}{1.00}} = 25.4 \text{ cms}$$

con un recubrimiento de unos 2"

$$h = 25.4 + 5 = 30.4 \text{ cms.},$$

Esto nos indica que la dimensión

de 30cms que nos hemos supuesto para la loza está perfectamente correcta. como una comprobación de diseño para los demas tramos vamos a tener.

Tramo BC $(+)\ M = 6{,}500$ kg-m

$(-)\ M = 5{,}520 + 2{,}460 = 7{,}980$

$$d = 0.27\sqrt{\frac{7{,}980}{1.00}} = 24.1 + 5 = 29.1 \text{ cm}$$

$$d = 0.27\sqrt{\frac{6{,}500}{1.00}} = 21.7 + 5 = 26.7 \text{ cm.}$$

vemos que la dimensión también está correcta para los demas tramos ya que de presentarse una fuerte discrepancia en las dimenciones nos veriamos obligados a disminuir el espesor de la loza y a emplear acero de compresión en el primer tramo; lo cual en nuestro caso no es aconsejable.

D.- Cálculo de las Areas de Acero y Disposición de la Armadura.- apartir de los Momentos se calculó las Areas de Aceró

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{1400 \cdot 0.875\, d} = \frac{M}{1225 \cdot d}$$

Tramo AB $\qquad d = 30 - 5 = 25$ cm

Máximo positivo:

$$+A_s = \frac{8{,}900 \times 100}{1225 \times 25} = 29 \text{ cm}^2$$

Max Neg:

$$-A_s = \frac{8910 \times 100}{1225 \times 25} = 29 \text{ cm}^2$$

Tramo BC

Max positivo $+A_s = \dfrac{6{,}200 \times 100}{1225 \times 25} = 20.20 \text{ cm}^2$

Max negativo $-A_s = \dfrac{7200 \times 100}{1225 \times 25} = 23.5 \text{ cm}^2$

Tramo CD

Max Positivo $+A_s = \dfrac{6{,}500}{1225 \times 25} = 22.1 \text{ cm}^2$

Max Negativo $-A_s = \dfrac{8000}{1225 \times 25} = 26.2 \text{ cm}^2$

Acero de temperatura

$$A_{s\,tem} = 0.001\, bd$$
$$= 0.001 \cdot 100 \cdot 30 = 3 \text{ cm}^2$$
$$= 0.001 \times 100 \cdot 25 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Acero de repartición.- Por reglamento es un porcentaje del acero positivo

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 L}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \cdot 6.25}} = 22.1\%$$

para el primer tramo tendremos:

$$As_{repart.} = \frac{29 \cdot 22.1}{100} = 6.40 cm^2$$

para los demás tramos

$$As_{repart.} = 22.25 \cdot 0.221 = 4.90 cm^2$$

I.- Armadura.- En primer lugar vamos a tener que como la loza va empotrada en sus apoyos, los cuales están constituidos por viguetas transverzales el acero de temperatura se sumó al acero principal; esto para el acero de temperatura que se coloca en el sentido del tránsito para el acero que se coloca en sentido normal se colocó unicamente acero de temperatura en la capa superior en toda la loza; en la capa inferior se colocó unicamente en ciertas zonas: por la siguiente razón:
Siendo el acero de repartición mayor que el acero de temperatura este se suprime pero como el acero de temperatura) repartición es un porcentaje del acero positivo y variando este último proporcionalmente al Momento, logicamente el acero de repartición tambien debe variar, ir disminuyendo, pero teniendo un límite inferior que es el Acero de temperatura, ya que la loza de todas maneras llevará Acero de temperatura en cada capa y en cada sentido es por esta razón que el Acero de repartición se disminuyo, reemplazándolo por el Acero de temperatura conforme podemos apreciar en el plano de la Armadura de la Loza; la longitud a partir de la cual comienza el reemplazo se determina en el Diagrama de Envolvente de Momentos.

Acero principal.- agregando las areas de acero de temperatura tendremos:

Tramo AB

$+As = 29 + 2.5 = 31.5 \, cm^2 \rightarrow \phi\, 3/4 \;\; @ \, 9.00 \, cm$

$-As = 29 + 2.5 = 31.5 \, cm^2 \rightarrow \phi\, 3/4 \;\; @ \, 9.00 \, cm$

Demas tramos

$+As = 22.1 + 2.5 = 24.5 \, cm^2 \rightarrow \phi\, 3/4 + \phi\, 1/2 \, @ \, 16$

$-As = 26.2 + 2.5 = 28.7 \, cm^2 \rightarrow \phi\, 3/4 + \phi\, 5/8 \, @ \, 16$

Doblado.- El doblado se efectuó en la sgte. forma para el 1º tramo del acero positivo se dobló la cuarta parte primero y después otra cuarta parte al acero negativo en total se dobló la mitad la otra mitad se pasó al apoyo en formas de varillas rectas. Para el acero negativo se tuvo lo siguiente: como del positivo viene la mitad del area de acero la otra mitad se completó mediante bastones. Para los demas tramos en el positivo se dobló el fierro de 3/4 de manera de embalmar con el ϕ3/4 que viene del negativo los fierros de 1/2 van en forma de varillas rectas a todo lo largo de la loza salvo en los tramos extremos donde van varillas de 3/4; en el negativo las barras de 3/4 fueron completadas mediante bastones de 5/8 los cuales van embalmados en toda la loza constituyendo una varilla única.

Cabe advertir que los embalmes han sido hechos en los puntos de Esfuerzos mínimos asi para el acero positivo los barras rectas se embalmaron a plomo con los apoyos: para el acero negativo se embalmaron en los puntos centrales de cada tramo los barras dobladas se embalmaron en los puntos de Inflexión aproximadamente esto se hizo siguiendo una recomendación que da la AASHO en su reglamento para puentes.

Acero de repartición.-

$1º \text{ tramo } As = 6.40 \, cm^2 \rightarrow \phi\, 1/2 \, @ \, 20$

Demostramos

$$A_s = 4.90 cm^2 \longrightarrow \phi\ 1/2 @ 25$$

Como se explicó en páginas anteriores este va en una cierta longitud siendo reemplazado por el Acero de Temperatura.

Acero de Temperatura.- Para toda la loza el Acero de Temperatura es igual a:

$$A_s = 2.5 cm^2 \longrightarrow 3/8 @ 25$$

va colocado en la sgte. manera

Capa Inferior sentido del tránsito no se colocó pues el Acero principal tomo los esfuerzos; sentido transversal se colocó únicamente en ciertas zonas.

Capa Superior sentido del tránsito no se colocó pues el Acero Negativo tomo los esfuerzos; sentido transversal se colocó a lo largo de la loza; de esta manera se efectuó el doblado conforme puede apreciarse en el plano respectivo.

De esta manera se terminó todo lo concerniente al cálculo de la loza de tránsito pasando a estudiar la loza-vereda

1.- Envolvente Momentos de Sobrecarga.-

Loza vereda.- Por especificaciones reglamentarias las veredas de un puente se calculan para una sobrecarga de peatones igual a 400 kgs/ml. Tratándose de una carga uniformemente repartida: se cargó de la siguiente manera: dos tramos contiguos al apoyo y alternadamente los siguientes; esto para el Momento Max Negativo; para el Max Positivo se cargó alternadamente; para las L. de I. de los apoyos para los puntos intermedios se cargó en la forma que indique cada diagrama; hallándose las areas de cada curva y multiplicándose por q = carga por metro lineal de acuerdo a la fórmula siguiente.

$$P = q \int_{x_0}^{x_1} p\,dx$$

Los valores se tabularon y se encuentran contenidos en la tabla siguiente:

Tabla Momentos de Sobrecarga

	+M	−M		+M	−M
A	0	0	D	432	1710
1/5l	1090	156	1/5l	655	605
2/5l	1550	310	2/5l	1260	604
3/5l	1405	460	3/5l	1308	610
4/5l	635	608	4/5l	628	624
B	210	1835	E	456	1750
1/5l	488	752	1/5l	650	610
2/5l	1170	709	2/5l	1230	605
3/5l	1205	855	3/5l	1310	606
4/5l	620	600	4/5l	620	625
C	486	1675	F	450	1750

Momentos en kilogramos metros.

Con los valores anteriores se construyó el Diagrama de Envolvente de Mo. de S/C. en este caso tratándose de peatones no se consideró Impacto.

2.- Envolvente Momentos de Peso Propio.-

Loza vereda.- Siguiendo el mismo proceso se determinaron los Momentos en los Apoyos aprovechando los coeficientes anteriores:

Momento de Empotramiento $= M = \frac{1}{12} wl^2 =$

$$W = 0.20 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 2.400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{1}{12} \cdot 480 \cdot \overline{6.25}^2 = 1365 \text{ kg-m}$$

Momentos en los Apoyos

$M_A = 0$

$M_B = \frac{81}{64} M = \frac{81}{64} \cdot 1365 = 1730$ kg-m

$M_C = \frac{119}{128} M = \frac{119}{128} \cdot 1365 = 1270$ "

$M_D = \frac{65}{64} M = \frac{65}{64} \cdot 1365 = 1385$ "

$M_F = \frac{255}{256} M = \frac{255}{256} \cdot 1365 = 1360$ "

$M_G = M = 1365$ kg-m

Momentos Isostáticos

para $x = 1/5l$ $\quad M = \frac{2}{25} wl^2 = \frac{2}{25} \cdot 420 \cdot \overline{6.25}^2 = 1310$ kg-m para $x = 2/5\,l$ $\quad M = \frac{3}{25} w l^2 = \frac{3}{25} \cdot 420 \cdot \overline{6.25}^2 = 1970\ \text{k-m}$

$x = l/2$ $\quad M_{max} = \frac{1}{8} w l^2 = \frac{1}{8} \cdot 420 \cdot \overline{6.25}^2 = 2050\ \text{k-m}$

Con estos valores se construyó la parábola de Momentos Isostáticos corrigiéndose después mediante los Momentos hallados en los Apoyos

3.- Envolvente de Momentos totales.- Se obtuvo apartir de los 2 diagramas anteriores sumando ordenadas positivas y negativas de manera de encontrar los Máximos; así se encontraron los Maximo-Maximorum los cuales se producen en el 1º tramo

s/c + p.p.

$+M_{max} = 1550 + 1300 = 2850$ kg-m

$-M_{max} = 1730 + 1830 = 3{,}560$ kg-m

C.- Cálculo de las Secciones Asumidas - Chequeo.- Tramo A-B

$$d = 0.27 \sqrt{\frac{M}{b}} \qquad M = 3560 \text{ kg-m} \quad b = 1.00 \text{ m}$$

$$d = 0.27 \sqrt{\frac{3560}{1.00}} = 16.1 + 5 = 21.1 \text{ cms}$$

para los demas tramos tendriemos:

Tramo BC

$+M = 3{,}100$ $\quad d = 0.27 \sqrt{\frac{3{,}100}{1.00}} = 15 + 5 = 20$ cms

$-M = 3{,}100$

Vemos que el espesor asumido está correcto y nose justifica una disminución.

4.- Cálculo Areas de Acero.- $A_s = \frac{M}{1225\, d}$

tramo BA.-

$(+)\ A_s = \frac{2850 \cdot 100}{1225 \cdot 15} = 15.5\ cm^2$ $\qquad d = 20 - 5 = 15$ cm

$(-)\ A_s = \frac{3560 \cdot 100}{1225 \cdot 15} = 19.4\ cm^2$

demás tramos

$(+)\ A_s = \frac{2000 \cdot 100}{1225 \cdot 15} = 10.90\ cm^2$

$(-)\ A_s = \frac{3100 \cdot 100}{1225 \cdot 15} = 16.80\ cm^2$

Acero de repartición.- % = 22.10 As positivo

Tramo AB

$As = 0.221 \times 15.5 = 3.43 cm^2$

otros tramos

$As = 0.221 \times 10.90 = 2.41 cm^2$

Acero de Temperatura

$As = 0.001 bd = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 cm^2$

Como en el caso anterior el acero de temperatura se agregaron al acero principal obteniéndose los siguientes valores:

(+) $As = 15.5 + 1.5 = 17 cm^2$

(-) $As = 19.4 + 1.5 = 20.90 cm^2$

(+) $As = 10.90 + 1.5 = 12.40 cm^2$

(-) $As = 16.80 + 1.5 = 18.30$ "

E.- Armadura. - Con las areas de acero anteriores se procedió a determinar las barras necesarias según el diámetro

Acero principal

(+) $As = 17 cm^2 \rightarrow \phi 5/8 + \phi 1/2$ @ 21 c/u @ 10

(-) $As = 20.9 cm^2 \rightarrow \phi 5/8$ @ 10

(+) $As = 12.40 \rightarrow \phi 1/2$ @ 10,

(-) $As = 18.3 \rightarrow \phi 5/8 + \phi 1/2$ @ 10 c/u.

Doblado.— El doblado se efectuó de la sgte manera para el tramo inicial AB se dobló la barra de 5/8 del positivo, siendo las otras barras de 1/2 rectas; se extienden a lo largo de toda la loza; para el negativo se completó con bastones de 5/8 ya que del positivo viene una varilla de 5/8; para los demás tramos vamos a tener lo siguiente: del acero positivo se dobló la mitad la otra mitad quedó constituida por barras rectas de 1/2; en el negativo se colocaron barras de 5/8 que empalman con las anteriores constituyendo una sola unidad.

Acero de repartición. - Va colocado unicamente en la Capa Inferior y en ciertas zonas siendo reemplazado por el Acero de temperatura según se explicó anteriormente:

1º Tramo As repart. $= 3.43 cm^2 \rightarrow \phi 3/8$ @ 20

Demás tramos $As = 2.41 cm^2 \rightarrow \phi 3/8$ @ 25

Acero de Temperatura.- Va colocado en la Capa Inferior y sentido transversal al tránsito y en ciertas zonas reemplazando al Acero de repartición. En la capa superior y colocado en sentido transversal a todo lo largo de la loza. En sentido del tránsito no se colocó en ninguna capa. Por cuanto el acero Principal absorbe todos los esfuerzos debidos a la temperatura

$$A_s = 1.5\ cm^2 \longrightarrow \phi\ 1/4\ @\ 25\ cms$$

F.- Calculos Auxiliares.- Momento remanente.- Cuando las ruedas del tren de cargas se pega al sardinel se produce un momento remanente; debido a que en ese punto termina el ancho efectivo de la loza de tránsito. Como un motivo de chequeo para averiguar si la Loza-Vereda puede tomar el Momento remanente es que se hizo el presente cálculo.-

Valor mínimo que da la AASHO.

$$M = 0.1\ PL.$$

$$M = 0.1 \times 7{,}250 \times 1.3 \times 6.25 = 5{,}900\ kg\text{-}m.$$

M_o peso propio de la loza $= 1{,}500$

$7{,}400$

Averiguamos que altura es necesaria para sastifacer este Momento:

$$d = 0.27\sqrt{\frac{7{,}400}{1.75}} = 17.5$$

$$h = 17.5 + 4 = 21.5$$

como se tiene una altura de loza = 20 cms perfectamente puede resistir ésta al Mo. remanente que se produzca

Con esto se termina prácticamente el cálculo de la Loza.

4º BOMBEO.- Por Reglamento a la Loza se le dió un bombeo en su sección transversal igual al 1% del ancho entre sardineles y la curva que adopta la rasante es una parábola normal

5º DRENAGUE.- El desague de la loza se preveyó mediante tubos de 3½ colocados a 6.25 c/u. estas dimensiones están de acuerdo a los especificaciones que da el Ministerio de Fomento en su reglamento para la construcción de Puentes.

6º JUNTAS DE DILATACION.- No se consideraron para la Loza juntas de dilatación como paso a demostrar; considerando una variación de temperatura = 20° o sea que $\Delta T = 20°$.

Siendo el concreto Armado un material Mixto compuesto de Acero y Concreto los esfuerzos de temperatura serán absorbidos por ambos materiales:

Como son diferentes los coeficientes de dilatación para el Acero y el Concreto tendremos: para un aumento de temperatura el acero estará en compresión y el concreto en tensión esto debido a que $\alpha_s > \alpha_c$ y ya que los alargamientos son iguales tanto como para el concreto que como para el acero. en caso de una disminución de temperatura ocurrirá todo lo contrario.

de acuerdo a la ley de Hooke:

$$(\alpha_s - \alpha_c)\Delta T = \frac{f_c}{E_c} + \frac{f_s}{E_s}$$

por otra parte $f_s A_s = f_c A_c$

o $f_c(1-p) = f_s p$

Reemplazando tendremos:

$$f_s = (\alpha_s - \alpha_c)\Delta t E_s \frac{1-p}{1+(n-1)p}$$

$$f_c = (\alpha_s - \alpha_c)\Delta t E_c \frac{np}{1+(n-1)p}$$

Mediante estas fórmulas podemos calcular las fatigas que se producen en el Acero y en el concreto debido a los cambios de temperatura

reemplazando:

$p \doteq 0.01$ (aproximadamente)

$n = 10$

$\alpha_s = 1.25 \times 10^{-5}$ $\quad E_s = 2.1 \times 10^6$

$\alpha_c = 10^{-5}$ $\quad E_c = 2.1 \times 10^5$

$\Delta t = 20°$

$$f_c = (1.25 \cdot 10^{-5} - 10^{-5}) \cdot 20 \cdot 2.1 \cdot 10^{5} \frac{10 \cdot 0.01}{1+(10-1) \cdot 0.01}$$

$$f_c = 0.97 \ kg/cm^2$$

$$f_s = (1.25 \cdot 10^{-5} - 10^{-5}) \cdot 20 \cdot 2.1 \cdot 10^{6} \frac{1 - 0.01}{1+(10-1) \cdot 0.01}$$

$$f_s = 95 \ kg/cm^2$$

Enseguida se pasó a demostrar si el concreto puede soportar las fatigas anteriores:

Cuando ocurre un aumento de temperatura el concreto trabaja a tracción; convirtiendose la loza en un elemento que trabaja a tracción axial por la fatiga que tenemos se ve que esta es muy pequeña y que perfectamente la puede absorber el concreto si precisara de armadura se necesitaria una cuantia del orden sgte.

$$p = \frac{f_c}{f_s}(1-p) \qquad \frac{p}{1-p} = \frac{f_c}{f_s} = \frac{0.97}{1400} = 0.00068$$

$p \simeq 0.007$ vemos que esta es muy pequeña y que es completamente absorbida por la armadura de la loza cuya cuantía es del orden del 1%

Cuando hay una caida de temperatura la loza y en general el concreto comienza a trabajar a compresión; dado a que el concreto es un material que trabaja a la compresión perfectamente puede absorber la pequeña fatiga que se tiene.

Otra razon por la cual no se ha considerado juntas de dilatación es porque la loza va armada en el sentido del tránsito

—CAPITULO III—

—VIGAS TRANSVERZALES—

1º GENERALIDADES.—

Como se expuso en el Capitulo I; las vigas transverzales son elementos isostáticos que cumplen con la función de servir de apoyo a la Loza, entregando la carga que recibe de esta a un par de columnas; en otras palabras es un elemento de transicción permite concentrar la carga repartida de la Loza en 2 puntos que son las columnas. Es un elemento isostático por cuanto la viga se apoya en un par de columnas; siendo un apoyo articulado; no monolitico; el totulado se hizo con el fin de que el Arco no adsorba Momentos de Sobrecarga ni de peso propio; en caso contrario daría lugar a la aparición en el Arco de Momentos de Torsión para los cuales no está previsto el Arco.

2º DISEÑO —

El tipo de viga que se escogió es la formada por un tramo central simplemente apoyado y con 2 tramos en voladizo a cada lado; lo cual presenta la ventaja de crear Momentos Negativos los cuales a su vez disminuyen el Mo. Positivo en el tramo central; siendo el diseño mas económico cuando se tiene que $+M_{max} = -M_{max}$ en nuestro caso estando el tablero superior a la viga se debe cumplir la siguiente relación

$$\frac{+M_{max}}{-M_{max}} = \frac{\text{Mo. resistente en la viga T}}{\text{Mo resistente viga Rectangu.}}$$

ya que en el tramo central la viga va a actuar como una viga T debido a su empotramiento en la loza; lo cual permite que la Loza tambien tome las compresiones. Elegido el tipo de viga se pasó a determinar

CAPITULO III

VIGAS TRANSVERZALES

1º GENERALIDADES.— Como se expuso en el Capitulo I; las vigas transverzales son elementos isostáticos que cumplen con la función de servir de apoyo a la Loza, entregando la carga que recibe de esta a un par de columnas; en otras palabras es un elemento de transicción permite concentrar la carga repartida de la Loza en 2 puntos que son las columnas. Es un elemento isostático por cuanto la viga se apoya en un par de columnas; siendo un apoyo articulado; no monolitico; el rotulado se hizo con el fin de que el Arco no absorba Momentos de Sobrecarga ni de peso propio; en caso contrario daría lugar a la aparición en el Arco de Momentos de Torsión para los cuales no está previsto el Arco.

2º DISEÑO — El tipo de viga que se escogió es la formada por un tramo central simplemente apoyado y con 2 tramos en voladizo a cada lado; lo cual presenta la ventaja de crear Momentos Negativos los cuales a su vez disminuyen el Mo. Positivo en el tramo central; siendo el diseño mas económico cuando se tiene que $+M_{max} = -M_{max}$ en nuestro caso estando el tablero superior a la viga se debe cumplir la siguiente relación

$$\frac{+M_{max}}{-M_{max}} = \frac{\text{Mo. resistente en la viga T}}{\text{Mo resistente viga Rectangu.}}$$

ya que en el tramo central la viga va a actuar como una viga T debido a su embotamiento en la loza; lo cual permite que la Loza tambien tome las compresiones. Elegido el tipo de viga se pasó a determinar la longitud del tramo central y de los voladizos; en nuestro caso siendo el tablero superior el tramo central va a trabajar como una viga T es de procurar darle una luz adecuada de manera que con la longitud del ala permitida por las especificaciones adsorba el Mo. Positivo; dada la gran cantidad de variables que intervienen en el diseño; se siguen recomendaciones prácticas: para el tramo central se adoptó una longitud = L/2 y para los voladizos = L/4 siendo L = ancho total de la loza de acuerdo con estos valores tendremos para el tramo central una Luz igual:

$$\text{Luz tramo central} = L_c = \frac{11.50}{2} = 5.75 \simeq 6.00$$

$$\text{tramos cantilever} = L_v = \frac{11.50 - 6.00}{2} = 2.75\,m$$

El tramo en cantilever irá acartelado, no así el tramo central donde se justifica el acartelamiento debido a la pequeña luz del tramo.

<u>Dimensionamiento</u>.- Ancho de la base de la viga se asumió en 0.60; la razón porque se adoptó esta medida fue porque a los columnas se les asumió una sección cuadrada de 0.60.0.60; para evitar que el ancho de la viga sobresalga osea mas corto que el lado de la columna se le dió a la viga un ancho de 0.60 por razones estéticas. Peralte. en cuando al peralte de la viga se asumió este en 0.70 m. sin ningún criterio definido ni científico ni empírico; simplemente se dió esa dimensión como un primer tanteo.

<u>**3º BARANDA**</u>.- Cabe Mencionar en este capítulo a la baranda del puente en primer lugar, porque la baranda es una prolongación de la viga, formando con ésta un conjunto monolítico. En esencia la baranda está constituida por postes de C. A.

que como se dijo líneas arriba es una continuación de las vigas; sobre estos postes de Co.Ao se apoyan tubos de fierro fundido de 2"; el número de tubos es de, 4 estando espaciados a 23 cm centro a centro; la elección de una baranda constituida por tubos de fo.fdo. se hizo teniendo en consideración que toda una estructura de Concreto Armado se ve monótona y aveces tosca dada las gran secciones; con el fin de romper esta monotonía es que se introdujo un nuevo material en el puente como son tubos de fierro que gracias a su pequeño diámetro hacen que todo el conjunto del puente se vea mucho más esbelto.

Los detalles para la viga y la baranda se encuentran en los planos de construcción respectivos.

4º CALCULO DE LAS VIGAS.-- Comprende los siguientes pasos:

A.- Cálculo de las Envolventes de Mo.
B.- Cálculo de las Envolventes de Esfuerzos Cortantes.
C.- Chequeo de las Secciones Asumidas
E.- Cálculo de las Areas de Acero
F.- Armadura

Tratándose de un elemento isostático se entró de frente al cálculo de las Envolventes antes que encontrar las líneas de Influencia para los Apoyos y puntos Intermedios.
Cabe destacar que las vigas se han clasificado en 2 tipos para los efectos de su cálculo: Vigas Interiores y Vigas Exteriores que en número de 2, se encuentran en los accesos al puente; se hizo esta clasificación teniendo en cuenta que las vigas Exteriores soportan menos carga que las Interiores pudiéndose reducir sus dimensiones o el Area de Acero como se verá

1.- Envolvente de Momentos.- Viga Interior

comprende:

1.- Envolvente M_o de Peso Propio
2.- Envolvente M_o de Sobrecarga
3.- Envolvente total de Momentos.

1.- Envolvente M_o de Peso Propio.- Vamos a tener Momentos Negativos en el Voladizo y Momentos Positivos en el tramo central; comenzando por el voladizo tendremos en primer lugar el cálculo de las cargas seguido por el cálculo de los Momentos

Tramo cantilever.- Cálculo de los Momentos

a.- Postes de la Baranda.- tratándose de un tronco de cono su volumen vendrá dado por la siguiente fórmula

$$V = \frac{h}{3}\left(B + B' + \sqrt{BB'}\right)$$

$h = 1.00$ $\qquad V = \frac{1.00}{3}\left(0.100 + 0.180 + \sqrt{0.100 \cdot 0.180}\right)$

$B = 0.25 \cdot 0.40 = 0.100$

$B' = 0.60 \cdot 0.45 = 0.180$ $\qquad = 0.177\ m^3$

Peso $= 0.177 \cdot 2.400 = 425$ kgs

como actúa aproximadamente a 2.75 del apoyo el Momento que produce esta carga será

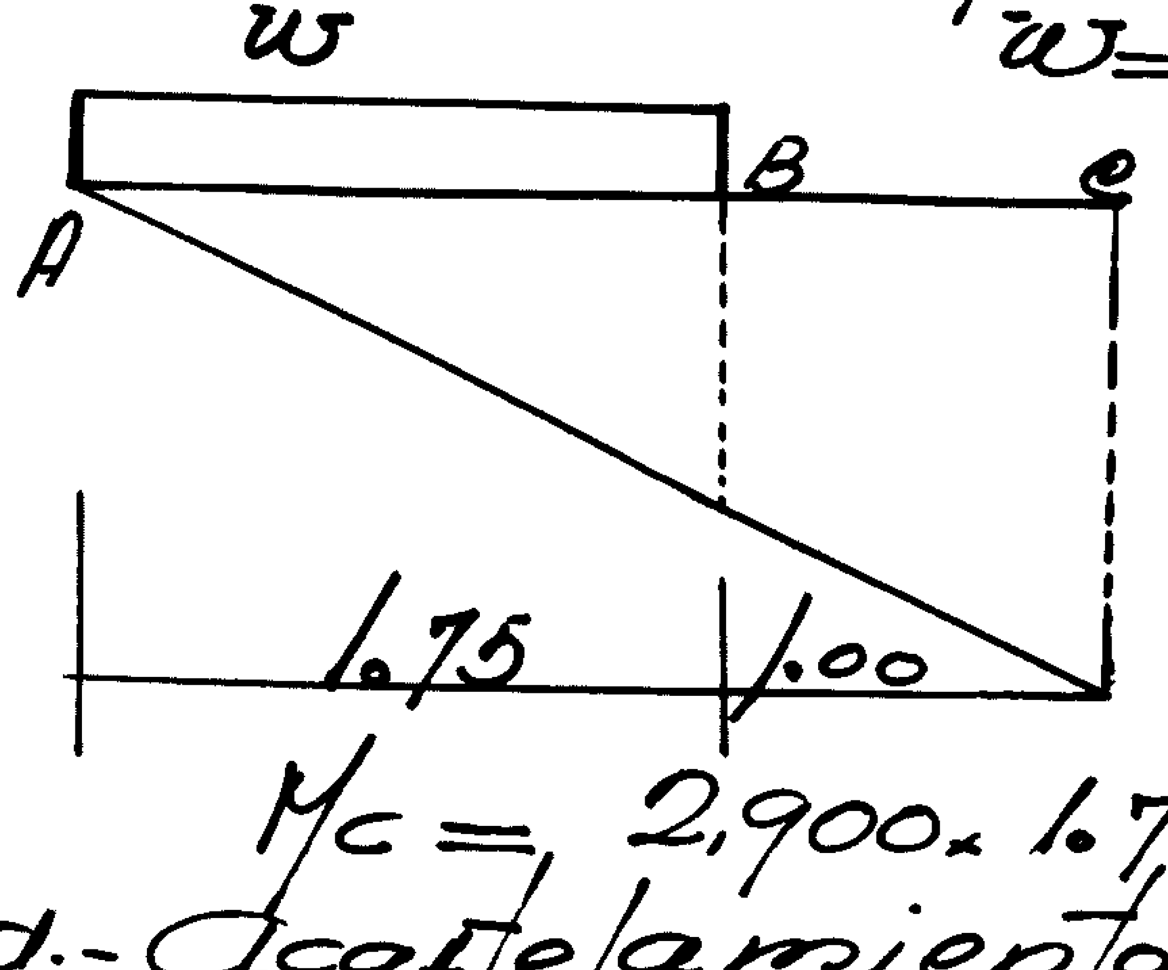
$$M_o = 425 \cdot 2.75 = -1{,}170 \text{ kg-m}$$

b.- Baranda.- formada por 4 tubos de fierro fundido de 6.25 m de longitud con un diámetro de 2" y con peso cada uno de 50 kgs (Estimado) Peso $= 4 \cdot 50 = 200$ kgs

actúan a 2.75

$$M_o = 200 \cdot 2.75 = -550 \text{ kg-m}$$

c.- Loza vereda.- peso por m lineal



$w = 6.25 \cdot 1.00 \cdot 0.20 \cdot 2.400 = 2{,}900$ kg/m

tramo AB

$$M = \frac{wx^2}{2} = 2900\frac{x^2}{2}$$

$x = 0 \qquad M = 0$

$x = 1.75 \qquad M_B = -4{,}450$ kg-m

$$M_c = 2{,}900 \cdot 1.75 \cdot 1.85 = -9{,}250 \text{ kg-m}$$

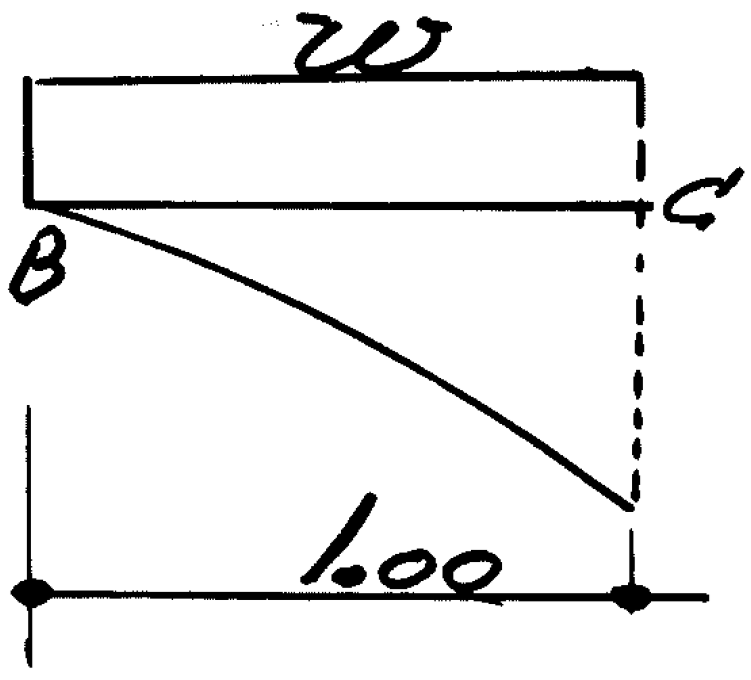
d.- Acartelamiento de la Loza de tránsito.

Peso $= \frac{1}{2} \cdot 0.30^2 \cdot 6.25 \cdot 2400 = 675$ kgs

actúa @ 1.10

Momento $= 675 \cdot 1.10 = -745$ kg-m

e.- Loza de tránsito.- peso por metro lineal = w



$w = 0.30 \times 5.65 \times 2{,}400 \times 1.00 = 4060$

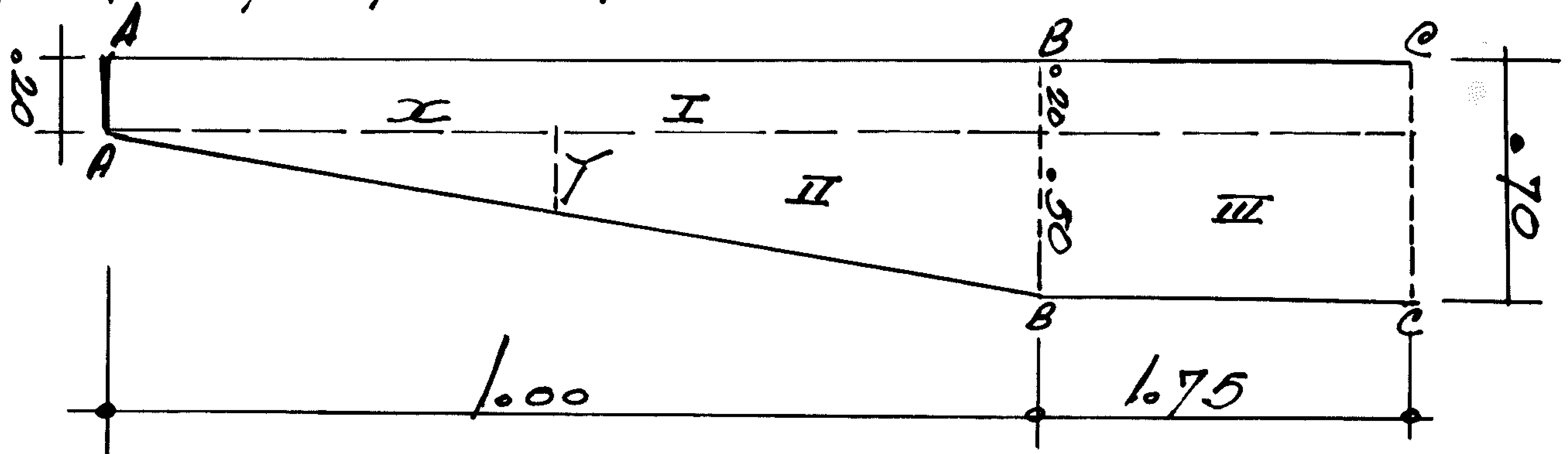
asfalto $= 0.05 \times 1.00 \times 6.25 \times 2{,}000 = \underline{625}$

4685

$M = -\dfrac{wx^2}{2}$ $\quad x = 0 \quad M_B = 0$

$x = 1.00 \quad M_C = -2342$ kg-m

f.- Peso propio Viga.-



Para el cálculo de los Momentos de peso propio de la viga se dividió ésta en 3 partes: I, II y III

parte I $\quad M_I = -\dfrac{wx^2}{2}$; $w = 0.60 \times 0.20 \times 2{,}400 \times 1 = 288$

$$M_I = -\frac{288}{2} w^2 = -144x^2$$

parte II $\quad M_{II_x} = \dfrac{1}{2} \times x \times y \times 0.60 \times 2.400 \times \dfrac{x}{3} = -240x^2 y$

por semejanza de triángulos $y = \dfrac{0.50}{1.75}x$

$$M_{IIx} = -240 \times \frac{0.50}{1.75} x^3 = -68.5x^3$$

$M_{AB} = -144x^2 - 68.5x^3 \quad x = 0 \quad M_A = 0$

$x = 1.75 \quad M_{BB} = 798$ kg-m

tramo BC $\quad M_I = -144x^2 \quad x = 2.75 \quad M_{CC} = 1090$ kg-m

$M_{II} = -\dfrac{1}{2} \times 0.60 \times 1.75 \times 0.50 \times 2.400 \times 1.58$

$M_{CC} = -1000$ kg-m

$M_{III} = -\dfrac{wx^2}{2} \quad w = 0.60 \times 1.00 \times 0.50 \times 2{,}400$

$= 720$ kg/ml.

$M_{III} = -360x^2 \quad x = 1 \quad M_{CC} = -360$ kg-m

$$M_{CC} = -1090 - 1000 - 360 = -2.450 \text{ kg-m.}$$

Con esto concluye todos los Momentos Negativos en el voladizo nos faltaría ver únicamente el tramo Central.
Haciendo un resumen tendremos:

Seccion asumida para las Vigas Transversales como 1° Tanteo

a.- Momento debido a los postes-baranda = -1225 kg-m
b.- " " " " " baranda = 550 "
c.- " " " " a la Loza-vereda = 9,450 "
d.- " " " " al acartelamiento = 745 "
e.- " " " " a la Loza transito = 2.342 "
f.- " " " " " " viga = 2.450 "

Momento Negativo Total = 16.707 "

Tramo central.- Se halló primeramente el isostático corrigiendolo despues por el Momento hallado anteriormente en el apoyo

$$M_{max} = \frac{1}{8} w l^2$$

$$W = W_{viga} + W_{loza\ de\ tránsito}$$

$$W_{viga} = 0.60 \times 0.70 \times 1.00 \times 2,400 = 1010\ kg/ml.$$

$$W_{loza} = \underline{= 4685} \ "$$

$$W_{total} = 5695 \ "$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \cdot 5,695 \cdot \overline{6}^2 = 25,500\ kg\text{-}m$$

para construir la parábola

@ 1/5 L $M = 2/25 \times 5,695 \times 36 = 16,400$ kg-m

@ 2/5 L $M = 3/25 \times 5,695 \times 36 = 24,600$ "

Con esto se termina el calculo de la Envolvente de Momentos de Peso Propio.

2.- Envolvente Momentos de Sobrecarga

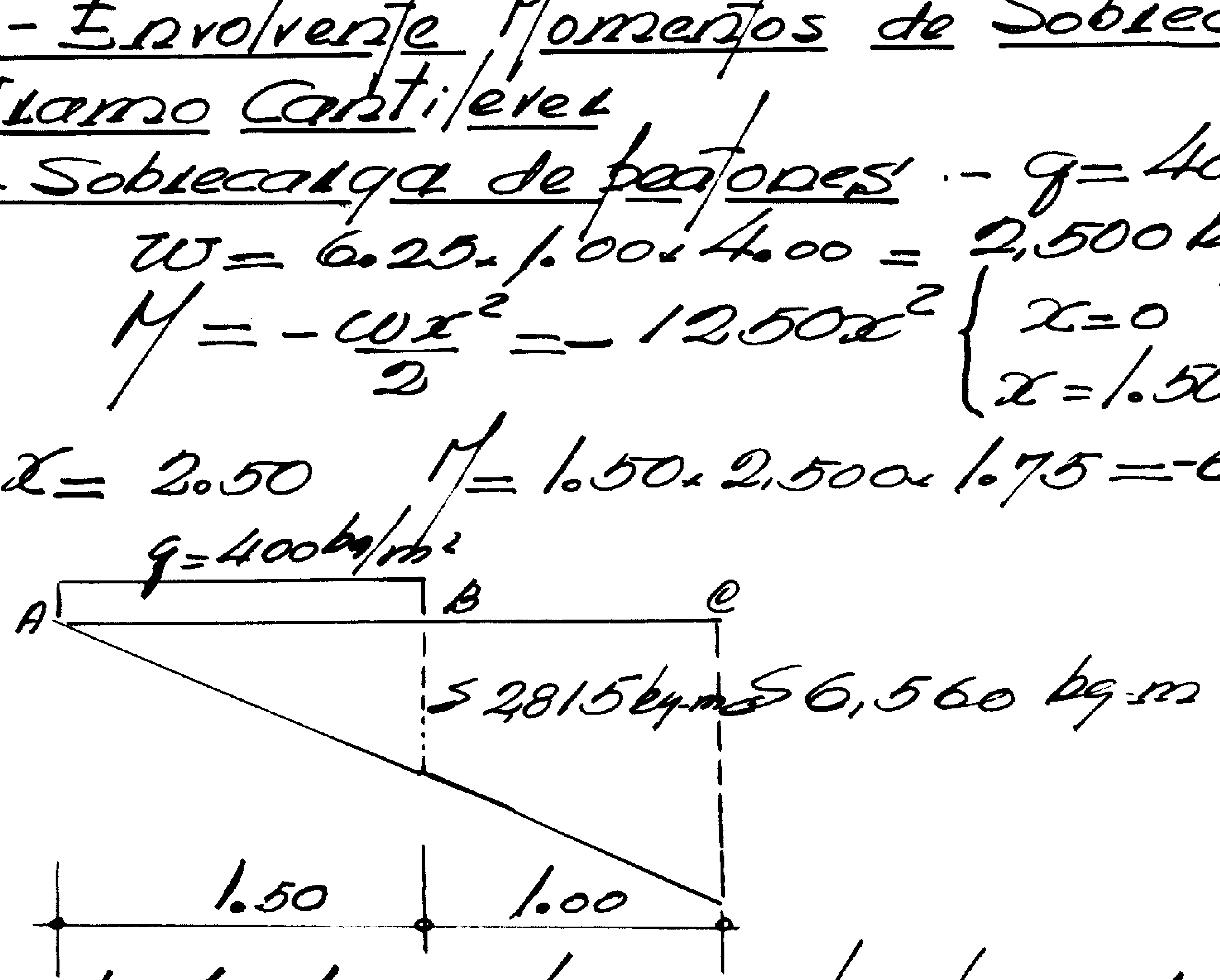
Tramo Cantilever

a.- Sobrecarga de peatones .- $q = 400\ kg/m^2$

$$W = 6.25 \times 1.00 \times 4.00 = 2,500\ kg/ml.$$

$$M = -\frac{wx^2}{2} = -1250 x^2 \left\{ \begin{array}{ll} x = 0 & M = 0 \\ x = 1.50 & M_B = -2,815. \end{array} \right.$$

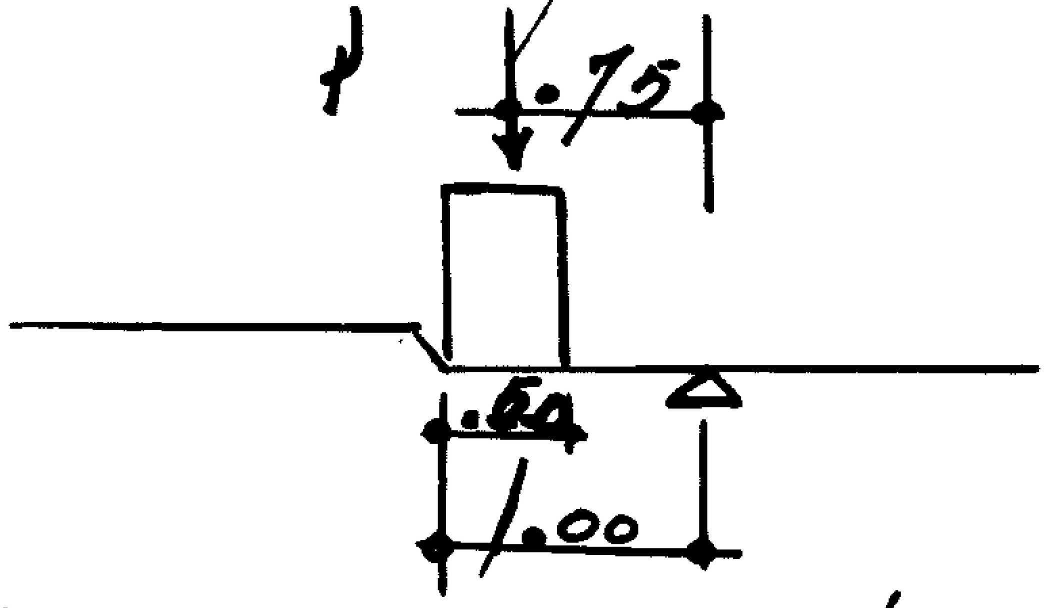
$x = 2.50$ $M = 1.50 \times 2.500 \times 1.75 = -6,560$ kg-m



b.- Vehículos actuan en la loza de tránsito

Para un voladizo la posición mas desfavorable se halla cargando lo mas alejado posible del apoyo ya que el Momento es proporcional al brazo de palanca.

En nuestro caso el Momento mas desfavorable se obtendrá pegando las ruedas del camión al sardinel de tal manera que vamos a tener

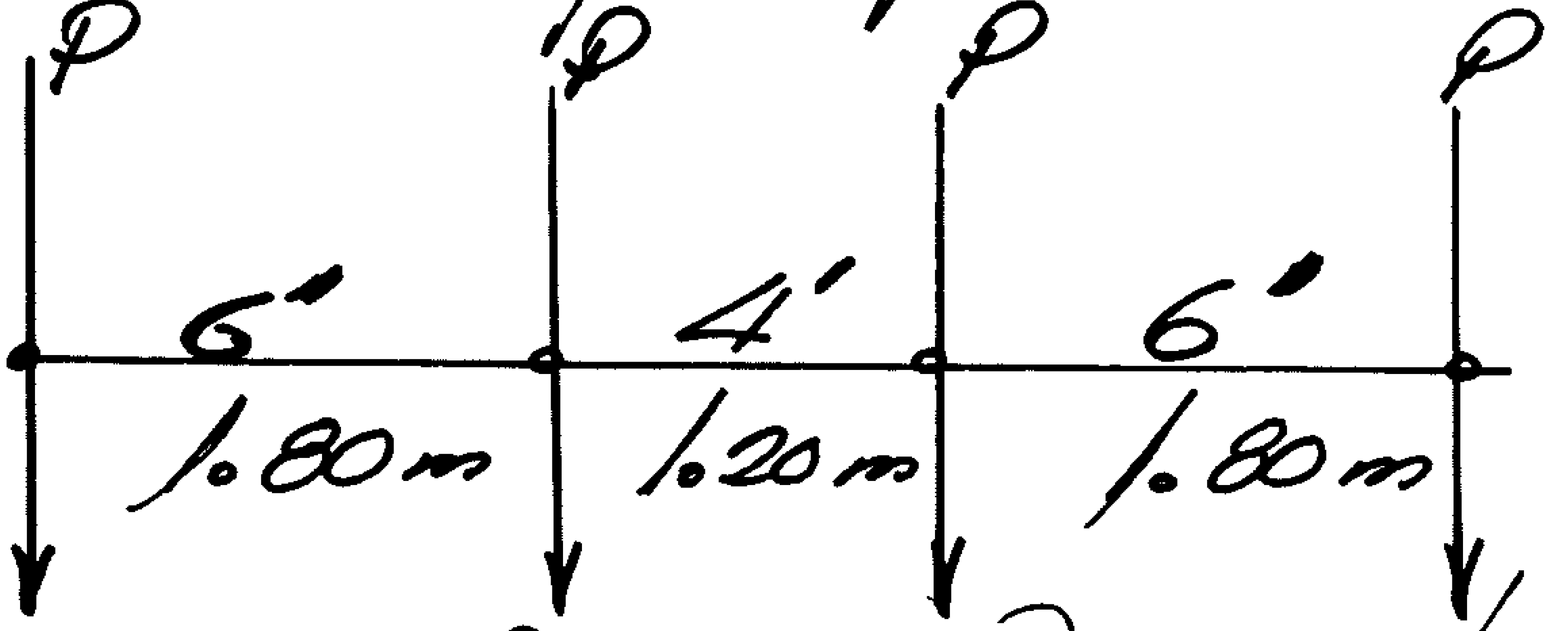


$M = 0.75\,P$

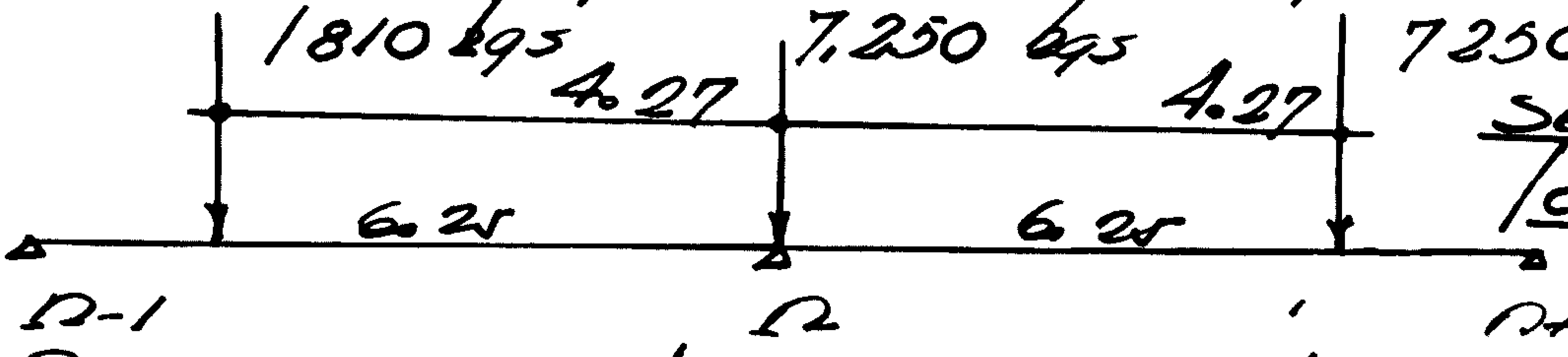
Después se verá cual es el valor de P.

Tramo Central.- Sobrecarga Vehículos

Siendo el puente de 2 vias se hizo correr, el siguiente tren de cargas por la sección transversal del puente.



El valor de las fuerzas P se determinó mediante un estudio de la concentración de cargas para la viga la cual se efectuó de la sgte manera. Cargué en la forma mas desfavorable



sentido longitudinal

Reacción isostática en el apoyo n

$$R = \frac{7250}{6.25}(1.00 + 1.98) + \frac{1810}{6.25} \times 1.98 =$$

$$= 10.220 \text{ kgs}$$

Considerando Impacto:

$$R = 10.220 \times 1.3 = 13.286 \text{ kgs}$$

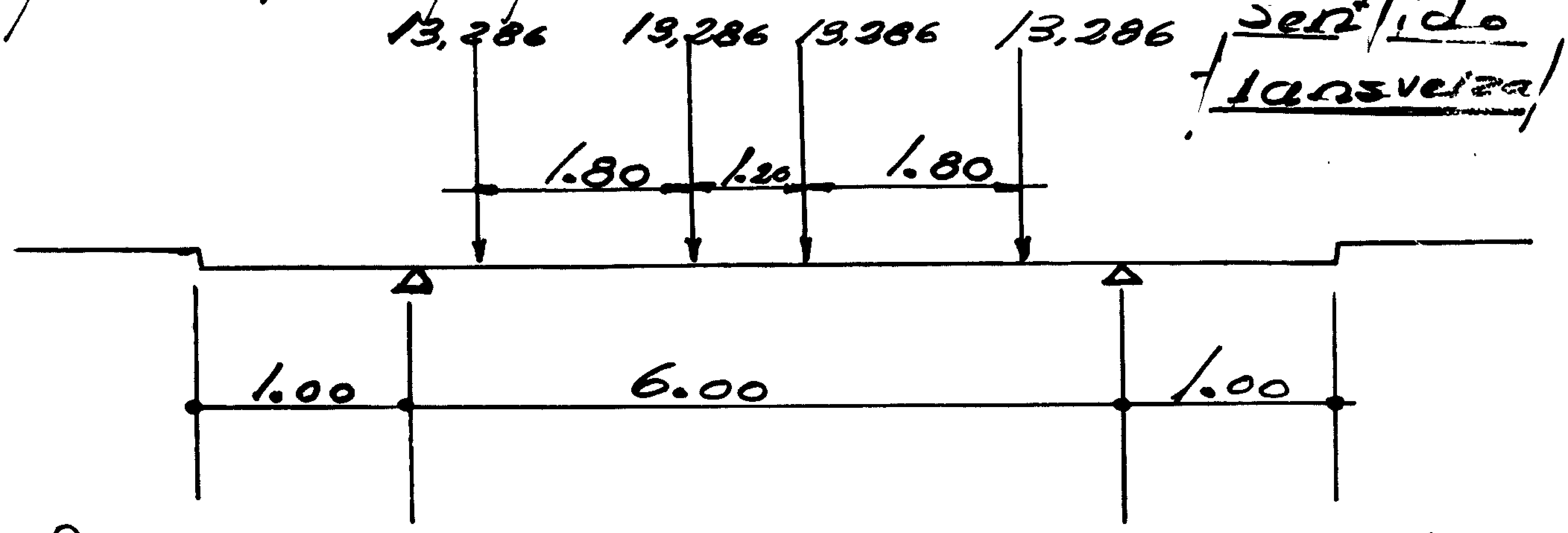
siendo la loza continua se hizo la corrección de la reacción en el apoyo "n" mediante la formulas

$$r_1 = \frac{M_n - M_{n-1}}{6.25}$$

$$r_2 = \frac{M_{n+1} - M_n}{6.25}$$

los momentos se tomaron de las L. de I. pero como las correcciones anteriores salen muy pequeñas comparadas con el valor de la s/c no se consideró; sale una corrección igual a + 50 kgs como vemos es muy pequeña por esta razón unicamente se consideraba para el cálculo: reacciones isostáticos

Resumiendo tendremos que por la losa de tránsito se hizo correr el sgte. tren de carga para los efectos del cálculo de la viga



Para encontrar la Envolvente de Momentos en el tramo central: se recurrió a un Método Gráfico el cual se encuentra ilustrado en el plano respectivo. (Se tomó del libro de O. Henkel "Estática Gráfica").

Para el tramo en cantilever

$$M = 0.75P = 0.75 \times 13.286 = 10,400 \text{ kg-m}$$

3º.- <u>Envolvente Total de Momentos</u>.- Haciendo las respectivas sumas algebraicas se obtuvo los siguientes valores máximos:

$$(-)\ M_{max} = 16,707 + 16,960 = 33.667 \text{ kg-m}$$

$$(+)\ M_{max} = \underset{p.p.}{8.793} + \underset{s.c.}{40,300} = 49.093 \text{ kg-m}$$

<u>B.- Chequeo de las secciones asumidas</u>

Primeramente se chequeó en el apoyo donde la viga trabaja como una viga <u>rectangular</u>

$$d = 0.27\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.27\sqrt{\frac{33,667}{0.60}} = 64$$

$$h = 64 + 5 = 69 \approx 70 \text{cms correcto}$$

chequeo en el tramo central aca la viga actua como una viga T tendremos:

$$+M = 49,093 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momento Remanente} = 49.093 - 33,667$$
$$= 15,426 \text{ kg-m}$$

este momento remanente será absorbido por las alas de la viga T

$$M_{remanente} = K_T (b - b') \bar{d}^2$$

En nuestro caso despejaremos el valor de b-b' para ver si está correcta la dimensión que se obtenga para la viga T de acuerdo a los valores especificados por la AASHO.

$$b-b' = \frac{M_{remanente}}{K_T\, d^2}$$

$$K_T = \frac{f_c}{2} \cdot \frac{t}{d}\left[2 - \frac{t}{bd} - \frac{t}{d} + \frac{3}{2b}\left(\frac{t}{d}\right)^2\right]$$

$f_c = 0.4 \cdot 210 = 84$ kg/cm²
t = espesor ala = 0.30 m
d = altura viga = 0.65 m
b = 0.375
b' = ancho del nervio

Reemplazando tendremos:

$$K_T = \frac{84}{2} \cdot \frac{30}{65}\left[2 - \frac{30}{0.375 \cdot 65} - \frac{30}{65} + \frac{2}{3 \cdot 0.375}\left(\frac{30}{65}\right)^2\right]$$

$$= 13.1 \text{ kg/cm}^2$$

luego $b-b' = \dfrac{15.426 \cdot 100}{13.1 \cdot 65^2} = 28$ cm

$$b = 60 + 28 = 88 \text{ cms}$$

Por reglamento:

$b \leq 1/4\, l = 1/4 \cdot 6.00 = 1.50$
$b \leq s = 6.25$
$b \leq 12t + b' = 12 \cdot 0.30 + 0.60 = 4.20$ mt.

vemos que el ancho del ala que hemos hallado es menor que el ancho dado por el reglamento

c.- Cálculo de las Areas de Acero

Acero Negativo

$$-A_s = \frac{38.667 \cdot 100}{1400 \cdot 0.875 \cdot 65} = 42.4 \text{ cm}^2$$

Acero Positivo.- Para calcular el Acero Positivo tenemos que agregar al acero anterior que es el acero que corresponde a una viga rectangular, el acero debido al Momento remanente considerando a la viga T.

$$+A_s = 42.4 \text{ cm}^2$$

$$+A_{s\,remanente} = \frac{f_c}{f_s} \cdot \frac{(b-b')(2bd-t)t}{2bd}$$

$$= \frac{84}{1400} \cdot \frac{28 \cdot (2 \cdot 0.375 \cdot 65 - 30)30}{2 \cdot 0.375 \cdot 65}$$

$$= 19.5 \text{ cm}^2$$

$+As_{total} = 42.4 + 19.5 = 61.9 cm^2$

J.- Armadura

Acero negativo $-As = 42.4 = 6\phi 1'' + 4\phi 7/8$
Acero positivo $+As = 61.9 = 12\phi 1''$

Doblado.- Según se muestra en la figura respectiva el doblado se efectuó de la sgte. manera: Del acero positivo compuesto por 12 varillas de 1'' se dobló la mitad o sea 6 las cuales se hicieron pasar al acero (positivo) negativo las otras 6 se hicieron pasar al apoyo en donde se anclaron. Cabe advertir que el acero se colocó en 2 capas tanto en el positivo como en el Negativo dado el gran número de barras. En el Negativo dado por $6\phi 1'' + 4\phi 7/8$ como vienen del positivo 6ϕ de 1'' se completó el area necesaria de acero con 4 varillas de 7/8 las cuales son rectas y se colocarán a todo lo largo de la viga ya que existen Momentos Negativos en los 3 tramos según podemos apreciar en la Envolvente de Momentos. La disposición exacta de la armadura puede apreciarse en el plano de Construcción respectivo

I.- Envolvente de Esfuerzos Cortantes

Como para el caso de Momentos comprende:
1.- Envolvente peso propio
2.- Envolvente sobrecarga
3.- Envolvente Total

1.- Envolvente de E.C. para peso propio.-

Tramo Cantilever.- El maximo E. de Corte ocurre en el apoyo teniendo como valor.

a.- Baranda + poste	Corte =	635 kgs
b.- Loza-vereda	" =	5070 "
c.- acartelamiento	" =	675 "
d.- Loza de transito	" =	4,685 "
e.- viga	" =	2,142 "
	Total =	13,197 "

los valores anteriores ya fueron calculados en la E.M. de Peso propio

Tramo Central .- El diagrama de corte siendo Ponderada Máxima en el apoyo

$(+)V_{max} = (-)V_{max} = \frac{1}{2} wl \quad w = 5{,}965 \frac{kg}{ml}$

$= 1/2 \times 5{,}965 \times 6 = 17{,}085 kgs$

2.- Envolvente E. Cortantes de Sobrecarga:-

Tramo Cantilever.-

s/c peatones: $q = 400 kg/m^2 \quad w = 2.500 kg/ml$.

$V = 2.500 \times 1.50 = 3750 kgs$

vehículos: se pegó el tren de cargas al sardinel

$V = 13.286 kgs.$

$V_{Total} = 13.286 + 3.750 = 17.036 kgs$

Tramo Central .- Para encontrar la Envolvente de Corte en el Tramo central se empleó el Método de Winkler el máximo valor está dado por la reacción en el apoyo

$R = V_{max} = \frac{P}{6.00}(1.20 + 3.00 + 4.20 + 6.00)$

$= 2.4\,P = 2.4 \times 13.286 = 31{,}800 kgs$

3.- Envolvente Total de E. Cortante.- Efectuada la suma algebraica se obtuvieron los sgtes. valores máximos.

Tramo cantilever $V = 13{,}197 + 17.036 = 30{,}233 kgs$

Tramo central $V = 17{,}085 + 31{,}800 = 48{,}885 kgs$

F.- Chequeo del Esfuerzo Cortante.-

$v = \frac{V_{max}}{bjd} = \frac{48{,}885}{60 \times 0.875 \times 65} = 14.30 \frac{kg}{cm^2}$

por reglamento el concreto admite $v_c = 0.3 f'c$

$v_c = 0.03 \times 210 = 6.3 kg/cm^2$

Como $v > v_c$ tenemos que recurrir al empleo de armadura transversal constituida por estribos

$V_c = v_c bjd = 6.3 \times 60 \times 0.875 \times 65 = 21{,}400 kgs$

$V_s = V - V_c = 48{,}885 - 21{,}400 = 27{,}485 kgs$

Empleando estribos de $\phi 1/2$ con 2 ramas

$S = \frac{a_s f_s j d}{V_s} = \frac{2 \times 1.26 \times 1.400 \times 0.875 \times 65}{27{,}485} = 7.25 cm$

1º estribo irá a $\frac{s}{2} = \frac{7.25}{2} \simeq 3 cms$

para los demás espaciamientos tendremos lo siguiente:

@ 10 $\quad Vs = \dfrac{200{,}000}{10} = 20{,}000$ kgs

@ 20 $\quad Vs = \dfrac{200{,}000}{20} = 10{,}000$ kgs

@ 30 $\quad Vs = \dfrac{200{,}000}{30} = 6{,}660$ kgs

@ 40 $\quad Vs = \dfrac{200{,}000}{40} = 5{,}000$ kgs

Con estos se entró a la envolvente de Momentos obteniéndose, los siguientes espaciamientos:

1º @ 3 ; 6 @ 10 ; 3 @ 20 ; 1 @ 30 ; y 1 @ 40 para extremo derecho o en el tramo cantilever se colocó 1 estribo @ 15 cm

6.- Chequeo a la Adherencia

para el Acero Negativo $\quad V = 48.883$ kgs

$$\Sigma o = \frac{V}{u\,j\,d} \qquad u = 0.06 f'_c = 12.6 \, kg/cm^2$$

$$\Sigma o = \frac{48.883}{12.6 \times 0.875 \times 65} = 68 \, cms$$

se tiene en el negativo $6\phi 1'' + 3\phi 7/8$
$\longrightarrow 6 \times 8 + 3 \times 7 = 69$ cms

lo que está correcto

para el acero positivo.- se calcula en el punto de inflexion el cual se encuentra a 30 cm del apoyo para este punto tendremos un esfuerzo cortante $= V = 45.000$

$$\Sigma o = \frac{45.000}{12.6 \times 0.875 \times 65} = 62.5 \, cm$$

se tienen en el positivo $12\phi 1'' \rightarrow 12 \times 8 = 96$ cms.
lo cual está correcto

en esta forma queda concluido el cálculo de las vigas inferiores unicamente queda por hacer una observacion: al hallar el ancho del ala de la viga T se pudo hallar que el b permisible = 1.50 m y el b hallado = 88 cm lo cual nos indica que la viga T no utiliza todo el ancho permisible sino unicamente 88 cm casi la mitad lo conveniente en este caso sería bajar o disminuir el peralte de la viga y aumentar la luz del tramo central; pero chequeando al corte vemos que el corte que

@ 10 $\quad Vs = \frac{200,000}{10} = 20,000$ kgs

@ 20 $\quad Vs = \frac{200,000}{20} = 10,000$ kgs

@ 30 $\quad Vs = \frac{200,000}{30} = 6,660$ kgs

@ 40 $\quad Vs = \frac{200,000}{40} = 5,000$ kgs

Con estos se entró a la envolvente de Momentos obteniéndose, los siguientes espaciamientos:

1º @ 3 ; 6 @ 10 ; 3 @ 20 ; 1 @ 30 ; y 1 @ 40

para extremo derecho o en el tramo cantilever, se colocó 1 estribo @ 15 cm

G.- Chequeo a la Adherencia

para el Acero Negativo $\quad V = 48.883$ kgs

$$\Sigma o = \frac{V}{u j d} \qquad u = 0.06 f'_c = 12.6 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\Sigma o = \frac{48.883}{12.6 \times 0.875 \times 65} = 68 cms$$

se tiene en el negativo $6\phi 1'' + 3\phi 7/8$

$\rightarrow 6 \times 8 + 3 \times 7 = 69 cms$

lo que está correcto

para el acero positivo .- se calcula en el punto de inflexión el cual se encuentra a 30 cm del apoyo para este punto tendremos un esfuerzo cortante = $V = 45.000$

$$\Sigma o = \frac{45.000}{12.6 \times 0.875 \times 65} = 62.5 cm$$

se tienen en el positivo $12\phi 1'' \rightarrow 12 \times 8 = 96 cms.$

lo cual está correcto

en esta forma queda concluido el cálculo de las vigas inferiores unicamente queda por hacer una observación: al hallar el ancho del ala de la viga T se pudo hallar que el b permisible = 1.50 m y el b hallado = 88 cm lo cual nos indica que la viga T no utiliza todo el ancho permisible sino unicamente 88 cm casi la mitad lo conveniente en este caso sería bajar o disminuir el peralte de la viga y aumentar la luz del tramo central; pero chequeando al corte vemos que el corte que

que adsorbe el acero es mucho mayor que el concreto llegando el esfuerzo permisible casi al límite ya que tenemos un $V = 14.30 \frac{kg}{cm^2}$ y el permisible para vigas con refuerzo en el alma $V = 0.075 f'c = 0.075 \cdot 210 = 15.7 \frac{kg}{cm^2}$ vemos que ambos coeficientes están muy próximos; con lo cual llegamos a la conclusión que al disminuir el peralte y aumentar la luz del tramo central se incrementa fuertemente el Esfuerzo Cortante obligando a aumentar el peralte; una 2º razón sería que aumenta fuertemente el area de acero; estas son las razones por las cuales no se hice un 2º tanteo.

5º CALCULO VIGAS EXTERIORES

.. En número 2 son las vigas que se encuentran en el acceso del puente se hizo un cálculo especial para estas vigas por la razón que soportan la mitad del peso propio de lo que soportan las demas vigas interiores; dada su condición de ser vigas marginales. Conservando las mismas luces que las anteriores para guardar armonía con el resto. En cuanto al peralte hay 2 soluciones disminuir el peralte y aumentar el area de acero, o conservar el mismo peralte disminuyendo el area de Acero; se decidió por esta ultima solución pensando siempre en guardar una armonía con el resto de las vigas se adoptó por consiguiente $h = 0.70\,m$

A.- Cálculo Envolvente Momentos

1.- Envolvente Momentos Peso propio

Tramo Cantilever.- Momentos debidos a:

a.- Poste de la Baranda	= 1,170	kg-m	
b.- Baranda	= 550	"	
c.- Loza vereda	= 4,725	"	(x)
d.- acartelamiento	= 372	"	(x)
e.- Loza de transito	= 3,342	"	(x)
f.- viga	= 1,090	"	
	10,249	"	

(x) Los valores son la mitad del caso anterior

Tramo central.- Momento isostático $= \frac{1}{8} wl^2$

$w = w_{viga} + w_{losa}$.

$= 1010 + \frac{1}{2} \cdot 4685 = 3{,}340$ kgs/ml.

$M = \frac{1}{8} \cdot 3{,}352 \cdot \overline{6}^2 = 15{,}100$ kg-m

este valor lo disminuiremos teniendo en cuenta el Momento Negativo en el Apoyo.

(+) $M_{max} = 15{,}100 - 10{,}249 = 4{,}851$ kg-m

para construir la parábola de momentos isostáticos tendremos los siguientes puntos:

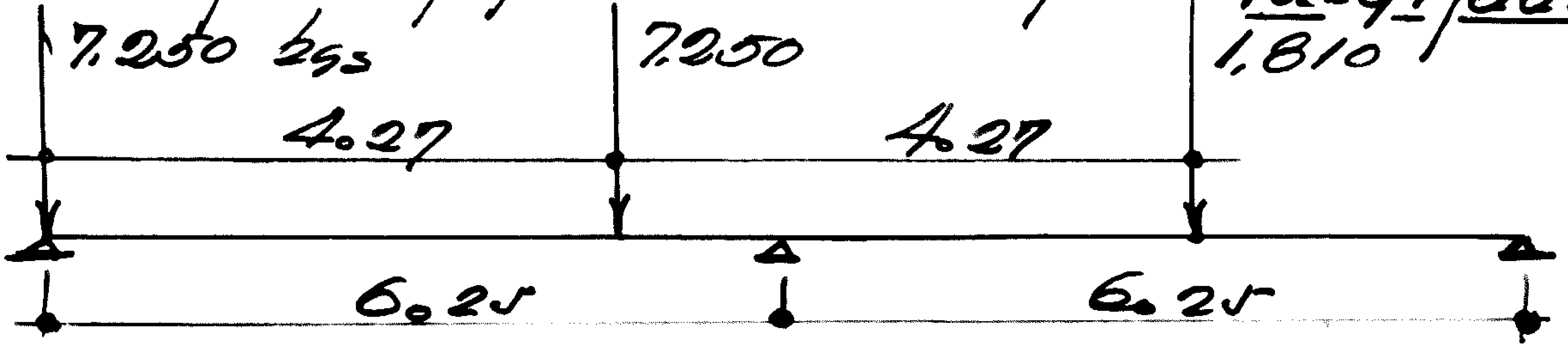
@ 1/5 l $M = 2/25 \cdot 3{,}352 \cdot \overline{6}^2 = 9{,}650$ kg-m

@ 2/5 l, $M = 3/25 \cdot 3{,}352 \cdot \overline{6}^2 = 14{,}400$ "

Con esos valores se construyó la Envolvente de Momentos de Peso propio.

Envolvente Momentos de Sobrecarga.- Como se trata de una viga marginal se hizo la siguiente hipótesis de carga.

Sentido longitudinal



El coeficiente de concentración de cargas será igual a

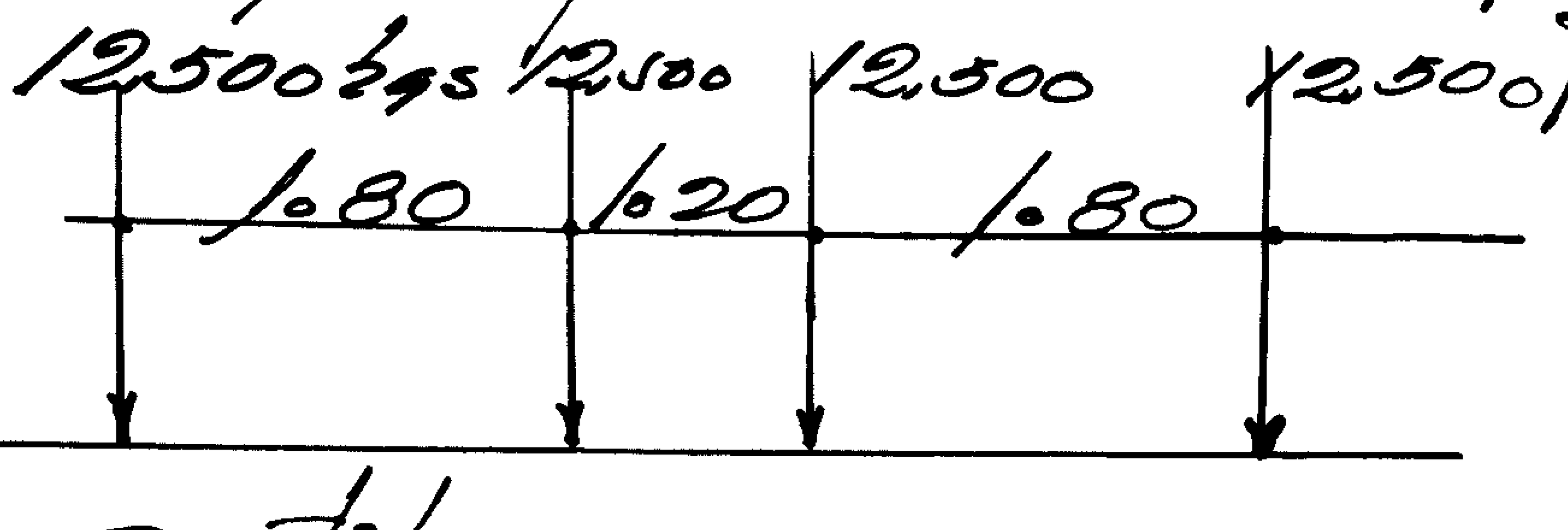
$$C = \frac{1}{6.25}(6.25 + 1.98) = 1.3$$

Considerando el impacto $C = 1.3 \cdot 1.3 = 1.72$

luego la carga que gravita en la viga será igual a $1.72 \cdot 7.250 = 12{,}500$ kgs

Unicamente se ha considerado la reacción isostática no se ha hecho la corrección debido a los momentos en los Apoyos; por consiguiente el tren de cargas considerado fue el siguiente.

Sentido transversal



Tramo cantilever

sobrecarga peatones $q = 400$ kg/m²

$w = 2{,}500 \cdot 1/2 = 1250$ kg/ml.

$M = -625x^2$ $x = 0$ $M = 0$

$x = 1.50$ $M = 1410$ kg-m.

para $x = 2.50$ $M = 3,280$ kg-ml.

Sobrecarga vehículos pegando las ruedas al sardinel se tendría:

$$M = 12,500 \times 0.75 = -10,050 \text{ kg-m}$$

por consiguiente el Momento negativo total en el apoyo debido a la sobrecarga será igual a $-M = -10,050 - 3,280 = -13,330$ kg-m.

Tramo Central.- Se trazó la envolvente siguiendo un procedimiento gráfico igual al cálculo de la viga anterior se obtuvo un máximo (+) $M_{max} = 37,400$ kg-m

3.- Envolvente Momentos Totales.- Efectuada la suma algebraica se obtuvieron los siguientes valores máximos

	p.p.	+ s/c	= total
$(-)M_{max} =$	10,249	+ 13,330	= 23,579 kg-m
$(+)M_{max} =$	4,851	+ 37,400	= 42,251 kg-m

b.- Chequeo secciones asumidas.-

En los poder de los Momentos Máximos se procedió a chequear las secciones asumidas

para el momento negativo

$$d = 0.27\sqrt{\frac{23,579}{0.60}} = 54\text{cm}$$

$$h = 54 + 6 = 60\text{cms} < h = 70$$

para el momento positivo la viga trabaja como una viga T calculamos primeramente el Momento como viga rectangular

$$M = Kbd^2 = 13.8 \times 60 \times 65^2 = 3'500,000$$

$$= 3'500,000 \text{ kg-cm} = 35,000 \text{ kg-m}$$

$$M_{remanente} = M_{total} - M_{rectangular}$$

$$= 42,251 - 35,000 = 7,251 \text{ kg-m}$$

ancho necesario del ala de la viga T para adsorber este Momento

$$b - b' = \frac{M_{remanente}}{K_T d^2} \; ; \; K_T = 13.1 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b - b' = \frac{7,251 \times 100}{13.1 \times 65^2} = 13.1\text{m}$$

$$b = b' + 13.1 = 60 + 13.1 = 73.1\text{cm}$$

el valor anterior cae dentro de las especificaciones.

C.- Areas de acero.-

para el Momento Negativo $d=70-5=65$

$$(-)As = \frac{23.579 \times 100}{1400 \times 0.875 \times 65} = 29.5\,cm^2$$

para el Momento Positivo

$(+)As = As$ rectangular $+$ As remanente.

$$As_{rect} = \frac{35.000 \times 100}{1400 \times 0.875 \times 65} = 44\,cm^2$$

$$As_{reman.} = \frac{f_c}{f_s}\,\frac{(b-b')(2kd-t)t}{2kd}$$

$$= \frac{84}{1400} \times \frac{130(2 \times 0.375 \times 65-30)30}{2 \times 0.375 \times 65} = 8.8\,cm^2$$

$(+)As_{total} = 44 + 8.8 = 52.8\,cm^2$

D.- Armadura

Acero positivo $= 52.8\,cm^2 \rightarrow 9\phi 1'' + 2\phi 7/8''$

dado el gran número de varillas el acero se colocó en 2 capas, la superior formada por $4\phi 1'' + 1\phi 7/8''$ y la inferior formada por $5\phi 1'' + 1\phi 7/8''$.

Acero negativo $= 29.5\,cm^2 \rightarrow 4\phi 1'' + 4\phi 7/8''$

este acero se colocó en una sola capa.

Doblado.- El 50% aproximadamente del acero positivo; en otras palabras se dobló todo el acero de la capa superior se completó el negativo con 3 barras de 7/8 que van a lo largo de toda la viga de esta manera se tiene $4\phi 1'' + 4\phi 7/8$

E.- Envolvente de Esfuerzos Cortantes.-

1.- Peso Propio - Tramo Cantilever

El máximo esfuerzo cortante ocurre en el apoyo teniendo por valor:

a.-	Baranda + poste	= 625 kgs
b.-	Loza-vereda	= 2535 "
c.-	acartelamiento	= 337 "
d.-	Loza de tránsito	= 2,342 "
e.-	viga	= 2,142 "
	Total	= 7,981 "

Tramo Central.- $V = \frac{1}{2} wl$

$w = 3,352$ kg/ml.

$(\pm) V_{max} = 1/2 \times 3,352 \times 6 = 10,016$ kgs

2.- Envolvente Sobrecarga - Tramo Cantilever.-

<u>Sobrecarga peatones</u>.- $q = 400$ kg/m²
$w = 1,250$ kg/ml.
$V = 1250 \times 1.50 = 1875$ kgs
Sobrecarga vehículos
$V = P = 12,500$ kgs
$V_{Total} = 1,875 + 12,500 = 14,375$ kgs
<u>Tramo Central</u>.- Se empleó el Método Gráfico de Winckler el valor máximo está constituido por la reacción en el apoyo
$R = V_{max} = 2.4\,P = 2.4 \times 12,500 = 30,200$ kgs
<u>3.- Envolvente Total de Esfuerzo Cortante</u>
Efectuada la suma algebraica se obtuvieron los siguientes valores máximos:
<u>Tramo Cantilever</u> $V_{max} = 7,981 + 14,735$
<u>Tramo Central</u> $V_{max} = 10,016 + 30,200$
<u>Cantilever</u> $V_{max} = 22,716$ kgs
<u>Central</u> $V_{max} = 40,316$ kgs
<u>F.- Chequeo al Esfuerzo Cortante</u>.-
$$v = \frac{V_{max}}{b\,j\,d} = \frac{40,316}{60 \times 0.875 \times 65} = 11.8 \frac{kgs}{cm^2}$$
el concreto admite $v_c = 0.3 f'c = 6.3$ kg/cm²
como $v > v_c$ tenemos que recurrir al empleo de armadura transversal constituida por estribos.
$V_c = 6.3 \times 60 \times 0.875 \times 65 = 21,400$ kgs
$V_s = V - V_c = 40,316 - 21,400 = 18,916$ kgs
Empleando estribos de ϕ 1/2 con 2 ramas
$$S = \frac{A_s f_s j d}{V_s} = \frac{2 \times 1.26 \times 1,400 \times 0.875 \times 65}{18.916}$$
$S = 10.5$ el 1º estribo irá a $S/2 = 5.00$ cms
para los demás espaciamientos tendremos:

@10 $V_s = \frac{200,000}{10} = 20,000$ kgs

@20 $V_s = \frac{200,000}{20} = 10.000$ "

@30 $V_s = \frac{200,000}{30} = 6,660$ "

@40 $V_s = \frac{200,000}{40} = 5,000$ "

Entrando a la Envolvente se encontraron los siguientes espaciamientos:

1º @5; 5@20 ; 2@30 ; 1 @40
para el tramo cantilever se colocará un estribo @ 15cms.

G- Chequeo a la Adherencia

para el acero Negativo V = 40,316 kgs

$$\Sigma o = \frac{V}{u\, j\, d} \quad \text{siendo } u = 0.06 f'c = 12.6 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\Sigma o = \frac{40.316}{12.6 \times 0.875 \times 65} = 56 \text{ cms}$$

se tiene en el negativo $4\phi 7/8 + 4\phi 1''$
lo que suman un total de $4 \times 7 + 4 \times 8 = 53$ cms
como tenemos una diferencia de perímetro menor del 1% no se hizo ninguna corrección en la Armadura

para el acero positivo V = 36.000 kgs

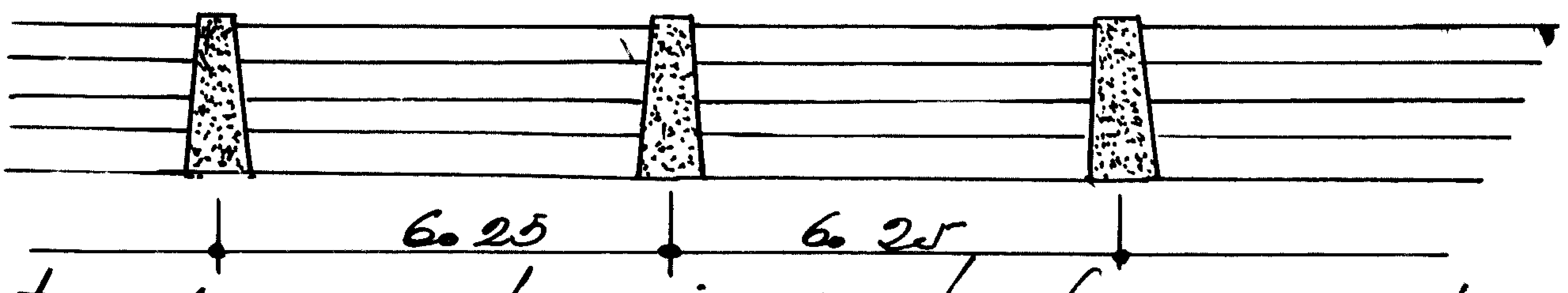
$$\Sigma o = \frac{36.000}{12.6 \times 0.875 \times 65} = 50 \text{ cms}$$

se tiene para el positivo $5\phi 1'' + 1\phi 7/8$
lo que suman: $5 \times 8 + 1 \times 7 = 47$ cms
lo que esta correcto.
Con esto queda terminado el cálculo de la viga.

6º CALCULO DE LA BARANDA

Según se explicó anteriormente la baranda del puente se halla constituida por tubos de fierro fundido de 2" que se apoyan en postes de C. A. en este parrafo únicamente se hará el Cálculo de los postes de C. A.
Según el Reglamento las cargas a que se halla sometida una varanda son del orden siguiente:

fuerza horizontal = 220 kg/ml.
fuerza vertical = 150 kg/ml.



tendremos las siguientes fuerzas sobre el poste

$$FV = 150 \times 6.25 = 937.5 \text{ kgs}$$
$$FH = 220 \times 6.25 = 1375.00 \text{ ''}$$

teniendo el poste una altura aproxi-

mada de 1.05 el Momento en la base será igual a: $M = 1.05\ TH = 1.05 \times 1375$
$= 1450$ kg-m

Fuerza vertical $= N = 937.5$ kg-m

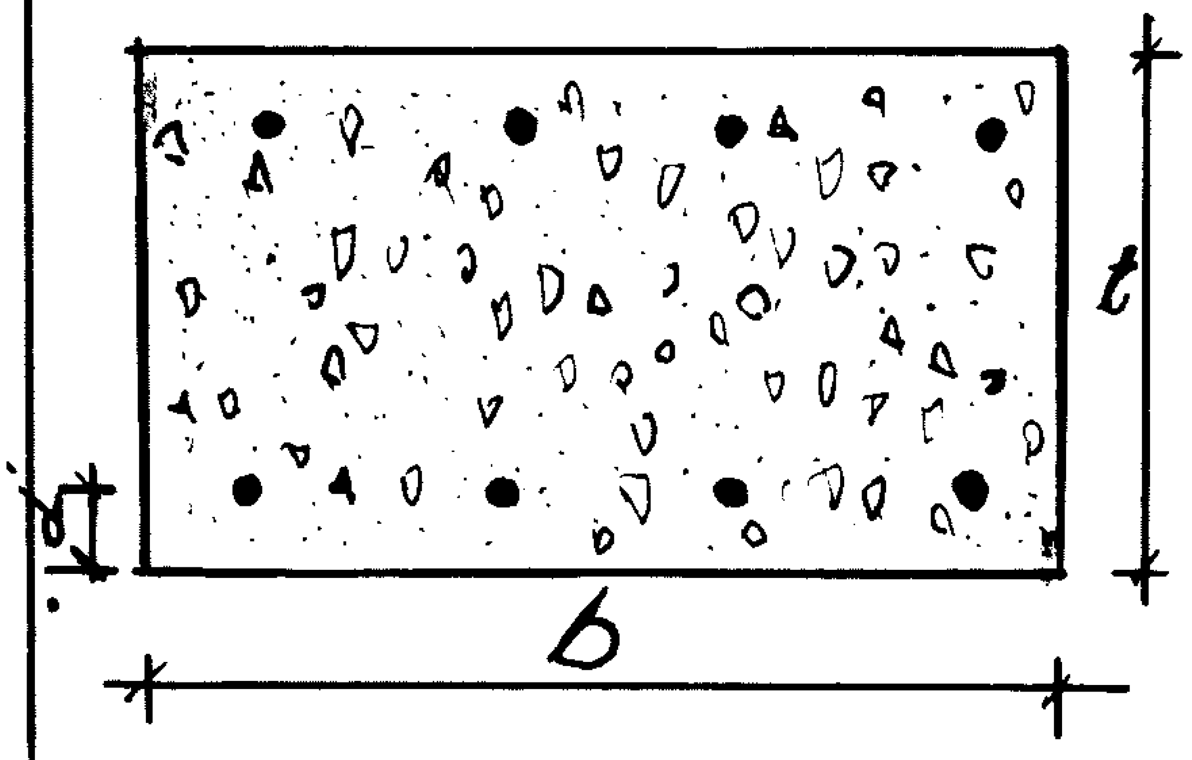
Excentricidad $e = \dfrac{M}{N} = \dfrac{1450}{937.5} = 1.55$

Caso II de flexo-compresión teniendo la base una sección igual $a = 0.45 \times 0.60$. Considerando el peso propio

Poste $= 425$ kgs
Baranda $= 200$ kgs
Fuerza vertical $= \underline{937.5}$ kgs
$N = 1{,}562.5$ kgs

Excentricidad
$e = \dfrac{1450}{1562.5} = 0.93$

seguimos en el caso II de flexo-compresión



para el cálculo se emplearon los abacos dados por Peabody.- $p = 1\%$

$\dfrac{d'}{t} = \dfrac{0.05}{0.45} = 0.11$

$\dfrac{t}{e} = \dfrac{0.45}{0.93} = 0.484$

entramos al abaco de $\dfrac{d'}{t} = 0.10$ y con $\dfrac{t}{e} = 0.484$ obtenemos un coeficiente igual

$C_2 = 8.8$ $\qquad f_c = \dfrac{M}{bt^2} C_2$

$$f_c = \frac{1450 \times 100 \times 8.8}{60 \times 45^2} = 10.61 \ \frac{kg}{cm^2}$$

se ve que la carga de trabajo del concreto es muy pequeña por lo tanto ya no se halló el Esfuerzo admisible. Tambien nos revela que la sección es muy grande para los esfuerzos que tiene que soportar; pero como por estética es imposible disminuir las dimensiones, se adoptó disminuir la cuantía a la mitad aun yendo contra el Reglamento que señala cuantía mínima igual a 1%

luegó se asumió $p = 0.005$

$As = 0.005\, bt = 0.005 \times 60 \times 45 = 13.50\ cm^2$

armadura se eligió $8\phi 5/8 = 15\ cm^2$

estribos se eligieron $\phi 1/4$ @ 30 cms

E. CORTANTE SOBRECARGA

— CAPITULO IV —

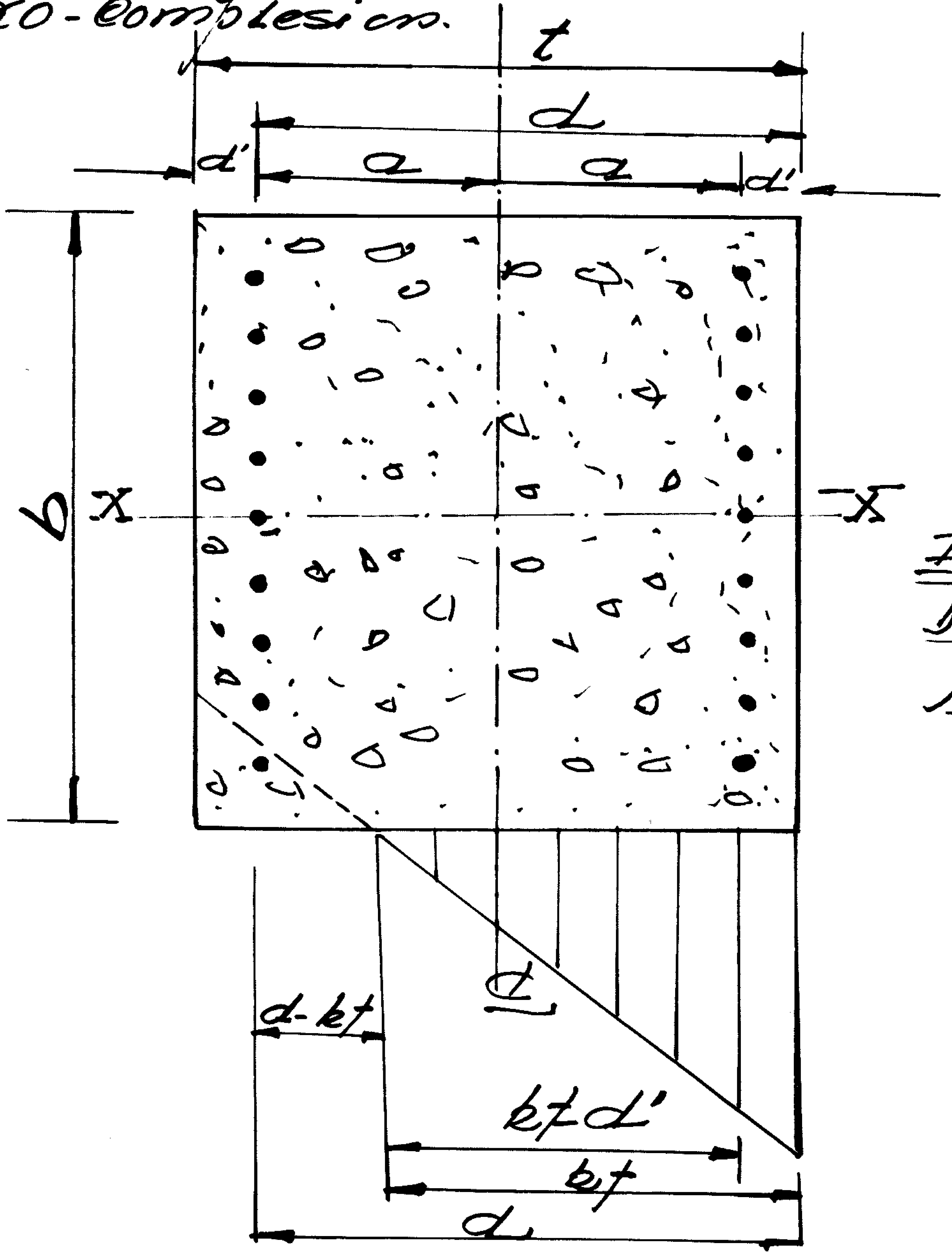
— COLUMNAS —

1.- GENERALIDADES.- Son los elementos en los cuales se apoyan las vigas transversales transmitiendo las cargas que reciben de ésta al terreno, mediante zapatas en unos casos y en otros directamente al arco.

2.- DISEÑO.- El tipo de sección que eligió fue la cuadrada ya que es una de las mejores secciones que trabaja a la compresión y 2: razón es que se obtiene un encofrado mas sencillo y barato, que empleando secciones circulares. A todos las columnas se les dió una misma sección por razones de orden estético principalmente. Desde el punto de vista estructural: se trata de una columna con empotramiento en su extremo inferior; estando articulada en su extremo superior evitando de ésta manera que el arco absorba Momentos de sobrecarga. En un primer tanteo a todos las columnas se les asumió una misma sección de 0.60 x 0.60

3.- CALCULO.- Como se expuso en el parrafo anterior tratándose de columnas articulados en su extremo superior el cálculo se haría como columnas con carga axial, pero debido a la presencia de fuerzas horizontales como son el viento, sismo frenado las cuales producen Momentos en la base el cálculo se hace como un elemento sometido a flexo-compresión; en casi todos los casos se consideró que el concreto no soporta ningún esfuerzo de tracción siendo todo absorbido por el acero, por dicho se considero en todos los casos el nº II de flexo-compresión

La siguiente es la nomenclatura empleada en el cálculo de las columnas a flexo-compresión.



ESQUEMA DE UNA SECCIÓN

Fuerzas que actúan en una columna

Estas pueden clasificarse en 2 grupos: Fuerzas verticales y fuerzas horizontales

a) Fuerzas verticales: comprenden:

1) Peso propio: loza + viga transversal
2) Peso propio: columna
3) Sobrecarga: vehículos + peatones

Analicemos cada una de ellas

1) Peso propio loza y viga. – Tenemos que distinguir las columnas interiores y las columnas exteriores o sea las que se encuentran a los accesos al puente y las que se encuentran después de los accesos.

Para las columnas interiores: del diagrama de Envolvente de Peso Propio para las vigas transversales vamos a tener que la reacción en el apoyo va a ser sumando las cargas del voladizo con las cargas del tramo central

Reacción = 13.197 + 17.085 = 30,282 kgs

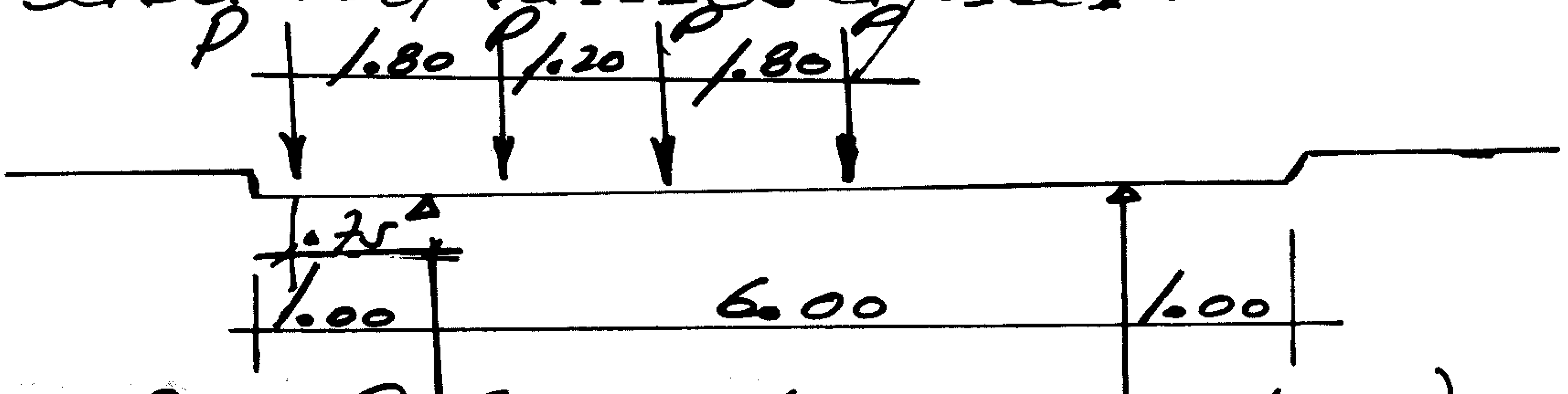
Esta es la carga que debido al peso propio va a gravitar en la columna.

Para la columna exterior de la Envolvente de Esfuerzo de Corte para el peso propio extraemos

Reacción = 7.981 + 10.016 = 17.997 kgs

En cuanto al peso propio de la columna este se determinará en cada caso ya que las columnas son de altura variable

3.- Sobrecarga.- Se halló en primer lugar el coeficiente de concentración de cargas pegando el tren de cargas al sardinel vamos a tener:



$$C = \frac{P}{6}(6.75 + 4.95 + 3.75 + 1.95) = 2.90P$$

Considerando 1.3 como coeficiente de impacto tendremos

$$C = 2.90 \times 1.3\,P =$$

el valor de P ya fue hallado anteriormente en la pag 34 del capítulo III y tiene como valor P = 10.220 kgs.

luego sobre la columna gravitará el siguiente sobrecarga.

S/C = 10.220 × 2.90 × 1.3 = 36.500 kgs

peatones = 400 × 1.50 × 6.25 = 3.750

Sobrecarga total = 40,250 kgs

esta s/c es para columnas interiores.

s/c para columnas exteriores el valor de P seguir vimos es ligeramente menor y la sobrecarga peatones se encuentra disminuida en la mitad.

s/c vehículos = 9.550 × 2.90 × 1.3 = 35.600

s/c peatones = 1.875

Sobrecarga Total = 37.475 kgs

Estas son todas las fuerzas verticales que actúan en una columna.

b.- Fuerzas Horizontales entre estos tenemos: 1.- Presión del viento 2.- Sismo 3.- Frenado 4.- Fricción 5.- Temperatura; Analizando cada una de ellas vamos a tener:

1 - Presión del viento.- Se consideraron de acuerdo al Reglamento los siguientes valores.-

1º) Puente con sobrecarga.- se consideró una fuerza horizontal de 150 kg/m² sobre la superficie expuesta de la columna, viga transversal y loza + 300 kg/ml a 1.80

2º) Puente sin sobrecarga.- se consideró una fuerza de 240 kg/m² sobre el area expuesta de loza, columna y viga.

2.- Sismo.- Siendo la fuerza del sismo una fuerza cuyo valor exacto no ha sido determinado hasta la fecha y de acuerdo a consideraciones empíricas se adoptó un valor para el sismo igual al 5% del peso propio de la loza, viga y columna siendo su punto de aplicación el centro de gravedad de la superficie en la cual actua.

3 Fuerza de frenado no se consideró en ningún caso por las razones siguiente: de acuerdo al reglamento la fuerza de frenado = 5% del peso de los camiones que ingresan al puente en nuestro para una luz de 100 mts ingresaran 5 camiones H20-S16 lo cual da para el frenado una fuerza igual a:

$$\text{Frenado} = 0.05 \times 5 \times 36 = 9.00 \text{ tons}$$

como se tiene 16 columnas cada una tendera a resistir:

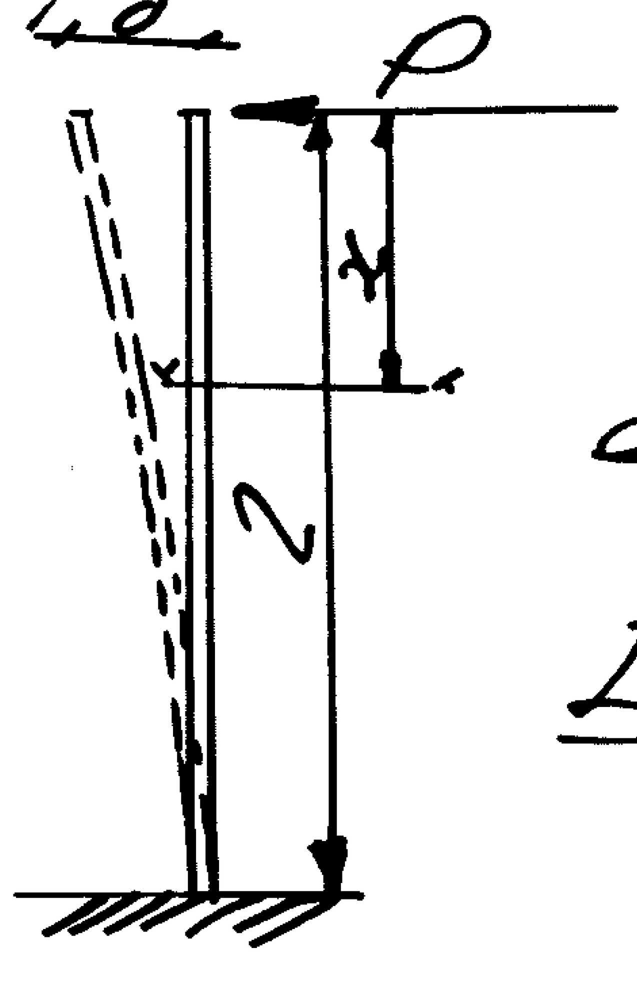
$$= \frac{9.000 \times 0.454}{16} = 570 \text{ kgs}$$

Haciendo un cálculo a groso-modo porque en realidad la fuerza de frenado se repartirá entre todas las columnas proporcionalmente al coeficiente $\frac{K}{L^2}$ siendo K = rigidez $= \frac{4EI}{L}$

osea $= \frac{EI}{L^3}$ vemos que la variaciones son inversamente proporcional al cubo de la altura en columnas largas; no tiene gran influencia en las columnas cortas aumenta la fuerza de frenado pero dado el pequeño brazo de palanca el Momento que se produce en la base es reducido.

4.- Fuerzas de fricción. - Se consideró únicamente en los Apoyos Móviles siendo éstos articulados de acuerdo al reglamento se tomó el 5% de la Reacción que gravita en el Apoyo

5.- Fuerzas de temperatura. - Como se vió en el Capítulo II al tratar de la Loza ésta no va llevar juntas de dilatación; de tal manera que al dilatarse o contraerse va a originar acortamientos o alargamientos los cuales, a su vez originan deflexiones en la columna en las líneas siguientes vamos averiguar de que orden o que valor tiene la fuerza que produce deflexiones en la columna:



Sea P la fuerza que actúa

El Momento en una seccion x-x es igual a $M_x = Px$

de acuerdo a la ecuación de la elástica $EI\frac{d^2y}{dx^2} = Px$

Integrando

$$EI\frac{dy}{dx} = \frac{Px^2}{2} + C \quad \text{para } x = l \quad \frac{dy}{dx} = tg\theta = 0$$

$$C = -\frac{Pl^2}{2}$$

$$EI\frac{dy}{dx} = \frac{Px^2}{2} - \frac{Pl^2}{2}$$ volviendo a integrar

$$EIy = \frac{Px^3}{6} - \frac{Pl^2}{2}x + C_2 \quad \text{para: } x = l \quad y = 0$$

$$C_2 = \frac{Pl^3}{3}$$

$$EIy = \frac{Px^3}{6} - \frac{Pl^2x}{2} + \frac{Pl^3}{3} \quad \text{para } x = 0 \quad y = \delta$$

de donde $\delta = \frac{Pl^3}{3EI}$ esta fórmula nos permite determinar la fuerza "P" conociendo la ~~últi-~~ ~~ca~~ deflexión para lo cual determinamos previamente las deflexiones mediante la fórmula $\delta = \alpha \Delta t L$

$\alpha = 10^{-5}$ $\Delta t = 20°$

para las columnas A-A y A'-A' $L = 50$ mts se cuenta a partir del centro de Luz del considerando que se efectúe una dilatación simétrica en ambos sentidos; luego para las columnas extremas osea para las mas alejadas del centro de luz, vamos a tener la siguiente deflexión

$\delta = 10^{-5} \times 20 \times 50 = 0.01 m = 1 cm$

columnas B-B y B'-B' $L = 43.75 m$

$\delta = 10^{-5} \times 20 \times 43.75 = 0.00875 = 0.875 cm.$

columnas C-C y C'-C' $L = 37.50$

$\delta = 10^{-5} \times 20 \times 37.50 = 0.0075 = 0.75 cm.$

No se calculó para las demas columnas debido a que se obtienen esfuerzos muy pequeños conforme se verá después.

<u>Cálculo fuerza P</u> $P = \frac{3EI\delta}{l^3}$ como todas las columnas tienen una misma sección tendrán un mismo Momento de Inercia

$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{60^4}{12} = 108 \times 10^4$ considerando que la columna tenga una cuantia de $p = 1\%$ el Momento de Inercia se verá aumentado en 1.2 veces luego $I = 1.2 \times 108 \times 10^4 = 13 \times 10^5$

Módulo de Elasticidad para el concreto:

$E = 1000 f'c = 1000 \times 210$ kg/cm²

Reemplazando valores:

Columnas A-A y A'-A' $h = 4.00 m$

$$P = \frac{3 \times 1000 \times 210 \times 13 \times 10^5 \times 1}{(400)^3} = 13,000 \text{ kgs}$$

Columnas B-B y B'-B' $h = 6.00 m$

$$P = \frac{3 \times 1000 \times 210 \times 13 \times 10^5 \times 0.875}{(600)^3} = 3,200 \text{ kgs}$$

Columnas C-C y [illegible] $h = 7.60$

$$P = \frac{3 \times 1000 \times 210 \times 13 \times 10^5 \times 0.75}{(760)^3} = 1,400 \text{ kgs}$$

columnas C'-C' $h = 10.50$

$$P = \frac{3 \times 1000 \times 210 \times 13 \times 10^5 \times 0.75}{(1050)^3} = 612 \text{ kgs}$$

estas los, las fuerzas de temperatura principales por su magnitud, no se calculó para las demas columnas porque estas tienen una gran altura y están cerca al centro de luz lo que reduce bastante

las fuerzas de temperatura
Con este parrafo termina el análisis de todas los fuerzas que intervienen en el cálculo de una columna.
Esquemáticamente el cálculo comprende los siguientes pasos.

A.- columna sin puente y sin sobrecarga { Eje Mayor / Eje Menor } { viento / sismo. }

B.- columna con puente y sin sobrecarga { Eje Mayor / Eje Menor } { viento / temperatura / sismo. }

C.- columna con puente y con sobrecarga { Eje Mayor { sismo, viento, fricción, temperatura. } / Eje Menor { viento, sismo } }

como se ve en el cuadro sinóptico no se ha considerado el frenado por ser ésta una fuerza muy pequeña. El cálculo se inició con las columnas mas largas yendo luego a las mas cortas; ésto se hizo con el fin de ver cual es el juego mas desfavorable de cargas como se verá después, la columna trabaja mas desfavorable cuando está soportando el puente con sobrecarga y actua la fuerza del sismo. Cabe indicar que la fuerza del sismo se hizo actuar independientemente de la fuerza del viento, fricción ésto se efectuó teniendo en cuenta que es una fuerza ocasional, mejor dicho no es tan frecuente como el resto de fuerzas horizontales; y como la fuerza del sismo es mayor que el resto de las fuerzas a calcularse, la columna para esta fuerza muy bien puede soportar al resto de las fuerzas.
En el cuadro siguiente se indica, las alturas aproximadas de las columnas

digo aproximados porque no conociéndose de una manera exacta la calidad del terreno (lo cual precisa de un sondaje) tampoco puede determinarse la cota de cimentación, y por consiguiente la altura de la columna; para los efectos del cálculo se consideró que a partir de la superficie del terreno a los 2 metros se encuentra buen terreno para cimentar; de esta manera se tiene una altura aproximada para las columnas la cual se obtuvo a escala del plano N° 4 "Ejes y Niveles."

Columna	altura	Columna	Altura
A-A	3.00	A'-A'	3.80
B-B	6.00	B'-B'	7.00
C-C	7.60	C'-C'	10.50
D-D	17.00	D'-D'	16.00
E-E	14.00	E'-E'	14.50
F-F	8.30	F'-F'	7.50
G-G	4.10	G'-G'	3.50
H-H	1.20	H'-H'	0.80
X-X	0.30	X'-X'	0.30

la altura de las columnas es considerada del fondo de viga a la parte superior de la zapata, o sea a la arista intersección de la columna con la zapata.

Cálculo Columnas D-D y D'-D'

alturas D-D = 17.00 se consideró la
D'-D' = 16.00 mayor altura h = 17.00

peso propio = 0.60 x 0.60 x 17.00 x 2,400 = 14600 kgs

A- Columna sin puente. - Siendo la columna cuadrada los cálculos tanto para el Eje Mayor serán iguales para el Eje Menor

1° Acción del viento.

viento sobre la columna $T_v = 0.60 \times 17.00 \times 240$ @ 11.00
$M = 0.60 \times 11.00 \times 240 \times 11.00$
$= 17.400.$

2° acción del sismo

sismo $T_s = 0.05 \times 14,600 = 730$ kgs @ 8.50
$M = 730 \times 8.50 = 6200$ kg-m

vemos que la acción del viento es mayor que la del sismo luego hacemos el cálculo con aquella.

$M = 17.400$ kg-m $\quad N = 14.600$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17.400}{14.600} = 1.19$$

Asumiendo $p = 2\%$ $\quad f'c = 210$ kg/cm^2
utilizamos los abacos de Peabody para los cuales es necesario encontrar los sgtes. valores

$\frac{t}{e} = \frac{0.60}{1.19} = 0.505$

$\frac{d'}{t} = 0.10$

$np = 0.2$

$C_2 = 6.2$

$k = 0.32$

$$fc = \frac{M}{bt^2} C_2$$

$$fc = \frac{17.400 \cdot 100 \cdot 6.2}{60^3}$$

$d = \frac{60 - 12}{2} = 24$

$$fc = 52 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible aplicando la fórmula que da la AASHO.

$$fp = f\,c\,\frac{1 + \frac{ec}{r^2}}{1 + \frac{kec}{r^2}} \quad \text{siendo: } c = \frac{t}{2} = 30$$

$$e = 1.19$$

$fc = 0.25 f'c\,[1 + (n-1)p] = 0.25 \cdot 210\,[1 + (10-1)0.02] = 57.2$ kg/cm^2

averiguamos si se trata de una columna larga o corta $\frac{L}{d} = \frac{17.00}{0.60} = 28.3 > 12$ columna larga

Corrección $f''c = \left(1.33 - \frac{28.3}{36}\right) f'c = 0.5 fc$

$f''c = 0.5 \cdot 57.2 = 28.6$ kg/cm^2

$$r^2 = \frac{t^2 + 12(n-1)pa^2}{12[1 + (n-1)p]} = \frac{3600 + 12(10-1)0.02 \cdot 24^2}{12[1 + (10-1)0.02]}$$

$r^2 = 340 \qquad k = \frac{fc}{fa} = \frac{28.6}{0.4 \cdot 210} = 0.34$

luego:
$$fp = \frac{1 + \frac{119 \cdot 30}{340}}{1 + 0.34 \cdot \frac{119 \cdot 30}{340}} \cdot 28.6 = 43 \text{ kg/cm}^2$$

como $fp < fc$ se recurrió a mejorar la mezcla. $\quad f'c = 280$ kg/cm^2 $\quad n = 7.5$

$np = 0.15$

$\frac{t}{e} = 0.505$

$\frac{d'}{t} = 0.10$

$k = 0.32$

$C_2 = 7.1$

$$fc = \frac{17.400 \cdot 100 \cdot 7.1}{60^3} = 56.5 \text{ kg/cm}^2$$

admisible.

$fc = 0.25 \cdot 280\,[1 + (7.5-1)0.02] = 79$ kg/cm^2

$f''c = 0.5 \cdot 79 \simeq 40$ kg/cm^2

$k = \frac{fa}{Fa} = \frac{79}{112} = 0.705$

$$Q^2 = \frac{t^2 + 12(n-1)pa^2}{12[1+(n-1)p]} = \frac{3600 + 12.6.5.0.02.\overline{24}^2}{12[1 + 6.5.0.02]} = 332$$

$$fp = 40 \frac{1 + \frac{119.30}{332}}{1 + 0.705.\frac{119.30}{332}} = 58 \frac{kg}{cm^2}$$

como $fp > fc$ el cálculo esta correcto.

Chequeo esfuerzos en el acero

$$fs = nfc \frac{d-kt}{kt} = 7.5 \times 56.5 \frac{54 - 0.32.60}{0.32.60}$$

$fs = 824$ kg/cm² el acero está trabajando perfectamente bien.

B.- Columna con puente y sin sobrecarga

1º Eje Menor.- a.- Presión del viento.

	Fuerza	Brazo	Momentos
loza	$1/2 \times 5.65 \times 240 \times 0.50$	17.25	6,000
columna	$6.60 \times 240 \times 11$	11.00	17.400
viga	$1/2 \times 1.14 \times 240 \times$	17.95	2.450
	Momento total:		25.850

se considera ½ para la loza y la viga teniendo en cuenta que existen 2 columnas que tienden a resistir el Momento.

b.- Fuerza del sismo.-

	Fuerza	Brazo	Momento.
Loza	$0.05 \times 30,282$	17.25	26.500
columna	0.05×14.600	8.50	6.200
	Momento total:		32.700 kg-m

como el sismo causa mayores Momentos que el viento al diseño o el cálculo se hizo para la carga mas desfavorable o sea para el sismo.

Fuerzas verticales.- actuan las sgtes. fuerzas debidas al peso propio:

p.p. Loza = 30.282
p.p. columna = 14.600
N = 44.882 kgs.

$$\text{excentricidad} \quad e = \frac{M}{N} = \frac{32,700}{44,882} = 0.73$$

asumiendo $p = 3\%$ $f'c = 280$ kg/cm²

$np = 0.225$ $C_2 = 7.4$ $fc = \frac{32,700 \times 100.6.3}{216.000}$

$\frac{t}{e} = 0.82$ $K = 0.40$ $= 111.5$ kg/cm² la carga permisible hallada anteriormente no sastiface al valor encontrado para el concreto necesitándose por consiguiente aumentar la cuantía a $p = 3\%$ $f'_c = 280\ kg/cm^2$

$$\left.\begin{array}{l} p = 3\% \\ np = 0.225 \\ \frac{t}{e} = 0.82 \end{array}\right\} \begin{array}{l} C_2 = 6.3 \\ k = 0.40 \end{array} \quad f_c = \frac{32{,}700 \cdot 6.3 \cdot 100}{216.000}$$

$$= \underline{94.5\ kg/cm^2}$$

Esfuerzo permisible: $f_c = 0.25 f'_c \left[1 + (n-1)p\right]$

$f_a = 0.25 \cdot 280\ (1 + 6.5 \cdot 0.03) = 84\ kg/cm^2$

$f_c = 0.5 f_c = 0.5 \cdot 84 = 42\ kg/cm^2$

$$R^2 = \frac{t^2 + 12(n-1)pa^2}{12\left[1 + (n-1)p\right]} = \frac{3600 + 12 \cdot 6.5 \cdot 0.03 \cdot \overline{24}^2}{12\ (1 + 6.5 \cdot 0.03)}$$

$$R^2 = 345 \qquad k = \frac{f_c}{f_a} = \frac{84}{0.4 \cdot 280} = 0.75$$

$$f_p = 42\ \frac{1 + \frac{73 \cdot 30}{845}}{1 + \frac{0.75 \cdot 73 \cdot 30}{845}} = \underline{54\ kg/cm^2}$$

vemos que f_c sigue siendo mayor f_p ante esta situación se decidió mejorar la calidad de la mezcla de concreto para lo cual se empleó concreto $f'_c = 350\ kg/cm^2$ antes se hizo un tanteo especial empleando armadura zunchada.

Columna zunchada $f'_c = 350\ kg/cm^2$ $p = 0.04$
mediante las fórmulas: $V = \frac{kR^2}{6b}\left[V - 3\pi np \cos\alpha_1\right]$

$$M = \frac{kR^3}{96b}\left[W + 24\pi np\left(\frac{r}{R}\right)^2\right]$$ las fórmulas anteriores nos permiten el esfuerzo con que trabaja el concreto; para lo cual tanteamos con varios ángulos de manera de encontrar la posición de la fibra neutra.

En las fórmulas anteriores hacemos

$$C_m = W + 24\pi np\left(\frac{r}{R}\right)^2$$

siendo $W = f(\alpha_1)$

$R = \frac{60}{2} = 30 \qquad r = 30 - 7.5 = 22.5 \qquad n = 6$

$p = 0.04 \qquad C_m = W + 24 \cdot 3.14 \cdot 6 \cdot 0.04\left(\frac{22.5}{30}\right)^2$

$$C_m = W + 10.2$$

$$C_n = V - 3\pi np \cos\alpha_1 = V - 3 \cdot 3.14 \cdot 6 \cdot 0.04 \cos\alpha_1$$

$$C_n = V - 2.26 \cos\alpha_1$$

$$\frac{M}{RN} = \frac{(W + 24\pi n p (r/R)^2)}{16(V - 3\pi n p \cos\alpha_1)} = \frac{e}{R}$$

luego $\frac{e}{R} = \frac{C_m}{16C_n}$ tanteando, con diferentes ángulos;

previamente hallamos la relación e/R

$\frac{e}{R} = \frac{0.73}{0.30} = 2.43.$ haciendo varios tanteos:

α	C_m	C_n	$e/R = C_m/16C_n$
180°	49.68	4.59	0.68
90°	31.644	2.00	0.99
80°	25.800	0.788	2.05

luego aproximadamente la fibra neutra se encuentra en un ángulo $\alpha_1 = 80°$

por tanto $k = \frac{1 - \cos\alpha_1}{2} = \frac{1 - \cos 80°}{2} = 0.423$

$$f_c = \frac{96 k M}{C_m R^3} = \frac{96 \times 0.423 \times 32{,}700 \times 100}{25.80 \times 30^3} =$$

$f_c = 188$ kg/cm² vemos el esfuerzo en el concreto es tan grande que ya no se encontró el permisible; como conclusión se saca que la columna zunchada trabaja mal a flexo-compresión

<u>Tanteando columna con estribos</u> $f_c = 210$ kg/cm²

$p = 3\%$.

$np = 0.18$

$\frac{t}{e} = \frac{60}{0.73} = 0.82$

$C_2 = 6.90$

$k = 0.38$

$f_c = \frac{32{,}600 \times 100 \times 6.90}{216.000}$

$f_c = 104$ kg/cm²

$f_a = 0.25 \times 350 (1 + 5 \times 0.03) = 101$ kg/cm²

$f'_a = 50.5$ kg/cm² $R^2 = 336$

$k = \frac{101}{0.4 \times 350} = \frac{101}{140} = 0.715$

$$f_p = 50.5 \frac{1 + \frac{82.30}{336}}{1 + 0.715 \times \frac{82.30}{336}} = 67 \text{ kg/cm}^2$$

como siguiendo $f_p < f_c$ se recurrió a emplear una nueva sección para lo cual se aumentó a: 70×60 $b = 70$ $t = 60$

tendremos $f_c = \frac{32.600 \times 100 \times 6.9}{70 \times 3.600} = 88$ kg/cm²

siendo el sismo una fuerza ocasional y según el nuevo reglamento de la AASHO podemos multiplicar al esfuerzo en el concreto por un coeficiente = 1.33. o sea que vamos a tener que el concreto va a trabajar con $fp = 1.33 \times 67 = 88$ kgs/cm²

ahora tenemos que $fp = fc$. lo que está correcto.

Eje Menor. a Fuerza del viento

	Fuerza	Brazo	Momento
Loza	$1/2 \times 1.0 \times 0.40 \times 240$	17.25	9.100
colum	$0.60 \times 11 \times 240$	11.00	17.500
	Momento total =		26.600

b.- Fuerza del sismo igual al caso anterior

$M = 32700$ kg-m

Fuerzas verticales iguales al caso anterior

$N = 44,882$

excentricidad $e = 0.73$ empleando $f'_c = 350$ y una cuantía $p = 2\%$

$$\left.\begin{array}{l} np = 0.12 \\ \frac{t}{e} = 0.82 \end{array}\right\} \begin{array}{l} C_2 = 8.4 \\ K = \end{array} \qquad fc = \frac{M}{bt^2} C_2$$

como se ha aumentado la sección vamos a tener $b = 0.60$ $t = 0.70$ reemplazando tendremos:

$$fc = \frac{32.700 \times 8.4 \times 100}{60 \times 70^2} = 93.5 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible.

$$fa = 0.25 \times 350\,(1 + 5 \times 0.02) = 96 \text{ kg/cm}^2$$

Como la columna en el sentido del eje menor va a llevar una viga de arriostramiento a 7.20 la corrección por hacer va a ser igual $L = 17 - 7.20 \simeq 10.00$

$$\frac{L}{d} = \frac{10.00}{0.60} = 16.5$$

$$fa' = fa\left(1.33 - \frac{16.5}{36}\right) = 0.87\, fa$$

$$fa' = 96 \times 0.87 = 84.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{fa}{fc} = \frac{96}{0.4 \times 350} = 0.686$$

$$R^2 = \frac{t^2 + 12(n-1)pa^2}{12[1 + (n-1)p]} = \frac{4900 + 12(6-1)0.02 \times 24^2}{12(1 + (6-1) \times 0.02)}$$

$$R^2 = 363 \qquad \frac{ec}{R^2} = \frac{73 \times 30}{363}$$

$$fp = 84.5 \frac{1 + \frac{73 \times 30}{363}}{1 + 0.686 \frac{73 \times 30}{363}} = 110 \frac{kg}{cm^2}$$

como $fp > fc$ se adoptó como cuantía 2%

como $f_p > f_c$ el diseño está correcto.

c.- Puente con Sobrecarga

1.- Eje Menor a.- Acción del viento

	Fuerza	Brazo	Momento
Loza:	1/2 x 150 x 5.65 x 0.50	17.25	3650
columna	7.70 x 150	11.00	12,700
viga	1/2 x 0.96 x 150	16.80	12,100
S/c	1/2 x 4.27 x 300	17.00	1,000
		Momento total:	29.450

2.- Eje Mayor a.- acción del viento

	Fuerza	Brazo	Momento
Loza:	1/2 x 11 x 0.40 x 150	17.25	5,700
columna	7.70 x 150	11.00	12,700
S/c	1/2 x 360 x 3.00	18.00	4.850
		Momento total	23.250

1.- Eje Menor b.- acción del sismo

Momento = 32,700 kg-m

Fuerzas Verticales

p. p. Loza = 30,282

p. p. Columna = 14,600

Sobrecarga = 40,250

N = 85,082 kgs

excentricidad $e = \frac{M}{N} = \frac{32.700}{85.082} = 0.385$

$p = 2\%$

$np = 0.12$

$\frac{t}{e} = \frac{0.70}{0.385} = 1.81$

$C_2 = 8.3$ $\quad f_c = \frac{M}{bt^2} C_2$

$k = 0.49$

$f_c = \frac{32,700 \times 100 \times 8.3}{60 \times 70^2} =$

$f_c = 92 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo permisible ya fue hallado en la página anterior $f_p = 110 \text{ kg/cm}^2$

Chequeo Esfuerzos en el acero

$f_s = nf_c \frac{d-kt}{kt} = 6 \times 92 \times \frac{64 - 0.49 \times 70}{0.49 \times 70}$

$= 400 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

2° Eje Mayor b.- acción del sismo.

Momento = 82700 kg-m

Fuerzas Verticales = 85,082

excentricidad = e = 0.385

como en el caso anterior cuando el cálculo se hizo con el puente y sin sobrecarga y se asumió $p = 3\%$ $f'c = 350\ kg/cm^2$

$p = 3\%$

$np = 0.18$

$\frac{t}{e} = \frac{0.60}{0.385} = 1.56$ } $e_2 = 7.00$ $fc = \frac{M}{bt^2} e_2$

$e = 0.46$

$b = 0.70$ $t = 0.60$

$$fc = \frac{32{,}700 \times 7.00 \times 100}{70 \times 60^2} = 91\ kg/cm^2$$

El esfuerzo permisible ya fué hallado anteriormente $fp = 88\ kg/cm^2$ local está correcto ya que aproximadamente $fp = fc$. Además el cálculo de las cuantías se ha hecho independientemente para cada eje en realidad el acero que lleva el eje Menor va a colaborar o también a tomar los esfuerzos del Eje Mayor. Resumiendo vamos a tener las siguientes areas de acero

Eje Mayor: $p = 3\%$ $A_s = pbt = 0.03 \times 60 \times 70$

$A_s = 126\ cm^2$

Eje Menor $p = 2\%$ $A_{s_2} = 0.02 \times 60 \times 70 = 84\ cm^2$

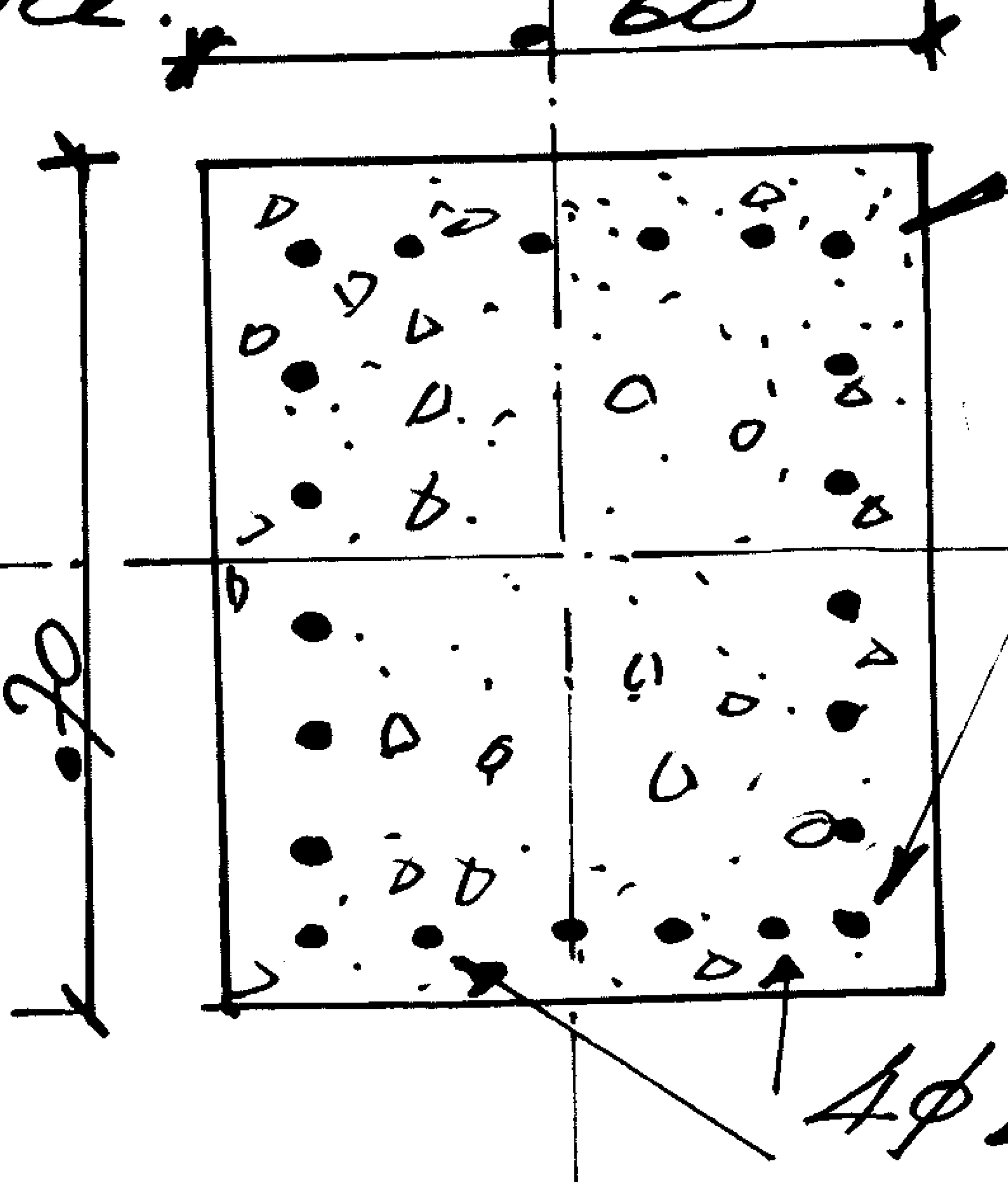
$A_{s_1} = 126\ cm^2 \rightarrow 14$ varillas de $1\ 3/8$

chequeo espaciamiento como van colocadas en el lado mayor

$$s = \frac{70 - 15}{7 - 1} = \frac{55}{6} = 9\ cms > 2\tfrac{1}{2}\phi = 8.75\ cm.$$

Eje Menor como del eje Mayor vienen $4\phi\ 1\ 3/8$ el area restante por cubrir será igual a $A_{s\,res} = 44\ cm^2 \rightarrow 8\phi 1''$

La sección será armada en la sgte forma:



$7\phi\ 1\ 3/8$

Eje Mayor
$p = 3\%$

$4\phi 1''$

Eje Menor
$p = 2\%$

cuantía resultante
$p = 4.12\%$

$A_{s\,total} = 14\phi\ 1\ 3/8 = 133\ cm^2$
$+\ 8\phi 1'' = 40$
$= 173$

Area sección $= 4{,}200\ cm^2$

$p = 173/4.200 = 4.12\%$

Cálculo columnas E-E y E'-E'

alturas: E-E h=14.00 se tomó para el
E'-E' h=14.50 cálculo la altura
mayor h=14.50 dimensiones = 0.60 x 0.60

p.p. columna = 0.60 x 0.60 x 14.50 x 2.400
= 12.500 tons

según se vio en el cálculo de las columnas anteriores la posición mas desfavorable de la columna es cuando esta soporta al puente y la sobrecarga y además actua la fuerza del sismo según esto vamos a tener:

Acción del sismo Eje Mayor = Eje Menor
siendo la columna de seccion cuadrada

	Fuerza	Brazo	Momento
Loza	0.05 x 30,282	14.75	22.200
colum	0.05 x 12,500	7.25	4.520
			26.720 kg.m

Fuerzas Verticales: son las siguientes considerando la sobrecarga

p.p. Loza = 30,282
p.p. columna = 12.500
s/c = 40.250
N = 83.032 kgs

excentricidad $e = \frac{M}{N} = \frac{26.720}{83.032} = 0.322$

asumiendo concreto $f'c = 350 \ kg/cm^2$
y una cuantía $p = 3\%$

$np = 0.18$

$\frac{t}{e} = \frac{0.60}{0.322} = 1.85$ } $C_2 = 7.1$ $\quad f_c = \frac{M}{bt^2} C_2$
$k = 0.50$

$fc = \frac{26.720 \times 100 \times 7.1}{60^3} = 88 \ kg/cm^2$

permisible $fa = 0.25 \times 350 [1 + (6-1) 0.03] = 101 \ kg/cm^2$

$\frac{L}{d} = \frac{14.50}{0.50} = 24.2 \quad C = 1.33 - \frac{24.2}{86} = 0.66$

$fa = 101 \times 66 = 67 \ kg/cm^2$

$R^2 = \frac{t^2 + 12(n-1)pa^2}{12[1+(n-1)p]} = \frac{3600 + 12 \times 5 \times 0.03 \times 24^2}{12 \times 1.15} = 336$

$\frac{ec}{R^2} = \frac{32.2 \times 30}{336} \quad K = \frac{101}{140} = 0.715$

$$fp = 67 \frac{1 + \frac{32.2 \times 30}{336}}{1 + 0.715 \times \frac{32.2 \times 30}{336}} = 83 \ kg/cm^2$$

vemos que aproximadamente $f_p = f_c$ por lo cual el diseño esta correcto.

Eje Menor.- las cargas y Momentos son los mismos que para el Eje Mayor pero podemos disminuir el acero teniendo en cuenta que la columna va a trabajar como columna corta debido a la presencia de una viga de arriostramiento colocada a 7.00 m. esto nos va a permitir aumentar los esfuerzos permisibles en el concreto

asumiendo una cuantía $p = 2\%$

$p = 2\%$

$np = 0.12$

$\frac{t}{e} = \frac{0.60}{0.322} = 1.85$

$\left.\right\} \begin{array}{l} e_2 = 8.2 \\ k = 0.49 \end{array} \quad f_c = \frac{M}{bt^2} e_2$

$$f_c = \frac{26,720 \cdot 8.2 \cdot 100}{216,000} = 101 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible.

$$R^2 = \frac{t^2 + 12(n-1)pa^2}{12[1+(n-1)p]} = \frac{3600 + 12 \cdot 5 \cdot 0.02 \cdot \overline{24}^2}{12(1 + 5 \cdot 0.02)}$$

$R^2 = 325$ reemplazando en la fórmula del esfuerzo permisible.

$$f_a = 0.25 \cdot 350 (1 + 5 \cdot 0.02) = 96.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_p = 96.5 \frac{1 + \frac{32.2 \cdot 30}{325}}{1 + \frac{0.715 \cdot 32.2 \cdot 30}{325}} = 124 \text{ kg/cm}^2$$

vemos que $f_p > f_c$ por lo que el diseño está correcto.

Resumiendo vamos a tener las sgts. armaduras:

Eje Mayor $p = 3\%$ $A_s = 0.03 \cdot 3600 = 108 \text{ cm}^2$

$\rightarrow 12 \phi 1^3/8$

Eje Menor $p = 2\%$ $A_s = 0.02 \cdot 3600 = 72 \text{ cm}^2$

como se tiene $4 \phi 1^3/8 = 38.4 \text{ cm}^2$

area de Acero remanente $= 72 - 38.4 = 33.6 \text{ cm}^2$

$A_{sr} = 33.6 \rightarrow 8 \phi 7/8$

la disposición de la armadura puede verse en el plano de construcción respectivo

cuantía resultante.

$$A_{s\,total} = 12 \phi 1^3/8 + 8 \phi 7/8 = 115 + 31.03 = 146.03$$

$$p = \frac{146.03}{3600} = 4.05\%$$

Cálculo columnas F-F y F'-F'

alturas F-F = 8.30 h promedio = 8.00 m
F'-F' = 7.50 dimensiones = 0.60 x 0.60

p.p. columna = 0.60 x 0.60 x 8.00 x 2.400 = 6,900 k.

Fuerza del sismo Eje Mayor = Eje Menor

	Fuerza	Brazo	Momento
columna	0.05 x 6.900	4.00	1,380
Loza	0.05 x 30,282	8.25	12,500
		M =	13,880

Empleando concreto f'c = 210 kg/cm²

Fuerzas Verticales son las sgtes.

columna = 6,900
Loza = 30,282
sobrecarga = 40,250
N = 77,432

excentricidad = $e = \frac{M}{N} = \frac{13,800}{77,432} = 0.179$

$p = 3\%$

$\frac{e}{t} = \frac{0.179}{0.60} = 0.30$

$\frac{t}{e} = \frac{0.60}{.179} = 3.33$

$np = 0.30$

$C_2 = 6.2$ $f_c = \frac{M}{bt^2} C_2$

$k = 0.78$

$f_c = \frac{13.800 \times 100 \times 6.2}{216,000} = 40$ kg/cm²

siendo un valor muy pequeño se bajó la cuantía a p = 1%.

$p = 1\%$

$np = 0.1$

$\frac{t}{e} = 3.33$

$C_2 = 8.4$ $f_c = \frac{13.800 \times 100 \times 8.4}{216.000}$

$K = 0.69$

$= 53$ kg/cm²

Esfuerzos permisibles.

$f_a = 0.25 \times 210 (1 + 0.09) = 57$ kg/cm²

$\frac{L}{d} = \frac{8.00}{0.60} = 13.3$ columna larga

corrección $C = 1.33 - \frac{13.3}{36} = 1.33 - 0.37 = 0.96$

$f'_a = 0.96 \times 57.2 = 55$ kg/cm²

$\bar{e}^2 = \frac{t^2 + 12(n-1)pa^2}{12[1+(n-1)p]} = \frac{3600 + 12 \times 9 \times 0.01 \times 24^2}{12(1 + 9 \times 0.01)} = 323$

$\frac{f_a}{f_c} = \frac{40.5}{0.4 \times 210} = 0.681$

$f_p = \frac{1 + \frac{17.9 \times 30}{323}}{1 + \frac{17.9 \times 30 \times 0.681}{323}} \times 55 = 68.5$ kg/cm² vemos que $fp > fc$ pero como la diferencia es muy pequeña no se efectuó un 2º tanteo

Chequeo en el Acero

$$fs = \frac{nfc\,(d-kt)}{kt} = \frac{10 \cdot 57\,(54 - 0.69 \cdot 60)}{0.69 \cdot 60} = 570\ kg/cm^2$$

aproximadamente vemos que el acero está trabajando sobrado.

Areas de Acero

Eje Mayor $p = 1\%$ $As = 0.01 \cdot 60 \cdot 60 = 36.00\ cm^2$
$= 10 \phi 7/8$

Eje Menor $p = 1\%$ $As = 36\ cm^2 \rightarrow 10 \phi 7/8$

Cálculo columnas G-G; G'-G'; H-H; H'-H'

siendo su altura tan pequeña los esfuerzos son mínimos según vemos en los 3 ejemplos anteriores, los Momentos disminuyen rápidamente conforme disminuye la altura, por esta razón se adoptó fuera de cálculo una cuantía igual al 1% osea la mínima

$As = pbd = 0.01 \cdot 3600 = 36\ cm^2 \rightarrow 4\phi 3/4 + 12 \phi 5/8$

Cálculo columnas C'-C'

$h = 10.50$ Dimensiones $= 0.60 \cdot 0.60$

$p.p. = 0.60 \cdot 0.60 \cdot 10.50 \cdot 2.400 = 9,100\ kgs$

Fuerzas horizontales.- Sobre esta columna actuan además del viento y sismo, la temperatura, según se vió en la pag $P = 612\ kgs$

~~lo fo~~ el Momento que produce esta fuerza es igual

$$M_{temp.} = 612 \cdot 10.50 = 6,450\ kg\text{-}m$$

Fuerza del sismo Eje Mayor = Eje Menor

Fuerza	Brazo	Momento
Loza: $0.05 \cdot 30,282$	10.75	16,300 kg-m
colum: $0.05 \cdot 9,100$	5.25	2,400 "
		$M = 18,700$ "

siendo Momento debido al sismo mayor que el Momento debido a la temperatura; el diseño se hizo con el Momento debido al sismo

Fuerzas Horizontales:-

p.p. columnas = 6.900 kgs
p.p. loza = 30.282
sobrecarga = 40.250
$V = 77,432$

excentricidad $= e = \frac{18.700}{79.632} = 0.234$

empleando concreto $f'_c = 210$ kg/cm² y $p = 2\%$

tendremos los siguientes valores

$\frac{t}{e} = \frac{0.60}{0.234} = 2.56$; $np = 0.20$ } $C_2 = 7$; $k = 0.65$; $f_c = \frac{M}{bt^2} C_2$

$$f_c = \frac{18.700 \times 100 \times 7}{216{,}000} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible $f_a = 0.25 \times 210 [1 + 9 \times 0.02] =$

$f_a = 62$ kg/cm² como la columna es larga tendremos los siguientes valores

$\frac{L}{d} = \frac{10.50}{0.60} = 17.50$ $\quad C = 1.33 - \frac{17.50}{36} = 0.845$

$f'_a = C f_a = 0.845 \times 62 = 52.5$ kg/cm²

R^2 ya fue hallado anteriormente teniendo como valor $R^2 = 340$. Reemplazando en la fórmula del esfuerzo admisible

$$f_p = \frac{52.5 \left(1 + \frac{234.30}{340}\right)}{1 + 0.728 \times \frac{234.30}{340}} = 63.5 \text{ kg/cm}^2$$

como $f_p > f_c$ diseño está correcto luego se adoptó una cuantía para cada eje $= 2\%$

Eje Mayor $= 2\%$; $A_s = pbd = 0.02 \times 3600 = 72$ cm²

$\rightarrow 14 \phi 1''$ 7 @ cada lado

espaciamiento $S = \frac{60 - 15}{7 - 1} = \frac{45}{6} = 7.5 > 2.54$ está correcto

Eje Menor llevará el mismo número de barras de acero.

Chequeo esfuerzos en el Acero

$f_s = n f_c \frac{d - kt}{kt} = 10 \times 60 \times \frac{54 - 0.65 \times 60}{0.65 \times 60}$

aproximadamente $= 600$ kg/cm² $< f_s = 1400$

Cálculo columnas C-C

$h = 7.60$ m $\quad$ Dimensiones $= 0.60 \times 0.60$

p.p. columna $= 0.36 \times 2400 \times 7.60 = 6.600$ kg-m

Fuerzas Horizontales.- Esta columna como la anterior soporta además del viento y sismo x la temperatura según vimos el valor de la

de la fuerza de temperatura para esta columna es igual a P = 1,400 kgs.
Hallando momentos tendremos.
Eje Mayor actua ademas del sismo la temperatura
a.- Mo. temperatura = 1400 x 7.60 = 10,600 kg-m
b.- Sismo.

	Fuerza	Brazo	Momento
Loza	0.05 x 30,282	7.85	11,900 kg-m
columna	0.05 x 6,600	3.80	1,250
		M =	13,150 kg-m

vemos que el Momento debido a la temperatura es casi igual al Momento de Sismo teniendo ambos un valor igual M_{total} = 23,750 kg-m
y como la columna anterior fue diseñada para un momento de 18,700 kg-m trabajando como columna larga el diseño se efectuó considerando para el eje Mayor una cuantía p = 2% por analogía con la columna C-C'
Eje Menor.- actua unicamente la fuerza de sismo se consideró p = 1%

p = 1%
np = 0.1
$\frac{t}{e} = \frac{0.60}{0.17} = 3.53$

$e = \frac{M}{N} = \frac{13,150}{77,132} = 0.17$

Fuerzas verticales
p.p. Loza = 30,282
p.p. columna = 6,600
sobrecarg = 40,250
77,132

$C_2 = 8.5$
k = 0.80

$fc = \frac{13,150 \times 100 \times 8.5}{216,000} = 52.5$ kg/cm²

como se obtiene un esfuerzo tan pequeño ya no se chequeó al admisible
Areas de Acero
Eje Mayor As = 0.02 x 3600 = 72 cm² → 14 ∅ 1"
Eje Menor As = 0.01 x 3600 = 36 cm² → 4 ∅ 1" + 6 ∅ 3/4
No se chequeó Esfuerzos en el Acero por ser estos muy pequeños como se vió anteriormente.

Cálculo columnas B-B. B'-B'
B-B- h = 6.00   h promedio = 6.60
B'B'- h = 7.00   Dimensiones = 0.60 x 0.60
p.p. = 6.50 x 0.36 x 2,400 = 5,600 kgs

Fuerzas Horizontales.- Son: las fuerzas de sismo temperatura y viento.

1.- Eje Mayor

a.- Temperatura.- Segun se vió en el pag N° para las columnas B-B y B'-B' les corresponde una fuerza de temperatura igual a P= 3,200 kgs esta fuerza produce en la base un momento igual a:

$$M_{temp.} = 3.200 \times 6.50 = 20,800 \text{ kg-m}$$

Sismo.- Fuerza de sismo y los momentos que produce son los siguientes:

	Fuerza	Brazo	Momento
Loza	0.05 5,600	3.25	910
col	0.05 30,282	6.75	10,230
			11,110

Como los Momentos debidos a la temperatura son casi el doble que los debidos al sismo se diseño unicamente con los primeros fuerzas verticales son las siguientes:

p.p. Loza = 30,282 kgs

p.p. colum = 5,600

Sobrecar. = 40,250

76,132

$$\text{excentricidade} = \frac{M}{N} = \frac{20.800}{76,132} = .273$$

adoptando una cuantía

$p = 2\%$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$\left.\begin{aligned} \frac{t}{e} &= \frac{0.60}{0.273} = 2.2 \\ np &= 0.20 \end{aligned}\right\} \begin{aligned} C_2 &= 6.8 \\ k &= \end{aligned}$$

$$fc = \frac{M}{bt^2} C_2 = \frac{20,800 \times 6.8}{216.000} = 65.5 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo permisible. $fa = 0.25 \times 210 [1 + (10-1) 0.02]$

$fa = 63 \text{ kg/cm}^2$ como se trata de una columna corta no se hace ninguna corrección

$$R^2 = \frac{t^2 + 12(n-1)pa^2}{12[1+(n-1)p]} = \frac{3600 + 12 \times 9.002 \times \overline{24}^2}{12 \times 1.18}$$

$$k = \frac{fa}{fc} = \frac{62}{84} = 0.738$$

$R^2 = 340$

$$fp = 62 \frac{1 + \frac{273 \times 30}{340}}{1 + 0.74 \times \frac{273 \times 30}{340}} = 76 \text{ kg/cm}^2$$

vemos que $f_b > f_c$ luego el diseño está correcto.

Eje Menor actúa únicamente la fuerza de sismo se consideró cuantía mínima $p = 1\%$.

Areas de Acero

Eje Mayor $p = 2\%$ $A_s = 0.02 \cdot 60 \cdot 60 = 72 cm^2$
$\rightarrow 14 \phi 1''$

Eje Menor $p = 1\%$ $A_s = 0.01 \cdot 60 \cdot 60 = 36 cm^2$
$\rightarrow 4 \phi 1'' + \phi 3/4$

Chequeo esfuerzos en el Acero: no se calculó, como se vio anteriormente, son muy pequeños.

Columnas A-A y A'-A'

alturas A-A = 3.00 h promedio = 3.40

A'-A' = 3.80 dimensiones: 0.60.0.60

$p_p = 0.36 \cdot 3.50 \cdot 2.400 = 3.200$ kgs

1.- Fuerzas Horizontales Eje Mayor actúa: viento sismo y temperatura considerando estas dos últimas que son las mas importantes tendremos

a.- Temperatura $P = 13.000$ kgs esto produce en la base de la columna un Momento igual a $M_{temp.} = 13.000 \cdot 3.50 = 45.500$ kg.m siendo este Momento relativamente grande en comparación con los hallados anteriormente. Para evitar este Momento se decidió emplear en lugar de una articulación fija una articulación móvil anulando de esta manera el Momento debido a la temperatura. Desaparece el Momento de Temperatura pero aparece un nuevo momento debido a la fricción

Fuerza de fricción.- Depende del tipo de apoyo que se emplee en nuestro caso se va a usar el tipo de apoyo Móvil articulado llamado también "ojo de chino" en este caso el reglamento aconseja tomar para la fuerza de fricción el 5% de la Reacción de la pag   el valor de la reacción es igual

R = 17.997 kgs de manera que el Momento debido a la fricción será igual a:

$M_{friccion} = 0.05 \times 17{,}997 \times 3.50 = 3{,}150$ kg-m
con este Momento se procedio al diseño pero teniendo este un valor tan pequeño estableciendo una analogia con los demas columnas, se considero una Cuantía $p = 1\%$ para toda la columna
Area de acero $A_s = 0.01 \times 3.600 = 36\,cm^2$
$\rightarrow 4\phi 3/4 + 12\phi 5/8$

Eje Menor actua fuerza del sismo

	Fuerza	Brazo	Momento
Losa	0.05 x 17,997	3.75	3,370
colum	0.05 x 3.200	1.75	280
			3,650 kg-m

esto momento tambien puede ser absorvido con una cuantia de 1% o sea actuando en cada eje la mitad $p = 0.5\%$.
Efectuando una simple comprobación

$p = 0.5\%$
$np = 0.05$
$\frac{t}{e} = \frac{0.60}{0.06} = 10$
estamos en presencia del caso I de flexocompresión

Hallamos previamente las fuerzas verticales
$p.p.$ Losa $= 17{,}997$ kgs
$p.p.$ colum. $= 3.200$
Sobrec. $= 37{,}475$
$N = 58{,}672$ kgs

excentricidad $= e = \frac{M}{N} = \frac{3{,}610}{58{,}672} = 0.0621$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{e}{t} = \frac{0.06}{0.60} = 0.10 \\ (n-1)p = 0.045 \end{array}\right\} C_1 = 1.51 \quad f_c = \frac{N}{bt} C_1$$

$$f_c = \frac{58{,}672 \times 1.51}{60 \times 60} = 24.3 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo tan pequeño que no necesita ser chequeado.

CALCULO ZAPATA

Cálculo zapata C-C'

1.- Zapata con puente y sobrecarga

Cargas:
$p.p.$ columna $= 9{,}100$
$p.p.$ Losa $= 30{,}282$
relleno tierras $= 12{,}800 \rightarrow 2 \times 2 \times 2 \times 1.6 = 12{,}800$
sobrecarga $= 40{,}250$
$\Sigma = 92{,}432$ kgs

a las cargas anteriores hay que agregar 5% de la suma de tal manera que vamos a tener

$P_{total} = 92,432 + 4,500 = 97,932$

como se apreciará al encontrar las cargas se consideró encima de la zapata un relleno de tierras de un espesor igual a 2.00 y suponiendo que la zapata tenga una area igual a $2.00 \times 2.00 = 4.00\ m^2$

Como la zapata soporta un momento proveniente de las fuerzas horizontales que actuan en la columna la máxima excentricidad se presentará cuando el puente esta trabajando unicamente con su peso propio sin la sobrecarga

$P = 97,932 - 40,250 = 56,682$ kgs

el Momento considerado es el Momento de sismo. $M = 18,700$ kg-m

Excentricidad $e = \dfrac{18,700}{56,682} = 0.33$

El lado de la zapata será igual:

$d = 6 \times 0.33 = 1.98 \approx 2.00$

eligiendo zapatas cuadradas estas tendrian unas dimensiones iguales a 2.00×2.00 mts. Chequeo de las dimensiones anteriores teniendo en cuenta las presiones sobre el terreno.

$e_{exent.} = \dfrac{18,700}{97,932} = 0.191$

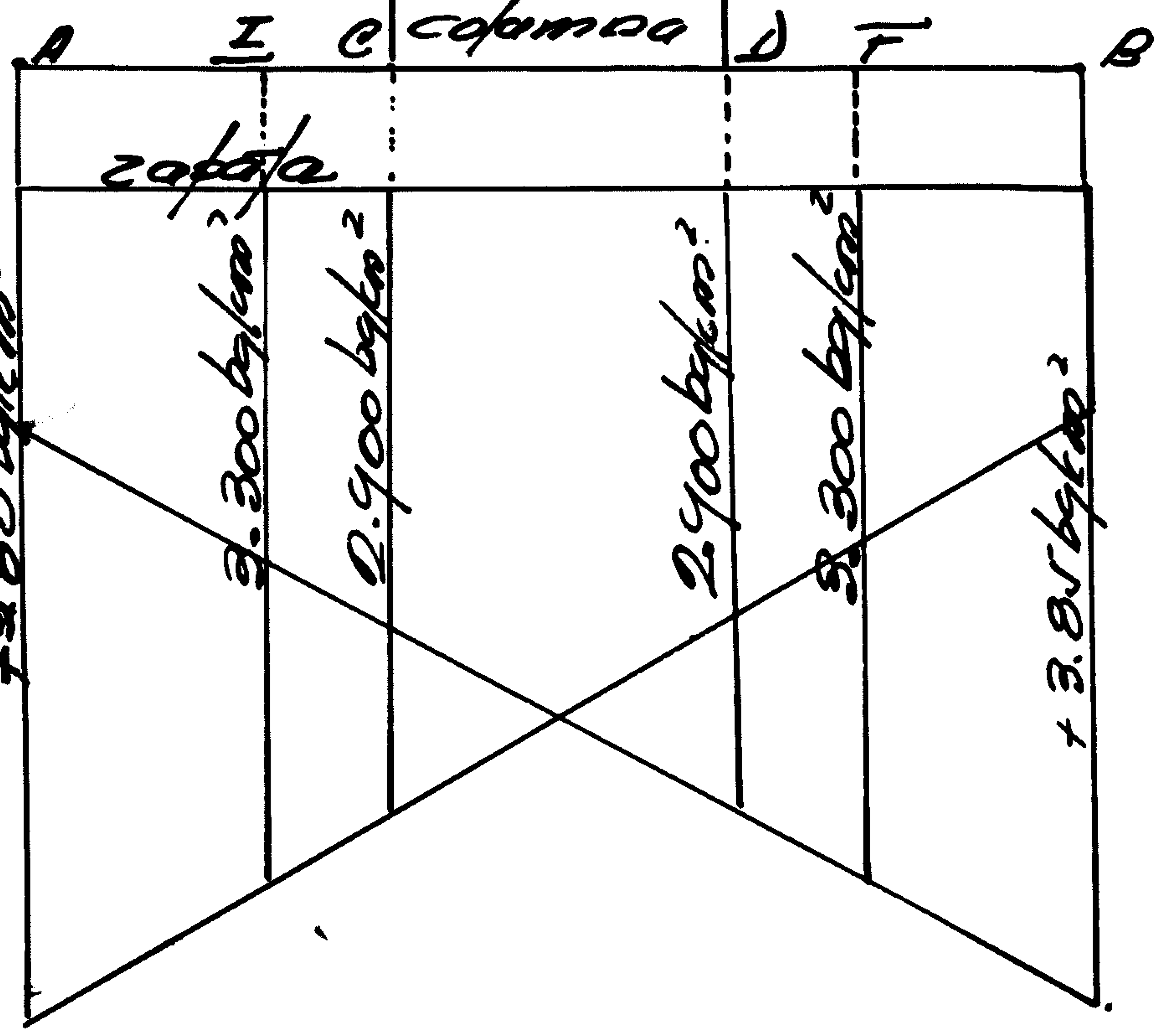
presiones considerando las máximas cargas

$$\sigma = \frac{97,932}{2.00 \times 2.00}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.191}{2.00}\right) \begin{cases} \sigma_{max} = 3.85\ kg/cm^2 \\ \sigma_{min} = 1.04\ kg/cm^2 \end{cases}$$

vemos que las presiones estan dentro de los limites aceptados para el terreno de Lima que es $\sigma = 4\ kg/cm^2$

Con los valores anteriores se construyó el diagrama de presiones el cual se muestra a la vuelta.

Chequeo de la altura ó cálculo Momentos



Relleno	P	x	M
tierra: $0.70 \times 2.00 \times 2.00 \times 1,600 = 4,500$		0.35	1570 kg-m
peso zapata: $0.70 \times 0.50 \times 2.00 \times 2400 =$	1,680	0.35	294
Corte	$-6,180$ kgs		$M_o = 1,864$ kg-m

presión del

terreno uniforme: $0.70 \times 29.000 =$	20.300	0.35	7100
" " variable: $1/2 \times 0.70 \times 9.500 =$	3.400	0.46	1,530
Corte	23,700		$M_o = 8630$

El Momento a plomo de la cara de la columna será igual a: $M = 2 \times 8,630 - 1864 = 15,400$

altura zapata:

$$d = 0.27\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.27\sqrt{\frac{15,400}{2}} = 24$$

$$h = d + 7.5 = 24 + 7.5 = 31.5 \text{ cm.}$$

Chequeo al esfuerzo cortante. El esfuerzo cortante se calculó a una distancia igual a "d" de la cara de la columna o sea en los punto I y F

Relleno	$2.00 \times 2.00 \times 1,600 \times 0.475 =$	3.040 kgs
zapata	$2.00 \times 0.30 \times 0.475 \times 2400 =$	685 "
		-3725 "
presión uniforme	$3.800 \times 2 \times 0.475 =$	31.200 "
variable	$1/2 \times 5,500 \times 2 \times 0.475 =$	2.610 "
		33,810 "

$$\text{Corte} = 33,810 - 3,725 = 30,085 \text{ kgs}$$

$$d = \frac{V}{v\,j\,d} = \frac{30,085}{200 \times 0.875 \times 0.03 \times 210} = 28.1$$

$h = 28.1 + 7.5 = 35.6$ redondeando se cm-una altura para la zapata = 40 cm y un $d = 40 - 7.5 = 32.5$ cms.

Cálculo Areas de Acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{30.085}{1400 \cdot 0.875 \cdot 32.5} = 19.3 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

como son 2 metros $A_{s\,total} = 38.6 \text{ cm}^2$

Chequeo a la Adherencia.- Se calcula el esfuerzo de corte a plomo de la cara de la columna

$$V = 2 \cdot 23.700 - 6.180 = 41.220 \text{ kg/m.l.}$$

$$\tau_o = \frac{V}{u j d} = \frac{41.220}{0.075 \cdot 210 \cdot 0.875 \cdot 32.5} = 80 \text{ cms}$$

Se emplearon $14 \phi 3/4$

Con esto queda concluido el diseño de la zapata

Cálculo zapata C-C.

Cargas:

p.p. =	30.282	kgs
colum =	6.600	"
s/c =	40.250	"
relleno =	12.800	"
	90.932	"
p.p. zapata =	4.500	→ 5% de las cargas anteriores
P_{total} =	95.332	kgs

Momento debido al sismo. M = 13.150 kg·m

excentricidad considerando a la zapata con puente y sin sobrecarga

$$P = 95.332 - 40.250 = 54.182 \text{ kgs}$$

$$e = \frac{13.150}{54.182} = 0.25 \cdot 6 = 1.50$$

con puente ; con sobrecarga

$$e = \frac{13.150}{95.332} = 0.14$$

presiones sobre el terreno.

$$\sigma = \frac{95.332}{200 \cdot 200}\left(1 \pm \frac{0.14 \cdot 6}{2.00}\right) \quad \begin{array}{l} \sigma_{max} = 3.4 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{min} = 1.38 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

vemos que las presiones sobre el terreno son bien parecidas al caso anterior en que se empleó una zapata de $2.00 \cdot 2.00$. luego perfectamente podemos adoptar para estas columnas la zapata anterior

Cálculo zapatas B-B y B'-B'

Cargas:

p.p. Losa = 30.282 kgs
s/c = 40.250 "
p.p. columna = 5.600 "
p.p. zapata = 4.500 "
relleno = 12.800 "
P_{total} = 93.432 kgs

Esta zapata soporta un momento debido a la temperatura igual = 20,800 kgs la excentricidad máxima se producirá cuando la zapata trabaje con el puente y sin sobrecarga entonces tendremos:

$$P = 93.432 - 40.250 = 53.182$$

$$e = \frac{20.800}{53.182} = 0.39 \times 6 = 2.40 = d$$

Lado de la zapata = 2.40

Excentricidad considerando la sobre carga.

$$e = \frac{20.800}{93.432} = 0.222$$

las presiones sobre el terreno serán los sgtes:

$$p = \frac{93.432}{240 \times 240}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.222}{2.40}\right) \quad \sigma_{max} = 2.5\, kg/cm^2 \quad \sigma_{min} = 0.72\, kg/cm^2$$

vemos que las presiones han disminuido al aumentar la sección; pero también ha aumentado el brazo de palanca estableciéndose un equilibrio con los Momentos encontrados para las zapatas anteriores de tal manera que a esta zapata podemos también darle la misma área de acero que las zapatas anteriores, así mismo se le dió la misma altura = 0.40 m.

Cálculo zapatas A-A y A'-A'

Cargas

p.p. Loza = 17,997 kgs
p.p. columna = 3.200 "
s/c = 37.475 "
relleno = 12.800 "
71,472 "
p.p. zapata: 3.500 " → 5% cargas
74.972 "

Max excentricidad

$P = 74.972 - 37.475 = 47.409$ kgs

Momento $= 3.650$ es el debido al sismo.

$$e_{max} = \frac{3.650}{47.499} = 0.205$$

$d = 6 \times 0.205 = 1.20$ se redondeó a 1.50 $d = 1.50$

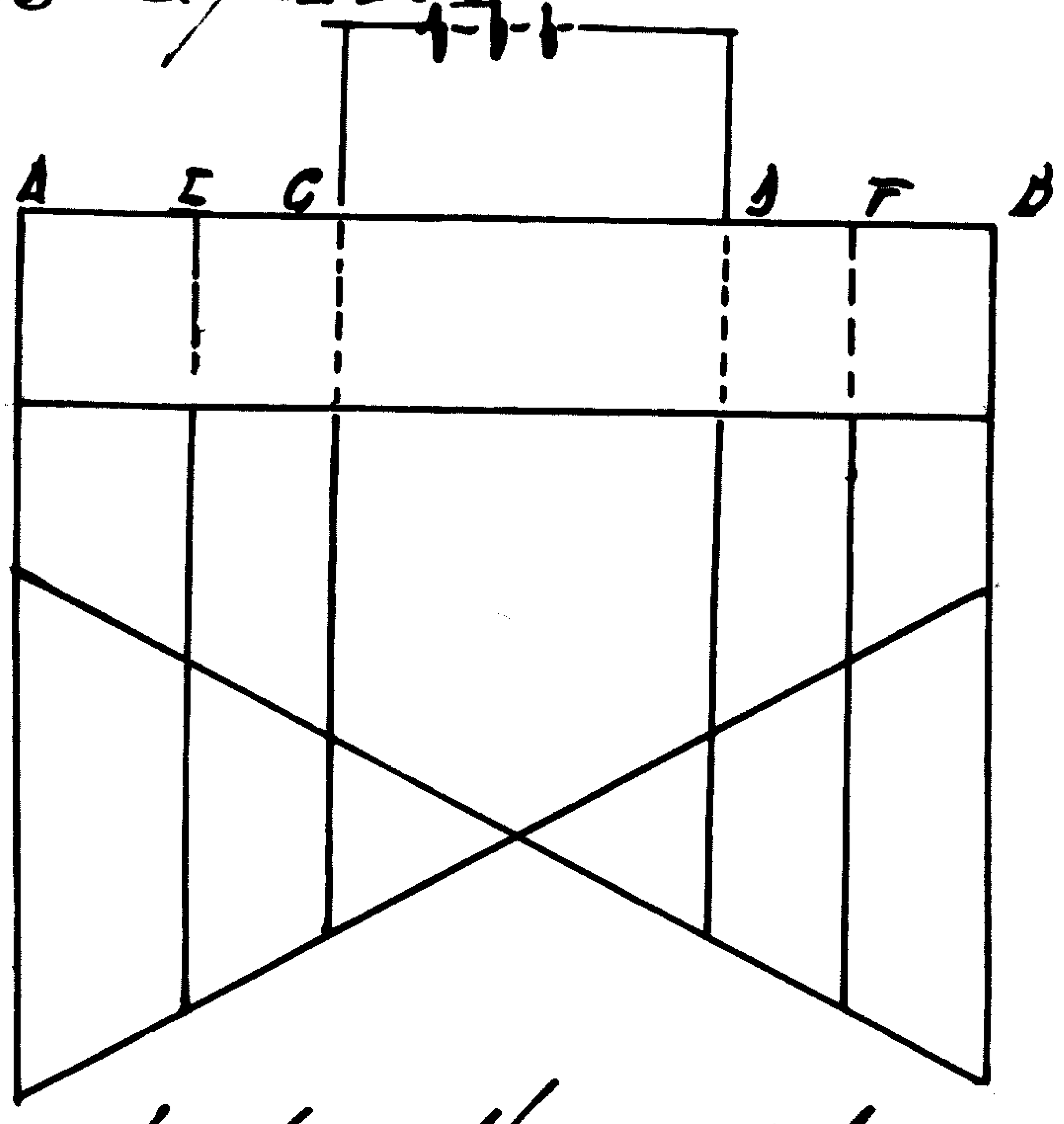
$$e_{min} = \frac{3.650}{74.972} = 0.04$$

presiones sobre el terreno

$$\sigma = \frac{74.972}{150 \times 150}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.04}{1.20}\right) \quad \sigma_{max} = 4 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{min} = 0.96 \text{ ''}$$

vemos que las presiones se hallan dentro de los valores admisibles

Construyendo el diagrama de presiones vamos a tener:



Cálculo altura de la zapata.- Tomando Momento en la cara de la columna.

	P	x	M
relleno	$0.45 \times 1.50 \times 200 \times 1.600 = 2.160$	0.225	485 kg-m
zapata	$0.45 \times 0.30 \times 1.50 \times 2400 = 490$	0.225	110 ''
	Cnte $= 2.650$		595 ''

presiones

uniforme	$0.45 \times 30.000 \times 1.50 = 20.200$	0.225	4.550
variable	$1/2 \times 0.45 \times 10.000 \times 1.50 = 3.400$	0.300	1.000
	Cnte $= 23.600$		5.550

$M = 5.550 - 595 = 4.955$

$$d = 0.27\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.27\sqrt{\frac{4.955}{1.50}} = 15.5 \text{ cms.}$$

$h = 15.5 + 7.5 = 23$ cms.

Chequeo al Corte

relleno: $0.35 \times 2.00 \times 1.50 \times 1,600 = 1,700$ kgs

zapata: $0.20 \times 1.50 \times 0.35 \times 2,400 = \underline{2,520}$ "

$-V = 4220$.

presiones

variable: $1/2 \times 6,000 \times 0.35 \times 1.5 = 1,570$ kgs

uniforme: $34,000 \times 1.5 \times 0.35 = \underline{18,000}$

$+V = 19,570$ kgs

$$d = \frac{V}{u j b} = \frac{19,570 - 4,220}{0.03 \times 210 \times 0.875 \times 150} = 18.6 \text{ cm}$$

$h = 18.6 + 7.5 = 26.1$ cm

se redondeó este valor a 30 cms luego:

$h = 30$ cm $\quad d = 30 - 7.5 = 22.5$ cms

Cálculo Areas de acero

$$As = \frac{M}{fs j d} = \frac{4,575 \times 100}{1400 \times 0.875 \times 22.5} = 16.6 \text{ cm}^2$$

Chequeo a la Adherencia

corte en los puntos C y D $V = 23,600 - 2,650 =$

$= 20,950$ kgs

$$\Sigma o = \frac{V}{u j d} = \frac{20,950}{0.075 \times 210 \times 0.875 \times 22.5} = 72 \text{ cms}$$

para lo cual necesitamos tener $12 \phi 3/4$

Observación cabe advertir que en el cálculo de los Momentos y de los Esfuerzos cortantes unicamente se emplearon las componentes normales de las presiones no se consideraron componentes tangenciales por ser estas muy pequeñas ya que las fuerzas verticales son de mucha mayor magnitud que las fuerzas horizontales como se puede apreciar.

ESTABILIDAD DE LAS COLUMNAS

Calculadas las columnas para los esfuerzos propios del material; nos faltaría comprobar si las columnas van a ser estables ante la acción de las fuerzas que intervienen o si van a estar sujetas a volteo o deslizamiento.

Columnas C-C'

1 Coeficiente de volteo.- Tenemos que considerar la columna en su posición mas desfavorable cuando actua con puente y sin sobrecarga, o sea bajo la acción de su

peso propio de manera de tener el mínimo Momento debido a las fuerzas verticales para el Momento de las fuerzas horizontales tendremos que considerar los máximos valores, osea en este caso Momentos según el eje Mayor en que actúa: sismo y temperatura.

Momento fuerzas horizontales.- Tomando momentos con respecto a la arista de la zapata de las cargas que intervienen por peso propio.

$M_{FV} = 56,682 \cdot 1.00 = 56.682$ kg-m

$M_{FH} = Mo_{temperat.} + Mo_{sismo}$

$= 18700 + 6.450 = 25,150$ kg-m

$$C_V = \frac{M_{FV}}{M_{FH}} = \frac{56.682}{25,150} = 2.23$$

Como Cv sale mayor que 2 esta correcta la estabilidad.

2.- Coeficiente de Deslizamiento.- Según consideraciones anteriores se consideró la columna trabajando con puente y sin ste.

Fuerzas verticales = 56,682 kgs

Fuerzas horizontales = Sismo + Temperatura

sismo = 0.05(30,982 + 9.100) = 1972 kgs

temperatura = 612 kgs

$F_H = 1972 + 612 = 2584$ kgs

Coeficiente de fricción = 0.70

$$C_D = \frac{0.70\,F_V}{F_H} = \frac{0.70 \cdot 56,682}{2584} = 15 \text{ correcto}$$

— Columna C-C' —

Hechas las mismas consideraciones para el caso anterior tendremos

1.- Coeficiente volteo.

Cargas verticales = 54,182 kgs

$M_{FV} = 54,182 \cdot 1.00 = 54,182$ kg-m

$M_{FH} = M_{tem.} + M_{sis.} = 13,150 + 10,600 = 23,750$ kg-m

$$C_V = \frac{M_{FV}}{M_{FH}} = \frac{54,182}{23,750} = 2.20 \text{ correcto}$$

2.- Coeficientes deslizamiento.

Fuerzas verticales = 54,182 kgs

Fuerzas horizontales = sismo + temperatura

Fuerza sismo = 0.05(30.282 + 6.680) = 1810 kgs

Fuerza de temperat. = 1.400 kgs

$\Sigma FH = 1850 + 1400 = 3.250$ kgs

$$C_D = \frac{54.182 \times 0.7}{3.250} = 11$$

— Columnas B-B y B'-B' —

1.- Coeficiente de volteo considerando momentos segun el eje Mayor

$M_{FH} = M_{temp.} + M_{sis} = 11.110 + 20.800 = 31.910$
$= 31.910$ kg-m.

$M_{FV} = 53.182 \times 1.20 = 64.200$ kg-m

$$C_V = \frac{64.200}{31.910} = 2 \text{ correcto}$$

2.- Coeficiente deslizamiento:

$\Sigma FV = 53.182$ kgs

$\Sigma FH = F_{sismo} + F_{temp} = 3.200 + 1850 = 5050$ kg.

$$C_D = \frac{0.7 \times 53.182}{5,050} = 7.35 \text{ correcto.}$$

— Columnas A-A y A'-A' —

1.- Coeficiente de volteo

$M_{FH} = M_{o\,sismo} = 3.650$ kg-m

Cargas verticales = 47.497

$M_{FV} = 47.497 \times 0.75$ kgm

$$C_V = \frac{47.497 \times 0.75}{3650} = 9.70$$

2.- Coeficiente de deslizamiento

$\Sigma FH = F_{sismo} = 0.05 \times 21.197 = 1.060$ kgs

vemos que es una fuerza muy pequeña como conclusión podemos decir que todas las columnas con sus respectivas zapatas son estables y alcanzan por amplio margen

CALCULO VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO

Esta viga se colocó en las columnas mas largas que son las columnas D-D' y D-D, E-E' y E-E se colocó con el fin de disminuir los esfuerzos en la columna y que esta trabaje como una columna corta en el sentido del eje menor, por esta razón se colocó a $12 \times 0.60 = 7.20$ mts.

Respecto al cálculo la forma como trabaja la viga de arriostramiento es indeterminada, por esta razón se asumió una sección de 0.60×0.50 sin criterio previo

Armadura.- En cuanto a la armadura se consideró la cuantía mínima para el acero negativo $p = 0.005$

$$As = pbd = 0.005 \times 60 \times 50 = 15 cm^2$$

$$\rightarrow 8 \phi 5/8$$

Estas 8 barras se colocaron 4 en el negativo corridas a todo el largo de la viga lo mismo se hizo con el positivo se colocaron 4 barras de 5/8.

Como una comprobación si las areas de acero están correctas se chequeó la viga al peso propio.

$$(-) M = \frac{1}{12} w l^2 \quad w = 0.50 \times 0.60 \times 2,400 \times 1 = 720 kgs$$

$$l = 6.00$$

$$(+) M = \frac{1}{24} w l^2 \quad (-) M = \frac{1}{12} \times 720 \times \overline{6}^2 = 2160 kg\text{-}m$$

$$(+) M = 1/24 \times 720 \times \overline{6}^2 = 1080 kg\text{-}m$$

$$(-) As = \frac{2160}{1400 \times 0.875 \times 45} = 3.71$$

$$(+) As = \frac{(-)As}{2} = \frac{3.71}{2} = 1.85 cm^2$$

para el negativo y positivo tenemos $7.5 cm^2$ lo que nos indica que están sobradas las areas de acero.

DISPOSITIVOS DE APOYO

Son de 2 clases: Articulación fija y Articulación Móvil.

1.- Articulación fija.- En principio la idea fué emplear barras de acero, lo cual requería un area de acero igual a: $As = \frac{P}{fs}$

siendo P = Reacción = p.p. losa + s/c

$$= 30,282 + 40,250 = 70,532 \ kgs$$

fs = carga de trabajo del acero a la compresión.

$= nfc$ n y fc varían según la columna para las D-D y E-E que trabajan con un $f'c = 350 \ kg/cm^2$ $n = 6$; $fc = 80 \ kg/cm^2$ en promedio lo que da para el acero

$$fs = 6 \times 80 = 480 \ kg/cm^2 \simeq 500 \ kg/cm^2$$

$$As = \frac{70,532}{50} = 141 cm^2$$ vemos que es una gran cantidad de varillas las que se necesitan

por lo cual se decidió reemplazar las barras por una platina cuya sección tendría el área siguiente suponiendo que el concreto adsorba una compresión de 50 kg/cm² que es lo que da la AASHO en su reglamento.

$$A = \frac{70.828}{50} = 1500 \approx 1600 cm^2$$

se empleó una platina de 0.40x0.40 osea de 16"x16" por 1" de espesor; esta platina irá anclajada en la viga y en la columna por 2 barras de 1" y 50 cms de longitud, además la platina llevara un recubrimiento de asfalto de 1".

Articulación móvil.- Se empleó la del tipo designado como "Ojo chino", conforme se indica en el plano "9" se compone de un pin y 2 perfiles en U.

Cálculo del pin.- El pin en la zona de contacto con los perfiles va a trabajar al corte.

Carga sobre la articulación

$= p.p.$ Loza $+ s/c = 17.997 + 37.475$

carga total $= 55,472$ kgs

convirtiendo en unidades del sistema inglés: $P = 55,472 \Leftrightarrow 122,000$ lbs.

se asumió para el pin un diámetro $d = 3"$ y con una carga al corte igual $v = 10.000$ lbs/$''^2$ lo cual nos va dar una fuerza total resistente.

$$P = 2 \times \frac{\pi d^2}{4} \times \tau = 2 \times 0.785 \times \overline{3}^2 \times 10,000$$

$= 140.000$ lbs osea que el pin con un diámetro de 3", adsorbe perfectamente toda la reacción.

Cálculo espesor de los perfiles.- El cálculo se hizo a la compresión o aplastamiento. asumiendo un espesor $= 1\,1/2"$

$P = 2 \times d \times e \times \sigma = 2 \times 3" \times 1\,1/2 \times 16.000 = 144.000$ lbs

$\sigma = 16.000$ lbs/$''^2$ carga trabajo a la compresión

$P = 144.000$ osea que con un espesor de $1\,1/2"$ los perfiles resisten perfectamente la carga. Cada perfil se ancló con 2 ϕ 1"

—CAPITULO V—

—CALCULO DEL ARCO—

GENERALIDADES.- El arco es la estructura destinada a salvar la parte mas profunda de la Quebrada; evitando tener que emplear apoyos intermedios como en el caso de vigas y lozas continuas. Recibe las cargas de las columnas y las transmite al terreno mediante sus estribos.

CARACTERISTICAS.- Como se expuso en el capitulo I el arco es de las siguientes caracteristicas:

Luz = 50.00mt flecha = 14.20

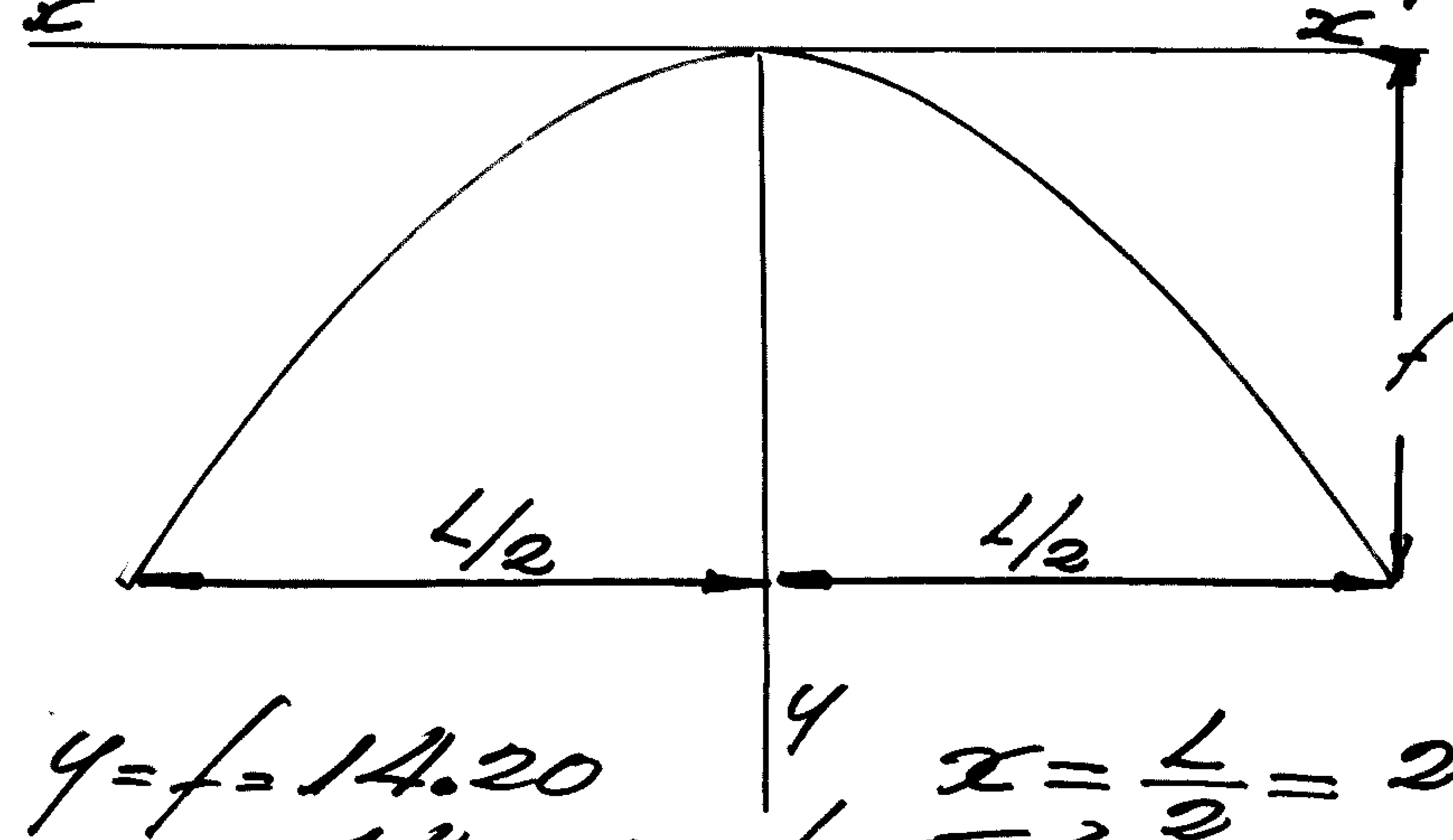
relación flecha a luz $= \frac{f}{L} = \frac{14.20}{50} \simeq \frac{1}{4}$

curva de la directriz = parábola 2º grado. Arco empotrado, de timpanos aligerados de tablero superior; su seccion transversal compuesta por 2 anillos sólidos unidos mediante vigas de arriostramiento.

CALCULO.- El calculo comenzó con la determinación de las ecuaciones y ordenadas para las 3 curvas: la directriz, el extradós y el intradós; a estas 2 ultimas tambien se eligió parábola de 2º grado.

1.- Determinación de la ecuación.-

a.- Ecuación de la directriz.-



$y = kx^2$ ecuación de la parábola referida a los ejes x-x, y-y, en la ecuación anterior reemplazamos

$y = f = 14.20$ $x = \frac{L}{2} = 25$

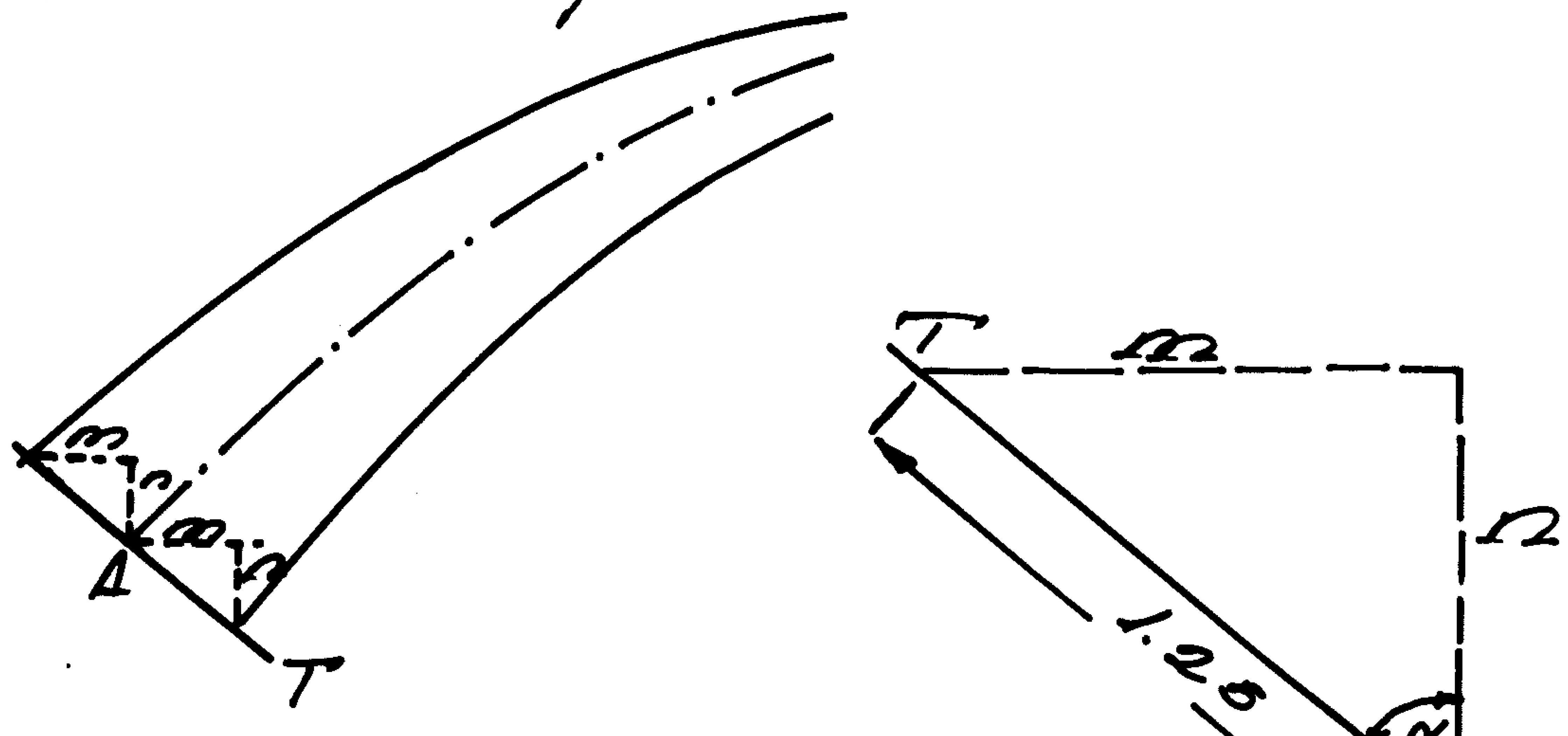
$14.20 = k\,25^2$ $k = \frac{14.20}{(25)^2}$

$k = 0.0227$

luego la ecuación de la directriz será igual a $Y = 0.0227x^2$, a partir de esta ecuación ya podemos calcular las ordenadas; las cuales se calcularon cada 1m.

Ordenadas directriz arco							
x	Y	x	Y	x	Y	x	Y
1	0.0227	8	1.455	15	5.110	22	11.00
2	0.0910	9	1.840	16	5.810	23	12.01
3	0.2045	10	2.270	17	6.560	24	13.10
4	0.3635	11	2.745	18	7.350	25	14.20
5	0.5680	12	3.270	19	8.200	—	—
6	0.8180	13	3.840	20	9.099	—	—
7	1.1120	14	4.455	21	10.020	—	—

b.- Ecuación del Extrados.- a partir de la ecuación anteriores deducimos los valores de esta ecuación.



antes de entrar al calcular cabe indicar los espesores que se asumieron:

Arranque = $2.5e_c$ $\quad e_c$ = espesor en la clave

Clave = $\frac{1}{50}L$ $\quad e_c = \frac{1}{50} \cdot 50 = 1m.$

$e_a = 2.5e_c = 2.5 \cdot 1 = 2.50m$

espesor en la clave = 1m

espesor en el arranque = 2.50m

de la ecuación de la directriz hallamos la tangente en el punto A.

$\frac{dy}{dx} = 0.0454x$ $\quad$ para $x = 25$

$\frac{dy}{dx} = 1.132 = tg\,\alpha$

$\alpha = 48°31'$

$sen\,\alpha = 0.749148$ $\quad m = \frac{e_a}{2} sen\,\alpha$

$cos\,\alpha = 0.662402$ $\quad n = \frac{e_a}{2} cos\,\alpha$

reemplazando valores

$$m = \frac{2.50}{2} \times 0.749148 = 0.936$$

$$n = \frac{2.50}{2} \times 0.662402 = 0.828$$

la nueva luz y nueva flecha para el extradós serán iguales a:

$$L'e = L + 2m = 50 + 2 \times 0.936 = 51.872$$

$$fe = f + \frac{e_c}{2} - n = 14.20 + 0.50 - 0.828$$

$$= 13.872\, m.$$

como tenemos la luz y la flecha podemos hallar la constante de la ecuación

$$k = \frac{y}{x^2} = \frac{13.872}{(25.936)^2} = 0.02065$$

luego, $y = 0.02065\, x^2$ a base de esta ecuación calculamos las ordenadas del extradós cada 1.00 m

ordenadas extradós del arco							
x	y	x	y	x	y	x	y
1	0.0206	8	1.3210	15	4.650	22	10.900
2	0.0826	9	1.6710	16	5.290	23	10.900
3	0.1859	10	2.0650	17	5.965	24	11.900
4	0.3305	11	2.500	18	6.700	25	12.900
5	0.5160	12	2.975	19	7.450		
6	0.7440	13	3.490	20	8.260		
7	1.0110	14	4.050	21	9.120		

c.- <u>Ecuación</u> <u>del</u> <u>Intradós</u> .. aprovechando los valores encontrados para el Intradós vamos a tener los siguientes valores para la flecha y la luz

$$Li = L - 2m = 50 - 1.872 = 48.128\, m$$

$$fi = f + n - \frac{1}{2} e_c = 14.20 + 0.828 - 0.50$$

$$= 14.528\, m$$

constante de la ecuación de la parábola

$$k = \frac{14.528}{24.064} = 0.02508$$

con este valor tendremos

$$y = 0.02508\, x^2$$

esta ecuación nos permite tener el valor de las ordenadas el cual se muestra en la hoja siguiente.

Ordenadas Intradós Arco							
x	y	x	y	x	y	x	y
1	0.0250	8	1.602	15	5.640	22	12.120
2	0.1002	9	2.030	16	6.415	23	13.250
3	0.225	10	2.508	17	7.250	24	14.450
4	0.410	11	3.830	18	8.180	25	—
5	0.628	12	3.610	19	9.050	26	—
6	0.980	13	4.230	20	10.010		
7	1.229	14	4.910	21	11.080		

De esta manera ya estamos en condiciones de dibujar o mejor dicho graficar las 3 curvas anteriores.

El paso siguiente en el cálculo del arco es:

2.- <u>Cálculo del centroide</u>.- Como el método que se va emplear para el cálculo de los diferentes esfuerzos en el arco es el "Método de la Teoría Elástica" el 1º paso para la aplicación de este método es la determinación del Centroide o centro de gravedad de los pesos elásticos los cuales vienen dados por la sgte expresión $W = S/EI$ S= longitud dovela; la determinación del centroide permite simplificar los cálculos y hacer más fácil el trazado de las Líneas de Influencia; la posición del centroide viene dado por las sgtes. coordenadas:

$m = \dfrac{\Sigma x' w}{\Sigma w}$ y $n = \dfrac{\Sigma y' w}{\Sigma w}$ y además se encuentra en un eje inclinado.

$tg\alpha = \dfrac{\Sigma x' y' w - m \Sigma y' w}{\Sigma x'^2 w - m \Sigma x' w}$ en nuestro caso tratándose de un arco simétrico tendremos que: $m = \dfrac{L}{2}$ $n = \dfrac{\Sigma y' w}{\Sigma w}$ $\alpha = 0$ $tg\alpha = 0$.

$w = \dfrac{S}{EI}$ S = longitud de la dovela
E = módulo elasticidad

I = momento de Inercia la formula anterior podemos simplificarla para tener

$w = \dfrac{S}{I}$ E siendo constante se elimina al establecer la relación.

Determinación del Centroide

Dovela	S	e	$I = \frac{e^3}{6}$	$W = \frac{S}{I}$	Y	WY
1	3.69	2.40	2.804	1.597222	1.35	2.15624970
2	3.50	2.20	1.774466	1.972202	3.85	7.59297770
3	3.29	2.00	1.333333	2.467050	6.25	15.41906250
4	3.15	1.80	0.972000	3.240740	8.21	26.60647754
5	2.95	1.60	0.682666	4.321209	9.91	42.82318119
6	2.85	1.45	0.506104	5.631471	11.31	63.69193701
7	2.60	1.30	0.366166	7.100604	12.45	88.40251198
8	2.60	1.10	0.221888	11.720528	13.35	156.46904880
9	2.50	1.05	0.192937	12.957590	18.89	179.98092510
10	2.55	1.00	0.16666	15.300001	14.18	216.95401410
			Σ=	66.308617	Σ=	800.09639188

I = Momento de Inercia = $1/12\, bh^3$ como a la base del arco se asumió b=2.00 m $I = \frac{2}{12} h^3 = \frac{1}{6} h^3$

Coordenadas del centroide.

$$m = \frac{L}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ mts.}$$

$$n = \frac{\Sigma WY}{\Sigma W} = \frac{800.09639138}{66.308617} = 12.06620 \text{ m}$$

obtenido el centroide pasamos al cálculo de las Líneas de Influencia para el Arranque y la Clave.

3º <u>Trazado</u> <u>L. de I</u> <u>de</u> <u>Momentos</u>, <u>Empuje Vertical</u> y <u>Empuje Horizontal</u>

a.- <u>Arranque</u>.- Para el cálculo de las Líneas de Influencia se consideró la carga unitaria en cada décimo de la luz

Determinación del centroide

1º Tanteo $e_A = 2.50m$ $e_c = 1.00m$

Escala 1/100

para el cálculo de las ordenadas se empleará las siguientes ecuaciones dadas por la teoría Elástica; cabe indicar que estas ecuaciones están referidas al "centro elástico o Centroide"

$$H_A = \frac{\Sigma M_p y w}{\Sigma y^2 w} \qquad V_A = \frac{\Sigma M_p x w}{\Sigma x^2 w} + C_1 H_A$$

$$M_A = \frac{\Sigma M_p w}{\Sigma w} + n H_A - m V_A$$ en nuestro caso tratándose de un arco simétrico $C_1 = 0$ $V_A = \frac{\Sigma M_p x w}{\Sigma x^2 w}$

los cálculos se han tabulado y se muestran en la hoja respectiva.
con los valores calculados se graficaron las Lineas de Influencia

b.- Clave .- Para el cálculo de las Lineas de Influencia: se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

Empuje Horizontal - La linea de Influencia es la misma para todos los puntos del arco

Empuje Vertical .- Para cargas a la izquierda de la seccion se restan de las ordenadas de la L de I. para el Arranque, la unidad ya que considera una carga unitaria P=1

Momento .- Conocido el H_A y el V_A el Momento vendria dado por la siguiente fórmula

$$M_c = M_A + V_A x' - H_A y' - P(x' - b l)$$

cargando cada vigésimo de la luz se obtuvo los valores indicados en la tabla respectiva

Teniendo las L. de I. el paso siguiente fué entrar a cargar las L. de I. para lo cual es necesario conocer las cargas permanentes y la Sobrecarga

4º Cálculo de las Cargas permanente.-

Comprenden: a- peso propio del Arco
: b- peso propio del tablero.

a.- peso propio del Arco.- Se encuentra indicado en la tabla respectiva

b.- peso propio del tablero .- comprende el p.p. de los siguientes elementos: Loza, viga transverzal y columna a travez de la cual el tablero descarga su p.p.

peso propio de la loza, viga barandaes de 30.282 kgs. pero debido a un error en el cálculo se consideró en 31,534 kgs como ya se tenía calculado el arco se advirtió el error dada que la diferencia no es muy grande no se efectuó ninguna corrección. En cuanto al peso propio vamos a tener los siguientes valores:

columna		p.p.
E-E y E'-E'	:	18.40×0.60×0.60×2.400 = 11.600 kg
F-F y F'-F'	:	8.50×0.60×0.60×2.400 = 7,350
G-G y G'-G'	:	5.00×0.60×0.60×2.400 = 4,320
H-H y H'-H'	:	2.30×0.60×0.60×2.400 = 1.990
X-X	:	.30×0.60×0.60×2,400 = 520

las cargas concentradas que gravitarán sobre el arco debido al peso propio del tablero + columnas y estarán situadas a plomo del eje de las columnas serán las siguiente.

Eje		Cargas		@
E-E, E'-E'	:	31,534 + 11.600 = 43.134 kgs		25.00 m
F-F, F'-F'	:	31,534 + 7,350 = 38,884	"	18.75
G-G, G'-G'	:	31,534 + 4,320 = 35,854	"	12.50
H-H, H'-H'	:	31,534 + 1.990 = 33.524	"	6.25
X-X	:	31,534 + 520 = 32,054	"	0.00

Con estos valores se entró a cargar las L. de I. obteniendose los esfuerzos que se indican en la tabla respectiva.

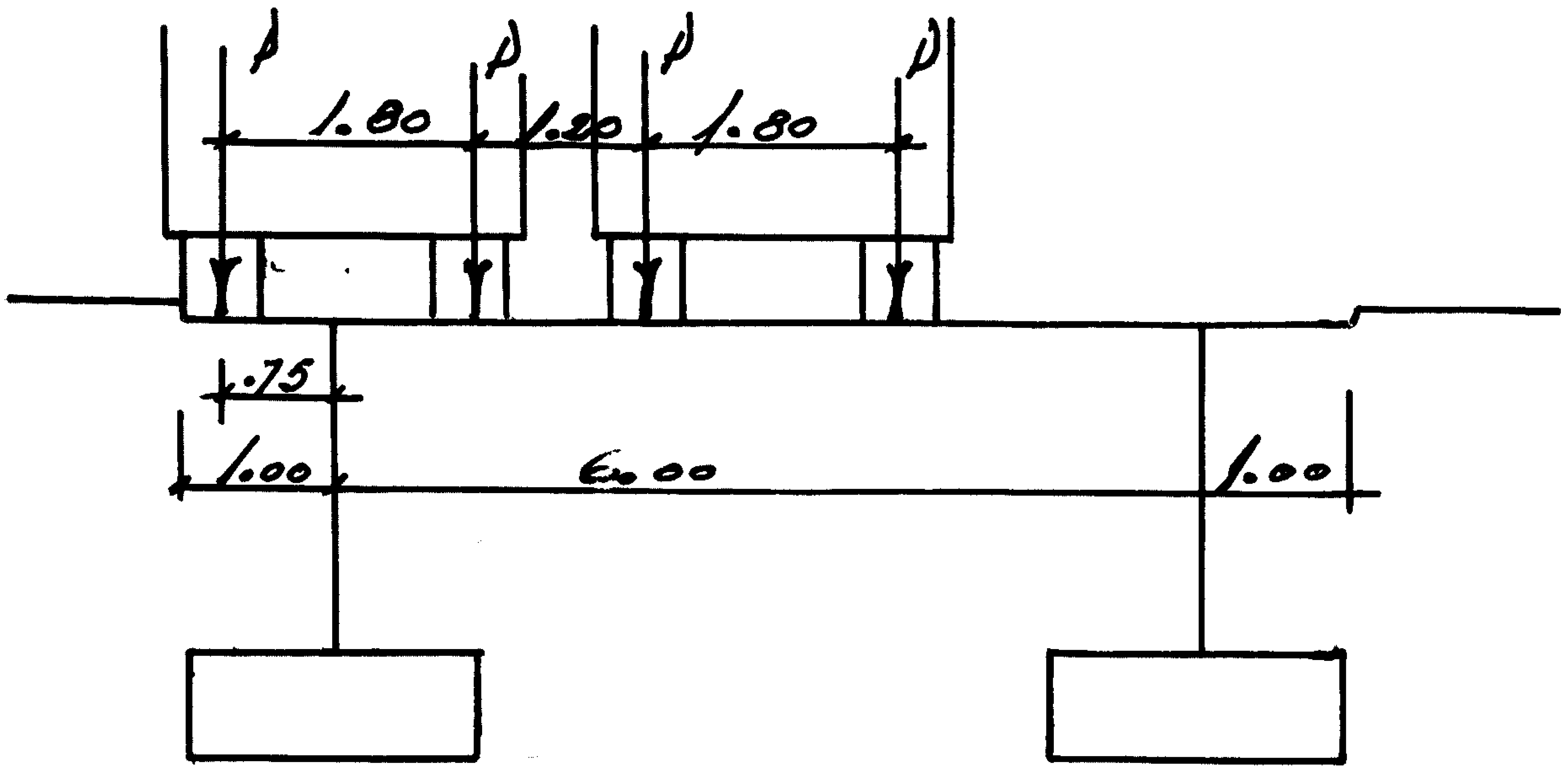
5º Calculo de la Sobrecarga.- Comprede:
a.- Peatones b.- Vehículos

a.- Peatones .- Como se vió en el Capítulo III es igual a

s/c peatones = 400×1.50×6.25 = 3,750 kgs

actúa a plomo de cada columna

b.- Vehículos.- Como el primer paso se calculó el coeficiente de concentración de cargas; osea averiguar la forma mas desfavorable en que va a trabajar cada anillo del arco; para lo cual el tren de cargas se pegó a la vereda obteniendose el sgte. coeficiente:



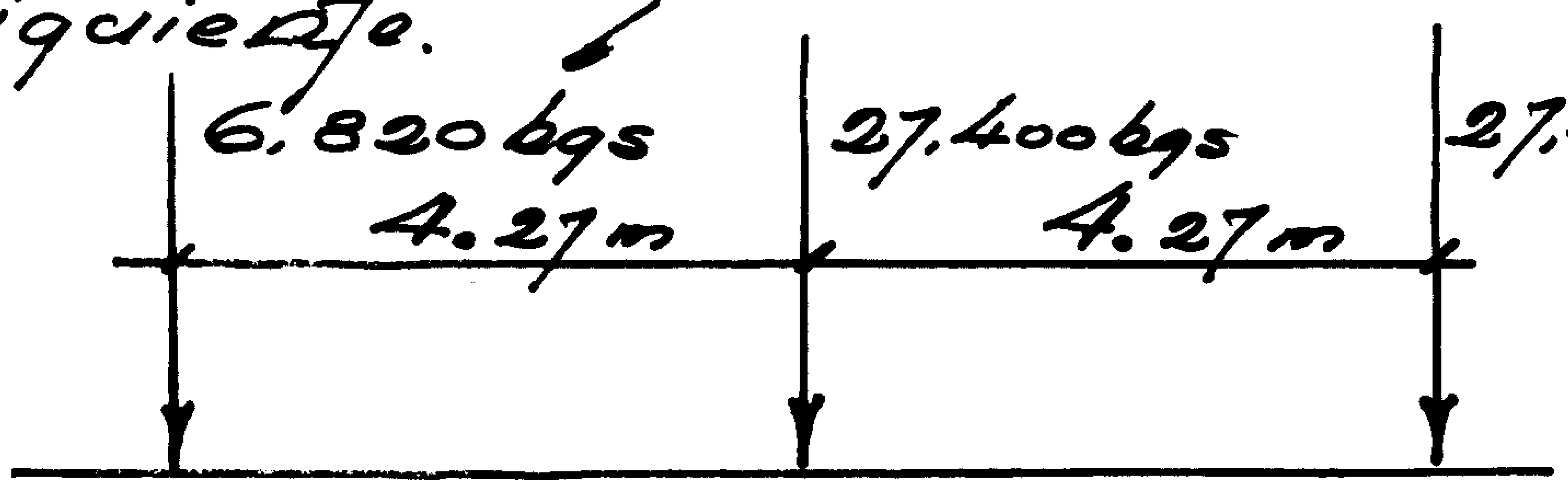
$$C = \frac{P}{6}(6.75+4.95+3.75+1.95) = 2.90P$$

considerando 30% como valor del Impacto tendremos

$C = 2.90 \cdot 1.3\,P = 3.77\,P$ por consiguiente el peso de las ruedas del camión considerando el impacto es igual a:

$P' = 7{,}250 \cdot 3.77 = 27.400$ El tren de cargas que

$P' = 1{,}810 \cdot 3.77 = 6{,}820$ se hará circular será el siguiente.



6.- <u>Cálculo</u> <u>de los</u> <u>Esfuerzos</u> <u>en el</u> <u>Arranque</u> comprende Momentos, Empuje Vertical y Empuje Horizontal los cuales son producidos por:

a.- Peso propio del Arco + Peso propio tablero

b.- Sobrecarga: peatones + vehículos

c.- Fraguado

d.- Temperatura: dilatación o contracción

e.- Asentamientos y desplazamientos de los apoyos

a.- <u>Peso</u> <u>propio</u>.- Los esfuerzos producidos en el arranque debido al peso propio se encuentran calculados en la tabla respectiva

<u>b.- Sobrecarga</u> <u>Vehículos</u>.- Para conocer cual es el estado mas desfavorable en que esta trabajando el arco en la sección del arranque se efectuaran los siguientes tanteos

1° Cargar lo mas posible la L. de I. de H_A y obtener el V_A y M_A debidos a esa posición de la carga

2º Cargar lo más posible la L. de I. de VA y hallar el HA y el MA resultante.
3º Cargar lo más posible la L. de I. para Momentos en la zona de Momentos Negativos
4º Cargar lo más posible la L. de I. para Mo en la zona de Mo. positivos y encontrar el HA y el VA resultante.

1º posición HA max tendremos los sgtes valores

$H_{max} = 27{,}400\,(0.60 + 1.60 + 8.40 + 9.65 + 3.70 + 1.80) + 6820\,(6.40 + 6.10) = 79{,}050$ kgs

$V = 27{,}400\,(0.985 + 0.96 + 0.67 + 0.50 + 0.095 + 0.135) + 6820\,(0.79 + 0.19) = 95{,}640$

$M = 27{,}400\,(4.40 + 8.60 - 0.20 - 6.00 - 4.70 - 2.10) + 6820\,(-2.40 + 3.50) = 7{,}502$ kg-m

2º posición VA max.

$V_{max} = 27{,}400\,(1.000 + 0.985 + 0.77 + 0.61 + 0.17 + 0.08) + 6820\,(0.87 + 0.27) = 106{,}770$ kgs

$H = 27{,}400\,(0.00 + 0.08 + 0.71 + 0.86 + 0.54 + 0.31) + 6820\,(0.45 + 0.79) = 77{,}460$ kgs

$M = 27{,}400\,(0.00 - 2.750 - 4.150 + 0.95 + 3.20 + 2.05) + 6820\,(-3.95 + 4.15) = 47{,}860$

3º posición Mo. max negativo

$-M_{max} = 27{,}400\,(4.45 + 4.32) + 6{,}820 \times 2.15 = 258{,}800$ kg-m

$H = 27{,}400\,(0.42 + 0.19) + 6{,}820 \times 0.07 = 17{,}177$ kgs

$V = 27{,}400\,(0.98 + 0.89) + 6820 \times 0.99 = 57{,}150$ kgs.

4º posición Mo max positivo

$(+)\,M_{max} = 27{,}400\,(3.15 + 4.20) + 6{,}820 \times 3.30$

$+M_{max} = 237{,}500$ kg-m

$H = 27{,}400\,(0.52 + 0.79) + 6{,}820 \times 0.92 = 89{,}300$ kgs

$V = 27{,}400\,(0.16 + 0.27) + 6{,}820 \times 0.44 = 14800$ kgs

sobrecarga: peatones se consideró todo el puente cargado para encontrar el H y el Vmax después se cargó las areas positivas y negativas de los Momentos.

1º Posición HA y VA máximos.

$H_{A\,max} = 3{,}750\,(0.00 + 0.1056 + 0.410 + 0.773 + 0.965 + 0.773 + 0.410 + 0.1056 + 0.000) = 13{,}272$ kgs

$V_{A\,max} = 3{,}750\,(1.00 + 0.975 + 0.890 + 0.734 + 0.500 + 0.2645 + 0.110 + 0.023 + 0.000)$

$V_A max = 16,876$ kgs

$M = 3750(0.00 - 4.279 - 4.440 - 1.290 + 8.000 + 4.203 + 2.65 + 0.7813 + 0.000)$

$= + 350$ kg-m

2º Posicion Momento Negativo Máximo

$-M_{max} = 3750(0.00 - 4.279 - 4.440 - 1.290)$

$= 37.500$ kg-m

$V = 3750(1.000 + 0.975 + 0.890 + 0.734)$

$= 13.500$ kgs

$H = 3750(0.00 + 0.1056 + 0.410 + 0.733)$

$= 4,650$ kgs

3º Posición Momento Positivo Máximo

$+M_{max} = 3.750(3.00 + 4.203 + 2.65 + 0.7813)$

$= 40,000$ kg-m

$V = 3,750(0.500 + 0.2645 + 0.110 + 0.0235)$

$H = 3,750(0.965 + 0.773 + 0.410 + 0.1056)$

$V = 3,870$ kgs $\quad H = 8,450$ kgs

c.- Fraguado .- Esfuerzos de fraguado no se consideraron ya que estos se evitarán mediante juntas especiales de llenado como se verá más despues.

d.- Temperatura .- Como se verá mas despues los esfuerzos debidos a la Temperatura vienen dado por las siguientes formulas.

$$H_A = \frac{\pm \omega \Delta t L E \pm C_1 \omega \Delta t D E}{\Sigma y^2 S/I}$$

$$V_A = \frac{\pm \omega \Delta t D E}{\Sigma x^2 \frac{S}{I}} + H_A tg\alpha$$

para el caso de arcos simétricos como es el nuestro

$$M_A = H_A n - m V_A$$

tendremos que: $C_1 = tg\alpha = 0$; $D = 0$: $V_A = 0$

$$H_A = \pm \frac{\omega \Delta t L E}{\Sigma y^2 \frac{S}{I}}$$

$$M_A = n H_A$$

$\omega = 10^{-5} = 0.00001$

$\Delta t = 20°$

$L = 50$ mt.

$E_c = 1000 f'c = 2 \times 10^{4}$ kg/cm²

$\Sigma y^2 S/I = 1208.036$ (del cálculo L. de I.

a este ultimo valor tendremos que corregirlo teniendo en cuenta el Momento de Inercia del area de acero como se verá el arco en todas sus secciones trabaja con un una cuantía $p = 1\%$ de la formula para el M. de Inercia.

$I = \frac{bt^3}{12} + (n-1)pbta^2$ tendremos que $a \simeq t/2$ $n = 10$

$I = \frac{bt^3}{12} + (10-1) \times 0.01 \times \frac{bt^3}{4}$ $p = 0.01$ Reemplaz.

$= \frac{bt^3}{12} + \frac{0.09}{4} bt^3 = \frac{bt^3}{12} + \frac{0.09}{4} bt^3$

$= 0.0833\,bt^3 + 0.0225\,bt^3$

vemos que el momento de Inercia del acero es aproximadamente 1/4 del Mo. de I del concreto. por lo tanto en el valor anterior.

$\Sigma y^2 S/I$ considerando e M. de I del acero tendremos que $= \Sigma y^2 \frac{S}{\frac{5}{4}I}$ ya que unicamente en el cálculo del centroide y de los L. de I. se ha considerado el M. de I. del area de concreto

por tanto $\Sigma y^2 S/I = \frac{4}{5} \Sigma y^2 \frac{S}{I_c} = \frac{4}{5} \times 1208.036$

$H_t = \pm \frac{10^{-5} \times 20 \times 50 \times 21 \times 10^{8}}{1208.036 \times 0.8} = 21.800$ kgs

$M_t = \pm\, n H_t = 12.066 \times 21{,}800 = 263$ kg-m ($263{,}000$)

e.- <u>Asentamientos</u> y <u>deslizamientos de los Apoyos</u>

los esfuerzos debidos a los asentamientos no se consideraron debido a que es muy difícil casi imposible predecir cual va a ser el asentamiento del estribo bajo la acción de las cargas

conocidos todos los esfuerzos que obran sobre la sección del arranque estamos en condiciones de entrar a chequear la sección asumida y calcular el area de acero que es necesario tener.

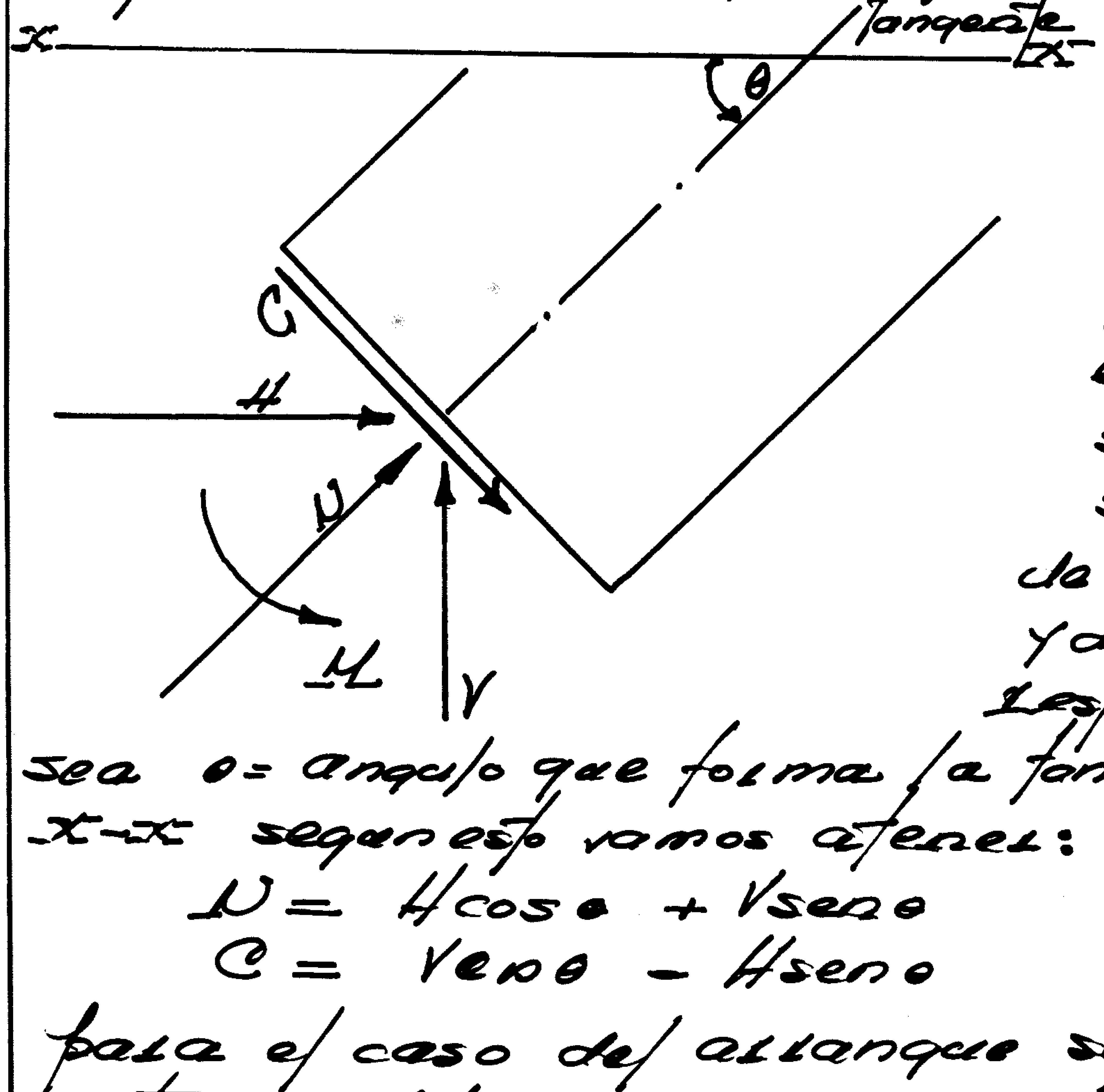
7.- <u>Chequeo de la sección en el Arranque</u>

<u>Dimensiones</u>: 2.50×2.00 $h = t = 2.50$; $b = 2.00$

antes de calcular la sección es necesario encontrar cual es la combinación de esfuerzos más desfavorable; lo cual es cuestión de apreciación. Por principio el arco va a ser calculado como un elemento sometido a flexo-compresion el cual trabaja mas desfavorablemente cuanto mayor es el Momento en esa sección; en nuestro caso la combinación de valores se hizo con el fin de encontrar el máximo posible; para lo cual como los esfuerzos debidos al peso propio producen Momentos Negativos; para la sobrecarga tanto de vehículos como de peatones se consideró aquella posición que da el Máximo Momento Negativo; lo mismo para la temperatura se escogió el Mo. Negativo el cuadro de valores será el siguiente.

	H_1 kg	V_1 kg	M_1
p. p. arco	+141,640	+235,462	-250,330
p. p. tablero	+120,160	+167,366	- 4,188
temperatura	- 21,800	—	-263,000
s/c peatones	+ 4,650	+ 13,500	- 37,500
s/c vehículos	+17,177	+ 57,150	-258,800
Σ	+305,427	+473,478	813,818

O sea que sobre el arranque vamos a tener los siguientes esfuerzos: las fuerzas H y V horizontal y vertical respectivamente la componemos en otras 2 que son C y N según la dirección de la normal y de la tangente respectivamente



sea θ = ángulo que forma la tangente con el eje x-x según esto vamos a tener:

$N = H\cos\theta + V\operatorname{sen}\theta$

$C = V\cos\theta - H\operatorname{sen}\theta$

para el caso del arranque según se vió

$tg\,\theta = 1.132$; $\operatorname{sen}\theta = 0.749148$; $\cos\theta = 0.662402$

según esto vamos a tener que:

$N_1 = 305,427 \times 0.6624 + 473,478 \times 0.7491$

$= 557.000$ kgs.

$M_1 = 813,818$ kg-m.

Excentricidad $e = \frac{M}{N} = \frac{818.818}{557,000} = 1.450$

considerando el caso II de flexo-compresión y asumiendo la cuantía mínima $p = 1\%$ tendremos que:

$p = 1\%$ $n = 10$ $\frac{e}{t} = \frac{1.45}{2.50} = 0.58$

$a = \frac{t-1}{2} = \frac{2.50-0.15}{2} = \frac{2.35}{2} = 1.175$ m

$\left(\frac{a}{t}\right)^2 = \left(\frac{1.175}{2.50}\right)^2 = 0.221$ con todos estos valores podemos entrar a encontrar posición de la fibra neutra mediante la ecuación cúbica

$$k^3 + 3\left(\frac{e}{t}-\frac{1}{2}\right)k^2 + 6np\frac{e}{t}k = 3np\left[2\left(\frac{a}{t}\right)^2 + \frac{e}{t}\right]$$

reemplazando.

$$k^3 + 3(0.58-0.5)k^2 + 6 \times 10 \times 0.01 \times 0.58\, k = 3 \times 10 \times 0.01\,[2 \times 0.221 + 0.58]$$

resolviendo por tanteos se encontró únicamente la raíz positiva $k = 0.51$

$$C_2 = \frac{12k}{k^2(3-2k)+12np\left(\frac{a}{t}\right)^2} = \frac{12 \times 0.51}{0.51^2(3-1.02)+1.2 \times 0.221}$$

$C_2 = 7.8$ de la fórmula para flexión compuesta Caso II vamos a tener

$$f_c = \frac{M\,C_2}{bt^2} = \frac{813,818 \times 100 \times 7.8}{200 \times 250^2} = 49\,\frac{kg}{cm^2}$$

en el acero $f_s = nf_c\,\frac{d-kt}{kt}$

$$f_s = 10 \times 49 \times \frac{242.5 - 0.51 \times 250}{0.51 \times 250} \simeq 980\,\frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzos permisibles. - Según la fórmula de la AASHO

$$f_p = f_a\,\frac{1+\frac{ec}{R^2}}{1+k\frac{ec}{R^2}}$$ encontramos en primer lugar el radio de giro:

$$R^2 = \frac{t^2+12(n-1)pa^2}{12[1+(n-1)p]} = \frac{250^2+12 \times 9 \times 0.01 \times 117.5^2}{12\,[1+(10-1)0.01]}$$

$R^2 = 5,910$ cm^4

$f_a = 0.25 f'_c\,[1+(n-1)p] = 0.25 \times 210\,[1+(10-1)0.01]$

$f_a = 57.20$ kg/cm^2 $\quad f_c = 0.4 \times 210 = 84$ kg/cm^2

$\frac{f_a}{f_c} = \frac{57.20}{84} = 0.681$

$$f_p = 57.2\,\frac{1+\frac{1.58 \times 125}{5,910}}{1+\frac{158 \times 125 \times 0.681}{5910}} = 76\,\frac{kg}{cm^2}$$

para el acero $f_s = 1400$ kg/cm^2

vemos que tanto el acero como el concreto están trabajando muy por debajo de los esfuerzos permisibles (con la cuantía mínima) esto nos va a obligar a disminuir la sección del arranque.

8. Cálculo Esfuerzos en la Clave.- Comprende como en el caso del Arranque:

a: peso propio: arco + Tablero .- Los esfuerzos hallados están tabulados en la hoja respectiva.

b.- Sobrecarga: vehículos se hicieron los sgtes. tanteos

1.- Hmax = 79.050 kgs (ya fue calculado)

$V = 27,400(-0.02-0.05-0.34+0.10+0.04)+$
$6.820(-0.220+0.190) = -7.605$ kgs

$M = 27,400(-0.04-0.10+0.22+0.88-0.16-0.10)+$
$6820(-0.12-0.12) = +17,560$ kg-m

2.- Vmax Negativo

$-V_{max} = 27,400(-0.5-0.35-0.045-0.015)+$
$6820(-0.21) = -26,430$ kgs

$H = 27,400(0.60+1.60+8.40+9.65)0.1+$
$+ 6820 \times 6.40 \times 0.1 = +59,360$ kgs

$M = 27,400(+8.8+1.9-1.00-0.40) \times 0.2$
$-6820 \times 0.2 \times 1.35 = 49.290$ kg-m

3.- Vmax positivo

$+V_{max} = +26.430$ kgs $\quad H = +59,360$ kgs

$M = +49,290$ kgs

4.- Momento máximo Negativo

$-M_{max} = 2 \times 27,400 \times 0.2(-1.2-1.7) + 2 \times 6,820 \times 0.2 \times 1.1$
$= 34,800$ kg-m

$V = 2 \times 0.1 \times 27,400(-1.2-2.25) + 2 \times 0.1 \times 6820 \times 0.60$
$= -19,720$ kgs

$H = 2 \times 0.1 \times 27,400(6.6+4.1) + 2 \times 0.1 \times 6820(2)$
$= 61.330$ kgs

5.- Momento máximo Positivo

$+M_{max} = 0.2 \times 27,400(8.8+2.15) + 0.2 \times 6820(2.1)$
$= 62,940$ kg-m

$V = 0.1 \times 27,400(5.00+3.30) + 0.1 \times 6,820(-3.30)$
$= 20,450$ kgs

$H = 0.1 \times 27,400(9.65+8.4) + 0.1 \times 6,820(8.4)$
$= 55,280$ kgs

c.- Fraguado no se consideró

d.- Temperatura Conocido el H y el M para el Arranque en la clave tendremos

$H_c = H_A \qquad M_c = -M_A + f H_A \quad \Big\{ \begin{array}{l} M_A = 263000 \text{ kg-m} \\ H_A = 21,800 \text{ kgs} \end{array}$

siendo f = flecha = 14.20

$M_c = -14.20 \times 21,800 + 263,000$
$= -47,000$ kg-m.

9.- Chequeo sección asumida en la clave

Dimensiones $t = 1.00m$ $b = 2.00$

La combinación de esfuerzos como en el caso anterior se hizo de manera de encontrar el Máximo Momento.

Mo debido a la sobrecarga de peatones

$M_{max} = 8.750(-0.178 - 0.340 - 0.180)2 = -2.520 \ kg.m$

$V = 0$

$H = 3750(0.000 + .1056 + 0.410 + 0.773)2 = 9,650 \ kg.m$

	He	Ve	Me
p.p. arco	+141,640	0.000	-39.950
p.p. tablero	+100,160	000	+6,180
temperatura	-21,800	000	-47,000
s/c peatones	+9650	000	-5.250
s/c vehículos	61,330	-19,720	-34,800
Σ	310,980	-19,720	-120,820

tenemos $N = V\operatorname{sen}\theta + H\cos\theta$

para la clave $\theta = 0$ $\operatorname{sen}\theta = 0$ $\cos\theta = 1$

$N = H = 310,980 \ kgs$

$M = -120,820 \ kg.m$

Excentricidad $= e = \dfrac{M}{N} = \dfrac{120,820}{310,980} = 0.387$

considerando como el caso I de flexo-compresión y adoptando la cuantía mínima $p = 1\%$ tendremos

$p = 0.01$ $a = \dfrac{1.00 - 0.15}{2} = 0.425$

$n = 10$

$e = 0.387$ $\left(\dfrac{a}{t}\right)^2 = \left(\dfrac{0.425}{1.00}\right)^2 = 0.1825$

$t = 1.00$

$b = 2.00$ $\dfrac{e}{t} = \dfrac{0.387}{1.000} = 0.387$

posición de la fibra neutra

$$k = \frac{1}{2} + \frac{1 + 12np\left(\frac{a}{t}\right)^2}{12\left(\frac{e}{t}\right)(1+np)} = \frac{1}{2} + \frac{1 + 12 \times 10 \times 0.01 \times 0.182}{12 \times 0.387(1 + 0.01)}$$

$k = 0.5 + 0.28 = 0.78$

$$C_1 = \frac{2k}{(2k-1)[1+(n-1)p]} = \frac{2 \times 0.78}{(2 \times 0.78 - 1)[1 + (10-1)0.01]}$$

$= 2.21$

$$fc = \frac{N}{bt} C_1 = \frac{310,980 \times 2.21}{200 \times 100} = 34.6 \ \frac{kg}{cm^2}$$

para el acero tendremos

$$fs = nfe\frac{d-kt}{kt} = 10 \times 34.6 \; \frac{92.5 - 0.78 \times 100}{0.78 \times 100}$$

$$\simeq 400 \, kg/cm^2$$

Siendo los esfuerzos tan pequeños ya ni es necesario encontrar el esfuerzo permisible así el emerela a flexo-compresión trabaja con $fe = 0.25 \times 210\,(1 + 0.09) = 57.2\, kg/cm^2$ hallando el esfuerzo permisible este más aumentará posiblemente a 70 kg/cm^2 lo que revela que la sección está trabajando sobradamente y que es necesario una disminución de sus dimensiones para lo cual fuimos a un 2º tanteo.

2º TANTEO.- Para el 2º tanteo se ensayó con las dimensiones siguientes.

Arranque: $e = 1.50\,m$ $b = 2.00\,m.$

Clave : $e = 0.60\,m$ $b = 2.00$

siempre conservando una relación de espesores $= 2.5$ se eligieron las dimensiones anteriores teniendo en consideración que los esfuerzos permisibles en el caso anterior fueron casi el doble de los esfuerzos en que trabajan los materiales, segunda razón es que al disminuir el peso propio del arco disminuirán también el H, el V y el Momento 3ª razón es que disminuyen también en forma apreciable los esfuerzos debidos a la temperatura conforme se verá después

Para el nuevo cálculo del arco la flecha se aumentó en 10 cms osea que la nueva flecha valdrá $f = 14.80\,m$ esto se efectuó con el fin de mantener la pendiente del tablero.

CALCULO.- Para el cálculo siguiendo los mismos pasos que el cálculo anterior tendremos

1º Ecuaciones de las curvas: Directriz, Extradós e Intradós

a.- Ecuación de la Directriz

Ecuación general $y = kx^2$

para $x = \frac{L}{2} = 25.00\,m$ $y = f = 14.80\,m$

de donde: $b = \frac{y}{x^2} = \frac{14.30}{(25)^2} = 0.02288$

$y = 0.02288\,x^2$

valor encontrado aplicando logaritmos; lo mismo que para encontrar las ordenadas

Ordenadas	Directriz	de tanteo					
x	y	x	y	x	y	x	y
1	0.02288	8	1.853	15	5.1480	22	11.074
2	0.2059	9	2.288	16	5.8570	23	12.132
3	0.3661	10	2.745	17	6.6120	24	13.178
4	0.5720	11	3.295	18	7.4140	25	14.300
5	0.8237	12	3.868	19	8.2600	—	—
6	1.1210	13	4.485	20	9.1520	—	—
7	1.4643	14	4.485	21	10.090	—	—

b.- <u>Ecuación del Extradós</u>.- Como en el caso anterior hallamos en primer lugar los valores de m y de n

$m = \frac{e}{2}\,\text{sen}\,\theta \qquad n = \frac{e}{2}\cos\theta$

de la ecuación de la directriz:

$y = 0.02288\,x^2$ derivando $\frac{dy}{dx} = 0.04576\,x$

para $x = 25$ $\quad \frac{dy}{dx} = tg\,\theta = 1.144$

de donde: $\theta = 48°51'$ $\;\text{sen}\,\theta = 0.752989$ y

$\cos\theta = 0.658033$ luego tendremos:

$m = 1/2 \times 1.50 \times 0.752989 = 0.5650$

$n = 1/2 \times 1.50 \times 0.658033 = 0.4940$

$L' = L + 2m = 50 + 1.13 = 51.130\,m$

$f' = f + \frac{1}{2}e_0 - n = 14.30 + \frac{0.60}{2} - 0.494 = 14.106\,m$

Hallamos la constante de la ecuación.

$b = \frac{y}{x^2} = \frac{14.106}{(25.565)^2} = 0.021575$

luego: $\quad y = 0.021575\,x^2$

cabe indicar que todos los cálculos se efectúan empleando logaritmos lo cual asegura una gran aproximación.

El cálculo de las ordenadas para el Extradós se encuentran en la hoja siguiente.

Ordenadas Extradós 2º tanteo							
x	Y	x	Y	x	Y	x	Y
1	0.02157	8	1.3810	15	4.8540	22	10.440
2	0.08692	9	1.7470	16	5.5280	23	11.415
3	0.1942	10	2.1575	17	6.2850	24	12.435
4	0.3452	11	2.5890	18	6.990	25	—
5	0.5373	12	3.1060	19	7.788	—	—
6	0.7767	13	3.6460	20	8.629	—	—
7	1.0570	14	4.2280	21	9.574	—	—

c.- <u>Ecuación del Intradós</u>.- Conocidos los valores de m y n tendremos que:

$$L'' = L' - 2m = 25 - 0.565 = 24.435 \text{ m}$$

$$f'' = f + n - \frac{1}{2} e_c = 14.30 + 0.494 - 0.80 = 14.494 \text{ m.}$$

la constante de la ecuación valdrá:

$$k = \frac{14.494}{(24.435)^2} = 0.024275 x^2$$ (obtenido con logaritmos)

de donde $y = 0.024275 x^2$

tabulando las ordenadas calculadas para el Intradós se tendrá:

Ordenadas Extradós 2º tanteo							
x	y	x	y	x	y	x	y
1	0.02427	9	1.996	17	7.016	—	—
2	0.09710	10	2.4275	18	7.865	—	—
3	0.21850	11	2.9130	19	8.763	—	—
4	0.38840	12	3.4960	20	9.710	—	—
5	0.60690	13	4.1130	21	10.705	—	—
6	0.8739	14	4.7580	22	11.750	—	—
7	1.189	15	5.462	23	12.840	—	—
8	1.553	16	6.215	24	13.980	—	—

Conocidas las curvas de la directriz extradós e intradós se pasa a determinar la posición del centroide.

2.- <u>Determinación del centroide</u>.- Siendo el arco simétrico la posición del centroide vendrá dada por $m = \frac{L}{2} = \frac{50}{2} = 25.00$ m y su ordenada valdrá

$$n = \frac{\Sigma W Y'}{\Sigma W}$$ los cálculos para encontrar n se encuentran tabulados en la hoja siguiente.

Determinación del Centroide 2º tanteo

Dovela	S	e	$I=\frac{e^3}{6}$	$W=\frac{S}{I}$	Y	WY
1	3.65	1.40	2.74400	1.33017	1.30	1.729221
2	3.50	1.30	2.19700	1.59808	3.85	6.133358
3	3.30	1.15	1.50087	2.16980	6.20	13.452760
4	3.10	1.05	1.15762	2.66778	8.20	21.875796
5	3.05	0.95	0.857375	3.55772	9.92	35.292582
6	2.75	0.85	0.614125	4.47791	11.35	50.824278
7	2.70	0.78	0.474552	5.68957	12.50	71.119625
8	2.60	0.70	0.343000	7.58017	13.39	101.498476
9	2.60	0.65	0.274625	9.46745	13.95	132.07092
10	2.50	0.60	0.216000	11.57407	14.28	165.277196
			Σ	50.10772	Σ	599.274744

I = Momento de Inercia $= \frac{bh^3}{12}$ siendo $b = 2.00$

$$I = \frac{2e^3}{12} = \frac{e^3}{6}$$

Coordenadas del Centroide

$$m = \frac{L}{2} = 25.00 \text{ m}$$

$$n = \frac{\Sigma WY}{\Sigma W} = \frac{599.2747443}{50.10772} = 11.9597 \text{ m}$$

.- Ubicado la posición del centroide el paso siguiente fue calcular las L. de I.

3.- Trazado de las L. de I. para el Empuje Horizontal, Empuje Vertical y los Momentos

a.- Arranque.- Se consideró una carga unitaria cada vigésimo de la Luz o sea cada décimo de la semi-Luz

Determinación del Centroide

2º Tanteo $e_A = 1.50$ $e_c = 0.60$

Escala 1/100

formulas empleadas para arcos simétricos

$$HA = \frac{\Sigma M_p y w}{\Sigma y^2 w} \qquad VA = \frac{\Sigma M_p x w}{\Sigma x^2 w}$$

$$MA = \frac{\Sigma M_p w}{\Sigma w} + n HA - m VA$$ los cálculos se encuentra en la tabla respectiva

b.- Clave.- Siguió el mismo proceso explicado en el primer tanteo.

4º Cálculo cargas permanentes.- Comprenden

a.- peso propio del arco.- Se encuentra indicado en la tabla respectiva

b.- peso propio del tablero es el mismo que el hallado para el 1º tanteo ya que es independiente de las dimensiones del arco y son las siguientes:

Eje	Cargas	
E-E y E'-E'	43,134	kgs
F-F y F'-F'	38,884	"
G-G y G'-G'	35,854	"
H-H y H'-H'	38,524	"
X-X	32,054	"

5º Cálculo sobrecarga.- Tienen el mismo valor la sobrecarga de peatones como de vehículos o sea que se hizo circular el mismo tren de cargas que el caso anterior (1º tanteo)

6º Cálculo de los Esfuerzos en el arranque comprende en primer el cálculo de los Momentos y de los Empujes tanto verticales como horizontales debidos a:

a.- Peso propio: Tablero + columnas
b.- Sobrecarga: peatones + vehículos
c.- Fraguado
d.- Temperatura
e.- Asentamiento o giro de los Apoyos

a.- Peso propio.- se encuentran tabulados

b.- Sobrecarga.- Vehículos.- Conforme se vió en el 1º tanteo el arco trabaja mas desfavorablemente cuando se carga lo mas posible la zona de Momentos Negativos de la Línea de Influencia de los Momentos y se obtiene el H y el V que resulte de esa posición de cargas; en nuestro el valor que se obtuvo

Momento Máximo Negativo

$-Mmax = 27,400\,(4.5+4.4)+6820 \cdot 2.8$

$= 263,100$ kg-m

$H = 27,400(0.395+0.20)+6820 \cdot 0.065$

$= 16,744$ kgs

$V = 27,400\,(0.82+0.96)+6820 \cdot 0.985$

$= 57,110$ kgs.

sobrecarga peatones: - cargando la zona de Momentos Negativos tendremos:

$-Mmax = 3,750\,(0.00+4.279+4.500+4.290)$

$= 3,750 \cdot 10.069 = 40,100$ kg-m

$H = 3,750\,(0.00+0.101+0.395+0.773)$

$= 4,760$ kgs

$V = 3,750\,(1.00+0.975+0.885+0.784)$

$= 13,500$ kgs

c.- Fraguado.- No se consideró

d.- Temperatura.- Aplicando la misma fórmula del 1º tanteo

$$H_A = \pm \frac{\alpha \Delta t L E}{\Sigma w y^2} \qquad V_A = 0$$

$M_A = n H_A \qquad n = 11.9597$

$\alpha = 10^{-5} \qquad E_c = 1000 f'c = 21 \cdot 10^8$ kg/m²

$\Delta t = 20° \qquad \Sigma w y^2 = 6106.23$ (valor obtenido

$L = 50$ m $\qquad$ de la Linea de Influencia)

$$H_A = \frac{\pm 10^{-5} \cdot 20 \cdot 21 \cdot 10^8 \cdot 50}{6,106.23 \cdot 0.8} = \pm 4,260 \text{ kgs}$$

$M_A = \pm 4260 \cdot 11.9597 = 51,000$ kg-m

7º.- Chequeo de la sección en el arranque

Dimensiones asumidas $T = 1.50$ m; $b = 2.00$ m

Tabulando los valores encontrados anteriormente vamos a tener:

	Arranque - 2.00x1.50		
p.p. arco	HA - kgs	VA - kgs	MA - kg-m
p.p. arco	82,980	139,356	-175,670
p.p. tablero	119,984	166,826	- 32,800
Temperatura	- 4,260	—	- 51,000
s/c peatones	4,760	13,500	- 40,100
s/c vehiculos	16,744	57,130	-263,000
Σ	220,208	376,812	-562,470

El valor de la fuerza axial vendrá dado por $N = V\operatorname{sen}\theta + H\cos\theta$

siendo sen α = 0.752989 y cos α = 0.658033

$N = 376,812 \cdot 0.7529 + 221,048 \cdot 0.658033$

$N = 429,500$ kgs y $M = 562.470$ kg-m

$$e = \frac{M}{N} = \frac{562.470}{429,500} = 1.305 \quad \text{caso II}$$

flexo-compre.

$e = 1.305$

$t = 1.50$

$p = 0.01$

$n = 10$

$$\left(\frac{a}{t}\right)^2 = \left(\frac{0.675}{1.500}\right)^2 = 0.2025$$

$$\frac{e}{t} = \frac{1.305}{1.50} = 0.874$$

$$a = \frac{1.50 - 0.15}{2} = 0.675$$

averiguamos en primer lugar la posición de la fibra neutra aplicando la ecuación cúbica

$$k^3 + 3\left(\frac{e}{t} - \frac{1}{2}\right)k^2 + 6np\frac{e}{t}k = 3np\left[2\left(\frac{a}{t}\right)^2 + \frac{e}{t}\right]$$

$$k^3 + 3(0.874 - 0.5)k^2 + 0.6 \cdot 0.874 k = 0.3[2 \cdot 0.20 + 0.874]$$

resolviendo por tanteos vamos a tener:

$k = 0.35$

$$C_2 = \frac{12k}{k^2(3-2k) + 12np\left(\frac{a}{t}\right)^2} = \frac{12 \cdot 0.35}{0.35^2(3-2 \cdot 0.35)+}$$

$$= \frac{12 \cdot 0.35}{0.35^2(3-2 \cdot 0.35) + 12 \cdot 10 \cdot 0.01 \cdot 0.2025}$$

$C_2 = 8.04$

Estos mismos valores pueden ser obtenidos mediante gráficos de Peabody en el diagrama 16 para $\frac{d'}{t} = 0.05$

$$\left.\begin{array}{l}\frac{t}{e} = \frac{1.50}{1.305} = 1.15 \\ np = 10 \cdot 0.01 = 0.1\end{array}\right\} \begin{array}{l} C_2 = 8.05 \\ k = 0.351 \end{array}$$

lo mismos valores que hemos hallado anteriormente. Conviene aclarar que antes de entrar a los ábacos previamente necesitamos encontrar la relación $\frac{d'}{t}$ siendo d' = distancia centro de gravedad del acero a la cara del arco. Aproximadamente tendría como valor

$d' = r + \frac{1}{2}\phi s + \phi es$ considerando un recubrimiento $r = 2'' = 5$ cm y que la armadura esté constituida por barras de 1" a 1¼ y con estribos de φ ½ a φ3/8 tendremos un $d' = 2'' + \frac{1}{2}'' + \frac{1}{2}'' = 3'' \approx 7.5$ como seguramente va a ser necesario armar la armadura en 2 capas el valor de d' posiblemente se eleve a 10cms o 12cm. Como las tablas de Peabody vienen para $\frac{d'}{t} = 0.05$ $\therefore$ $d' = 0.05 \times 1.50 = 0.075$ m

$\frac{d'}{t} = 0.10$ $\therefore$ $d' = 0.10 \times 1.50 = 0.15$ m. el caso nuestro con un $d' = 0.12$ sería un promedio. Para el ejemplo anterior para con $\frac{d'}{t} = 0.10$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{t}{e} = 1.15 \\ np = 0.10 \end{array}\right\} \quad C_2 = 8.9 \quad k = 0.34$$

Estableciendo un promedio tendríamos $C_2 = \frac{8.9 + 8.04}{2} = 8.47$

vemos que hay una variación de 0.47 en el valor anterior disminución del orden del 5% que no afecta mayormente los cálculos es por estas razones que todos los cálculos se harán en el Diagrama Nº16 para $\frac{d'}{t} = 0.05$.

Continuando con el cálculo conocido C_2 podemos hallar el valor del esfuerzo en el concreto

$$fc = \frac{M}{bt^2} C_2 = -\frac{552,470 \times 100 \times 8.4}{200 \times \overline{150}^2}$$

$$= 103.00 \text{ kg/cm}^2$$

acero $fs = nfc \frac{d - kt}{kt} = 10 \times 103 \frac{1.42 - 0.35 \times 1.50}{0.35 \times 1.50}$

$$= 1710 \text{ kg/cm}^2$$

<u>Esfuerzos permisibles</u>.- <u>Concreto</u>

$fa = 57.2$ kg/cm² $\quad$ fc $= 84$ kg/cm² $\quad K = 0.681$

$$R^2 = \frac{t^2 + 12(n-1)pa^2}{12[1 + (n-1)p]} = \frac{\overline{150}^2 + 12(10-1)0.01 \times 67.5^2}{12[1 + 9 \times 0.01]}$$

$= 2.090$ cm⁴ aplicando fórmula AASHO

$$fp = fa \frac{1 + \frac{ec}{R^2}}{1 + K\frac{ec}{R^2}} = 57.2 \frac{1 + \frac{131 \times 75}{2.090}}{1 + 0.681 \times \frac{131 \times 75}{2.090}} =$$

$$= 77.5 \text{ kg/cm}^2$$

vemos que tanto el concreto como el acero están trabajando por encima de sus esfuerzos permisibles esto nos obliga 1º aumentar la cuantía no es conveniente una guaraarea de acero. 2º aumentar las dimensiones no se efectuó por razones de orden estético. 3º mejorar la calidad de la mezcla esta es la solución que se adoptó, de manera tener un arco bien esbelto con las dimensiones que se han dado.

8.- Cálculo esfuerzos en la Clave.- comprende

a.- Peso propio: arco + tablero ya fué tabulado

b.- Sobrecarga: peatones + vehiculos

vehiculos.- se cargó en la L. de I. la zona de Momentos Negativos

$-M_{max} = 2 \times 27,400 (0.32 + 0.28) + 2 \times 6,820 \times 0.18$
$= 35,350$ kg-m.

$H = 2 \times 27,400 (0.30 + 0.515) + 2 \times 6820 \times 0.1$
$= 45,965$ kgs.

$V = 2 \times 27,400 (0.085 + 0.180) + 2 \times 6,820 \times 0.13$
$= 14,910$ kgs.

Otra posición que difiere ligeramente de la anterior pero que da mayor H es la sgte. $-M_{max} = 2 \times 27,400 (0.38 + 0.19) +$
$2 \times 6,820 \times 0.24 = 34,480$ kg-m

$H = 2 \times 27,400 (0.64 + 0.39) + 2 \times 6,820 \times 0.2$
$= 59,230$ kgs

$V = 2 \times 27,400 (0.23 + 0.11) + 2 \times 6,820 \times 0.05$
$= 19,282$ kgs

peatones.- se cargó tambien de obtener el Máximo Momento Negativo.

$-M_{max} = 3,750 (0.000 - 0.182 - 0.380 - 0.110)$
$= 2 \times 3,750 \times 0.672 = 5,040$ kg-m

$H = 3,750 \times 2 \times 1.269 = 9,510$ kgs

$V = 0$

c.- Temperatura. para la clave el empuje será el mismo que para el arranque.

Momento $M_c = M_A - H_A f$ f = flecha

$= -51,000 + 4,260 \times 14.30 = +10,000$ kgs

se consideró el (−) para estar dentro de la condición mas desfavorable para el arco.

Estas son todas las fuerzas que obran sobre la clave.

El paso siguiente fue chequear la sección de la clave.

Vemos que tanto en el arranque como en la clave el concreto como el acero están trabajando muy por encima de sus esfuerzos permisibles, por esta razón se decidió aumentar la calidad de la mezcla adoptándose $f'c = 280$ kg/cm².
Con esta nueva mezcla de concreto volvemos a chequear la sección en el arranque.

8.- <u>Chequeo sección del arranque</u>.-

El, H V y el M permanecen constantes excepto para la temperatura que sufre una variación de la fórmula para el Empuje:

$$H = \pm \frac{\alpha \Delta t L E}{\Sigma y w}$$

$\alpha = 10^{-5}$ $\quad Ec = 1000 \times 280 = 280{,}000$ kg/cm²

$\Delta t = 20°$ $\quad = 28 \times 10^{8}$ kg/m²

$L = 50$, $\Sigma y w = 6{,}106.23$

Este último valor tenemos que corregir considerando el Momento de Inercia del acero

$$I = \frac{bt^3}{12} + (n-1)pbta^2 \quad n = 7.5 \quad p = 0.01 \quad a = \frac{t}{2}$$

$$I = \frac{bt^3}{12} + \frac{0.075}{4} bt^3 = 0.08333\,bt^3 + 0.0187\,bt^3$$

aproximadamente el M. de I del acero es un 1/5 del momento de Inercia del area de concreto por lo tanto vamos a tener

$$I = \frac{6}{5}\left(\frac{bt^3}{12}\right)$$

el valor del Empuje será

$$H_A = \pm \frac{10^{-5} \times 20 \times 50 \times 28 \times 10^{8}}{0.833 \times 6{,}106.23} = 5{,}500 \text{ kgs}$$

$$M_A = \pm n H_A = 5{,}500 \times 11.9597 = 66{,}000 \text{ kg-m}$$

8.- <u>Chequeo de la sección del arranque</u>

<u>Dimensiones</u> $b = 2.00$ $T = 1.50$ $f'c = 280$ kg/cm²

Considerando los nuevos valores de la Temperatura.

Arranque			
	HL - kgs	VL - kgs	ML - kg-m
p. p. Arco	82,980	139.356	-175.670
p. p. tablero	119,984	166.826	- 32.800
temperatura	- 5,500	—	- 66,000
s/c peatones	4.760	13.500	- 40,100
s/c vehículos	16.744	57.130	-263.000
Σ	218.968	376,812	-577.470

$N = V \operatorname{sen}\alpha + H \cos\alpha$

$N = 376.812 \times 0.7529 + 218.968 \times 0.65803$

$N = 428{,}000$ kg $\quad M = -577.470$ kg-m

Excentricidad $= e = \frac{M}{N} = \frac{577.470}{428.000} = 1.3205$

caso II de flexo-compresión $p_{min} = 1\%$

$n = 7.5$

$np = 0.075$

$\frac{t}{e} = \frac{1.50}{1.32} = 1.14$

$\frac{d'}{t} = 0.05$

$C_2 = 8.8 \quad fc = \frac{M}{bt^2} C_2$

$b = 0.33$

$fc = \frac{577{,}470 \times 100 \times 8.8}{200 \times \overline{150}^2} = 113 \frac{kg}{cm^2}$

acero

$fs = nfc \frac{d - bt}{bt} = 7.5 \times 113 \frac{1.42 - 0.33 \times 1.50}{0.33 \times 1.50}$

$= 1580$ kg/cm²

Esfuerzos permisibles - concreto

$fa = 0.25 [1 + (n-1)p] = 0.25 \times 280 [1 + (7.5-1)].0.01$

$fa = 74.5$ kg/cm² $\quad fc = 0.4 \times 280 = 112$ kg/cm²

$\frac{fa}{fc} = \frac{74.5}{112} = 0.665 \quad R^2 = 2{,}040$ cm⁴

$fp = fa \frac{1 + \frac{ec}{R^2}}{1 + \frac{ec}{R^2}k} = 74.5 \frac{1 + \frac{132 \times 75}{2040}}{1 + 0.665 \times \frac{132 \times 75}{2040}}$

$fp = 103$ kg/cm² $\quad fs = 1400$ kg/cm²

como tanto el concreto como el acero están trabajando por encima de los esfuerzos permisibles se mejoró o mejor dicho se aumentó la cuantía en $p = 1.3\%$

$np = 0.10$

$\frac{t}{e} = 1.14$

$\frac{d'}{t} = 0.05$

$C_2 = 8.1 \quad fc = \frac{M}{bt^2} C_2$

$b = 0.35$

$fc = \frac{577{,}470 \times 100 \times 8.1}{200 \times \overline{150}^2} = 103.8 \frac{kg}{cm^2}$

$fs = nfc \frac{d - bt}{bt} = 7.5 \times 103.8 \frac{1.42 - 0.35 \times 1.50}{0.35 \times 1.50}$

$fs = 1330$ kg/cm² ahora vemos que tanto el concreto como el acero están trabajando por debajo de los esfuerzos permisibles por lo cual el diseño está correcto y por consiguiente se adoptó para el arranque una cuantía $p = 1.3\%$ por razones de seguridad se aumentó la cuantía a $p = 1.5\%$

9.- Chequeo esfuerzos en la clave: $t = 1.50,\ b = 2.00$

al mejorar la calidad del concreto van a aumentar el Momento y el Empuje debidos a la Temperatura $He = HA = 5.500$ kgs

$$Mc = MA - HAf = 66{,}000 - 5{,}500 \cdot 14.30 = -12{,}500$$

Sección: CLAVE			
	Hc - kgs	Vc - kgs	Mc - kg-m
p.p. arco	82,980	—	− 24,060
p.p. tablero	119,984	—	+ 4.320
temperatura	−5,500	—	− 12,500
s/c peatones	9,510	—	− 5.040
s/c vehículos	59,230	—	− 34.480
	266,204	—	− 71,760

$N = V\,\text{sen}\,\theta + H\cos\theta \ \therefore\ \text{sen}\,\theta = 0 \ \therefore\ \cos\theta = 1$

$N = H = 266{,}204$ kgs $\therefore M = 71{,}760$ kg-m

excentricidad $e = \dfrac{M}{N} = \dfrac{71{,}760}{266{,}204} = 0.27$

asumiendo $p_{min} = 1\%$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{t}{e} = \dfrac{0.60}{0.27} = 2.25 \\ np = 0.075 \\ \dfrac{d'}{t} = 0.125 \end{array}\right\} \quad \begin{array}{l} C_2 = 10.1 \\ k = 0.48 \end{array} \qquad fc = \dfrac{M}{bt^2}\,C_2$$

$$fc = \frac{71{,}760 \cdot 100 \cdot 10.1}{200 \cdot \overline{60}^2}$$

$$fc = 101\ \text{kg/cm}^2$$

$$fs = nfc\,\frac{d - kt}{kt} = 7.5 \cdot 101 \cdot \frac{0.52 - 0.48 \cdot 60}{0.48 \cdot 60} = 675\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo permisible.. $fa = 74.5$ kg/cm²

$fc = 0.4 \cdot 280 = 112$ kg/cm² $\quad k = \dfrac{fa}{fc} = 0.665$

$$R^2 = \frac{t^2 + 12(n-1)pa^2}{12[1 + (n-1)p]} = \frac{\overline{60}^2 + 12(7.5-1)0.01 \cdot \overline{21}^2}{12[1 + (7.5-1)0.01]} = 312$$

$$fp = fa\,\frac{1 + \frac{ec}{R^2}}{1 + k\frac{ec}{R^2}} = 74.5\,\frac{1 + \frac{27 \cdot 30}{312}}{1 + \frac{0.665 \cdot 27 \cdot 30}{312}} = 97.5\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

como $fc > fp$ se mejoró la cuantía en $p = 1.5\%$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{t}{e} = 2.25 \\ np = 0.112 \\ \dfrac{d'}{t} = 0.125 \end{array}\right\} \quad \begin{array}{l} C_2 = 9.00 \\ k = 0.52 \end{array} \qquad fc = \dfrac{71{,}760 \cdot 100 \cdot 9}{200 \cdot \overline{60}^2}$$

$$fc = 90\ \text{kg/cm}^2$$

siendo $fc < fp$ se adoptó para la clave una cuantía $p = 1.5\%$

Terminado el cálculo de las secciones del arranque y la clave el paso siguiente fué el cálculo de las secciones intermedias, osea verificación de la sección asumida y el cálculo del área de acero.
El arco fué dividido en 20 dovelas dada la gran luz que tiene, osea 10 dovelas a cada lado; siendo el arco simétrico únicamente se calcularon las 10 primeras dovelas; en realidad estando las dovelas 1 y 10 muy cerca del arranque y la clave respectivamente secciones que ya fueron calculadas únicamente se consideraron las secciones 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9
Antes de entrar a calcular las secciones intermedias precisa indicar el ángulo que forma la tangente a la directriz con el eje X-X esto nos permitirá encontrar la fuerza normal o contraria y la fuerza tangencial o cortante.

Secciones intermedias

Dovela	$tg\theta$	θ	$sen\theta$	$cos\theta$	x	y
A	1.14400	48°51'	0.752989	0.658038	25.00	14.30
1	1.08800	47°25'	0.697374	0.67662	23.75	
2	0.97300	44°13'	0.651878	0.716708	21.25	3.85
3	0.85700	40°41'	0.597392	0.758324	18.75	
4	0.74500	36°41'	0.533122	0.801949	16.25	
5	0.63000	32°13'	0.458133	0.846038	13.75	9.92
6	0.51500	27°16'	0.372448	0.88888	11.25	11.35
7	0.40150	21°52'	0.27636	0.928053	8.75	12.50
8	0.2864	15°57'	0.16935	0.961342	6.25	13.39
9	0.17180	9°45'	0.16935	0.985356	3.75	
10	0.05735	3°17'	0.057274	0.998359	1.25	
C	0.0000	0°00'	0.0000	1.000000	0.00	

Ec. de la directriz $y = 0.02288x^2$

$$tg\theta = \frac{dy}{dx} = 0.04576x$$

El cálculo de las secciones intermedias comenzó con el cálculo y Trazado líneas de Influencia

10.- Trazado líneas de Influencia para los puntos intermedios.- Empuje Horizontal será la misma para todos los puntos y ya fué calculada.

Corte.- Se obtiene restando de la unidad las ordenadas calculadas para el Arranque cuando la carga está a la izquierda de la sección y son las mismas que del Arranque cuando la carga está a la derecha de la sección.

Momento.- El valor del Momento viene dado por la siguiente fórmula.

$$M = M_A + V_A x' - y' H_A - P(x' - bL)$$

Los cálculos se han tabulado y se muestran en la hoja respectiva.

Conocidos las Líneas de Influencia se empezó a cargar estas: Peso propio se muestran en tablas en cuanto a la sobrecarga se irá indicando en cada sección.

11.- Cálculo sección "2" - $x' = 3.75$; $y' = 3.85$

Dimensiones: $t = 1.80$ $b = 2.00$

Cálculo del M, V y H

a.- peso propio se sacarán de la tabla

b.- sobrecarga vehículos se cargó de manera de tener Momento Máximo Negativo.

$$-M_{max} = 27.400 \cdot 0.05 (5.35 + 3.9) = -138.200 \text{ kg-m}$$

$$V = 27,400 (8.4 + 7.8) 0.1 + 6820 \cdot 9.5 \cdot 0.1$$

$$= 52.500 \text{ kgs}$$

$$H = 27.400 (0.4 + 0.64) + 6820 \cdot 0.2 = 29.864 \text{ kgs}$$

s/c peatones

$$-M_{max} = -3.750 (-1.12 - 2.63 - 1.56) = -19.900 \text{ kg-m}$$

$$H = 3750 (0.101 + 0.395 + 0.773) = 4,750 \text{ kgs}$$

$$V = 3750 (0.975 + 0.886 + 0.728) = 9,700 \text{ kgs}$$

c.- Temperatura $H = H_A = -5.500$

$$M = M_A - y' H_A$$

$$= -66,000 + 3.85 \cdot 5,500 = -44,800 \text{ kg-m}$$

Tabulando los valores anteriores vamos a tener a la vuelta:

SECCION "2"			
	H2 - kgs	V2 - kgs	M2 - kg.m
p.p. arco	82,980	93.060	-34.575
p.p. tablero	119.984	124.167	-34.900
temperatura	- 5.500	—	-44.800
s/c peatones	4,750	9,700	-19.900
s/c vehiculos	29.864	+ 50.500	-138.200
Σ	232,078	277,427	-272,375

$N = V\,sen\,\theta + H\cos\theta$ $\qquad sen\,\theta = 0.6973$

$N = 277,427 \times 0.6973 + 232,078 \times 0.71$ $\qquad \cos\theta = 0.7167$

$= 360,000$ kgs

$M = 272,875$ kg.m

Excentricidad $e = \frac{M}{N} = \frac{272,375}{360.000} = 0.757$

asumiendo la cuantia minima $p = 1\%$

$e = 0.757$

$\frac{t}{e} = \frac{1.30}{0.757} = 1.72$ $\qquad C_a = 9.00$

$np = 0.01 \times 7.5 = 0.075$ $\qquad k = 0.37$

$\frac{d'}{t} = 0.05$ $\qquad fc = \frac{M}{bt^2}\,C_a$

$fc = \frac{272,375 \times 100 \times 9}{200 \times \overline{130}^2} = 725\ \frac{kg}{cm^2}$

$fs = nfc\,\frac{d - kt}{kt} = 7.5 \times 725\ \frac{1.28 - 0.37 \times 1.30}{0.37 \times 1.30}$

$fs = 910$ kg/cm²

<u>Esfuerzos permisibles</u> según visto en el cálculo de la sección del arranque para $p = 1\%$ $f'c = 280$ kg/cm² $fp = 103.00$ kg/cm² $fs = 1400$ kg/cm² vemos que tanto el concreto como el acero están trabajando por debajo de los esfuerzos permisibles por tanto se adoptó la cuantía mínima para la sección 2 $\underline{p = 1\%}$

12- Cálculo sección "3" $\quad x' = 6.25 \quad y' = 6.20$

<u>Dimensiones</u> $t = 1.15$ m. $b = 2.00$ m.

<u>Cálculo del H, V y M</u>

a.- <u>Peso propio</u> se encuentra tabulado

b.- <u>Sobrecarga</u> vehículos.- Se cargó la L. de I. de manera de tener el Máximo momento Negativo vamos a tener:

$-M_{max} = 27{,}400 \times 0.5 (8 + 2.8) + 6.820 \times 0.5 \times 1.00$
$= 82.910$ kg-m

$V = 27.400 (0.92 + 0.84) + 6820 \times 0.73$
$= 53{,}200$ kgs

$H = 27.400 (0.51 + 0.75) + 6820 \times 0.30$
$= 36.646$ kgs

sobrecarga peatones .- se procedió tambien tener el Máximo Momento Negativo; pero como los Momentos debidos al peso propio tanto del arco como del tablero son positivos para tener la combinación de valores mas desfavorable se cargó la zona de Momentos positivos tanto para la sobrecarga peatones como de vehículos de tal manera que se va tener s/c peatones:

$+M_{max} = 3{,}750 (1.075 + 0.870 + 0.727 + 0.243) = 10{,}900$

$H = 3.750 (0 + 0.101 + 0.895 + 0.773 + 0.101) = 5.140$

$V = 3.750 (0 + 0.0139 + 0.271 - 0.025) = 1.400$

s/c vehículos

$+M_{max} = 27{,}400 \times 0.5 (1.50 + 1.80 + 2.20 + 0.60) +$
$6.820 \times 0.5 \times 0.40 = 84.800$ kg-m

$V = 27.400 (0.27 + 0.17 + 0.97) +$
$6820 \times 0.43 = 41.560$ kgs

$H = 27.400 (0.5 + 0.75 + 0.1 + 0.05) +$
$6820 \times 0.87 = 44.300$ kg-m

e.- Temperatura .-

$H = H_A = + 5.500$ kgs

$M = M_A - H_A Y' = 66{,}000 - 5{,}500 \times 6.20$
$= 32.000$ kg-m

tabulando los valores anteriores tendremos

SECCION 3'			
	H3 kgs	V3 - kgs	M3 - kgs-m
p.p. arco	82,980	74.822	+ 3.880
p.p. tablero	119,984	85.292	5.830
temperatura	5,500	—	32,000
s/c peatones	5,140	1,400	10,900
s/c vehículos	44,300	41,560	84,800
	257,904	203,074	136,910

$N = V \operatorname{sen}\theta + H \cos\theta$ $\qquad \operatorname{sen}\theta = 0.6518$

$N = 203{,}074 \times 0.6518 + 257.904 \times 0.75$ $\qquad \cos\theta = 0.7583$
$= 328{,}000$ kgs

$M = 136{,}910$ kg-m

Excentricidad $e = \frac{M}{N} = \frac{136,910}{328,000} = 0.42$

$\frac{t}{e} = \frac{1.15}{0.42} = 2.74$

$p = 1\%$

$np = 0.075$

$\frac{d'}{t} = 0.10$

$C_2 = 9.5 \quad fc = \frac{M}{bt^2} C_2$

$k = 0.58$

$fc = \frac{136,910 \times 100 \times 9.5}{200 \times 115^2}$

$fc = 49 \text{ kg/cm}^2$

$fs = nfc \frac{d - kt}{kt} = 7.5 \times 4.9 \times \frac{1.07 - 0.58 \times 1.15}{0.58 \times 1.15}$

$= 202 \text{ kg/cm}^2$

Siendo los esfuerzos en que trabaja el Material tanto el acero como el concreto tan pequeños ya no fue necesario encontrar los esfuerzos permisibles, se adoptó por lo tanto para la sección 3 la cuantía mínima

$p_{min} = 1\%$.

13.- Cálculo sección "4" $x' = 11.25 \quad y' = 8.20$

Dimensiones $b = 2.00$ m $t = 1.05$ m

Cálculo del Empuje Momento y Corte

a.- Peso propio.- Se encuentra tabulado

b.- Sobrecarga.- Siendo el momento resultante debido al peso propio de signo negativo se cargaran las líneas de Influencia de Momentos en la zona de Momentos Negativos de manera de tener la combinación mas desfavorable de valores de tal manera que se va a tener s/c vehículos

$-M_{max} = 27,400 \times 0.5 (1.70 + 0.600 + 0.70) + 6,820 \times 0.50 (0.80) = 48,720$ kg-m

$V = 27,400 (0.60 + 0.11 + 0.060 - 0.130) + 6820 (0.23 - 0.02) = 21,680$ kgs

$H = 27,400 (0.300 + 0.100 + 0.68) + 6820 (0.63 + 0.05) = 32,840$ kgs

s/c peatones

$-M_{max} = -3,750 (1.170 + 0.712) = 7060$ kg-m

$V = 3,750 (0.728 + 0.500) = 4,600$ kgs

$H = 3,750 (0.773 + 0.930) = 6,400$ kgs

c.- Temperatura

$H = H_A = -3,420$

$M = M_A - H_A y = 41,000 - 3420 \times 8.20 = 13,000$ kg-m

SECCION "4"

	H_4 - kgs	V_4 - kgs	M_4 - kg-m
p. p. arco	82,980	59.176	+ 9,153
p. p. tablero	119.984	85.292	-13,235
temperatura	- 3,420	—	-13,000
s/c peatones	6,400	4,600	- 7,060
s/c vehiculos	32,840	21,630	- 43,720
Σ	238,784	180,096	-67,862

$N = V \operatorname{sen} \theta + H \cos \theta$ $\quad \operatorname{sen} \theta = 0.5973$

$N = 180.096 \times 0.5973 + 238,784 \times 0.801$ $\quad \cos \theta = 0.8019$

$= 299,000$ kgs

$M = 67,862$

Excentricidad $e = \frac{M}{N} = \frac{67.862}{299.000} = 0.227$

Asumiendo la cuantía mínima $p = 1\%$

$np = 0.075$

$\frac{t}{e} = \frac{1.050}{0.227} = 4.61$ $\quad \left. \right\} \; C_2 = 9.6$

$\frac{d'}{t} = 0.10$ $\quad k = 0.90$

$f_c = \frac{M}{bt^2} C_2 = \frac{67.862 \times 100 \times 9.6}{200 \times \overline{105}^2} = 29.6 \text{ kg/cm}^2$

$f_s = 7.5 \times 29.6 \, \frac{1.00 - .90 \times 1.05}{0.90 \times 1.05} = 220 \text{ kg/cm}^2$

como tanto el acero como el concreto (no se calculó el esfuerzo permisible) trabajan con esfuerzos muy pequeños no se halló los esfuerzos permisibles limitándose a adoptar la cuantía mínima $p = 1\%$ según lo especifica la AASHO. por lo tanto para la sección 4 se adoptó una cuantía $p_{min} = 1\%$.

14.- Cálculo sección "5" $\quad x' = 13.75, \; f = 9.92$

Dimensiones: $t = 0.95$ m $\quad b = 2.00$ m

Cálculo del Empuje Corte y Momento.

a.- peso propio: se encuentra en la tabla respectiva

b.- sobrecarga: peatones .- Siendo los momentos debidos al peso propio de signo positivo; entonces la sobrecarga tanto de vehículos como de peatones se ubicó en la zona de Momentos positivos de la L. de I. para obtener en esta forma la combinación mas desfavorable.

Cargando la zona positiva tendremos:

sobrecarga vehículos:

$+M_{max} = 27.400 \times 0.5 (3.3 + 1.9) + 6820 \times 0.5 \times 0.7 = 73.600$ kg-m

$V = 27.400 (0.89 + 0.30) - 6820 \times 0.02 = 32,464$ kgs

$H = 27.400 (0.4 + 0.18) + 6820 \times 0.04 = 20,250$ kgs

sobrecarga peatones:

$+M_{max} = 3750 (0.580 + 1.635) = 8,310$ kgs-m

$V = 3750 (0.386 - 0.025) = 1,350$ kgs

$H = 3,750 (0.101 + 0.395) = 1860$ kgs

C.- Temperatura se consideró también el Momento positivo

$M = M_A - y' H_A = 41,000 - 3.420 \times 9.92 = 7.100$ kg-m

$H = H_A = 3420$ kgs

tabulando los valores anteriores

SECCION "5"			
	H_5 - kgs	V_5 - kgs	M_5 - kg-m
p.p. arco	82.980	45.316	+29.900
p.p. tablero	119.984	67.292	+ 3.240
temperatura	3.420	—	+ 7.100
s/c peatones	1.860	1.350	+ 8.310
s/c vehículos	20.250	32.464	+73.600
	228.494	146.422	122,150

$N = V \operatorname{sen}\theta + H \cos\theta \therefore \operatorname{sen}\theta = 0.5331 \therefore \cos\theta = 0.84603$

$N = 146,422 \times 0.5331 + 228,494 \times 0.84603$

$= 271.500$ kgs

$M = 122,150$ kg-m

Excentricidad $e = \dfrac{M}{N} = \dfrac{122,150}{271.500} = 0.45$

asumiendo la cuantía mínima $p = 1\%$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{t}{e} = \dfrac{0.95}{0.45} = 2.110 \\ np = 0.075 \\ \dfrac{d'}{t} = 0.010 \end{array}\right\} \begin{array}{l} C_2 = 9.8 \text{ kg/cm}^2 \\ k = 0.47 \end{array}$$

$f_c = \dfrac{M}{bt^2} C_2 = \dfrac{122.150 \times 100 \times 9.8}{200 \times 95^2} = 66.4 \dfrac{kg}{cm^2}$

$f_s = nf_c \dfrac{d - kt}{kt} = 7.5 \times 66.4 \; \dfrac{0.90 - 0.47 \times 0.95}{0.47 \times 0.95}$

$f_s = 1000$ kg/cm² Estando los esfuerzos por debajo de los admisibles se adoptó para la sección "5" la cuantía mínima: $p = 1\%$

15. Cálculo sección "6" $x' = 13.75$ $y' = 11.85$

Dimensiones: $t = 0.85$ $b = 2.00$

Cálculo del Empuje Momento y corte.

a.- Peso propio: se encuentra tabulado

b.- Sobrecarga: Siendo los Momentos debidos al peso propio de signo positivo; la sobrecarga se ubicó en la zona de Momentos Positivos en la Linea de Influencia de manera tener el juego de valores mas desfavorable.

Cargando la zona de Momentos Positivos tendremos: Sobrecarga vehiculos

$$+M_{max} = 27.400 \times 0.5(4+1.5) + 6820 \times 1.8 \times 0.5$$
$$= 81.650 \text{ kg-m}$$
$$V = 27.400\,(0.46 - 0.11) - 6820 \times 0.06$$
$$= 10.060 \text{ kgs}$$
$$H = 27.400\,(0.62 + 0.4) + 6820 \times 0.2$$
$$= 29.360 \text{ kgs}$$

Sobrecarga peatones

$$+M_{max} = 3.750\,(0.370 + 2.060 + 0.180) = 9.600 \text{ kg-m}$$
$$V = 3.750\,(0.728 - 0.114 - 0.025) = 2.210 \text{ kgs}$$
$$H = 3.750\,(0.101 + 0.395 + 0.773) = 4.750$$

c.- Temperatura.- $H = H_A = 3420$

$M = M_A - H_A Y'$ se escogió el Momento positivo $+M = 41,000 - 3.420 \times 11.85$
$$= 2,200 \text{ kg-m}$$

Tabulando estos valores tendremos:

	SECCION "6"		
	H_6 - kgs	V_6 - kgs	M_6 - kg.m
p.p. arco	82,980	34.076	+ 23,045
p.p. tablero	119,984	49.527	+ 3.710
temperatura	3,420	—	+ 2.200
s/c peatona	4,750	2.210	+ 9.600
s/c vehiculos	29.360	10.060	+ 81,650
	240,494	95,873	120,205

$N = V\operatorname{sen}\theta + H\cos\theta$ ∴ $\operatorname{sen}\theta = 0.45813$
$\cos\theta = 0.88888$

$$N = 95.873 \times 0.45813 + 240,494 \times 0.8888 =$$
$$= 258,000 \text{ kgs} \qquad M = 120.205 \text{ kg-m}$$

Excentricidad $e = \dfrac{M}{N} = \dfrac{120,205}{258,000} = 0.465$

Asumiendo la cuantía minima $p = 1\%$

$\frac{t}{e} = \frac{0.85}{0.465} = 1.83$
$np = 0.073$
$\frac{d'}{t} = 0.10$

$C_2 = 9.5$
$k = 0.42$

$f_c = \frac{M}{bt^2} C_2 = \frac{130.205 \times 100 \times 9.5}{200 \times \overline{85}^2} = 79\ kg/cm^2$

$f_s = n f_c \frac{d - kt}{kt} = 7.5 \times 79 \times \frac{0.80 - 0.42 \times 0.85}{0.42 \times 0.85}$
$= 735\ kg/cm^2$

Esfuerzo permisible según servio en el cálculo de las secciones del arranque y la clave el concreto de 280 kg/cm² y con una cuantía del 1% el esfuerzo permisible es del orden de los 100 kg/cm². Por lo cual vemos que tanto el concreto como el acero se hallan por debajo de los esfuerzos permisibles. Y se adoptó para la sección 6 la cuantía mínima $p = 1\%$

16.- Cálculo de la sección "7" $x = 16.25$
Dimensiones $t = 0.78m$ $b = 2.00$ $y = 12.50$

Cálculo del Empuje Corte y Momento

a.- Peso propio: se encuentra tabulado

b.- Sobrecarga: siendo el momento debido al peso propio de signo positivo; para la sobrecarga se encontró el Máximo Momento Positivo

s/c vehículos:

$+M_{max} = 27.400 (2.3 \times 2.6) 0.5 + 6820 \times 0.5 \times 1.1$
$= 72.260\ kg\text{-}m$

$V = 27.400 (0.52 - 0.11) - 6820 \times 0.05$
$= 10,850\ kgs$

$H = 27.400 (0.62 + 0.4) + 6820 \times 0.20$
$= 29,360\ kgs$

s/c peatones

$+M_{max} = 3750 (0.220 + 1.320 + 1.100) = 9,860\ kg\text{-}m$
$V = 3750 (0.728 - 0.114 + 0.021) = 2.210$
$H = 3750 (0.101 + 0.395 + 0.773) = 4.750$

c.- Temperatura. - Se consideró también el Momento Positivo $H = H_A = -3.420$
$M = M_A - H_A y' = -41.000 + 3.420 \times 12.50$
$= +1.100\ kg\text{-}m$

Tabulando los valores anteriores tendremos:

SECCION "7"			
	H_7 - kgs	V_7 - kgs	M_7 - kg-m
p.p. Arcos	82,980	+ 24.005	+ 14,980
p.p. Tablero	119,984	+ 49.527	- 2.400
Temperatura.	- 3.420	—	+ 1.100
s/c peatones	4.750	+ 2.210	+ 9.840
s/c vehículos	29.360	+ 10.850	+ 72.260
Σ	237.074	86,592	+ 95,780

$N = V sen\theta + H cos\theta$ ∴ $sen\theta = 0.37244$ ∴ $cos\theta = 0.9280$

$N = 86,592 \times 0.3724 + 237.074 \times 0.928 =$

$N = 252.250$ kgs ∴ $M = 95,780$ kg-m

Excentricidad $e = \frac{M}{N} = \frac{95.780}{252,250} = 0.379$

Adoptando la cuantía mínima $p = 1\%$

$\frac{t}{e} = \frac{0.780}{0.379} = 2.06$

$np = 0.075$

$\frac{d'}{t} = 0.10$

$C_2 = 9.6$

$k = 0.46$

$fc = \frac{M}{bt^2} C_2 = \frac{95.780 \times 100 \times 9.6}{200 \times 78^2} = 74.5 \frac{kg}{cm^2}$

$fs = nfc \frac{d - kt}{kt} = 7.5 \times 74.5 \frac{0.70 - 0.46 \times 0.78}{0.46 \times 0.78}$

$fs = 528$ kg/cm²

Fuerzo permisibles .- para concreto de

$f'c = 280$ kg/cm² y $p = 1\%$

$fp = 100$ kg/cm² aproximadamente.

Trabajando tanto el concreto como el acero con esfuerzos menores que los permisibles se adoptó la cuantía mínima para la sección "7" osea $p = 1\%$

Calculo sección "8" $x' = 18.75$: $Y' = 13.39$

Dimensiones $t = 0.70$ m. $b = 2.00$ m.

Cálculo del Empuje, Corte y del Momento

a.- Peso propio .- Se encuentra tabulado

b.- Sobrecarga: - Siendo los momentos debidos al peso propio de signo positivo; para la sobrecarga se encontró el Máximo Momento Positivo s/c vehículos

$+M_{max} = 27.400 \times 0.5 (4.5 + 2.4) + 6,820 \times 0.5 \times 0.9$

$= 98.400$ kg.m

$V = 27.400 (0.72 - 0.17) + 6820 \times 0.09$

$= 15.800$ kgs

$H = 27.400 (0.75 + 0.5) + 6820 \times 0.3$

$= 36.250$ kgs

s/c peatones

$+M_{max} = 3,750 (0.060 + 0.690 + 2.260) = 11,280$ kg.m

$V = 3,750 (-0.035 - 0.112 - 0.273) = -1,540$ kgs

$H = 3.750 (0.101 + 0.895 + 0.773) = 4.750$ "

e.- Temperatura $H = H_A = -3.420$ kgs

En cuanto al momento este se considera positivo $M = M_A - H_A y' = -41,000 + 3.420 \times 13.89$

$M = +5,000$ kg.m

Tabulando los valores anteriores

SECCION "8"			
	H_8 - kgs	V_8 - kgs	M_8 - kg.m
p.p. arco	82,980	15.285	- 1.485
p.p tablero	119,989	16,027	+17.110
temperatura	- 3.420	—	+ 5,000
s/c peatones	4.750	- 1.540	+ 11.280
s/c vehículos	36. 250	+15,800	+98.400
	240,549	45,572	130,305

$N = V\,sen\theta + H\cos\theta \therefore sen\theta = 0.275358 \therefore \cos\theta = 0.961342$

$N = 45.572 \times 0.2753 + 240.549 \times 0.9613$

$N = 243,500$ kgs $\therefore M = 130.305$

Excentricidad $e = \dfrac{M}{N} = \dfrac{130,305}{243.500} = 0.535$

$\left.\begin{array}{l} \dfrac{t}{e} = \dfrac{.70}{.535} = 1.31 \\ np = 0.075 \\ \dfrac{d'}{t} = 0.10 \end{array}\right\}$ Asumiendo $p_{min} = 1\%$ $C_2 = 10.20$ $k = 0.32$

$fc = \dfrac{M}{bt^2} C_2 = \dfrac{130.305 \times 100 \times 10.20}{200 \times 70^2} = 131 \frac{kg}{cm^2}$

$fs = nfc \dfrac{d - kt}{kt} = 7.5 \times 131 \times \dfrac{.62 - 0.32 \times 70}{0.32 \times 70} = 1200\ kg/cm^2$

$= 1200\ kg/cm^2$

Esfuerzos permisibles

$fa = 0.25 \cdot 280[1+(7.5-1) \cdot 0.01] = 74.50 \, kg/cm^2$

$fc = 0.4 \cdot 280 = 112 \; ; \; K = \frac{fa}{fc} = 0.665$

$$R^2 = \frac{t^2 + 12(n-1)pa^2}{12[1+(n-1)p]} = \frac{\overline{70}^2 + 12 \cdot 6.5 \cdot 0.01 \cdot \overline{31}^2}{12[1+6.5 \cdot 0.01]} = 429$$

$$fp = fa \frac{1 + \frac{ee}{R^2}}{1 + K\frac{ee}{R^2}} = 74.50 \frac{1 + \frac{53.5 \cdot 36}{429}}{1 + \frac{0.665 \cdot 53.5 \cdot 36}{429}}$$

$fp = 102.50 \, kg/cm^2$ como el concreto trabaja todavía por encima del esfuerzo permisible se aumentó la cuantía a $p = 1.5\%$

$\frac{t}{e} = 1.31$
$np = 0.113$
$\frac{d'}{t} = 0.100$

$e_2 = 8.8$
$k = 0.38$

$fc = \frac{M}{bt^2}$

$$fc = \frac{130,305 \cdot 100 \cdot 8.8}{200 \cdot 70^2} = 117 \, \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo permisible

$fa = 0.25 \cdot 280[1 + 6.5 \cdot 0.015] = 77 \, \frac{kg}{cm^2}$

$K = \frac{fa}{fc} = \frac{77}{112} = 0.686 \qquad R^2 = 429$

$$fp = fa \frac{1 + \frac{ee}{R^2}}{1 + K\frac{ee}{R^2}} = 77 \frac{1 + \frac{53.5 \cdot 35}{429}}{1 + \frac{0.686 \cdot 53.5 \cdot 35}{429}}$$

$fp = 105 \, kg/cm^2$ se aumentó la cuantía a $p = 2\%$.

$\frac{t}{e} = 1.31$
$np = 0.150$
$\frac{d'}{t} = 0.100$

$e_2 = 7.6$
$k = 0.41$

$fc = \frac{M}{bt^2} e_2$

$$fc = \frac{130,805 \cdot 100 \cdot 7.6}{200 \cdot 70^2}$$

$fc = 101.5 \, kg/cm^2$

Estando trabajando ahora el concreto en un esfuerzo menor que el permisible se adoptó para la sección 8 una cuantía $p = 2\%$

$p = 2\%$

Cálculo sección "9" $\qquad x' = 21.25 \quad y' = 13.95$

Dimensiones: $\quad t = 0.65 \qquad b = 2.00$

Cálculo del Empuje, Corte y Momento

a.- Peso propio.- se encuentra tabulado

b.- Sobrecarga.- Siendo los momentos debidos al peso propio de signo negativo: la sobrecarga en la zona de Momentos Negativos de tal manera encontrar el Máximo Momento Negativo s/e vehículos

$-M_{max} = 27,400 \times 0.5(1.7+1.7) + 6820 \times 0.5 \times 0.8$
$= 49,230$ kg-m

$V = 27,400(0.275+0.160) + 6820 \times 0.45$
$= 14,980$ kgs

$H = 27,400(0.75+0.5) + 6820 \times 0.88$
$= 41,650$ kgs

s/e peatones

$-M_{max} = 3,750(0.85+0.62+0.188) = 6,200$ kg-m

$V = 3,750(0.0189+0.112+0.271) = 1,500$ kg

$H = 3,750(0.101+0.895+0.773) = 4,760$ kg

c.- Temperatura $H = H_A = 3420$ En cuanto al momento este se considero de sentido negativo $M = M_A - HAY'$

$-M = 41,000 - 3,420 \times 13.95 = -6,700$ kg-m

tabulando los valores anteriores vamos a tener

	SECCION "9"		
	H_9 - kgs	V_9 - kg	M_9 - kg-m
p.p. arco	82,980	7,200	- 8,412
p.p. tablero	119,980	16,027	- 7,810
Temperatura	3,420	—	- 6,700
s/e peatones	4,760	1,500	- 6,200
s/e vehículos	41,550	14,980	- 49,230
	252,690	39,707	- 78,352

$N = V sen\theta + H cos\theta \therefore sen\theta = 0.057274 : cos\theta = 0.9983$

$N = 252,690 \times 0.9983 + 39,707 \times 0.057274$

$N = 254,270$ kgs $\quad M = 78,352$ kg-m

Excentricidad $e = \frac{M}{N} = \frac{78,352}{254,270} = 0.308$

Asumiendo la cuantía mínima $p = 1\%$

$\frac{t}{e} = \frac{0.65}{0.308} = 2.11$

$np = 0.075$

$\frac{d'}{t} = 0.10$

$C_2 = 9.5$

$k = 0.48$

$f_c = \frac{M}{bt^2} C_2 = \frac{78,352 \times 100 \times 9.5}{200 \times 65^2} = 88$ kg/cm²

$f_s = nf_c \frac{d-kt}{kt} = 88.00 \times 7.5 \frac{60-0.48 \times 0.65}{0.48 \times 0.65}$

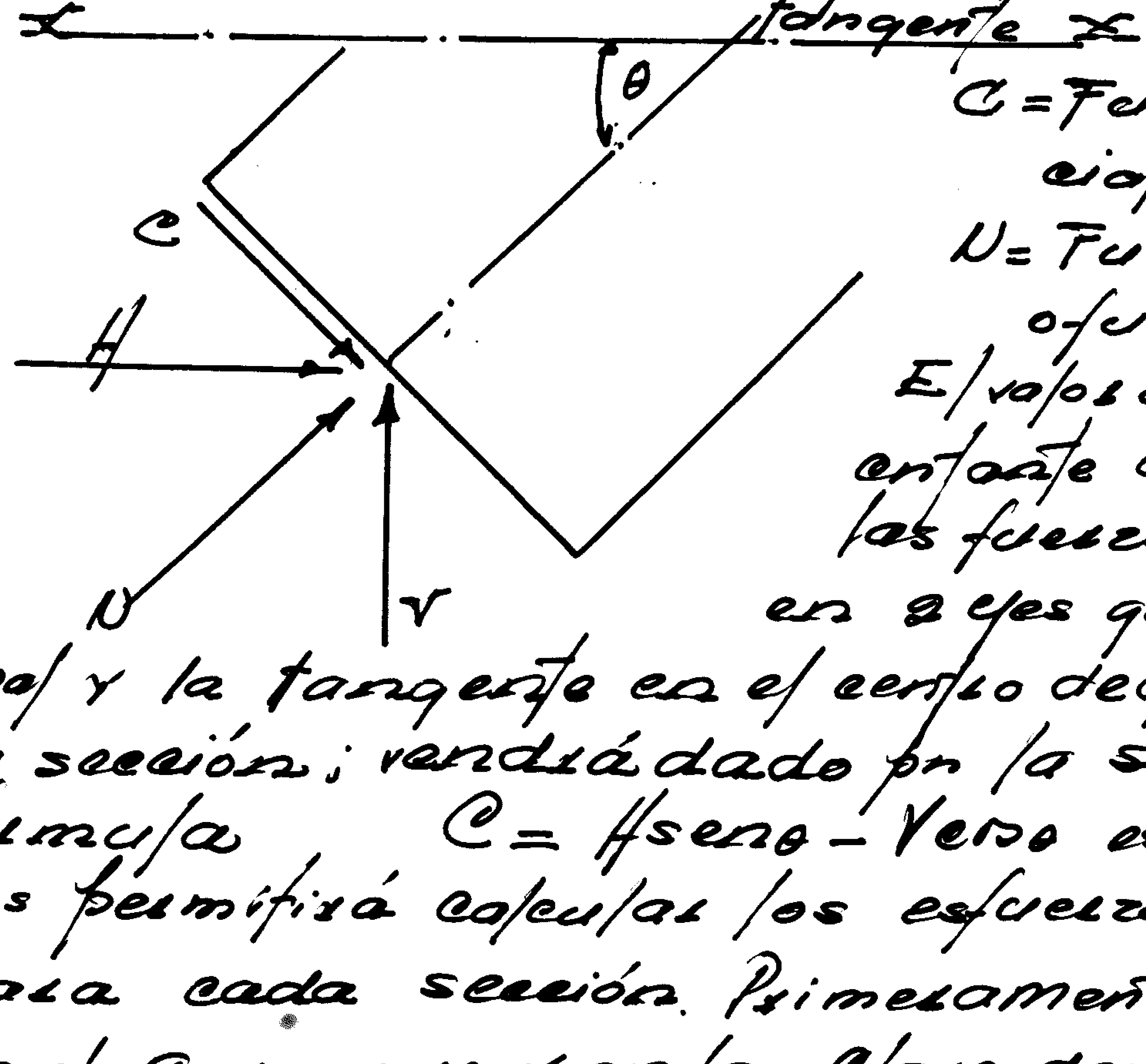
$f_s = 660$ kg/cm²

Esfuerzos permisibles.- Según se calculó anteriormente el concreto de 210 kg/cm² y una cuantía $p = 1\%$, $fp = 100$ kg/cm² (aproximadamente) vemos tanto el concreto como el acero están trabajando por debajo de los esfuerzos permisibles y por lo tanto para la sección "9" se adoptó una cuantía: $p = 1\%$

De esta manera se termina el cálculo de las areas de acero para todo el arco el paso siguiente calculo de los Esfuerzos cortantes.

CALCULO ESFUERZOS CORTANTES

Tomemos una sección del arco y consideremos en ella la fuerzas que actuan: Empuje Vertical y el Empuje Horizontal



C = Fuerza tangencial o de corte

N = Fuerza axial o fuerza normal

El valor de la fuerza cortante componiendo las fuerzas V y H en 2 ejes que son la normal y la tangente en el centro de gravedad de la sección; vendrá dado por la siguiente formula $C = H\operatorname{sen}\theta - V\cos\theta$ esta fórmula nos permitirá calcular los esfuerzos cortantes para cada sección. Primeramente se calculó en el Arranque y en la Clave despues se calculó en varios puntos intermedios.

1.- Calculo esfuerzos Cortantes en el Arranque

Analizando la formula anterior vemos que para obtener el Máxima Fuerza Cortante es necesario hallar el mayor "H" y el menor "V" o viceversa en nuestro caso siendo el empuje vertical debido al peso propio mayor que el empuje horizontal se cargó lo más que se pudo la L. de I. del Empuje Vertical procurando tambien encontrar el menor H posible. Hechas estas consideraciones se obtuvo:

sobrecarga vehiculos:

$V_{max} = 27.400 (1+0.98) = 54.400$ kgs

$H_{min} = 27.400 (0.02+0.05) = 1.920$ -

sobrecarga peatones:

$V_{max} = 3,750 (1.00 + 0.975 + 0.885 + 0.734)$
$= 13,450$ kgs

$H_{min} = 3,750 (0.00 + 0.101 + 0.895 + 0.773)$
$= 4.760$ kgs

Temperatura.. se considera Empuje Negativo

$HA = -3.420$ kgs

Tabulando los valores anteriores vamos a tener

ARRANQUE		
	H_A - kgs	V_A - kgs
p. p. arco	82.980	139,356
p. p. tablero	119,984	166,826
Temperatura	-3.420	—
s/c peatones	1.920	13.450
s/c vehiculos	4.760	54.400
	206,224	374,082

Fuerza de corte $C = H\text{seno} - V\cos\theta$

$C = 206,224 \cdot 0.753 - 374,032 \cdot 0.658 = -91,000$ kgs

Esfuerzo de corte en el concreto.

$v = \dfrac{V}{bjd}$ para $f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$ $j = 0.875$

$V = 91.000$ $\quad v = \dfrac{91,000}{200 \cdot 0.875 \cdot 142.5} = 3.65 \frac{kg}{cm^2}$

$j = 0.875$

$d = 142.5$ para el concreto el esfuerzo cortante

$b = 200$ admisible es igual a

$v_c = 0.03 f'c = 0.03 \cdot 280 = 8.40$ kg/cm^2

como estamos muy por debajo del esfuerzo admisible no es necesaria la colocacion de armadura transversal; pero debido a las especificaciones de la AASHO siempre se colocaron estribos.

2.- Cálculo esfuerzos Cortantes: Clave.-

Cálculo del Empuje Vertical y Horizontal

a.- Peso propio: se obtiene en la tabla respectiva

b.- Sobrecarga: Se cargó de manera de hallar el máximo "V" sin que interese el "H" que se obtenga ya que en la clave seno $= 0$ cos $\theta = 1$ según estas consideraciones se obtuvieron los siguientes valores sobrecarga vehiculos

$V_{max} = 27,400\,(0.5 + 0.35 + 0.06) + 6820 \cdot 0.23$

$= 26,570$ kgs

$H = 27,400\,(0.93 + 0.80 + 0.21) + 6820 \cdot 0.6$

$= 57,200$

sobrecarga peatones

$V_{max} = 3750\,(0.00 + 0.025 + 0.115 + 0.226 + 0.500)$

$= 2400$ kgs

$H = 3750\,(0.00 + 0.101 + 0.395 + 0.773 + 0.930)$

$= 8,250$ kgs

Tabulando:

CLAVE		
	Hc - kgs	Vc - kgs
p. p. arco	82,980	—
p. p. tablero	119,984	—
Temperatura	3,420	—
s/c peatones	8,250	+ 3,400
s/c vehiculos	57,000	+ 26,570
Σ		29,970

$C = H\,sen\theta - V\cos\theta \therefore sen\theta \,;\ \cos\theta = 1$

$C = V = 29,970$

$$v_c = \frac{V}{bjd} = \frac{29,970}{200 \cdot 0.875 \cdot 52.5} = 3.26\ \frac{kg}{cm^2}$$

$b = 200$ $\quad$ $v_c = 0.03 f'c = 8.4\ kg/cm^2$

$j = 0.875$ $\quad$ vemos que el esfuerzo cortante

$d = 0.525$ $\quad$ del concreto está por debajo del admisible; se empleará armadura transversal en valores mínimos por especificación.

Analizando los resultados anteriores deducimos que el concreto está trabajando muy por debajo del esfuerzo permisible tanto en la clave como en el arranque, se podría dar por terminado aca el cálculo pero para efectos de verificación se chequearon varias secciones intermedias.

3.- Cálculo esfuerzos cortantes sección: "2"

Calculo del Empuje Horizontal y del Vertical

a.- peso propio.- Se obtiene en las tablas

b.- sobrecarga.- Se cargó de manera de encontrar el máximo V y el mínimo H simultaneamente de tal manera vamos a tener sobrecarga vehículos

$V_{max} = 27,400(0.98+0.92)+6820\times0.31$
$= 54,120$ kgs

$H_{min} = 27,400(0.1+0.31)+6820\times0.03$
$= 11,405$ kgs

sobrecarga peatones

$V_{max} = 3750(0+0.975+0.886+0.728) = 9,700$

$H_{min} = 3750(0+0.101+0.395+0.773) = 4,600$

c.- Temperatura $H = -3,420$ kgs.

SECCION "2"		
	H2 - kgs	V2 - kgs
p.p. arco	82,980	73,060
p.p. tablero	119,984	124,167
temperatura	-3,420	—
s/c peatones	4,600	9,700
s/c vehículos	11,405	54,120
Σ	215,549	281,047

$C = H\,sen\,\theta - V\cos\theta \therefore sen\,\theta = 0.697 \therefore \cos\theta = 0.716$

$C = 215,549\times0.6973 - 281,047\times0.7167$

$= -52,000$ kgs

$v = \dfrac{C}{bjd} = \dfrac{52,000}{200\times0.875\times122.5} = 2.42\ \dfrac{kg}{cm^2}$

$b = 200$ cm — está por debajo del esfuerzo

$d = 122.5$ cm — admisible:

$j = 0.875$ — $v = 0.03 f'c = 0.03\times210 = 8.4$ kg/cm²

4.- Cálculo esfuerzos de corte sección "3"

Cálculo del Empuje Horizontal y del Empuje Vertical

a.- Peso propio se obtienen en las tablas respectivas

b.- Sobrecarga.- se cargó de manera de obtener el "Vmax." el "H"min. obteniendose.

sobrecarga vehículos:

$V_{max} = 27,400(0.98+0.92) = 52,000$ kgs

$H_{min} = 27,400(0.1+0.31)+6820\times0.03$
$= 11,405$ kgs tabulando

seccion "3"		
	H3 - kgs	V3 - kgs
p.p. arco	82,980	74,822
p.p. tablero	119,984	85,292
Temperatura	-3,420	—
s/c peatones	4,380	7,000
s/c vehículos	11,405	52,000
Σ	214,369	219,114

$C = H\,sen\theta - V\cos\theta \therefore sen\theta = 0.6518 \therefore \cos\theta = 0.7583$

$C = 214,369 \times 0.6518 - 219,114 \times 0.7583$

$C = -26,000$ kgs

$$v = \frac{C}{bjd} = \frac{26,000}{200 \times 0.875 \times 107.5} = 1.385 \text{ kg/cm}^2$$

b = 2.00 m

d = 1.075 m como se puede apreciar está

j = 0.875 trabajando el concreto muy por debajo del esfuerzo admisible.

5.- Cálculo esfuerzos de corte Sección "4"

Cálculo del Empuje Vertical, Empuje Horizontal

a.- Peso propio.- se obtiene en las tablas respectivos

b.- Sobrecarga.- Se cargó de la misma manera que el caso anterior. s/c vehículos

$V_{max} = 27,400(0.89 + 0.78) + 6820 \times 0.26$
$= 47,570$ kgs

$H_{min} = 27,400(0.40 + 0.63) + 6820 \times 0.23$
$= 29,564$ kgs

sobrecarga peatones

$V_{max} = 3750(0.886 + 0.728) = 7,000$ kgs

$H_{min} = 3,750(0.395 + 0.773) = 4,320$ kgs

c.- Temperatura $H = H_4 = -3,420$ kgs

tabulando vamos a tener:

SECCION 4		
	H_4 - kgs	V_4 - kgs
p.p. arco	82,980	59.176
p.p. tablero	119.784	85.292
temperatura	- 3.420	—
s/c peatones	4,320	7.000
s/c vehículos	29.564	47.570
Σ	236,848	199.030

$C = H\,sen\theta - V\cos\theta \therefore sen\theta = 0.5973 \therefore \cos\theta = 0.8019$

$C = 236,848 \times 0.5973 - 199.030 \times 0.8019$

$C = -17,700$

$$v = \frac{C}{bjd} = \frac{17.700}{200 \times 0.875 \times 97.5} = 1.010 \frac{kg}{cm^2}$$

b = 2.00 admisible $v = 0.03f'c = 8.4 \frac{kg}{cm^2}$

d = 0.975

El esfuerzo del concreto está muy por debajo del esfuerzo admisible.

Envolvente de Areas de Acero.- Conocida la cuantía en el arranque, la clave y en 8 secciones intermedios estamos en condiciones de trazar la Envolvente de areas de acero lo cual nos va a permitir cortar el fierro.

Las areas de acero en cada sección considerada serán las siguientes:

Sección	As
Arranque	0.015 x 200 x 150 = 450 cm^2
2	0.010 x 200 x 130 = 260 "
3	0.010 x 200 x 115 = 230 "
4	0.010 x 200 x 105 = 210 "
5	0.010 x 200 x 95 = 190 "
6	0.010 x 200 x 85 = 170 "
7	0.010 x 200 x 78 = 156 "
8	0.020 x 200 x 70 = 280 "
9	0.010 x 200 x 65 = 180 "
Clave	0.015 x 200 x 60 = 180 "

Armadura.- La disposición de la armadura en el arco se efectuó a base de una cantidad básica la cual es el area de acero en la clave = 180 cm^2 con un número de varillas = 36 ϕ 1" osea 18 varillas de 1" en la capa del Extrados y 18 varillas de 1" en la capa del Intrados: a base de esta armadura que va dispuesta en toda la longitud del arco se consideraron nuevas capas adicionales a fin de completar las areas de acero que se necesiten en cada caso segun podemos apreciar en la Envolvente de Areas de Acero: así en el Arranque además de la capa anterior se colocaron otras 2 capas mas de manera tenga una area de acero = 450 cm^2. El doblado en detalle puede apreciarse en la envolvente de Areas de Acero.

Estribos.- Según vimos al calcular los esfuerzos de corte en el Arco; este no necesita estribos; pero el reglamento de la AASHO establece valores mínimos y se colocó estribos de ϕ 3/8 @ 30 cms.

CALCULO DE LOS ESTRIBOS.-

Estribos vienen a ser los elementos a los cuales entrega las cargas el arco; los cuales a su vez entregan al terreno..

Por economía el estribo del arco será de concreto ciclópeo.

CALCULO.- El cálculo del estribo comenzó con el cálculo de todas las fuerzas actuan sobre el mismo y que son:

1.- Peso propio del estribo
2.- Peso de la cuña de tierras que existe encima del estribos
3.- Empuje de las tierras
4.- Empuje vertical transmitido por el arco
5.- Empuje horizontal transmitido por el arco

Antes de entrar a calcular todas estas fuerzas se asumió una sección transversal como un primer tanteo la cual se muestra en el plano respectivo; cabe indicar que la elección de las dimensiones que ahí se muestran se eligieron fuera de todo criterio científico o empírico, me basé en estribos de puentes ya construidos para ver en forma aproximada que dimensiones iba asumir a mi estribo; como repito las dimensiones son puramente arbitrarias para los efectos de un primer tanteo.

1º Peso propio del Estribo.-

$$\Sigma\ areas = 5.00 \times 1.50 + \frac{3.00+2.55}{2} \times 1.50 + \frac{2.55}{2} \times 1.$$
$$= 14.44\ m^2$$

$$p.\ p. = 14.44 \times 4 \times 2,400 = 139,000\ kgs$$

Centro de gravedad o punto aplicación p.p.

rectángulo = $5.00 \times 1.50 \times 2.50 = 18.75$
trapecio = $3.775 \times 1.50 \times 2.00 = 11.32$
triángulo = $0.500 \times 2.55 \times 1.24 = 1.58$

$$\Sigma M_o = 31,650$$

$$x_{cg} = \frac{31,650}{14,440} = 2.19\ m$$

2º Peso de la cuña de tierras

$$p.\ tierras = \frac{4.95 \times 3.90 \times 4 \times 1600}{2} = 62,000\ kgs$$

$$punto\ de\ aplica. = 3.90 \times \frac{2}{3} + 1.18 = 2.58 + 1.18 = 3.7\ m$$

3.- Empuje de tierras

$E = \frac{1}{2} w h^2 C \quad , C = tg^2\left(45 - \frac{\theta}{2}\right)$

como el terreno tiene un ángulo de reposo

$\theta = 30° \quad C = tg^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0.3328$

$h = 3.00\,m \quad w = 1600\ kg/m^3$

$E = \frac{1}{2} \times 1,600 \times \overline{3}^2 \times 0.3328 = 2,400\ kg/ml.$

$E = 2,400 \times 4 = 9,600\ kgs.$

punto de aplicación $d = \frac{h}{3} = \frac{3}{3} = 1.00$

siendo el momento debido al empuje muy pequeño no se considero en los cálculos.

4-5.- Cálculo del Empuje Vertical y del Empuje Horizontal Se consideraron 2 casos

a.- El estribo trabaja con puente sin sobrecarga.- Del cálculo del arco obtenemos los siguientes valores para el Momento, Empuje Vertical y el Empuje Horizontal.

	H1 - kgs	V1 - kgs	M1 - kg-m
p.p. arco	82,980	139,356	-32,800
p.p. tablero	119,984	166,826	-175,670
Σ	202,964	306,182	-208,470

punto de aplicación.-

E. Horizontal : $a = \frac{M}{H_2} = \frac{208,470}{202,964} = 1.029\ m$

E Vertical : $b = \frac{M}{V_2} = \frac{208.470}{306,182} = 0.683\ m$

Momentos con respecto punto A - Momento. F. verticales

Fuerza		abcisa	Momento	
p.p.	139.000	2.190	305.000	kg-m
tier.	62.000	3.710	230.000	"
Ver.	306,182	1.243	381.000	"
ΣF_v =	507.182		ΣM_{Fv} = 916,000	"

$$x_N = \frac{\Sigma M_{Fv}}{\Sigma F_v} = \frac{916,000}{507,182} = 1.807$$

tomando momentos con respecto al punto de intersección de la resultante con la base del Estribo tendremos.

$$M_{FH} = M_{Fv} \times x_R$$

$$x_e = \frac{202,964 \times 4.523}{507.182} = 1.810\,m$$

Excentricidad $e = \frac{1}{2} b - (x_N + x_e)$

$e = 2.50 - (1.810 + 1.807) = 2.50 - 3.617 = 1.117$

$e = 1.117 > \frac{1}{6} b = \frac{1}{6} \times 5.00 = 0.833$

Presiones $\sigma = \frac{F_v}{a b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = \frac{507{,}182}{400 \times 500}\left(1 \pm \frac{6 \times 1.117}{5.00}\right)$

$\sigma_{max} = 5.95$ kg/cm² $\sigma_{min} = -0.85$ kg/cm²

Coeficiente de Volteo $C_V = \frac{\Sigma M_{Fv}}{\Sigma M_{FH}}$

$C_V = \frac{916.000}{202.964 \times 4.523} = 1.000 < 2$

coeficiente de Deslizamiento $C_D = \frac{f \Sigma F_v}{\Sigma F_H}$

$C_D = \frac{0.7 \times 507{,}182}{202.964} = 1.75 < 2$

b.- Estribo en puente y en sobrecarga.- Siendo los Momentos debidos al peso propio de signo negativo la sobrecarga se ubicó de manera lograr, el Máximo Momento Negativo y el "H" y "V" que resulte; no se consideró la posición del Máximo Momento Positivo porque entonces hay una diferencia de Momentos disminuyendo estos últimos.

Del cálculo del arco en la sección del arranque obtenemos:

	Ha - kgs	Va - kgs	Ma - kg-m
p.p. arco	82,980	139,356	-175,670
p.p. tablero	119,984	166,826	- 32,800
temperatura	-3,420	—	- 41,000
s/c peatones	4,760	13,500	-40,000
s/c vehículos	16,744	57,110	-263,000
Σ	221,048	376,812	-552,470

punto de aplicación

Empuje horizontal $= \frac{M}{Ha} = \frac{552.470}{221.048} = 2.50$

Empuje Vertical $b = \frac{M}{Va} = \frac{552470}{376.812} = 1.466$

Momentos Fuerzas Verticales.

Fuerza	abcisa	Momento
p.p. = 189.000 kgs	2.19	305,000 kg-m
tierras = 62,000 "	3.71	230.000 "
V = 376,812 "	2,025	764.000 "
ΣF_V = 577.812 "	ΣM_{Fv} =	1'299.000 "

Momentos con respecto al punto de aplicación de la resultante en la base del estribo

$$-M_{FH} = x_R \Sigma F_V$$

$$x_R = \frac{M_{FH}}{\Sigma F_V} = \frac{221.048 \times 5.994}{577.812} = 2.295$$

Excentricidad $e = \frac{b}{2} - (x_v + x_R)$

$$e = \frac{5.00}{2} - (2.25 + 2.295) = -2.045 > \frac{1}{6} b = 0.833$$

Presiones $\sigma = \frac{F_V}{ab}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right)$

$$\sigma = \frac{577.812}{400 \times 500}\left(1 \pm \frac{6 \times 2.045}{5.00}\right)$$ $\sigma_{max} = 10.00\ kg/cm^2$
$\sigma_{min} = -4.21$ "

Coef volteo $C_V = \frac{\Sigma M_{FV}}{\Sigma M_{FH}} = \frac{1'299.000}{221.000 \times 5.994} = 0.991$

Coef deslizamiento $C_D = \frac{f \Sigma F_V}{\Sigma F_H} = \frac{0.7 \times 577.812}{221.048} = 1.83 < 2$

f = coeficiente de fricción = 0.7

Conclusiones.- Como conclusiones a los cálculos anteriores se puede decir que el estribo es inadecuado desde todo punto de vista ya que sin sobrecarga está soportando esfuerzos de tracción; lo cual no es conveniente tratándose de un material como es el concreto ciclópeo. Además desde el punto de vista de la estabilidad está trabajando muy mal el conjunto ya que los coeficientes obtenidos están por debajo de los admisibles y cuando el estribo trabaja con puente y con sobrecarga no es estable ya que se ha obtenido un $C_V = 0.991$ menor que la unidad lo cual nos indica que va a ser inestable. va a fallar por volteo. Otra conclusión que se saca del cálculo anterior es que las mayores presiones y los mínimos coeficientes de estabilidad se presentan trabajando el estribo con puente y con sobrecarga lo cual corresponde al estado de cargas más desfavorable Por esta razón en adelante los cálculos se harán para el estribo trabajando con puente y con la sobrecarga

El paso siguiente fue el cálculo del 2º tanteo aumentando las dimensiones del estribo.

2º TANTEO.— En principio se pensó aumentar el ancho "b" del estribo en 7.00 mts. en profundidad en 5.00 mts. pero como a 6.25 se encuentra el eje de las columnas "D-D" y "D'-D'" entonces se utilizó el estribo del arco como zapata de las citadas columnas como la columna ademas de transmitir una carga axial tambien transmite un momento vamos tener que considerar mucha mas longitud en la base de sustentacion ya que logicamente va a aumentar la excentricidad; ademas en el ejemplo anterior hemos visto que con 5.00 la presion sobre el terreno es del orden de los 10 kgs/cm² por estas consideraciones se aumentó la base "b" en 5 metros mas osea que ahora vamos a tener b = 10 m en profundidad se consideró b = 5 mts. Osea que cada anillo va a terminar con su estribo; segun podemos apreciar en el croquis del estribo; las dimensiones asumidas

CALCULO.— Se inició encontrando el valor de cada fuerza que actua sobre el estribo y son las siguientes

a) Peso propio del Estribo.— Se averiguó el area transversal para encontrar luego el volumen.

	Area		x	Ax
rectángulo =	1.50 x 10.00 = 15.00	m²	5.00	75.00
trapecio =	1/2 (10.00 + 3.60) 2.50 = 17.00	m²	3.72	63.20
triángulo =	1/2 x 3.60 x 1.00 = 1.80	m²	1.55	2.79
	Σ A = 33.80	m²	Σ Ax =	140.990

centro de gravedad $x_{cg} = \dfrac{140.990}{33.80} = 4.16$ mts.

p.p = 33.80 x 10.5 x 2.400 = 406.00 Tms.

b) Peso de la cuña de tierras encima del estribo

Tomando dimensiones del croquis tendremos:

peso tierra = $\dfrac{1}{2}$ x 8.55 x 5 x 1,600 = 340.7 ms.

d) Cargas que transmite la columna.—

Debido a la posicion de la sobrecarga sobre el arco la columna va actuar sin sobrecarga; osea que las cargas por transmitir varaser debidas únicamente al peso propio

$P = 47,524$ (p.p. columna + p.p. loza)

Momento se consideró sobre el eje mayor y debido al sismo que es el mayor

$F_{sismo} = 0.05 \times 47,524 = 2,376$ kgs

punto de aplicación tomando momentos con respecto a la base vamos a tener

$$x_s = \frac{31,424 \times 16.500 + 16,100 \times 8.00}{47,524}$$

$x_s = 13.60$ considerando el peralte el punto de aplicación relativo a base es igual a: $x = 13.60 + 2.75 = 16.35$ mts.

e.- El empuje tanto vertical como horizontal son los mismos del caso anterior variando únicamente los brazos de palanca con respecto al fondo del estribo los cuales se indican en el croquis respectivo.

Conocidos el valor de todas las fuerzas estamos en condiciones de hacer el cálculo de las presiones sobre el terreno así como también calcular la estabilidad. Cabe indicar que el cálculo se está haciendo considerando el estribo con puente y con sobrecarga. Tabulando vamos a tener: Momento Fuerzas Verticales

Fuerza	x	Momento
p.p. = 406.00 tms	4.16	1'690.00 tm-m
tierras = 310.00 "	5.90	1'830.00 " "
E. Vertical = 376.812 "	2.02	760.00 " "
columna = 47.524 "	6.81	324.00 " "
ΣF_V = 1140.334 "		ΣM_{FV} = 4,604.00 " "

$$x_N = \frac{\Sigma M_{FV}}{\Sigma F_V} = \frac{4,604.00}{1140.30} = 4.04 \text{ mts}$$

Momentos de todas las fuerzas con respecto a la intersección de la resultante con la base del estribo

$$\Sigma M_{FH} = x_R \, \Sigma F_V$$

Momento de las fuerzas horizontales

Fuerza	x	M_o
E. Horizontal = 221,048 kg	6.994	1'545,000 kg-m
F. Sismo = 2,376 "	16.350	38,900 "
ΣF_H = 223,424 "		ΣM_{FH} = 1,583,900 " "

$$x_e = \frac{\Sigma M_{FH}}{\Sigma F_V} = \frac{1'583.400}{1'140,300} = 1.390$$

Excentricidad $e = \frac{1}{2}b - (x_v + x_e)$

$$e = \frac{10.00}{2} - (4.040 + 1.390) = 5.00 - 5.43 = 0.43$$

$$e = 0.43 < 1/6\, b = 1/6 \times 10 = 1.666 \text{ mts.}$$

Presiones: $\sigma = \frac{\Sigma F_V}{a.b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right)$ $a = 5.00$ mts, $b = 10.00$ "

$$\sigma = \frac{1'140,300}{1000 \times 500}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.43}{10.00}\right)$$

$\sigma_{max} = 2.88$ kg/cm² $\sigma_{min} = 1.69 \frac{kg}{cm^2}$

Cálculo estabilidad

coeficiente de volteo: $C_V = \frac{\Sigma M_{FV}}{\Sigma F_H}$

$$C_V = \frac{4604,000}{1,583,000} = 2.91$$

$$C_D = \frac{f\, \Sigma F_V}{\Sigma F_H} = \frac{0.7 \times 1'140,300}{223,424} = 3.58$$

Conclusión.- Como conclusión podemos decir que el estribo está trabajando perfectamente bien en cuanto a su estabilidad y a las presiones del terreno todos los valores hallados caen dentro de lo admisible.

Hasta ahora se han estado considerando los estribos aislados aunque podría mejorarse la estabilidad y trabajaría mejor el conjunto si ambos se solidarizaran formando un solo estribo; además tiene la ventaja de que se economiza bastante en encofrado en cuanto a la excavación el gasto es el mismo, es el mismo volumen de excavación para ambos, de tal manera que se fue a un 3º tanteo para lo cual:

3º TANTEO.- Estribos solidarios.-

Se adoptó el mismo ancho $b = 10.00$ siendo el ancho $a = 10.00$ m O sea la base de sustentación es ~~ig~~ tiene un área de $10.00 \times 10.00 = 100$ m²

CALCULO.- Comenzó calculando todas las fuerzas que obran sobre el estribo

Previamente se repartieron las cargas que son transmitidas por los anillos del arco, a 45° para ver si el estribo va a trabajar como una viga o como un "todo"; haciendo la repartición vemos que las rectas se cruzan antes de tocar el fondo del estribo por lo tanto el estribo va a trabajar como un macizo;

1.- <u>Peso propio del estribo</u>.- Conservando las mismas dimensiones anteriores y habiéndose aumentado únicamente el ancho "a" a 10.00 mts el p.p. será igual a:

p.p. estribo = 2 x 406,000 = 812,000 kgs

Punto de aplicación = 4.16 m

2.- <u>Peso macizo de tierras</u>.- Será el doble del valor anterior

p. macizo tierras = 2 x 310,000 = 620,000 kgs

punto de aplicación = $\frac{2}{3} \times 8.55 = 5.90$ m

3.- <u>Carga transmitida por la columna</u>

$P = 2 \times 47,524 = 95,048$ kgs

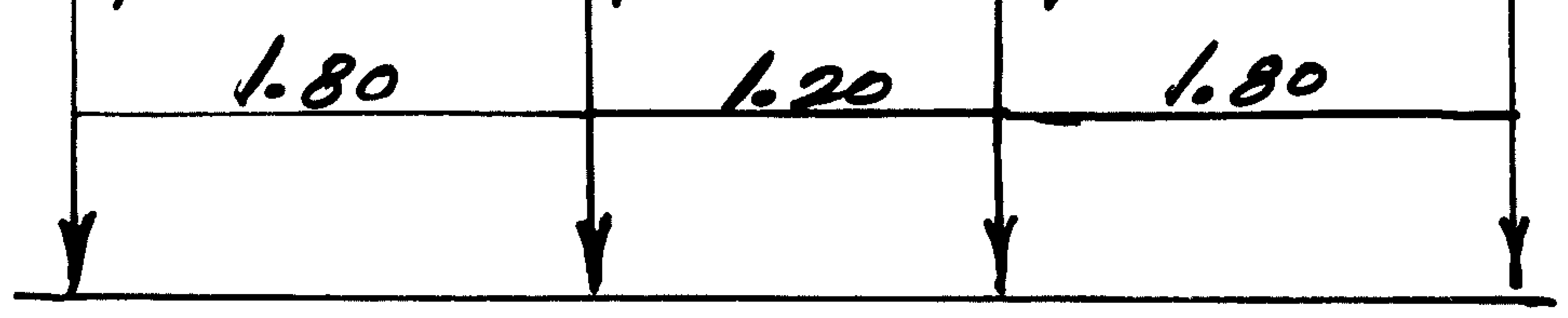
Momento sismo = $F_s \times x_s$

$F_s = 2 \times 2,376 = 4,752$ kgs $x_s = 18.60$ mts

(valores tomados del cálculo anterior

4.- <u>Empuje Vertical</u> <u>Empuje Horizontal</u> y <u>Momentos transmitidos por el arco</u>

Los valores debidos al peso propio, temperatura no van a sufrir ninguna variación únicamente se considerarán el doble. En cuanto a la sobrecarga cabe acá hacer una corrección en el sentido de que tratándose de un solo estribo éste va a trabajar por igual sea cual fuese la posición del tren de cargas; tratándose de estribos aislados había la necesidad de considerar un coeficiente de concentración de cargas, en el caso actual c = 2.00 en lugar de c = 2.90 que se consideró para el caso anterior



$c = \frac{4P}{2} = 2P$ considerando el impacto vamos a tener que

$e = 2.1.3 = 26$ los valores hallados ante-riormente se van a reducir en la proporción de: $\frac{26}{3.77}$ como se tienen 2 anillos los valores anteriores para la sobre-carga de los vehículos debemos multiplicarlo por el factor $2 \times \frac{26}{3.77} = 1.38$ ó 0.69 para cada anillo

de tal manera que los valores anteriores se convertirán en

$HA = 16,744 . 0.69 = 11,550$ kgs
$VA = 57,110 . 0.69 = 39,440$ "
$MA = 263,000 . 0.69 = 181,500$ kg.m

Tabulando los valores tendremos:

	HA	VA	MA
p.p. arco	82,980	189,356	-175,670
p.p. tablero	119,984	166,826	- 32,800
temperatura	- 3,420	—	- 41,000
s/c peatones	4,760	18,500	- 40,000
s/c vehículos	11,550	39,400	-181,500
Σ	215,854	359,082	-470,970
2Σ	431,708	718,164	-941,940

punto de aplicación de los Empujes

Vertical $b = \frac{M}{VA} = \frac{470,970}{359,082} = 1.31$

Horizontal $a = \frac{M}{HA} = \frac{470,970}{215,854} = 2.180$

con respecto a la arista $b = 1.31 + 0.56 = 1.87$
con respecto a la base $a = 2.180 + 0.494 + 4.00$
$a = 6.674$ mt.

<u>Cálculo Momentos Fuerzas verticales</u>

Fuerza	x	Momentos
p.p.: 812,000 kgs	4.16	3'380,000 kg.m
fierros: 620,000 "	5.90	3'660,000 "
colum: 95,084 "	6.81	648,000 "
E.Vert: 718,164 "	1.87	1'342,000 "

$\Sigma Fv = 2'245,248$ $\qquad \Sigma M_{Fv} = 9'030,000$

$$x_N = \frac{9'030,000}{2'245,000} = 4.010 \text{ mts}$$

Cálculos de los Momentos con respecto a la resultante

$$\Sigma M_{FH} = x_R \, \Sigma F_V$$

Momentos fuerzas Horizontales

Fuerza	x	M_o
E. Horizontal: 431,708 kgs	6.674	2'880,000
F. de Sismo: 4752 "	16.350	77800
$\Sigma F_H = 435,460$ "		$\Sigma M_{FH} = 2,957,800$

$$x_R = \frac{\Sigma M_{FH}}{\Sigma F_V} = \frac{2'957,800}{2'245,248} = 1.315\ m.$$

Excentricidad $e = \frac{b}{2} - (x_0 + x_R)$

$$e = \frac{10.00}{2} - (4.01 + 1.315) = -0.325\ m < \frac{1}{6} b = 1.666$$

Presiones $\sigma = \frac{\Sigma F_V}{ab}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right)$

$$\sigma = \frac{2'245,248}{1000 \times 1000}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.325}{10.00}\right)$$

$\sigma_{max} = 2.70\ kg/cm^2$ $\sigma_{min} = 1.81\ kg/cm^2$

Estabilidad del estribo

$$C_V = \frac{M_{FV}}{M_{FH}} = \frac{9'030,000}{2'957,800} = 3.05$$

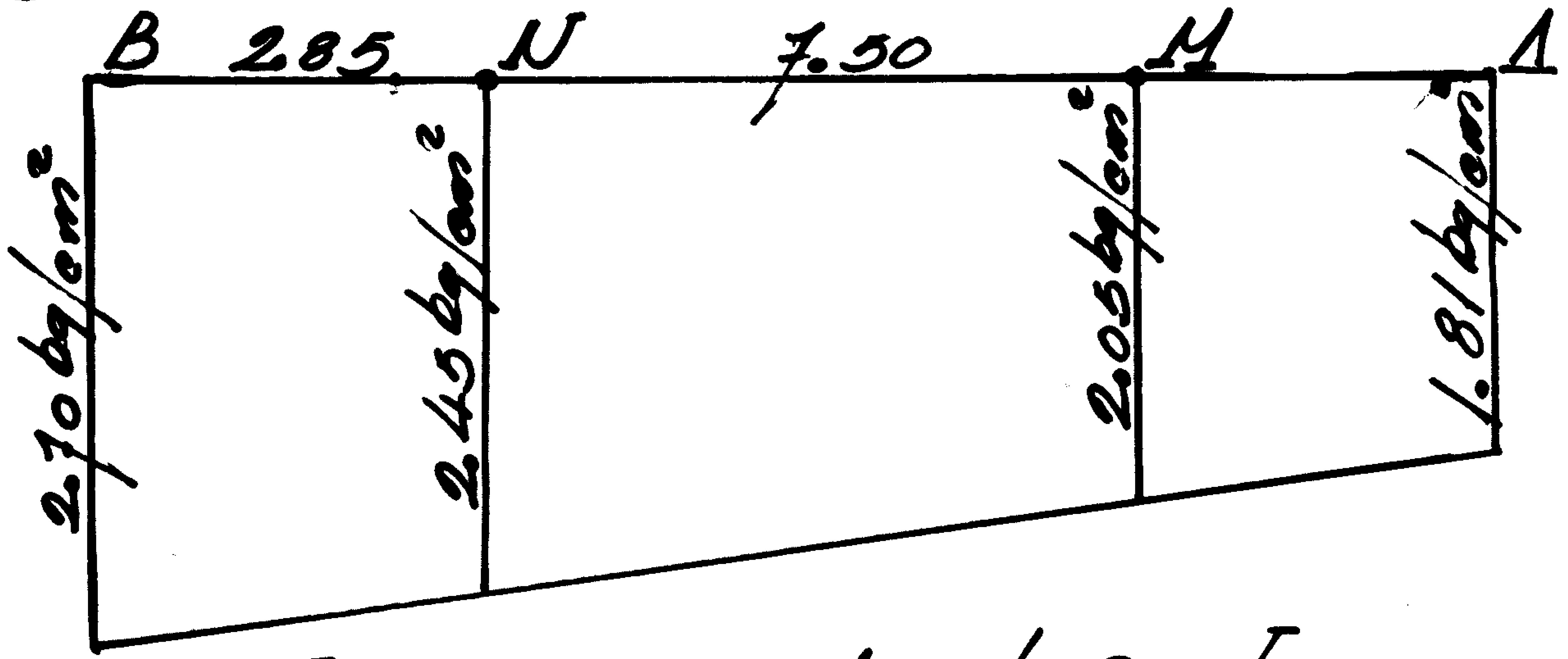
$$C_D = \frac{f\,\Sigma F_V}{\Sigma F_H} = \frac{0.7 \times 2'245,248}{435,460} = 3.61$$

comparando con el ejemplo anterior vemos que el estribo ha ganado mayor estabilidad al aumentar los coeficientes de volteo y de deslizamiento; en cuanto a las presiones éstas han disminuido su valor aunque ligeramente de todas maneras el estribo está trabajando perfectamente bien. como una manera de verificación veremos como trabaja el estribo con puente y sin sobrecarga; pero al efectuar el cálculo de la sección asumida vimos que el estribo trabaja mas desfavorablemente cuando recibe las cargas del puente mas la sobrecarga se puede apreciar que en este último caso las presiones son mucho mayores y los coeficientes de estabilidad menores es por éstas razones que no se efectuó el cálculo.

CHEQUEO DEL ESTRIBO al CORTE y al MOMENTO.- Chequeada la estabilidad del estribo el paso siguiente fue comprobar si con las dimensiones asu-

va a poder soportar la acción el Mo y del Esfuerzo Cortante; en otras palabras comprobar si las fatigas del Material están dentro de las admisibles.
Para el chequeo del estribo tanto al corte como al Momento se eligieron 2 secciones una sección N a plomo de la cara de la columna y otra sección M situada ligeramente antes de la línea de acción de la fuerza V (según se muestra en el croquis respectivo). a simple vista podemos apreciar que son las secciones mas desfavorables donde van a ser mayores los esfuerzos en el momento, si se escogiese una sección después de la N el Corte se vería disminuido bruscamente por acción de las Cargas transmitidas por la columna. Una sección después de la M el corte disminuye también rapidamente por la acción del Empuje Vertical transmitido por el Arco. Los Momentos también sufren una disminución aunque en una forma mas lenta.

<u>Chequeo de las secciones M y N a Corte</u>.- Del diagrama de presiones tendremos



sección N @ 2.85 del punto B $h_N = 2.60$ m
sección M @ 7.50 del punto B $h_M = 4.45$ m

$p_N = 2.45$ kg/cm² $p_M = 2.05$ kg/cm²

valores obtenidos gráficamente, en poder de estos datos podemos entrar a calcular los esfuerzos; previamente hallaremos la formula de esfuerzo Corte.

$v = \frac{1.5 V}{h \times b}$ ∴ $h = \frac{1.5 V}{v \times b}$

para concreto simple $v = 0.02 f'c$ tratándose de concreto ciclópeo con un $f'c$ igual a $f'c = 90$ kg/cm² y siendo $b = 10$ m tendremos que $h = \frac{1.5 V}{0.02 \times 90 \times 1000} = \frac{V}{1200}$

Cálculo corte punto N
presión del terreno:
uniforme: $24,500 \times 2.85 \times 10.000 = 700,000$ kgs
variable: $\frac{1}{2} \times 2,500 \times 2.85 \times 10.00 = \underline{35,600}$ "
$+V = 735.600$ "
p. propio: $1/2(2.60 + 1.50)2.85 \times 10 \times 2,400 = 140.000$ kgs
terreno: $1/2(8.55 + 5.70)2.85 \times 10 \times 1,600 = \underline{324,000}$ "
$-V = 464.000$ "
Corte en N $= 735,600 - 464,000 = 271,600$ "

Cálculo corte punto M
presión del terreno
uniforme: $20,500 \times 7.50 \times 10.00 = 1'540,000$ kgs
variable: $1/2 \times 6,500 \times 7.50 \times 10.00 = \underline{245,000}$ "
$+V = 1'785.000$ "
p. propio: $1/2(1.50 + 4.45) \times 7.5 \times 10 \times 2400 = 536,000$ "
relleno: $1/2(8.55 + 1.30) \times 7.5 \times 10 \times 1,600 = 590,000$
columna: $= \underline{95,000}$
$-V = 1221,000$

corte en M $= 1'785,000 - 1'221,000 = 564,000$ "

Chequeo de las alturas asumidas:
en N $h = \frac{271.600}{1.200} = 2.15$ m
en M $h = \frac{564.000}{1.200} = 4.70$ m

vemos que en N la altura asumida está correcta, no así en el punto M donde la altura asumida es menor que la necesaria. Pero como para los efectos del anclaje de la armadura en el estribo esta se prolongó hasta más allá del eje de la columna, vamos a tener que el esfuerzo de corte viene dado por la sgte fórmula

$v = \frac{V}{bjd}$ siendo $v = 0.03 f'c = 2.7$ kg/cm²
$j \approx 7/8 = 0.875$

para el punto M tendremos

$$d = \frac{564,000}{0.875 \times 2.7 \times 1000} = 2.38 m$$

$h = 238 + 0.10 = 2.48$ vemos que ahora se necesita una altura mucho menor y como la asumida es aproximadamente el doble de la necesaria la sección está trabajando perfectamente bien. Como conclusión diremos que el estribo resiste en todas sus secciones el Esfuerzo Cortante i sus fatigas están por debajo de las Admisibles.

Chequeo Secciones M y N al Momento.- Con todos los datos anteriores podemos encontrar los Momentos en cada sección y chequear la altura asumida mediante la fórmula

$$h = \sqrt{\frac{M}{bf}} \quad \text{siendo } f = 0.3 f'_c = 27 \frac{kg}{cm^2}$$
$$b = 10.00 m$$

$$h = \sqrt{\frac{M \times 100}{1/6 \times 1000 \times 2.7}} = \sqrt{\frac{M}{4.5}} \quad \begin{array}{l} M = M_o \text{ en kg-m} \\ h = \text{alt. en cms} \end{array}$$

Momentos en el punto N

presiones del terreno: M_o

uniforme: $24.500 \times 2.85 \times 10. \times 1.425 = 1'000,000$ kg-m

variable: $1/2 \times 2,500 \times 2.85 \times 1.90 \times 10.00 = \underline{67,600}$ "

$+M = 1'067,600$ "

p.p. estribo: $1/2 (2.60 + 1.50) \times 2.85 \times 10 \times 2{,}400 \times 1.25$
$= 176.000$ kg-m

relleno: $1/2 (8.55 + 5.70) \times 2.85 \times 10 \times 1,600 \times 1.70$
$= \underline{545,000}$ kg-m

$-M = 721,000$ "

Momento en N $= 1'067,000 - 721,000 = 346,000$ "

Momentos en el punto M

presiones del terreno:

uniforme: $20,500 \times 7.50 \times 10.00 \times 3.75 = 5'760,000$ kg-m

variable: $1/2 \times 6.500 \times 7.50 \times 10. \times 5.00 = \underline{122,500}$ "

$+M = 5'882,500$ "

p.p.: $1/2 (1.50 + 4.45) \times 7.5 \times 10 \times 2.400 \times 3.20 = 1'720,000$ "

relleno: $1/2 (8.55 + 1.30) \times 7.5 \times 10 \times 1,600 \times 5.45 = 3'220,000$ "

columna: $95.048 \times 4.40 = 418,000$ "

sismo: $4,752 \times 14.10 = \underline{67,000}$ "

$5'425,000$ "

Momento en M $= 5'882,500 - 5'425,000 =$

Momento M = 457.500 kg-m

Chequeo de las alturas asumidas

punto N $h = \sqrt{\frac{M}{4.50}} = \sqrt{\frac{346,000}{4.50}} = 2.78$ m

punto M $h = \sqrt{\frac{457,500}{4.50}} = 3.18$ m

Se puede apreciar que mientras en la sección M la altura necesaria es menor que la asumida en el punto N ocurre todo lo contrario; pero como el estribo lleva fierro de anclaje podemos suponer como una viga de concreto armado y tendremos

$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}}$ para $f_c = 90$ kg/cm² $K = 5.90$ $j = 0.875$

$d = \sqrt{\frac{346,000}{5.90 \times 10.0}} = 240$

$h = 2.40 + 0.10 = 2.50$ como se tiene un $h = 2.60$ la altura asumida está correcta. El area de acero necesaria sería igual:

$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{346,000 \times 100}{1400 \times 0.875 \times 250} = 113$ cm²

y se tiene una area de acero igual a 360 cm² prácticamente el triple del area de acero que se necesita.

Con esto concluye el Calculo del Estribo del Arco. Siendo la 3ª solucion la mas aceptable desde todo punto de vista ya que sastiface perfectamente las exigencias de la estabilidad del conjunto y 2º que los esfuerzos conque trabaja el material están por debajo de lo admisible como se acaba de comprobar por tanto, se aceptó como definitivo el 3º tanteo.

ANCLAJE DE LA ARMADURA DEL ARCO.- El anclaje se efectuó de la siguiente manera de las 3 capas de armadura la superior se colocó hasta más allá del eje de la columna teniendo en cuenta que el estribo no solo puede fallas por la adherencia sino también puede desprenderse todo el bloque el concreto mas el acero, es por esto que se colocó en toda la longitud del estribo; como se vió en las páginas anteriores ayuda a tomar los Momentos y los Esfuerzos de Corte. La capa intermedia se anclo de manera que las barras terminen en sus 30' y se eviten en esta forma la falla de fierro. La capa inferior se anclo hasta completar la mitad de una barra de 30'.

CALCULO VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO DEL ARCO.- Se asumió en primer lugar una sección para la viga; la cual se eligió cuadrada y con dimensiones de 0.50×0.50; como en el caso de las vigas de arriostramiento de las columnas; se colocó como Armadura de la viga el Acero Mínimo o sea:

$$As_{min} = 0.005\,bd$$
$$= 0.005 \times 50 \times 50 = 12.5\,cm^2$$

se cubrió esta area de fierro con 10 varillas de 1/2" yendo 5 varilla por capa superior e inferior; actuando la viga como un tirante es por esto se hizo como una distribución uniforme. El chequeo de la viga al peso propio no se efectuó, ya que el acero mínimo que se colocó sastiface perfectamente a todos los esfuerzos que puedan presentarse debido al peso propio; según puede apreciarse en el cálculo de las vigas de arriostramiento de las columnas.

De esta manera queda terminado todo lo concerniente al Cálculo del arco

CAPITULO VI

FALSO PUENTE Y ENCOFRADO

GENERALIDADES.- Falso puente es la estructura destinada a soportar el encofrado del puente. En nuestro caso se caso se consideró: falso puente para el encofrado del arco y falso puente para el encofrado de la Loza.

FALSO PUENTE Y ENCOFRADO DEL ARCO.- Tipo de estructura adoptada.- Siendo la Quebrada de Armendariz una quebrada seca y profunda se decidió que el falso puente esté constituido por un conjunto de puntales o pies derechos los cuales deberán ir debidamente arriostrados, tal como se consideró en el plano de construcción respectivo. La elección del falso puente constituido por puntales se hizo teniendo en cuenta cuenta que es más económico dado a que la madera sufrirá menos corte y menos disminución de longitud que si se emplearía, pongamos una cimbra; en nuestro caso la madera se colocaría en las medidas comerciales en que viene; esto tiene la ventaja de que terminado el periodo de encofrado y desarmado el falso puente los puntales pueden aserrarse y emplear la madera como tablero en el encofrado de la Loza; vemos pues, que aumenta el número de usos de a madera bajando de esta madera el costo por pie^2 o por m^2, lo que no es factible en el caso de emplearse una cimbra.

DISEÑO.- El diseño del falso puente se efectuó de la sgte. manera: la luz del intrados se dividió en 12 tramos de 4 metros de longitud aproximadamente; o sea que cada 4 metros se colocó un puntal; estos se apoyarán en muros de concreto intercalándose cuñas que permitan un fácil desencofrado. Para sostener el encofrado del arco se apoyarán sobre los puntales unos larqueros, sobre los cuales a su vez, se apoyarán viguetas transversales destinadas a sostener el tablero del encofrado del arco (como se verá en líneas abajo el tablero de fondo estará constituido por tablas colocadas en el sentido longitudinal de tal manera que este tablero así constituido necesita de un apoyo transversal para lo cual se colocarán las viguetas). Entre los larqueros y la vigueta; así como entre la vigueta y el tablero de fondo se colocarán pequeños tacos o cuñas los cuales servirán para dar la forma del extrados esto es en síntesis como se va a disponer la estructura del falso puente.

ENCOFRADO DEL ARCO.- DISEÑO.- Para el encofrado del arco se eligió un tablero de sentido longitudinal tanto para el fondo como para los costados esta disposición presenta la ventaja de que es más económica ya que la colocación es más sencilla entrando menos madera y sobre todo se obtiene una curva más exacta para el extrados; en cuanto a los costados del arco también se eligió el mismo sistema colocándose marcos de madera verticales como apoyo del tablero; siendo estos marcos debidamente arriostrados; esto es en síntesis como se dispuso el encofrado del arco.

CALCULO.- El cálculo se inició con el encofrado del aleo. Previamente deduciremos las fórmulas empleadas en el cálculo.

Para un elemento cualquiera trabajando a flexión simple, el Momento resistente en una determinada sección es igual a:

$$M_r = \frac{I \cdot f}{d/2}$$ I = M. de Inercia; d = altura sección; f = fatiga admisible.

para la madera P. O. $f = 1200$ lbs/$''^2$ y para secciones rectangulares $I = \frac{bd^3}{12}$ de tal manera que el Momento resistente va a ser igual a:

$$M_{resist.} = 1200\ \frac{bd^3}{12} \cdot \frac{2}{d}$$

para una viga Simplemente Apoyada: el Momento de flexión es igual a:

$$M_{flexión} = \frac{wl^2}{8}$$ igualando el Momento flexor con el Mo. resistente tendremos:

$$M_f = M_r \therefore \frac{wl^2 \cdot 12}{8} = 1200\ \frac{bd^3}{12}\ \frac{2}{d}$$

estando "l" en pies, poniendo "l" en función de "b y d" y "d" en función de "l" y de "b" vamos a tener las sgtes. fórmulas.

$$(1)\ l = \sqrt{\frac{133.33\ bd^2}{w}}\ ; \quad d = \sqrt{\frac{wl^2}{133.33b}}\ (2)$$

En el caso de una Viga Continua:- El Momento flexor es aproximadamente igual a: $\frac{1}{10} wl^2$; estableciendo un promedio entre Mo. en una viga simplemente apoyada y el Mo de Empotramiento perfecto. Igualando con el Mo. resistente, vamos a tener.

$$M_f = M_r \therefore \frac{wl^2}{10} \cdot 12 = 200bd^2$$

despejando como en el caso anterior "b" y "l" se tendría lo siguiente:

$$(3)\ l = \sqrt{\frac{166.67\ bd^2}{w}} \quad d = \sqrt{\frac{wl^2}{166.67b}}\ (4)$$

Para el cálculo del encofrado además de calcularlo a la fatiga admisible es necesario también efectuar el cálculo a la deflexión o flecha que se produce en las tablas la cual está restringida a valores límites.
Según el texto para el cálculo de encofrados de A. E. Wynn: "Design and Construction of Formwork for Concrete Structures" da los siguientes valores límites para la deflexión:

D limitado a 1/8"

D limitado a l/360 pulgadas

según el Reglamento para la construcción de Puentes el valor de la Deflexión estará limitado a l/400. Como se verá después en los cálculos para una Deflexión de l/360 se obtienen unas escuadrías mucho mas mayores que calculando para una deflexión D = 1/8 ; es por esta razón que los cálculos se hicieron para este último caso ya que una flecha de 1/8" igual a 3 mm pasa fácilmente desapercibida en el Momento de tarrajear a la estructura ya que el tarrajeo tiene un espesor de 1.5 cms. = 15 mm.
Para una viga simplemente apoyada el valor de la deflexión viene dado por

$$D = \frac{5}{384} \cdot \frac{w}{12} \frac{(l \times 12)^4}{EI}$$

estando "l" en pies y el resto de dimensiones en pulgadas para una deflexión D = 1/8 reemplazando en la fórmula anterior y despejando, l y b

para D = 1/8

$$(5)\ d^3 = \frac{w l^4}{555 b} \qquad l = 9 \sqrt[4]{\frac{I}{w}}\ (6)$$

para D = l/360

$$(7)\ d^3 = \frac{w l^3}{12.32 b} \qquad (8)\ l = 5.3 \sqrt[3]{\frac{I}{w}}$$

para una viga continua la deflexión aproximadamente viene dada por la siguiente formula $D = \frac{3}{384} \cdot \frac{w}{12} \cdot \frac{(l.12)^4}{EI}$

tomando promedio de las deflexiones de una viga simplemente apoyada y perfectamente empotrada.

para $D = l/8$

(9) $d^3 = \frac{wl^4}{925b}$ (10) $l = 10.25 \sqrt[4]{\frac{I}{w}}$

para $D = l/360$

(11) $d^3 = \frac{wl^3}{20.6b}$ (12) $l = 6.36 \sqrt[3]{\frac{I}{w}}$

con estas fórmulas estamos ya en condiciones de hacer el cálculo del encofrado

1.- <u>Cálculo encofrado del Arco - Tablero del fondo</u>. - Siendo el arco de espesor variable el cálculo se hizo para varias secciones Comenzando por las primeras 3 dovelas

<u>a.- Dovelas 1. 2. 3</u> el peso promedio por metro lineal será igual a:

$$p_{m} = \frac{\Sigma P}{\Sigma S} = \frac{24.50 + 21.80 + 18.25}{3.65 + 3.50 + 3.30} = 6.17 \, tm/ml.$$

como vamos a trabajar con unidades del sistema inglés, convertimos el valor anterior a lbs/pie/l.; multiplicando por el factor: 672 ya que $1 \, tm/ml. = 672 \, lbs/pie l.$

De tal manera que $w = 6.17 \, tm/ml. = 4.150 \, lbs/pie l.$

suponiendo que se van a emplear tablas de 1½" la luz de cada tramo o sea su espaciamiento será igual a:

aplicando la formula (3) para vigas continuas tendremos

$l = \sqrt{\frac{166.67 bd^2}{w}}$ siendo $b = 200 = 78.5''$

$d = 1½''$

$w = 4,150 \, lbs/pie l.$

$l = \sqrt{\frac{166.67 \times 78.5 \times 1.5^2}{4.150}} = 2.66$ pies

$<> 81 \, cm \approx 80 \, cms$

esto nos indica que empleando unos espesores para las tablas $d = 1\frac{1}{2}''$ las vigas transversales irán espaciados cada 80 cms. Tanteando para $d = 1''$ tendremos:

$$l = \sqrt{\frac{166.67 \times 78.5 \times 1}{4.150}} = 1.77 \text{ pies}$$

$l = 0.305 \times 1.77 = 0.54$ mts siendo este espaciamiento muy pequeño se adoptó para el tablero del fondo unos espesores $d = 1\frac{1}{2}''$

<u>Chequeo del espaciamiento anterior a la deflexión</u>.

considerando $D = l/360$

de la formula 12: $l = 6.26 \sqrt[3]{\frac{I}{w_s}}$

siendo $I = \frac{bd^3}{12} = \frac{1}{12} \times 78.5 \times 1.5^3 = 22.1$ pul.^{4}

reemplazando tendremos:

$$l = \sqrt[3]{\frac{22.1}{4.150}} \times 6.26 = 1.029 <> 0.30m.$$

considerando que D sea igual a: $1/8$

formula (10) $l = 10.25 \sqrt[4]{\frac{I}{w}} = 10.25 \sqrt[4]{\frac{22.1}{4.150}}$

se obtiene que l es igual: $l = 2.77 = 0.83m$ vemos que el espaciamiento es mayor que los dos obtenidos anteriormente siendo $l/360$ una deflexión pequeñísima se decidió desechar el espaciamiento y considerar únicamente el hallado para la fatiga o sea

$$l = 0.80 \text{ mts.}$$

<u>b.- Dovelas: 4, 5, 6</u> hallamos en primer lugar la carga por metro lineal.

$$w = \frac{\Sigma P}{\Sigma s} = \frac{15.62 + 13.90 + 11.23}{3.10 + 3.03 + 2.75} = 5.15 \text{ Tn/m.}$$

(los valores anteriores se han sacado de las tablas para el cálculo del arco).

$w = 5.15 \times 672 = 3,460$ lbs/pie.

<u>El espaciamiento de las viguetas</u> será igual

$$l = \sqrt{\frac{166.67 \, b d^2}{w}} = \sqrt{\frac{166.67 \times 78.5 \times 1.5^2}{3,460}}$$

$l = 2.92 = 0.90$ mts.

<u>Chequeo a la deflexión</u>- para $D = 1/8$

fórmula (10) $l = 10.25\sqrt[4]{\frac{I}{w}} = 10.25\sqrt[4]{\frac{221}{3.460}}$

$l = 2'.90 \approx 0.90$ mt.

se adoptó como espaciamiento $l = 0.90$ m no se chequeó para una deflexión de $D = l/360$ porque como se vió en el caso anterior se obtiene un espaciamiento muy pequeño; además la deflexión anterior no se justifica en el caso de un tablero

c- Dovelas: 7, 8, 9 y 10; hallamos en primer lugar la carga por metro lineal

$$w = \frac{\Sigma P}{\Sigma S} = \frac{10.10 + 8.74 + 8.10 + 7.20}{2.70 + 2.60 + 2.60 + 2.50} = 3.30 \frac{tm}{ml.}$$

$$w = 3.30 \frac{tm}{ml.} = 2.220 \text{ lbs/pie l.}$$

Calculando el espaciamiento Momento tendremos de la fórmula (3)

$$l = \sqrt{\frac{166.67\, bd^2}{w}} = \sqrt{\frac{166.67 \times 78.5 \times 7.5^2}{2.220}}$$

$l = 3'.62 = 1.10$

chequeo por deflexión.- asumiendo $D = 1/8''$

fórmula (10) $l = 10.25\sqrt[4]{\frac{I}{w}} = 10.25\sqrt[4]{\frac{221}{2240}}$

$l = 3'.22 = 0.985 \approx 1.00$ m.

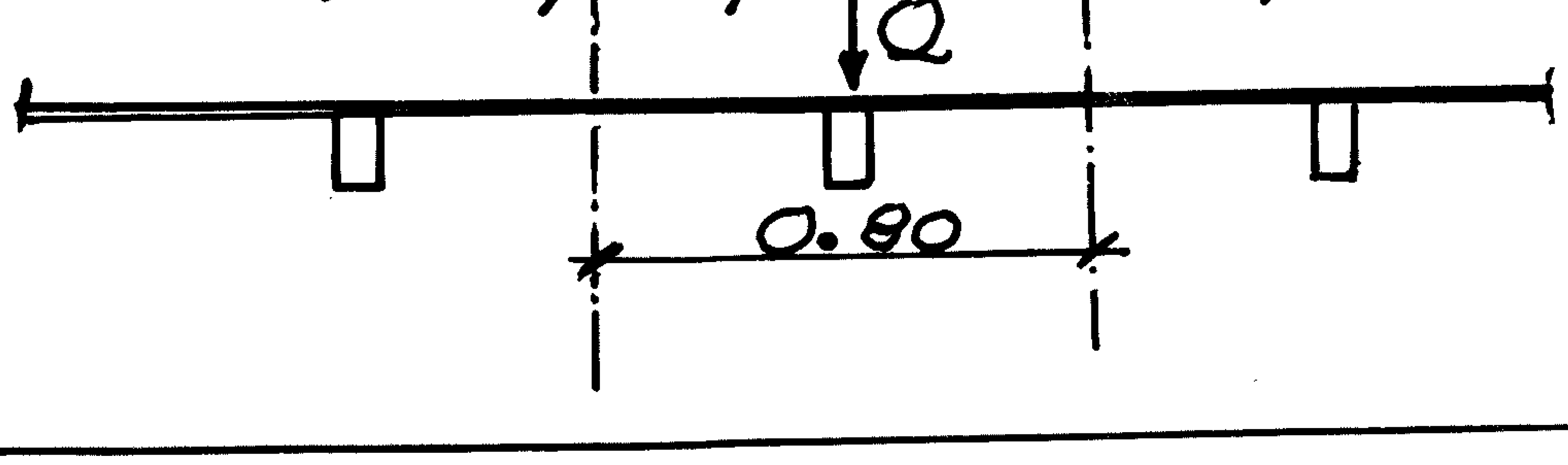
se adoptó esta ultima espaciamiento o sea que $l = 1.00$ mt.

Terminado el cálculo del tablero de fondo el paso siguiente fue el cálculo de las viguetas transversales; sobre las cuales se apoya el tablero.

2 Cálculo de las viguetas transversales

a) Dovelas: 1, 2 y 3 según ya se vió anteriormente el peso por metro lineal promedio es igual a: $\overline{w} = 6.17$ tm/ml.

estando, las viguetas espaciadas a 80, cms entre ejes cada vigueta adsorberá una carga igual $Q = 6.17 \times 0.80 = 4.95$ tm.



siendo el ancho del aleo igual a 2.00m. la carga uniforme por metro lineal que actua sobre la vigueta será igual a:

$w = \frac{4.95}{2} = 2.475$ Tm/ml.

$W = 2.475 \times 672 = 1660$ lbs/pie lineal

La viga va a trabajar como una simplemente apoyada. Antes de entrar a calcular el peralte necesario, se asumió una base para la vigueta $b = 4''$

Calculo al esfuerzo admisible

Aplicando fórmula (2)

$$d = \sqrt{\frac{wl^2}{133.33\,b}} \qquad \begin{aligned} l &= 2.00m = 6.'55 \\ w &= 1660 \text{ lbs/piel.} \\ b &= 4'' \end{aligned}$$

Reemplazando:

$$d = \sqrt{\frac{1660 \times 6.55^2}{133.33 \times 4}} = 11.''6 \simeq 12''$$

con ancho igual a 4'' se obtiene para la vigueta una altura $h = 12''$ o sea que la seccion necesaria será igual a $4'' \times 12''$ como vemos es una vigueta muy peraltada; pudiendo presentarse Momentos de Volteo se decidió aumentar la base a: $b = 6''$ la nueva altura será igual a: $d = \sqrt{\frac{1660 \times 6.55^2}{133.33 \times 6}} = 9.''4$

o sea $d = 10''$

Cálculo a la Deflexión.- considerando $D = \frac{1}{8}''$ de la fórmula (5) obtenemos que:

$$d^3 = \frac{wl^4}{555\,b}$$

Reemplazando los valores anteriores vamos a tener:

$$d = \sqrt[3]{\frac{1660 \times 6.55^4}{555 \times 4}} = 11.''6 \simeq 12''$$

considerando $b = 4''$ obtenemos $d = 12''$

para $b = 6''$

$$d = \sqrt[3]{\frac{1660 \times 6.55^4}{555 \times 6}} = 9.''25 \simeq 10''$$

para $b = 6''$ $d = 10''$ el mismo valor hallado anteriormente, si considerasemos una deflexión $D = l/360$ se obtendria los siguientes peraltes:

para $D = \frac{l}{360}$ aplicando fórmula 7

$$d^3 = \frac{wl^3}{12.32 b} \quad \text{para } b = 4''$$

$$d^3 = \frac{1660 \times 280}{12.32 \times 4} = 8,950 \quad d = 20''7$$

para $b = 6''$ $d^3 = \frac{1660 \times 280}{12.32 \times 6} = 5,900 \therefore d = 18''$

O sea que considerando una deflexión de $l/360$ la madera necesita escuadrías de $4'' \times 20''$ ó $6'' \times 18''$ vemos que hay una gran diferencia con los valores calculados anteriormente y no se justifica tener una deflexión tan pequeña ya que para $l = 6'55$

$D = \frac{6'55}{360} = 0.0182$ vemos que es una deflexión muy pequeña por lo cual de hoy en adelante se considerará únicamente para los cálculos una Deflexión $D = l/0$

y se consideró para las viguetas que van en las primeras dovelas una escuadría de $6'' \times 10''$

b.- Dovelas 4, 5, 6 .- Se comenzó el cálculo hallando la carga que gravita sobre la vigueta que será igual:

$Q = wS$ $\quad w = 5.15$ tm/ml. ya fue calculado.

S = separación de las viguetas

y que en nuestro caso será igual a:

$S = 0.90$ de tal manera que.

$$Q = 5.15 \times 0.90 = 4.63 \text{ tm}$$

para la vigueta la carga uniforme será igual a: $\overline{w} = \frac{4.63 \times 672}{2} = 1,560$ lbs/pie l.

Asumiendo para la vigueta un ancho en la base $b = 4''$ se hizo el cálculo del peralte en idéntica forma que el caso anterior (Dovelas 1.2.3) Cálculo por Momento.- fórmula (2) $d = \sqrt{\frac{\overline{w} l^2}{133.33 b}}$ $\quad l = 6'55$ $\quad b = 4''$

$$d = \sqrt{\frac{1560 \times 6.55^2}{133.33 \times 4}} = 11''2$$

para $b = 6''$

$$d = \sqrt{\frac{1560 \times 6.55^2}{133.33 \times 6}} = 9''25$$ se adoptó con $d = 10''$

Cálculo a la Deflexión no se efectuó porque ya ha sido hecho en el cálculo anterior donde tambien se tienen viguetas de $6'' \times 10''$ soportando una carga mayor por esta razón se adoptó para las viguetas que estan en la zona de las Dovelas 4, 5 y 6; una escuadria de:

$6'' \times 10''$

e.- Dovelas: 7, 8, 9 y 10 .. Carga que actua sobre las viguetas sera igual a

$Q = WS$ $\quad$ $W = 3.300$ tm/ml.

$S = 1.00$

estos valores ya fueron encontrados al hacer el cálculo del encofrado del arco

$Q = 3.30 \times 1.00 = 3.30$

para la vigueta $w = \frac{Q}{2} = \frac{3.30}{2} \times 672 = 1.110 \frac{lbs}{pie l.}$

Asumiendo un ancho $b = 4''$ se hará el cálculo primero al momento despues a la deflexión

Cálculo al Momento .- Aplicando formula (2)

$$d = \sqrt{\frac{wl^2}{133.33 b}} = \sqrt{\frac{1.110 \times 6.55^2}{133.33 \times 4}} = 9''4 \simeq 10''$$

por Momento se necesita una escuadria de $4'' \times 10''$

Cálculo a la Deflexión para $D = 1/8''$ aplicando la fórmula (5)

$$d^3 = \frac{wl^4}{555 b} ; d = \sqrt[3]{\frac{1110 \times 6.55^4}{555 \times 4}} = 9''15 \simeq 10''$$

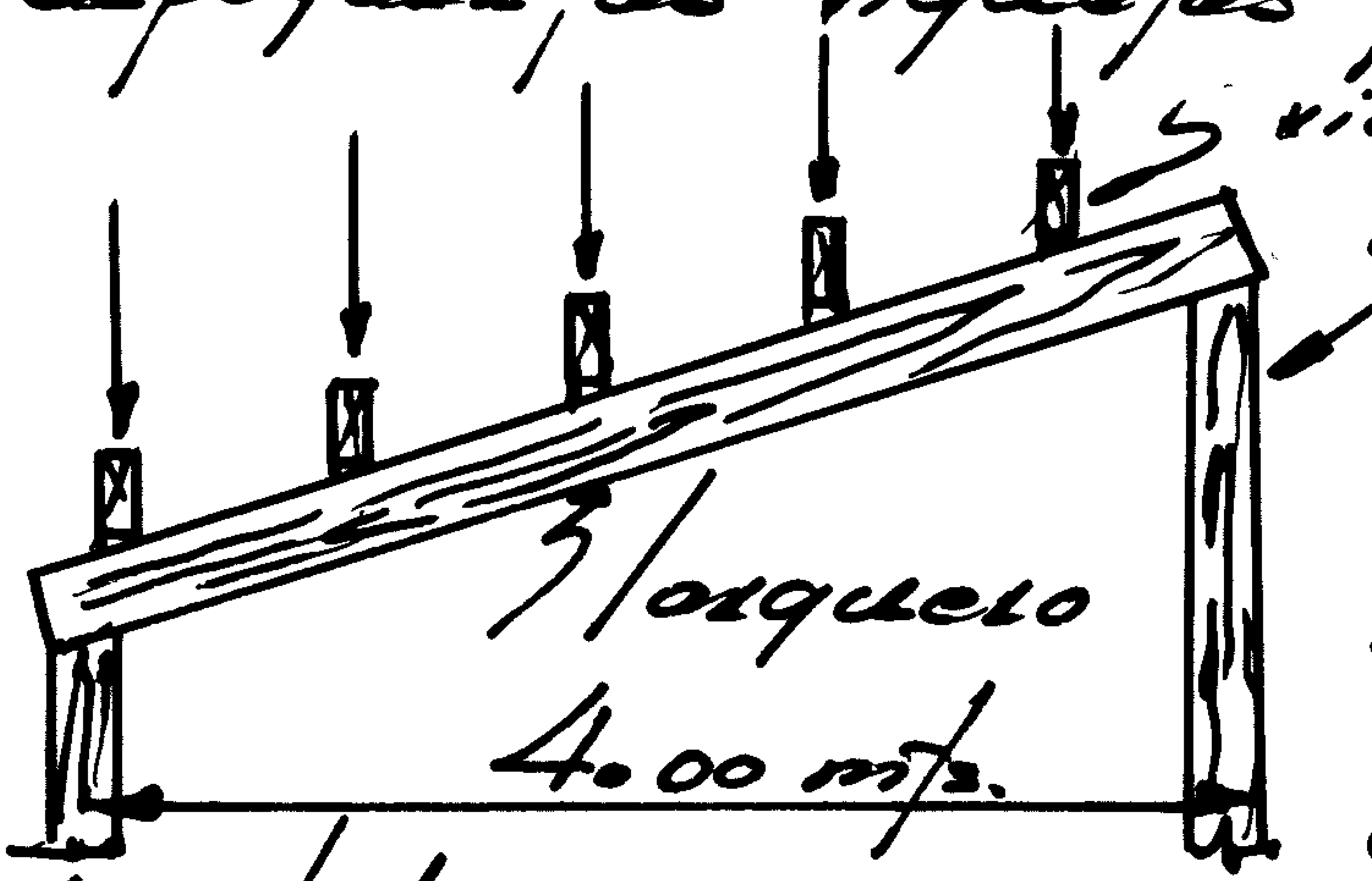
luego se adoptó una escuadria de $4'' \times 10''$ para todas las viguetas que se encuentren en la zona de las Dovelas 7, 8, 9 y 10

De esta manera queda concluido el cálculo de las viguetas transversales; o sea los elementos que sostienen el tablero del encofrado del arco. Cabe indicar que no ha sido considerado el peso de la madera por ser este de un valor muy pequeno comparado con el p.p. de la carga como paso a demostrar para viguetas de 6"x10" y con una densidad de 780 kg/m³ para el Pino Oregón tendríamos que el peso por metro lineal es igual a:

$p = 0.15 \times 0.25 \times 1.00 \times 780 = 29.3$ kg/ml.

y se están considerando cargas del orden de los 2,000 kg/ml. vemos que el peso de la madera resulta pequeñísimo y por esta razón se ha despreciado en el cálculo de las viguetas.

3.- Cálculo de los larqueros.- Larqueros vienen a ser los elementos en los cuales se apoyan las viguetas transversales.



Como se puede apreciar en la figura el larquero entrega sus cargas directamente al puntal.

El cálculo de los larqueros comenzó hallando las cargas que gravitan sobre él. Según se vió en el cálculo del tablero para las 3 primeras dovelas el peso promedio por metro lineal de éstas es igual a

$w = 6.17$ tn/ml. $= 4,150$ lbs/pie lineal

como se tienen 2 larqueros cada uno trabajará con $w = \frac{4,150}{2} = 2,075$ lbs/pie.

agregando a esto el peso de la madera estimado en 100 kg/ml. o sea 50 kg/ml por larquero $= 33.60$ lbs/pie L. de tal manera que la carga total será igual a:

p.p. arco $= 2.075$ lbs/pie

p.p. encofrado $= \underline{33.60}$ "

$W = 2,108.60$ " $\simeq 2,100$ lbs/pie

con esta carga se efectuarán los cálculos

Nota.- Es necesario aclarar que el larquero va a trabajar como una viga sometida de cargas aisladas pero siendo estas de igual intensidad; con pequeña separación se consideró que la viga está trabajando bajo la acción de una carga uniformemente repartida que es la que ha sido encontrada.

Cálculo al Momento.- Tratándose de una viga simplemente apoyada se aplicará la fórmula (2)

$$d = \sqrt{\frac{w.l^2}{133.33\,b}}$$

En la que $l = 4m = 13.2$ "b" se asumió igual a 6"

$w = 2,100$ lbs/piel. reemplazando vamos a tener:

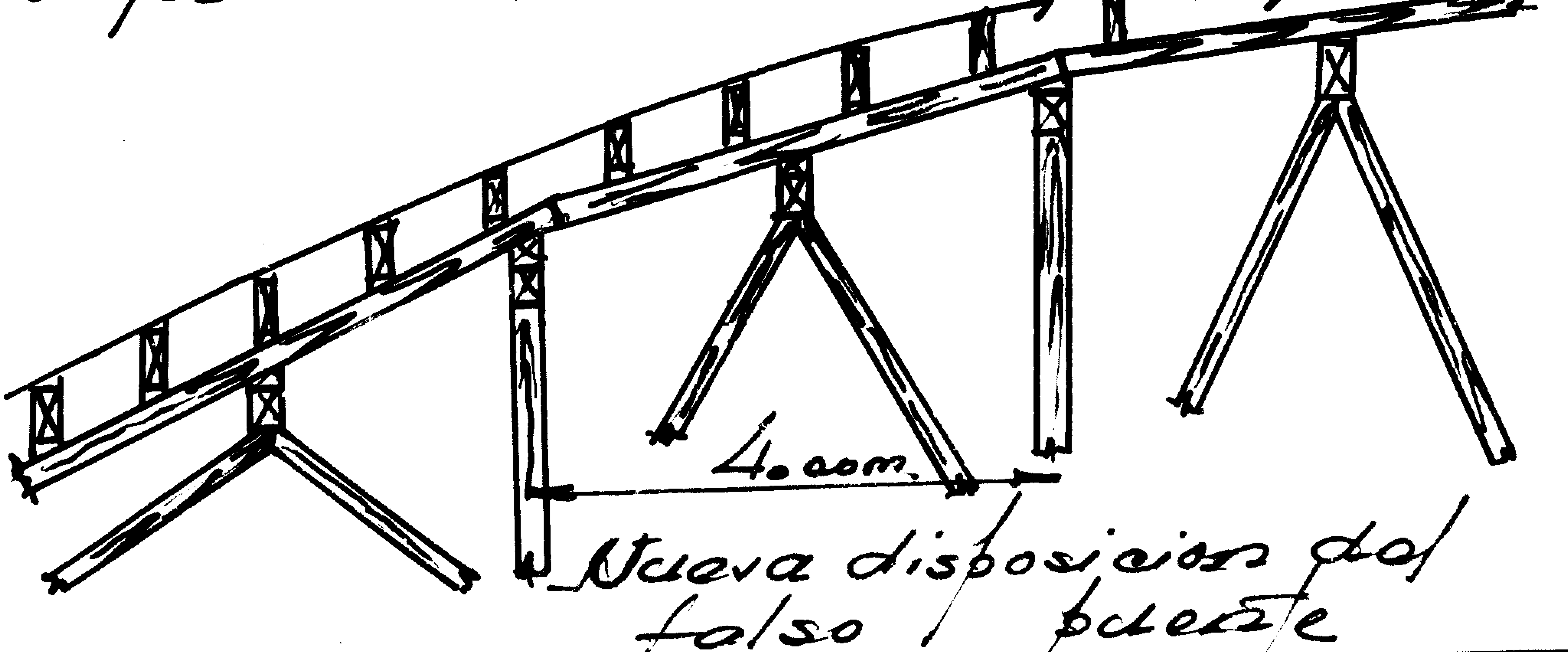
$$d = \sqrt{\frac{2.100 \times 13.2^2}{133.33 \times 6''}} = 21''$$

vemos que se obtiene

un gran peralte, i escuadrios que son muy difícil e casi imposible de conseguir en el Comercio. Por esta razon se decidieron 2 cosas:

1.- Disminuir la longitud del larguero colocando un apoyo intermedio en nuestro caso constituido por una viga transversal que descarga mediante 2 diagonales.

2.- Al emplear una viga transversal entonces estamos en condiciones de aumentar el número de largueros; los cuales se aumentaron en número de 4 i además presenta la ventaja como se trata de una unión traslapada los esfuerzos de corte serán absorbidos por la viga transversal. El conjunto adoptará la forma indicada en la figura.



Nueva disposición del falso puente

d.- Cálculo de los larguelos según la nueva disposición.- Como el número de larguelos ha sido aumentado a 4 en vez de los 2 anteriores vamos a tener las cargas siguientes

1- Dovelas 1, 2 y 3 $w = 4,150$ lbs/pie.

Los larguelos tomarán cada uno 1/3 del valor de esa carga por tanto tendremos el valor de la carga unitaria para los larguelos será igual a:

$$w' = \frac{4,150}{3} = 1380 \text{ lbs-pie l.}$$

por otro lado la luz de cálculo se ha reducido a la mitad. $L = 2.00 = 6'.60$

Cálculo a la fatiga admisible. Trabajando los larguelos como una viga continua vamos a tener; aplicando fórmula (4) $d = \sqrt{\frac{w.l^2}{166.66 \times b}}$ $w = 1380$ lbs-pie. $l = 6'.60$

la base se asumió $b = 6''$ reemplazando valores vamos a tener que:

$$d = \sqrt{\frac{1360 \times 6.60^2}{166.66 \times 6''}} = 7''.55 \approx 8''$$

la sección necesaria será de $6'' \times 8''$

Cálculo a la deflexión asumiendo $D = 1/8''$ para una viga continua aplicando la fórmula (9)

$$d^3 = \frac{w l^4}{935 b} = \frac{1360 \times 6.60^4}{935 \times 6''} = 465$$

$d = 7''.75$ como por el esfuerzo admisible se necesita un $d = 8''$ se adoptó para los larguelos una escuadría de $6'' \times 8''$

b- Dovelas 4, 5 y 6.- Carga = 3.460 lbs/pie.

Cada larguelo adsorberá:

$$w = \frac{3.460}{3} = 1,150 \text{ lbs/pie l.}$$

Cálculo al Esfuerzo admisible.- Aplicando fórmula (4) para vigas continuas tendremos:

$d = \sqrt{\frac{w l^2}{166.66 b}}$ siendo $w = 1,150$ lbs/pie l. $l = 6'.60$, "b" se asumió igual a $4''$

reemplazando tendremos:

$$d = \sqrt{\frac{1150 \cdot 6.60^2}{166.66 \cdot 4}} = 8.''55 \quad \text{se adoptó: } d = 10''$$

la escuadría necesaria será igual a 4"x10"

Cálculo a la Deflexión.- según la fórmula (9) para $D = 1/8''$ $d^3 = \frac{w l^4}{925 b}$

para $b = 4''$

$$d^3 = \frac{1150 \cdot 6.60^4}{925 \cdot 4} = 586 \quad ; \quad d = 8.''4$$

Se adoptó $d = 10''$ y la escuadría será igual a : 4"x 10"

c.- Dovelas 7, 8, 9 y 10 carga $w = 3.30 \frac{tm}{ml}$

$w = 2,220$ lbs/pie lineal cada larguero trabajará con una carga igual a:

$$w' = \frac{w}{3} = \frac{2.220}{3} = 740 \text{ lbs/pie lineal}$$

Cálculo al esfuerzo admisible.- asumiendo una base $b = 4''$ y según fórmula (4)

$$d = \sqrt{\frac{w l^2}{166.66 b}} = \sqrt{\frac{740 \cdot 6.60^2}{166.66 \cdot 4}} = 6.''95$$

se adoptó una escuadría de 4"x8"

Cálculo a la deflexión.- Para $D = 1/8''$ tendremos que: $d^3 = \frac{w l^4}{925 b}$

para $b = 4''$

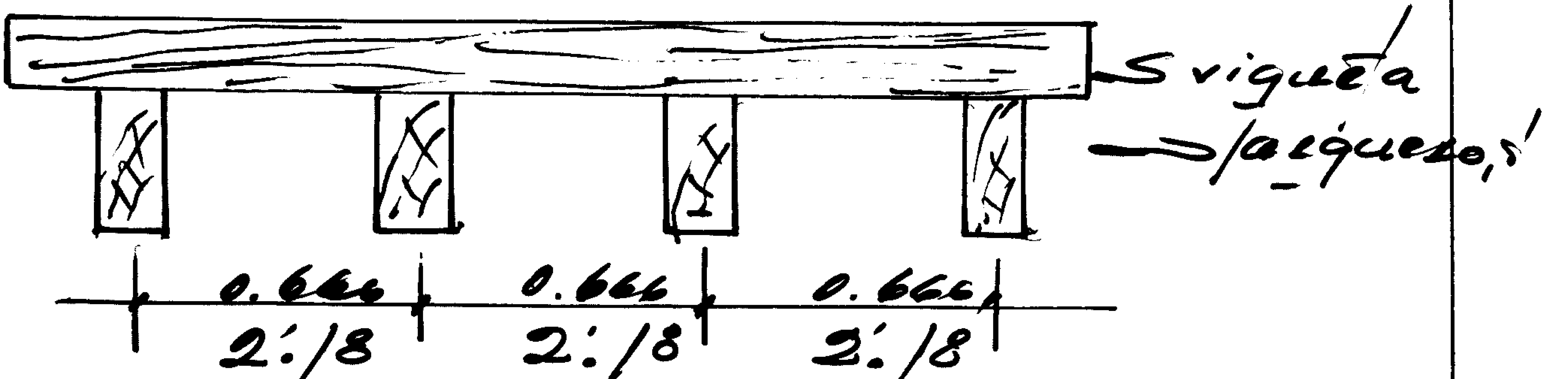
$$d^3 = \frac{740 \cdot 6.60^4}{925 \cdot 4} = 390 \quad ; \quad d = 7.''3$$

luego se adoptó tambien para estos largueros una escuadría de 4"x8"

Con esto queda terminado el cálculo de los largueros. En estos cálculos no ha sido considerado el peso de la madera por ser este relativamente pequeño comparado con el peso propio del arco según ya se demostró anteriormente.

De esta manera queda concluido el cálculo de los largueros; siendo el paso siguiente el cálculo de las vigas transversales en las cuales se apoyan los los largueros. Antes de continuar adelante cabe indicar que estos transversales y el cálculo de la unión se indica en hojas más adelante.

Cálculo de las viguetas.- Se efectuó un nuevo cálculo para las viguetas ya que al considerar un mayor número de (viguetas) largueros, las viguetas van a trabajar como vigas continuas y va disminuir la luz de cálculo de tal manera que vamos a tener la sgte. disposición



Dovelas 1, 2, 3 Carga según ya se vió anteriormente la carga tiene por valor
$w = 1660$ lbs/pie lineal

Cálculo al esfuerzo admisible.
para vigas continuas $d = l\sqrt{\dfrac{w}{166.66b}}$

Asumiendo una base $b = 4''$ $l = 2'.18$

$$d = 2'.18\sqrt{\frac{1660}{166.66 \cdot 4}} = 3''.45$$

Cálculo a la Deflexión.- para vigas continuas y una deflexión $D = 1/8''$

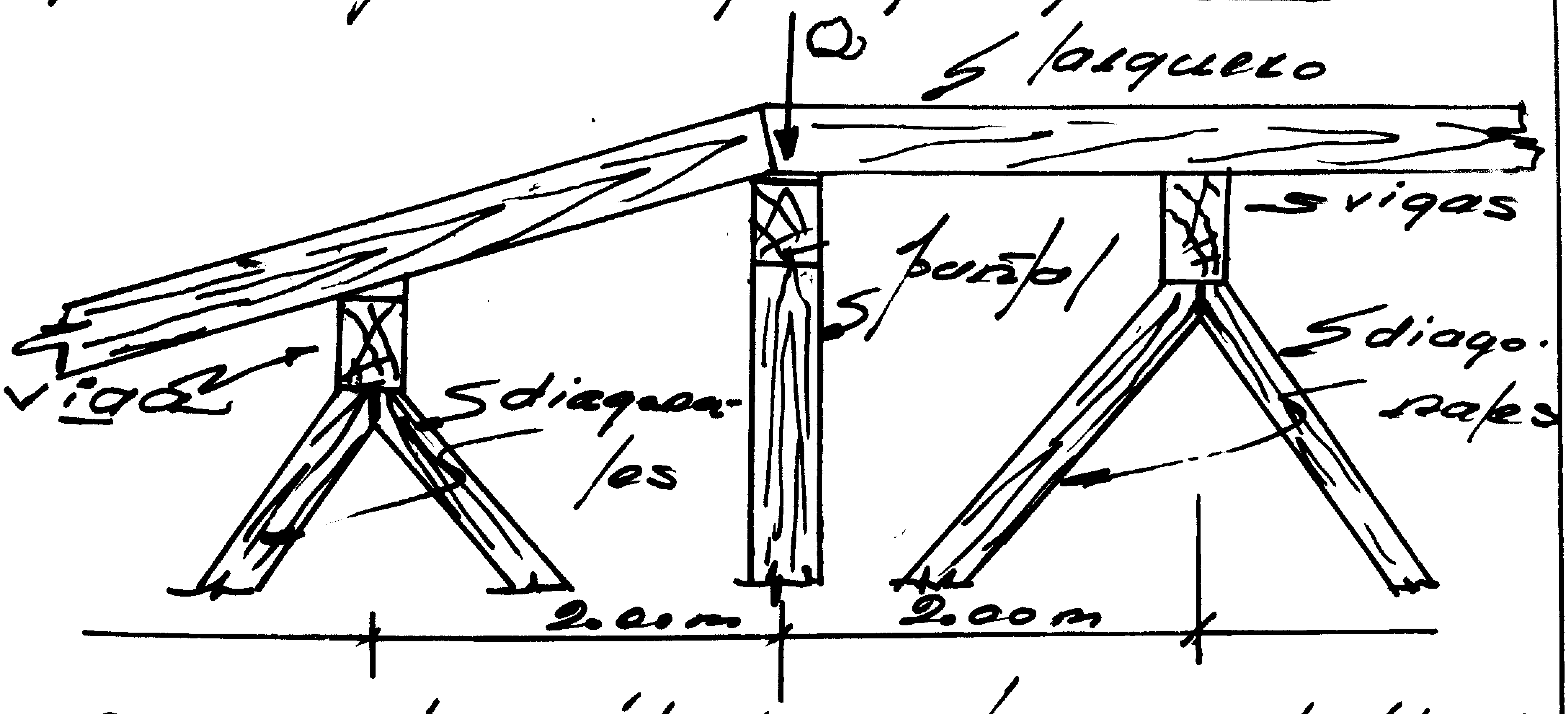
$$d^3 = \frac{w\,l^4}{925\,b} = \frac{1660 \cdot 2.18^4}{925 \cdot 4} \cdot 100$$

$$d = 4''.64$$

Se asumió una escuadría de:
$4'' \cdot 6''$

Para el resto de dovelas adoptamos la misma escuadría la cual cumple sobradamente en todos los esfuerzos que la solicitan.

5. Cálculo de las vigas transversales que sostienen a los largueros



Como en los cálculos anteriores el cálculo se hizo para 3 zonas del arco, la primera comprende todas las vigas que se hallan debajo de las dovelas 1, 2, 3, la segunda todas las vigas que están por debajo de las dovelas ; 4, 5 y 6 y la 3ª todas las vigas que se hallan por debajo de las dovelas 7, 8, 9 y 10 (la división del arco en dovelas ha sido en igual forma que la efectuada para el estudio del arco la semiluz se dividió en 10 dovelas.

a.- Dovelas: 1, 2, 3 .- Cargas .- las cargas que gravitan son el p.p. arco y p.p. del encofrado esto último se estima en 200 k/m equivalente a 135 lbs/pie

según se calculó anteriormente

p.p. arco = 4.150 lbs/pie lineal

p.p. encofrado = 135 "

w = 4285 "

la carga concentrada que gravita sobre la viga será igual a:

$Q = wl$ siendo $l = 2m = 6'60$

siendo el ancho del arco igual a 2 metros la carga uniformemente repartida es igual a: $w' = \frac{Q}{b} = \frac{4{,}285 \times 6'60}{6'60} = 4{,}285$ lbs/pie.

b = base del arco = 2m = 6'60

cálculo al esfuerzo admisible .- aplicando formula (2) para vigas simplemente apoyadas

$$d = \sqrt{\frac{wl^2}{133.33\,b}}$$ siendo $l = 2m = 6'.60$ la base asumió $b = 8''$

$w = 4285$ lbs/ l^2 Reemplazando:

$$d = \sqrt{\frac{4285 \times 6.60^2}{133.33 \times 8}} = 13''.20$$

como se tiene un peralte mayor de 12'' lo cual es muy difícil de conseguir en el Comercio; se aumentó la base de la viga a 10'' o sea $b = 10''$. el nuevo peralte será igual a:

$$d = \sqrt{\frac{4,285 \times 6.60^2}{133.33 \times 10}} = 11''.7$$ se adoptó $d = 12''$

o sea que la sección necesaria será igual a: $10'' \times 12''$

Cálculo a la Deflexión.- aplicando la fórmula (5) $d^3 = \frac{wl^4}{555\,b}$

reemplazando valores tendremos:

$$d^3 = \frac{wl^4}{555b} = \frac{4.285 \times 6.60^4}{555 \times 10} = 1460$$

$d = 11''.3$ se adoptó $d = 12''$

Conforme al cálculo anterior la escuadría necesaria será igual a: $10'' \times 12''$.

b.- Dovelas 3, 4, 5 Cargas:

p.p. arco = 3,460

p.p. encofrado = 135

3,595

$Q = wl = 3.595 \times 6'.60$

$$w' = \frac{Q}{b} = \frac{3.595 \times 6'.60}{6'.60} = 3,595 \text{ lbs/piel.}$$

Cálculo al esfuerzo admisible: aplicando la formula (2) $d = \sqrt{\frac{wl^2}{133.33b}}$

$w = 3.595$ lbs/pie lineal

$l = 6'.60$

la base de la viga se asumió $b = 8''$

Reemplazando tendremos:

$$d = \sqrt{\frac{3.595 \times 6.60^2}{133.33 \times 8}} = 12''.1$$

se adoptó $d = 12''$ y la escuadría será igual a: $8'' \times 12''$

Cálculo a la Deflexión.- Asumiendo $D = 1/8''$ aplicando formula (5) $d^3 = \dfrac{wL^4}{555\,b}$

Reemplazando los valores hallados anteriormente $d^3 = \dfrac{3{,}595 \times 6.60^4}{555 \times 8''} = 1505$

$d = 11.''5 \approx 12''$ O sea que la sección necesaria será igual a $8'' \times 12''$.

c- Dovelas 6, 7, 8, 9 y 10 Cargas:

p. p. arco = 2220 lbs/pie.

p. p. encofrado = 135 "

w = 2355 "

$Q = wL = 2{,}355 \times 6.60$

$w' = \dfrac{Q}{b} = \dfrac{2355 \times 6.60}{6.60} = 2355$ lbs/pie

Cálculo al Momento $d = \sqrt{\dfrac{wl^2}{13333\,b}}$

$w = 2{,}355$ lbs/pie

$l = 2m = 6.60$

base se asumió en 8" $b = 6''$

$d = \sqrt{\dfrac{2{,}355 \times 6.60^2}{13333 \times 6}} = 11.''7 \approx 12''$

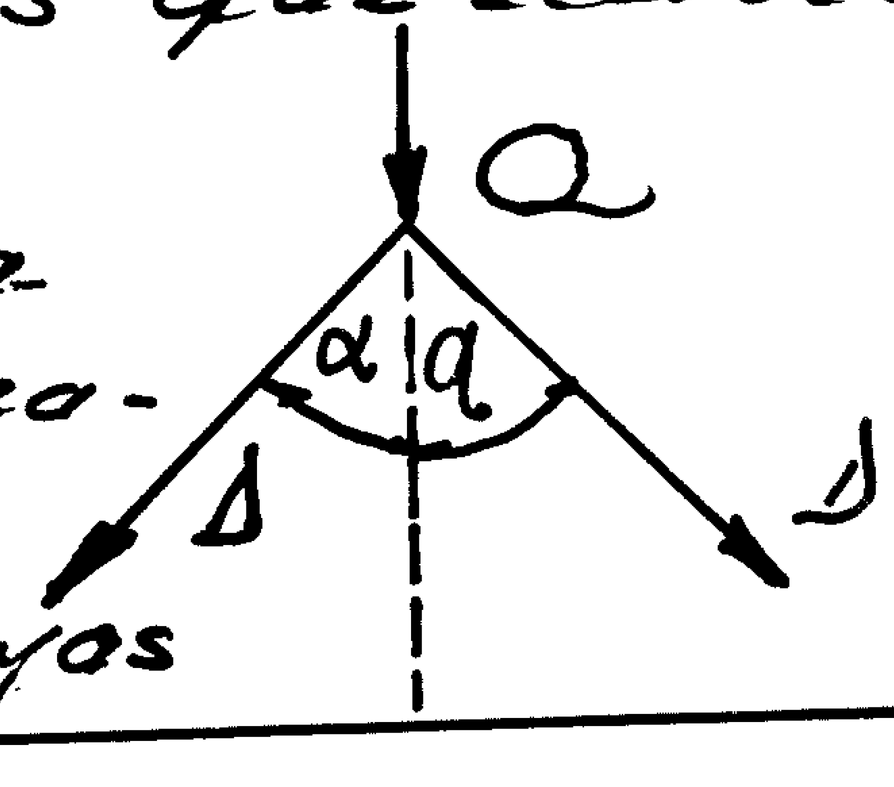
la escuadría necesaria es igual a $6'' \times 12''$

Cálculo a la deflexión para $D = 1/8''$

$d^3 = \dfrac{wl^4}{555\,b} = \dfrac{2{,}355 \times 6.60^4}{555 \times 6} = 1440$

$d = 11''$ se adoptó $d = 12''$ de tal manera que la escuadría necesaria será igual a $6'' \times 12''$ igual a la obtenida en el cálculo anterior. En esta forma queda concluido el cálculo de las vigas transversales.

6.- Cálculo de la Diagonales.- Diagonales vienen a ser los elementos que sostienen a las vigas transversales intermedias (aquellas que no se apoyan en los puntales transmitiendo las cargas que recibe de las vigas a los puntales



Sea Q = carga total que actua sobre las vigas transversales; esta fuerza las descomponemos en otras 2, cuyas direcciones coinciden con los ejes de las diagonales. Sea α = ángulo que forma la diagonal con el eje vertical. Llamando D a estas fuerzas; haciendo una composición de las mismas tendremos ΣF_v : $2D\cos\alpha = Q$ de donde

$$D = \frac{Q}{2\cos\alpha}$$

el valor del ángulo α en promedio es igual a 50° o sea $\alpha = 50°$ ∴ $\cos\alpha = 0.6427$ de tal manera que: $D = \frac{Q}{2 \times 0.6427}$ como existen 2 juegos de diagonales de 2 elementos cada juego; tendremos que cada diagonal adsorberá una carga igual a: $D = \frac{Q}{4 \times 0.6427}$

Las cargas Q serán las siguientes para vigas situadas en la zona de las dovelas 2, 3, 4 $Q = wl = 4285 \frac{lbs}{pie} \times 6.60 = 28200$ lbs

<u>Dovelas 4, 5, 6</u> $Q = wl = 3{,}595 \times 6.60 = 23.720$ lbs

<u>Dovelas 7, 8, 9 y 10</u> $Q = wl = 2{,}355 \times 6.60 = 15{,}500$ lbs

la carga que va actuar sobre cada diagonal será igual en cada caso a:

<u>a.- Dovelas: 1, 2, 3</u>

$$D = \frac{28{,}200}{4 \times 0.6427} = 11{,}000 \text{ lbs}$$

Asumiendo para estas diagonales una sección de 4"×4". Siendo su longitud = 2.50 Se calcularán como elementos sometidos a compresión axial. En primer lugar averiguamos si se trata de una columna larga o corta mediante la relación L/d

$$\frac{L}{d} = \frac{2.50}{0.10} = 25 > 18$$

se trata de una columna larga aplicando la fórmula de Euler.

$$\sigma = 0.274 \frac{E}{\left(\frac{L}{d}\right)^2}$$

para el pino Oregón $E = 1'200{,}000$ lbs/"^{2} de tal manera que

$$\sigma = \frac{0.274 \times 1'200{,}000}{(25)^2} = 525 \text{ lbs/}"^2$$

la fuerza admisible para una sección de 4"×4" será igual a

$D = 525 \times 16 = 8.400$ lbs menor que

la fuerza que actúa; por consiguiente se aumentó la sección a 6"x4"
La carga de trabajo será la misma de tal manera que la fuerza admisible será igual a: D = 525 x 24 = 12,600 libras fuerza mayor que la que está actuando por tanto se adoptó para las diagonales una escuadría de: 4"x 6"

b- Dovelas: 4, 5 y 6 Carga por diagonal

$$D = \frac{23.700}{4 \times 0.6427} = 9.250 \text{ libras}$$

Longitud promedio de las diagonales: L = 2.50 / asumiendo una sección de 4"x 4" tendremos que $\frac{L}{d} = \frac{2.50}{0.10} = 25$

por tanto la carga de trabajo admisible será igual a: $\Gamma = 525$ lbs/$''^2$

D admisible = 525 x 16 = 8.400 lbs como todavía estamos por debajo del valor real se aumentó la escuadría a 4"x 6" que como vimos anteriormente la carga admisible es igual a Dad. = 12,600 libras por consiguiente se adoptó para estos diagonales una escuadría de 4"x 6"

c- Dovelas: 7, 8, 9 y 10 – la carga por diagonal será igual a:

$$D = \frac{15.500}{4 \times 0.6427} = 6.050 \text{ libras}$$

admitiendo para estas diagonales una escuadría igual a 4"x 4"; siendo la longitud de esta diagonal = 4.50

$$\frac{L}{d} = \frac{4.50}{0.10} = 45 \qquad \Gamma = \frac{0.274\,E}{(L/d)^2}$$

$$\Gamma = \frac{0.274 \times 1'200,000}{(45)^2} = 163 \text{ lbs}/''^2$$

D admisible = 163 x 16 = 2160 lbs menor que la fuerza que actúa.
Aumentando la escuadría a 6 x 4
D admisible = 163 x 24 = 3.920 lbs.
como todavía seguimos por debajo del valor real se aumentó la escuadría a 6"x 6"

Esbeltez: $\frac{L}{d} = \frac{4.50}{0.15} = 30$ Carga admisible de trabajo:

$$f = \frac{0.274 \times 1'300,000}{(30)^2} = 366 \ lbs/in^2$$

P admisible = 366 x 6 x 6 = 13,100 valor mayor que la fuerza que actua por tanto se adoptó para estas diagonales una escuadria de 6" x 6".
De esta manera queda concluido el cálculo de las diagonales.

7.- Cálculo de los puntales o pies derechos del falso puente.- Como en casos anteriores el cálculo comenzaré hallando las cargas según el punto donde esté ubicado el puntal; siendo el arco de altura variable tendremos que las cargas también serán variables; se consideraran 3 zonas de cálculo 1ra zona Dovelas 1, 2 y 3, 2da zona Dovelas 4, 5 y 6 3ra zona Dovelas 7, 8, 9 y 10

a- Dovelas 1, 2, 3 Cargas.- Las cargas que actua sobre estos puntales es la sgte:

p.p. arco = wl , w = 4,150 lbs/pie lineal.
l = luz centro a centro de cada tramo
l = 4 mt = 13.1'
agregando a esto el p.p. del encofrado estimado en 300 kg/ml. equivalente a: 200 lbs/pie lineal.
además según el Reglamento para la construcción de puentes del Ministerio de Fomento se debe considerar para el cálculo del falso puente una sobrecarga de 100 kg/s por m^2 siendo la base del arco b = 2.00 el valor de la sobrecarga equivalente por metro lineal será igual:

$$w_{s/c} = 100 \times 2 \times 1 = 200 \ kg/ml.$$
$$= 134 \ lbs/pie \ lineal.$$

Según esto tendremos que la carga total que actua sobre un puntal será igual a:

$$P = w_{total} \times l$$

siendo w_{total} igual a la suma de los valores anteriores

p. p. arco = 4,150 lbs/pie lineal
p. p. encofr. = 200 "
sobrecarga = 134 "
W_{total} = 4,484 "

Como podemos observar el valor de la sobrecarga es pequeñísimo (aproximadamente el 3% del p. p. del arco) comparado con el p. p. del arco es por esta razón que ha sido despreciado en el cálculo de las viguetas transversales, largueros y vigas transversales.

$P = W_{total} \times l = 4,484 \times 13.'' = 60,500$ lbs

como por fila existen 2 puntales cada puntal absorberá una carga igual:

$$Q = \frac{P}{2} = \frac{60,500}{2} = 30,250 \text{ lbs}$$

Cálculo de la escuadría necesaria.- nos asumimos 8"x8" como primer tanteo.

Esbeltez.- Como se arriostraran los puntales en ambos sentidos cada 3.00 metros, la relación de esbeltez será igual a $\frac{L}{d} = \frac{3.00}{0.20} = 15$ Columna larga

Aplicando la fórmula de Euler

$$\sigma = \frac{0.274 E}{(L/d)^2} = \frac{0.274 \times 1'200,000}{(15)^2} = 1460 \text{ lbs}/''^2$$

Q admisible = $\sigma \times A = 1460 \times 64 = 93,500$ lbs

como la carga admisible es mucho mas mayor que la que actúa se redujo la sección a 6"x8".

Esbeltez $\frac{L}{d} = \frac{3.00}{0.15} = 20$

$$\sigma = \frac{0.274 \times 1'200,000}{(20)^2} = 822 \text{ lbs}/''^2$$

Q admisible = 822 x 6 x 8 = 39,500 lbs

Como la carga admisible está ligeramente por encima de la carga actuante, se optó por darle a estos puntales una escuadría de 6"x8". 4,5,6

b.- Dovelas.- Cargas.- Las cargas que actúan serán las siguientes:

p. p. arco = 3,460 lbs/pie L.
p. p. encofrado = 200 "
sobrecarga = 134 "
w_{total} = 3,794 "
$P = w_T \times l = 3{,}794 \times 13.'1 = 48{,}500$ lbs
la carga por puntal será igual a
$$Q = \frac{P}{2} = \frac{48.500}{2} = 24.250 \text{ lbs}$$

asumiendo una escuadría de 6"×6"
carga unitaria de trabajo $\sigma = 822$ lbs/"²
(ya fué calculada en la pag. anterior).
$Q_{ad.} = 822 \times 6 \times 6 = 29.600$ lbs
comparando la carga admisible con la carga que actua tendremos que la escuadría para estos puntales será igual a: 6"×6".

<u>Dovelas: 7, 8, 9 y 10</u>.- Cargas:
p. p. arco = 2,220 lbs/pie L.
p.p. encof. = 200 "
sobrecarga = 134 "
w_T = 2,554 "
luz centro a centro de tramo será igual a
$l = 4.30 = 14.'1$
carga total $= P = w_T l = 2{,}554 \times 14.'1 = 36{,}200$ lbs
la carga que actuará sobre cada puntal es igual a: $Q = \frac{P}{2} = 18.100$ lbs

Asumiendo una escuadría de 6"×6"
$Q_{admisible} = 822 \times 6 \times 6 = 29.600$ lbs
como el valor admisible está preciso del valor real; se ensayó una nueva escuadría; la cual se asumió de 4"×6"
Esbeltez $\frac{L}{d} = \frac{3.00}{0.10} = 30$ columna larga
aplicando la fórmula de Euler:
$$\sigma = \frac{0.274\,E}{(L/d)^2} = \frac{0.274 \times 1'300{,}000}{(30)^2} = 366 \text{ lbs}/''^2$$
la carga admisible será igual a:
$Q_{ad.} = 366 \times 4 \times 6 = 8.800$ libras
Estando este valor muy por debajo de la fuerza que está actuando sobre el

el puntal; se eligió como escuadría el de tanteo que se hizo o sea: 6"×6". De esta manera queda concluido el cálculo de los puntales.

Arriostramiento.- El arriostramiento se efectuó tanto en el sentido del Eje Mayor como del Eje Menor del puente. Arriostrándose los puntales con tablas de 8"×2" cada 3 metros; la elección de la escuadría anterior se hizo basándose en datos prácticos tomados del Encofrado de otros puentes.

Para terminar con el encofrado del arco es necesario calcular el encofrado del tablero de los costados.

8.- Cálculo del tablero de los costados del Arco.- La presión promedio que actúa sobre los costados será igual a:

$$p = \frac{wh}{2}$$ siendo w para el concreto: $= 150\ lbs/pie^3$

$$p = 75h$$ En el arranque el arco tiene una altura igual a $2.10 = 6.90$ el valor de la presión será

$$p = 75 \times 6.90 = 518\ lbs/pie^2$$

$$w' = 518 \times 1 = 518\ lbs/pie\ lineal$$

El cálculo del espesor se hizo considerando al tablero como una viga continua como la madera viene en anchos máximos de 1' tendremos $b = 12"$ la luz se obtiene del plano $l = 1'$ según esto aplicando la fórmula (4) y reemplazando

$$d = l\sqrt{\frac{w}{166.67\, b}} = 1\sqrt{\frac{518}{166.67 \times 12}} = 0.5"$$

o sea $d = 1/2"$; como el reglamento del M. de F. establece como espesor mínimo para tableros $d = 1"$; se adoptó esta última dimensión para todo el Arco que como vemos cumple sastifactoriamente con el esfuerzo permisible.

Cálculo de los marcos.- Carga unitaria.- La carga unitaria que va a gravitar sobre los Marcos es igual a

$w' = pl$ siendo $p = 518$ lbs/pie^2
$w' = 518$ lbs/piel. $l = 1'$
Estando los marcos arriostrados en sus extremos superiores; van a trabajar como una viga simplemente apoyada para lo cual tendremos, aplicando la fórmula (2)

$d = h\sqrt{\frac{w'}{133.33b}}$ h = altura o espesor del arco medido verticalmente. $h = 2.10 = 6.'90$

la base del marco se asumió $b = 4''$

$d = 6.'90\sqrt{\frac{518}{133.33 \times 4}} = 6.''70$

Cálculo a la Deflexión para $D = 1/8''$

$d^3 = \frac{w'h}{555b} = \frac{518 \times 6.90^4}{555 \times 4} = 525$

$d = 8.''1$ se adoptó $d = 8''$ por consiguiente la escuadría necesaria para los marcos será igual a $4'' \times 8''$ Es valor se empleará para los marcos del arranque y secciones siguientes hasta alcanzar una altura igual a 1.50 donde es necesario hacer un nuevo cálculo

b.- Marcos de altura $h = 1.50$. - la presión promedia del empuje será igual a

$p = \frac{wh}{2} = \frac{150 \times 4.'92}{2} = 368$ lib/pie^2

sobre los marcos actuará una carga uniformemente repartida w' cuyo valor es
$w' = pl$ $p = 368$ lbs/pie^2 $l = 2'$
$w' = 368 \times 2 = 736$ lbs/piel.
Asumiendo una base $b = 4''$ y aplicando la fórmula (2) tendremos:

$d = h\sqrt{\frac{w'}{133.33b}} = 4.'92\sqrt{\frac{736}{133.33 \times 4}} = 5.''8$

$d = 5.''8$

Cálculo a la Deflexión para $D = 1/8''$

$d^3 = \frac{wh^4}{555b} = \frac{736 \times 4.'92^4}{555 \times 4} = 194$

$d = 5.''7$ se adoptó por consiguiente
$d = 6''$
Siendo la escuadría necesaria:
$4'' \times 6''$
para todos los marcos comprendidos entre

entre las alturas de 1.50 m y 1.00 m a partir de 1.00 m hasta 0.60 m que es el espesor del arco en la clave se hizo el 3er cálculo

c.- Marcos de altura $h = 1.00 =$ presión promedio $= p = wh = \therefore h = 1.00 = 3'28$

$p = 75h = 75 \cdot 3.28 = 246$ lbs/pie^2

$w' = pl = 246 \cdot 3 = 738$ lbs/pie lin.

aplicando fórmula (2) y asumiendo una base $b = 3''$ $d = h\sqrt{\dfrac{w'}{133.33b}} = 3'28\sqrt{\dfrac{738}{133.33 \cdot 3}} = 4''2$

Cálculo a la deflexión.- Para $D = 1/8''$ tendremos según fórmula (5) $d^3 = \dfrac{w'h^4}{555b}$

Reemplazando:

$d^3 = \dfrac{736 \cdot 328^4}{555 \times 3} = 570 \therefore d = 3.85$ por consiguiente se adoptó para secciones cuyas alturas oscila entre alturas de 1.00 m a 0.60 m marcos de: 3" . 4"

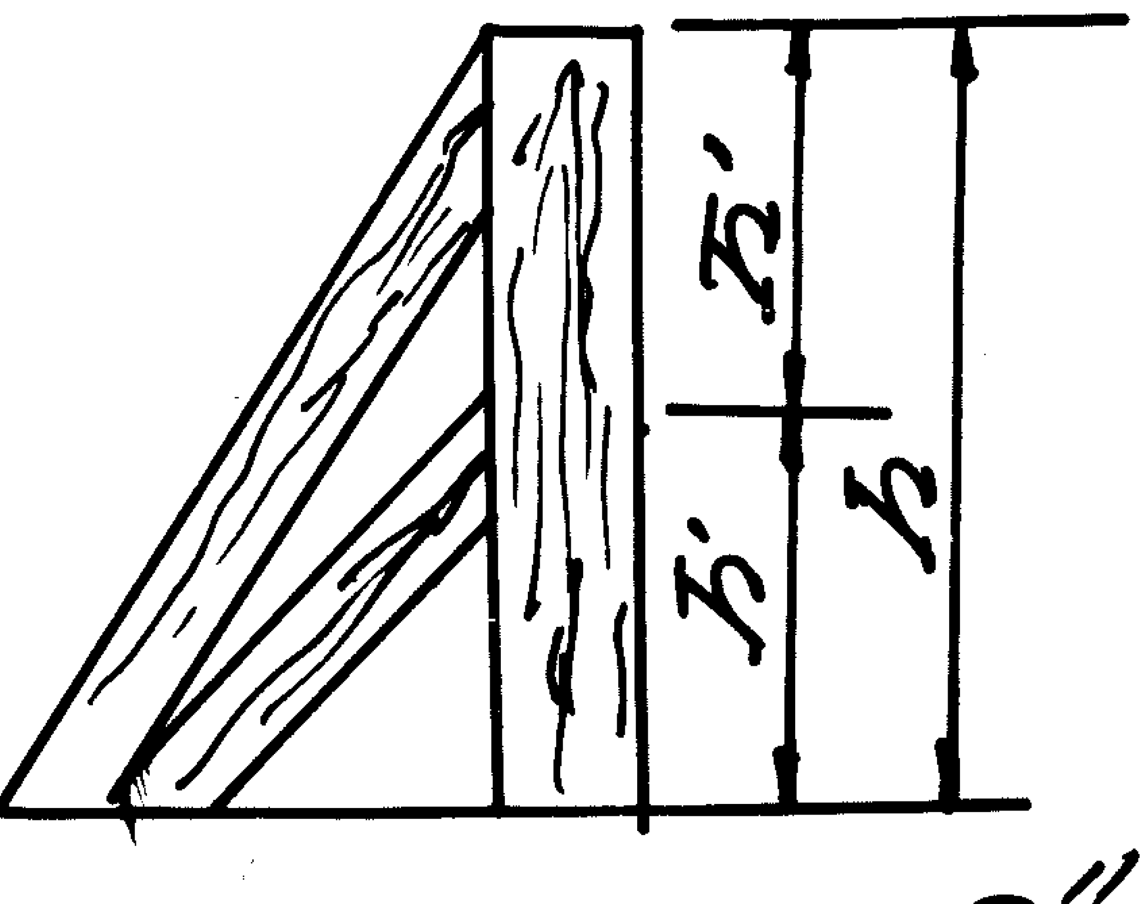
Como para las alturas de $h = 2.10$ y $h = 1.50$ se han obtenido escuadrías muy grandes tales son: 4" . 8" y de 4" . 6" respectivamente optó por colocar una formaleta más creando un apoyo intermedio de tal manera que las nuevas luces de cálculo serán igual a:

$h' = \dfrac{h}{2} = \dfrac{2.10}{2} = 1.05 = 3'.45$

el nuevo peralte tendrá por valor:

$d = h'\sqrt{\dfrac{w}{133.33b}}$ asumiendo $b = 3''$

$d = 3'.45\sqrt{\dfrac{518}{133.33 \cdot 3}} = 3''94 \approx 4''$



Cálculo a la deflexión.- $D = 1/8$

$d^3 = \dfrac{w'h^4}{555b} = \dfrac{518 \cdot \overline{3.45}^4}{555 \cdot 3} = 44$

$d = 3''52$

Según los valores anteriores tendremos que la escuadría será igual a: 3" . 4"

para una altura $h = 1.50$ $h' = 0.75$

$h' = 2'.50$ aplicando la fórmula (2) previaviamente, nos asumimos un base $b = 3''$

$$d = h'\sqrt{\frac{w}{133.33 \cdot b}} = 2.50\sqrt{\frac{736}{133.33 \cdot 3}} = 3''.36$$

Cálculo a la deflexión

$$d = \frac{w' h'^4}{555 b} = \frac{736 \cdot 2.50^4}{555 \cdot 3} = 2''.68$$

segun los valores anteriores se adoptó para estos marcos una escuadría de $3'' \times 4''$. De esta manera han sido uniformizados todos los marcos del arco con una escuadría general $= 3'' \times 4''$ Colocándose para los marcos de alturas 2.00 a los otros tornapuntas. para los marcos de alturas de 1.00 m/ a 0.60 m se empleará una torna-punta siendo su escuadría igual a $3'' \times 4''$ según se vió anteriormente.

Tornapuntas.- Se asumió una escuadría de $3'' \times 3''$ siendo la carga axial para esta seccion $= \sigma A$ $\therefore$ $\sigma = 1000$ lbs/$''^2$ para compresion en el sentido de la fibra de tal manera que vamos a tener $P_{adm.} = 1000 \times 3 \times 3 = 9000$ lbs para cada tornapunta la carga P que actua será igual a: (Haciendo el cálculo para la seccion del arranque).

$$P = p l h$$

p = presión promedio $= 5/8$ lbs/$''^2$

l = separacion marcos $= 1'$

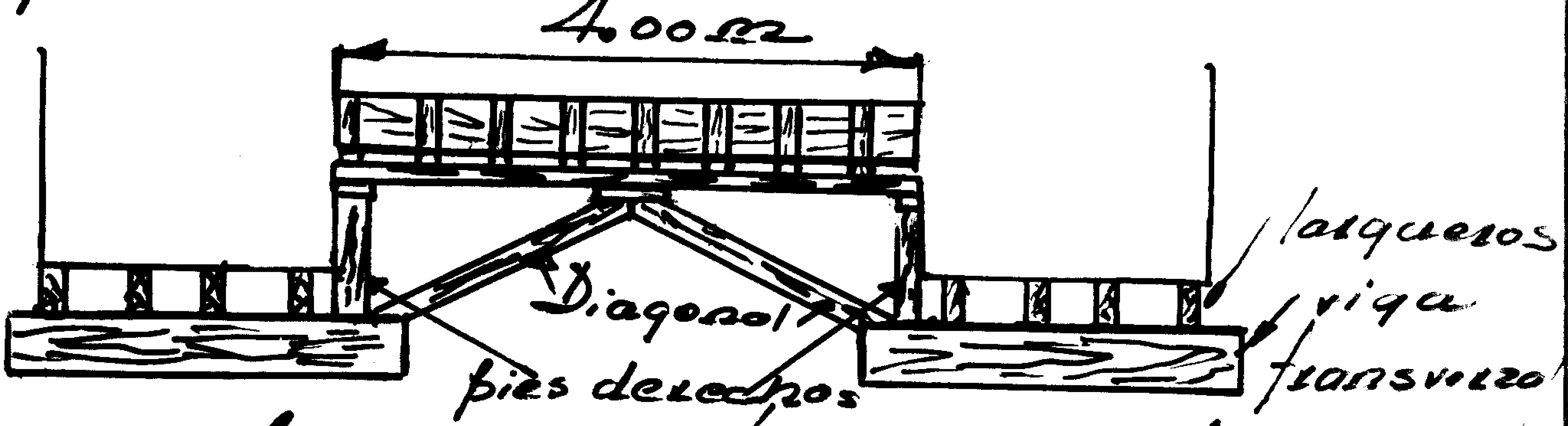
h = altura en la seccion $= 6'.90$

Reemplazando

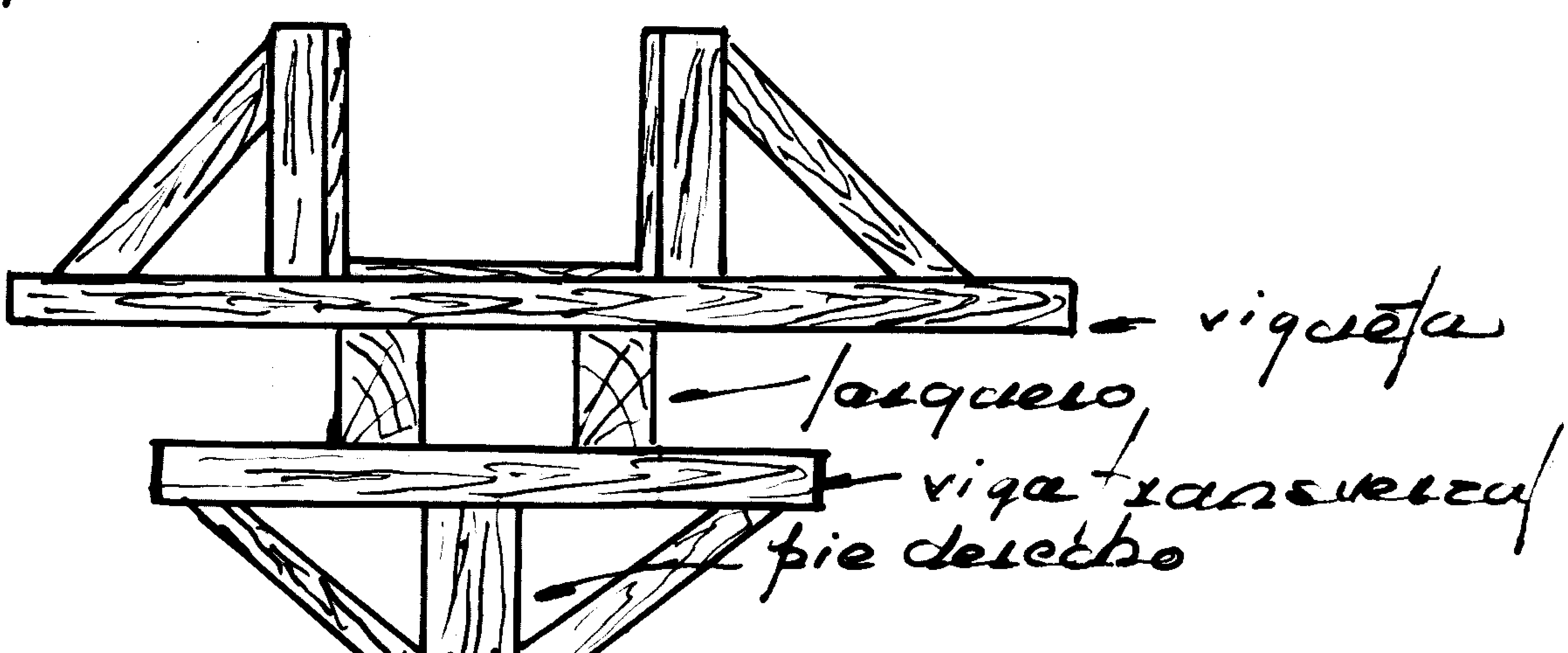
$P = 5/8 \times 1 \times 6.90 = 3,570$ lbs. vemos que la carga admisible está muy por encima sobre el valor de la carga que realmente está actuando sobre la tornapunta; de tal manera que la tornapunta con una escuadría de $3'' \times 3''$ trabajará perfectamente bien.

9.- Cálculo del encofrado de las vigas de Arriostramiento del Arco.-

aprovechando la coincidencia que existe entre la ubicacion de las vigas transversales que sostienen a los largueros y la ubicacion de las vigas de arriostramiento las cuales se hallan en un mismo eje se pensó utilizar a las vigas trans como punto de apoyo del encofrado de la viga de arriostramiento; utilizando una combinación de pies derechos con diagonales, cuya disposición se muestra en la fig.



La disposición es la siguiente: encima de las cabezas de los pies derechos y de las diagonales se colocará vigas transversales de 3"×3"; encima de los cuales se colocará 2 larqueros viniendo luego el encofrado de la viga fidamos unante tendremos lo siguiente:



Elegida la disposición del encofrado el paso siguiente fue el cálculo de los diversos elementos que lo componen.

a.- Cálculo de los pies derechos y de las diagonales; -Cargas.- Siendo la viga de una sección igual a 0.50×0.50 el peso propio por mt. lineal será igual.

$$W = 0.50 \times 0.50 \times 1 \times 2.400 = 600 \text{ kg/ml.}$$

$$W = .600 \times 672 = 405 \text{ lbs/pie.}$$

Diagonales.- Llamando D a la fuerza que actúa sobre cada diagonal; según esto vamos a tener: $D = \frac{Q}{2 \operatorname{sen} \alpha}$

para nuestro caso: $Q = \frac{L}{2} w$ $\quad \frac{L}{2} = 2m$

Reemplazando tendremos: $\quad Q = 6.60 \times 405$ lbs

$2m <> 6.60$

El valor del angulo α es: $\alpha = 60°$

De donde $D = \frac{6.60 \cdot 405}{2 \cdot 0.5} = 2,660$ lbs

Asumiendo una escuadria de 3"x 3" tendremos $\frac{l}{d} = \frac{200}{0.75} = 26.6$ la longitud de la diagonal es igual a $L = 2.00$ mt.

aplicando la fórmula de Euler vamos a tener $\sigma = \frac{0.274 E}{(\frac{L}{d})^2} = \frac{0.274 \cdot 1'200.000}{(26.6)^2}$

$\sigma = 465$ lbs/''^2

D admisible $= \sigma A = 465 \cdot 3 \cdot 3 = 4,185$ libras

Pies derechos.- Actuan con una carga mucho menor, $Q = \frac{wL}{4} = 3'.30 \cdot 405 = 1,330$ lbs siendo la carga que actua menor que la carga sobre las diagonales de tal manera que los pies derechos con una sección de 3"x3" estarán trabajando perfectamente bien.

b.- Calculo de los largueros.- Carga uniforme según ya se vio anteriormente:

$w = 405$ lbs/pie.

como existen 2 largueros cada uno adsorberá una carga igual a $w = 202.5$ lbs/pie.

Luz de cada tramo $l = 2m = 6'.60$

Cálculo al esfuerzo admisible: aplicando fórmula (4) $d = l\sqrt{\frac{w}{166.66 b}}$

Asumiendo $b = 3"$ tendremos:

$d = 6'.60\sqrt{\frac{202.5}{166.6 \cdot 3}} = 4".0$

Cálculo a la deflexión para un $D = 1/8$

fórmula (9) $d^3 = \frac{wL^4}{925 b} = \frac{202 \cdot 6.60^4}{925 \cdot 4} = 100$

$d = 4".65$

Se adoptó una escuadria comercial tal como: 3" x 6"

Vigas transversal.- Comprobación a la deflexión. Asumiendo una escuadria de 3"x3" como actua en voladizo $\delta = \frac{1}{3}\frac{PL^3}{EI}$

$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{3^4}{12}$ $\quad P = 202.5 \cdot 6'.60 = 1,330$ lbs

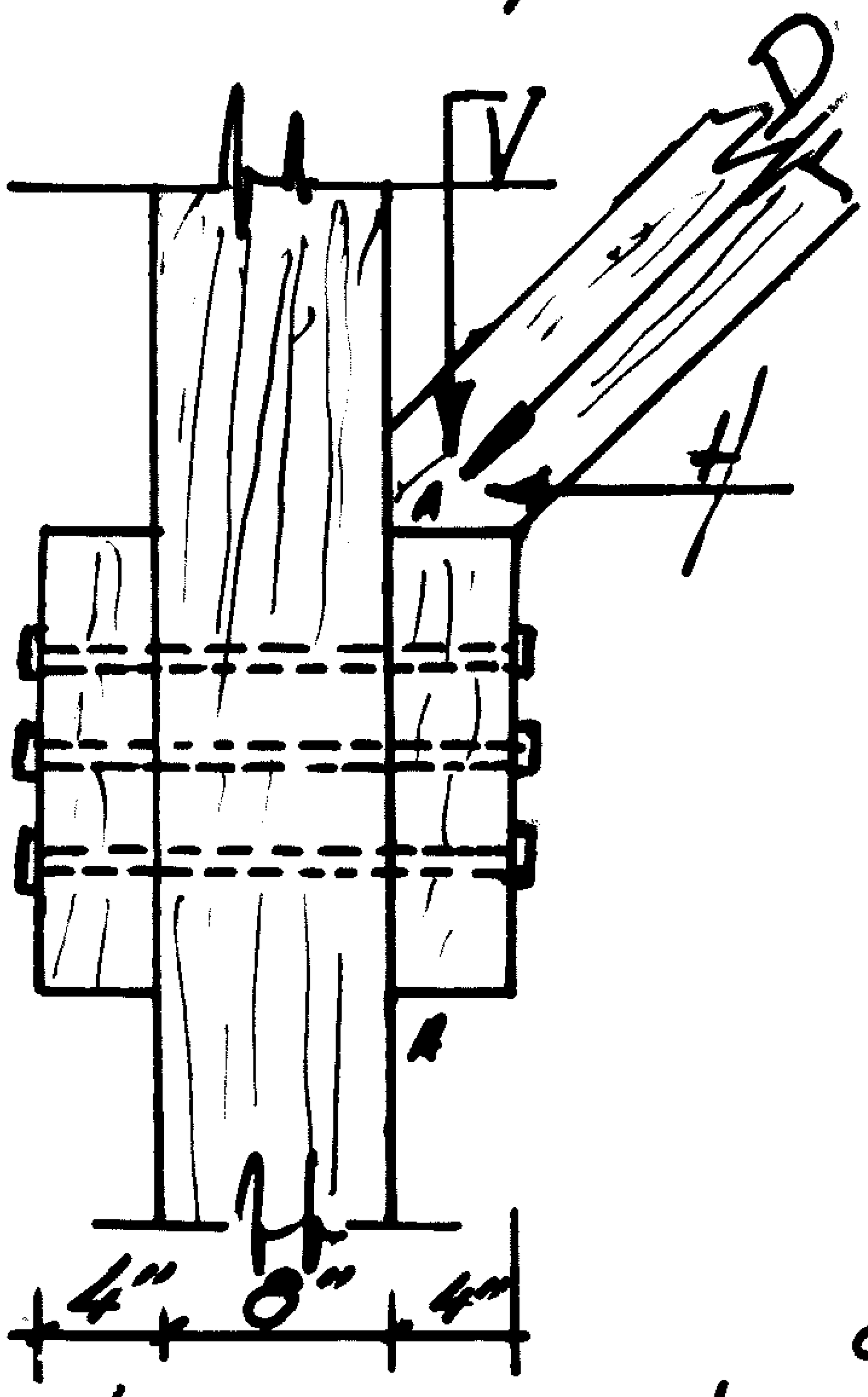
$E = 1'200.000$ lbs/''^2 $\quad L = 1' = 12"$

Reemplazando: $\Delta = \frac{1}{3} \cdot \frac{1{,}380 \cdot \overline{12}^3 \cdot 12}{1'200{,}000 \times 81}$

$\Delta = 0.''09 < 1/8'' = 0.''125$ lo cual nos indica que está correcta la escuadría asumida. Los demás elementos ya no se calcularon tratándose de una viga de dimensiones comunes el encofrado es bien conocido.

Cálculo de los Ensambles.-

Los principales ensambles se presentan así: 1º Ensamble de las diagonales con las columnas o puntales.- Se resolvió de la manera siguiente: Empleando un par de tacos de madera de 4"



Cálculo a la compresión o aplastamiento.

Para pino Oregón

$\sigma = 100$ kg/cm²

sea n = número de pernos

la fuerza D la descomponemos en otras 2: V y H

La fuerza horizontal es absorbida por el arriostramiento; la fuerza vertical o de corte es la que actuará en el ensamble. Según esto tendremos:

$V = 10 \times 1 \times 100 \times n$ $\quad$ n = nº pernos

como cada viga transversal descarga en 4 diagonales el valor de la fuerza vertical $V = \frac{Q}{4}$ Considerando el máximo valor de Q que ya fue hallado anteriormente vamos a tener $V = \frac{28.000}{4} = 7.000$ kgs

$V = 3.200$ kgs

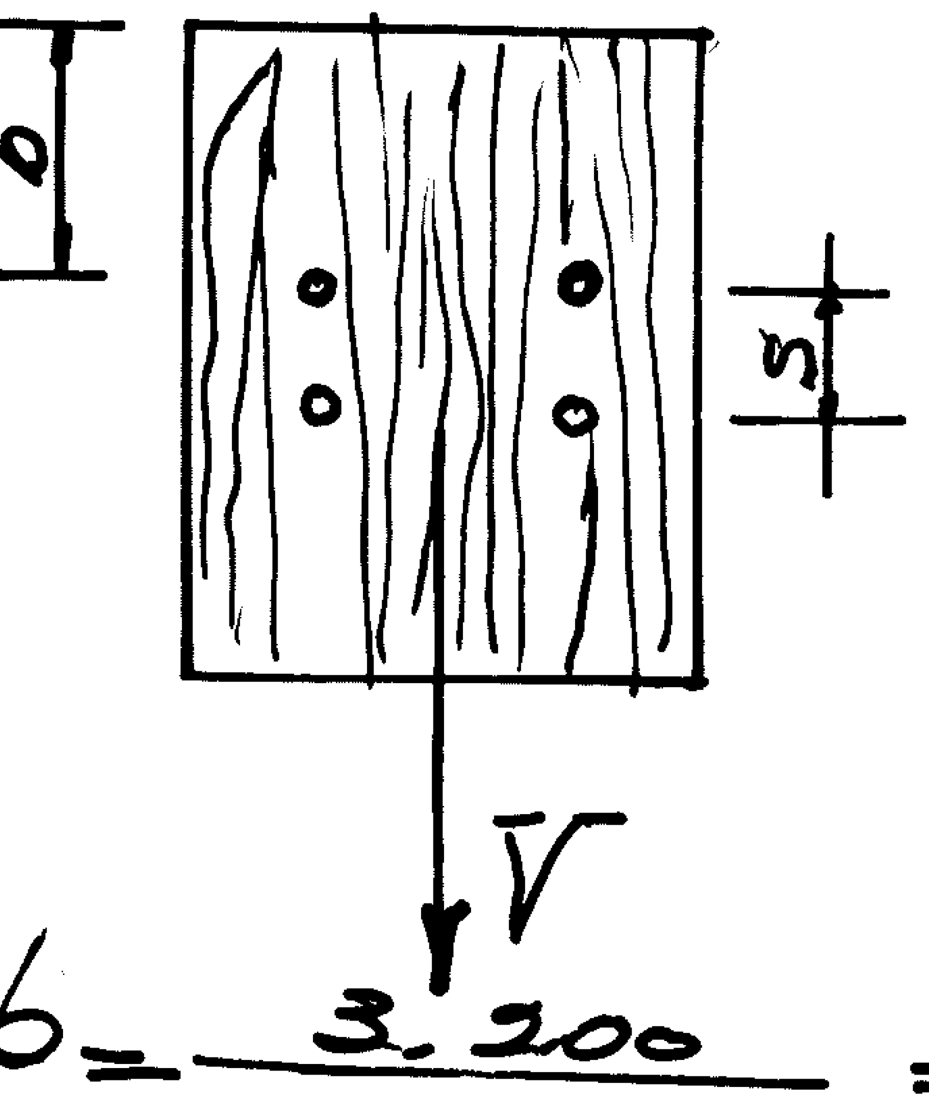
$n = \frac{3.200}{10 \times 100} = 3.2$ o sea se necesitarían 4 pernos de ϕ 1/2

Cálculo al corte.- En la zona A-A el corte va a ser absorbido integramente por el acero suponiendo un esfuerzo al corte:

$\tau = 700$ kg/cm² $\quad$ n = nº de pernos

$\tau \, Ap = V \quad \therefore \quad Ap = \frac{V}{\tau} = \frac{3.200}{700} = 4.58$ cm² para cubrir esta área es necesario tener 4 pernos de 1/2" (igual al valor anterior).

Cálculo al corte o desgarramiento



para el pino Oregon y corte en el sentido de la fibra $\tau = 15$ kg/cm². Estableciendo la ecuación del equilibrio:

$$2ab\tau = V$$

siendo $a = 4" = 10$ cms

$V = 3.200$ kg.s

$$b = \frac{3.200}{2 \times 10 \times 15} = 10 \text{ cms}$$

por razones de seguridad se consideró $b = 20$ cms. Espaciamiento de los pernos: por Reglamento $S \geq 4\phi$

$$S = 4 \times 1.27 = 5.08$$

Cálculo de las bases o cimientos para el Falso Puente.- Como se expuso anteriormente los puntales del falso puente se van a apoyar en cuñas; las cuales descanzan en dados de concreto; permitiendo de esta manera repartir la carga transmitida por los puntales.

El cálculo se efectuó para la mayor carga $Q = 30.250$ lbs $= 13.700$ kg.s

Peso zapata 5% $= \underline{700}$ "

Total $= 14,400$ "

$$A_z = \frac{Q_{total}}{\sigma} = \frac{14,400}{3} = 4,800 \rightarrow 0.70 \times 0.70$$

se necesitaría una área de cimentación de 0.70×0.70; adoptándose mejor una sección de 0.80×0.80

Cálculo al Momento.- Hallamos la reacción neta del terreno

$$w_n = \frac{13.700}{6.400} = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

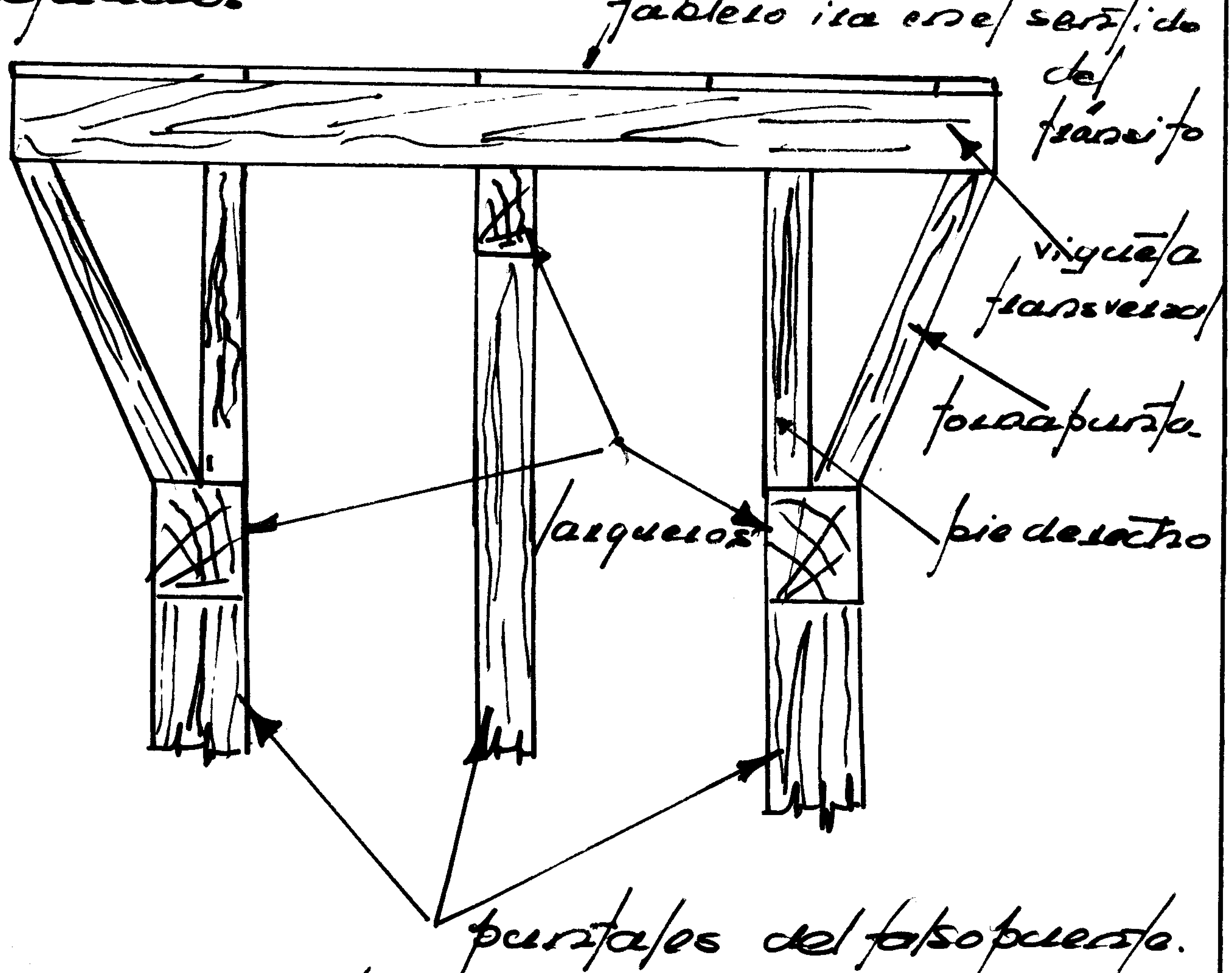
$$\text{Momento} = 1/2\, w_n L^2 b = 80/2 \times 2.25 \times \overline{40}^2 = 81.000 \text{ kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{6M}{bf}} = \sqrt{\frac{6 \times 81,000}{80 \times 2.7}} = 47.5 \approx 50 \text{ cms}$$

$f = 0.03 f'c = 0.03 \times 90 = 2.7$ kg/cm² Carga trabajo

FALSO PUENTE Y ENCOFRADO DE LA LOZA

Encofrado de la loza.- Para el encofrado de la loza se hizo la siguiente disposición: Tablero se dispuso en el sentido del tránsito; este tablero se apoyará en viguetas tranversales las que a su vez apoyarán en pies derechos y en larqueros; los pies derechos entregarán sus cargas a larqueros los cuales descanzan en los puntales del falso puente. El tramo en voladizo entregará sus cargas mediante tornapuntas. En la figura se puede apreciar la disposición que se ha efectuado.



Una disposición similar se adoptó para el encofrado de las vigas la cual se mostrará cuando se efectue el cálculo del encofrado.

Falso puente de la loza.- Es del todo similar al del arco consistente en un sistema de puntales los cuales irán apoyados en bases de concreto. Y con arriostramiento tanto transversal como longitudinal. como se explicó ya; es la solución más económica.

CALCULO DEL ENCOFRADO Y DEL FALSO PUENTE.- Los cálculos se iniciaron como en el caso del arco; calculando el tablero; de tal manera que vamos a tener siguiendo el mismo orden anterior.

1º Cálculo del tablero.- Se efectuó calculando el espaciamiento de las viguetas transversales de manera que trabaje perfectamente tanto al esfuerzo admisible como a la deflexión.-

Cargas: por m^2 de Loza tendremos:

p.p. Loza = 0.30 × 1.00 × 1.00 × 2,400 = 720 kg/m^2

Sobrecarga = 100 "

q = 820 "

la carga por metro lineal será igual a:

$w = q \cdot 1 = 820$ kg/ml = 0.820 tn/ml.

expresando en unidades Inglesas.

$W = 0.820 \times 672 = 550$ lbs/piel.

asumiendo para la Loza un espesor e = 1" el espaciamiento de las viguetas será:

Cálculo al esfuerzo admisible fórmula 3

$$l = d\sqrt{\frac{166.67\,b}{w}}$$ siendo $d = 1"$ $b = 1m = 39"4$

$W = 550$ lbs/piel.

$$l = 1\sqrt{\frac{166.67 \times 39"4}{550}} = 3'45 = 1.05m$$

Cálculo a la Deflexión fórmula (10)

para $D = 1/8$ $\quad l = 10.25\sqrt[4]{\frac{I}{w}}$

$$I = \frac{bd^3}{12} = \frac{39.4 \times 1^3}{12} = 3.28 \text{ pulg}^4$$

$$l = 10.25\sqrt[4]{\frac{3.28}{550}} = 2'85 = 0.87m$$

se adoptó un espaciamiento para las viguetas $l = 0.90$ m.

2.- Cálculo de las viguetas transversales.-

Como primer tanteo se supuso que las viguetas se van a apoyar en puntales (los cuales descanzarán en el arco evitando de esta manera tener que llevar puntales desde el suelo).

Las luces van a ser las indicadas en la fig

CALCULO DEL ENCOFRADO Y DEL FALSO PUENTE.-

Los cálculos se iniciaron como en el caso del arco; calculando el tablero; de tal manera que vamos a tener siguiendo el mismo orden anterior

1º Cálculo del Tablero.- Se efectuó calculando el espaciamiento de las viguetas transversales de manera que trabaje perfectamente tanto al esfuerzo admisible como a la deflexión.-

Cargas: por m^2 de Loza tendremos:

$$p.p.\ Loza = 0.30 \times 1.00 \times 1.00 \times 2{,}400 = 720\ kg/m^2$$

$$Sobrecarga = \underline{100}\ "$$

$$q = 820\ "$$

la carga por metro lineal será igual a:

$$w = q \cdot l = 820\ kg/ml = 0.820\ tm/ml.$$

expresando en unidades Inglesas.

$$W = 0.820 \times 672 = 550\ lbs/piel.$$

Asumiendo para la Loza un espesor e = 1" el espaciamiento de las viguetas será:

Cálculo al esfuerzo admisible fórmula 3

$$l = d\sqrt{\frac{166.67\,b}{w}} \quad \text{siendo } d = 1"\ b = 1m = 39."4 \quad w = 550\ lbs/piel.$$

$$l = 1\sqrt{\frac{166.67 \times 39."4}{550}} = 3'.45 = 1.05m$$

Cálculo a la Deflexión fórmula (10)

para $D = 1/8$ $\quad l = 10.25\sqrt[4]{\frac{I}{w}}$

$$I = \frac{bd^3}{12} = \frac{39.4 \times 1^3}{12} = 3.28\ pulg^4$$

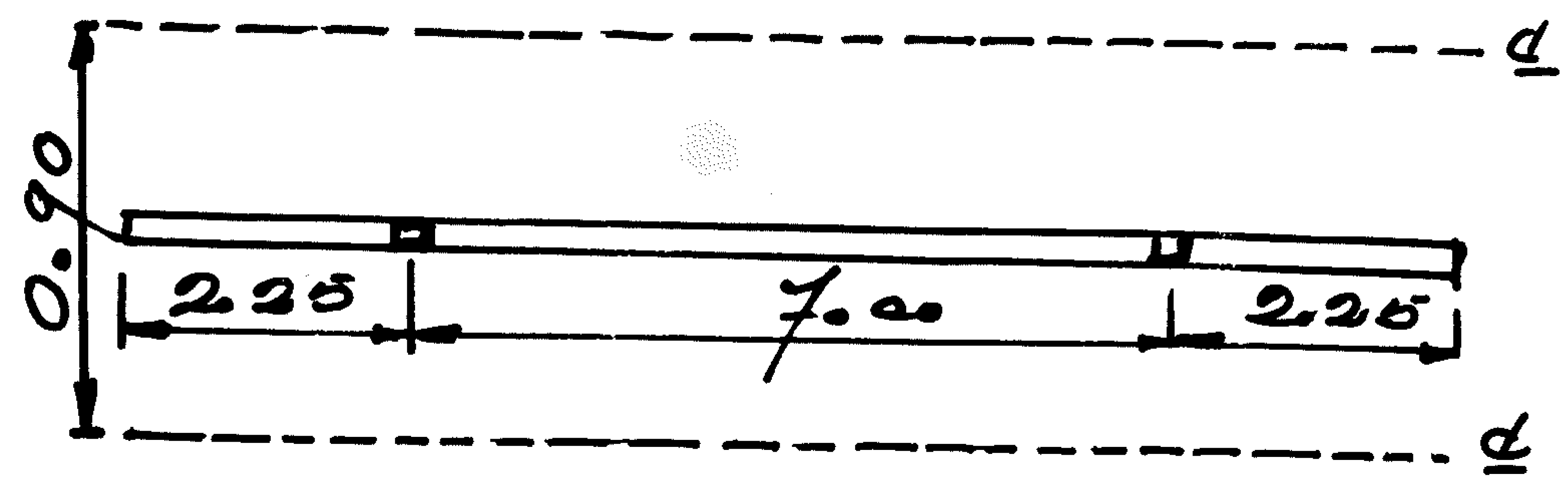
$$l = 10.25\sqrt[4]{\frac{3.28}{550}} = 2'.85 = 0.87m$$

se adoptó un espaciamiento para las viguetas $l = 0.90m.$

2.- Cálculo de las viguetas transversales.-

Como primer tanteo se supuso que las viguetas se van a apoyar en puntales (los cuales descansarán en el arco evitando de esta manera tener que llevar puntales desde el suelo).

Las luces van a ser las indicadas en la fig



Cargas.- según se vio en la pag anterior
$q = 0.820\ ton/m^2$
la carga por metro lineal será $= w = 0.820 \times 0.90$
$w = 0.736\ ton/ml. = 496\ lbs/pie \approx 500\ lbs/p.$

Cálculo al Esfuerzo Admisible.- formula (4)

$$d = l\sqrt{\frac{w}{166.67\,b}}$$

b se asumió $= 4''$
$l = 7.00\,m = 22'.8$

$$d = 22'.8\sqrt{\frac{500}{166.67 \times 4''}} = 19''$$

como se obtiene un peralte tan fuerte fue necesario colocar un apoyo intermedio de manera reducir la luz central a la mitad y así vamos a tener: $l = \frac{7.00}{2} = 3.50 = 11'.4$

$$d = 11'.4\sqrt{\frac{500}{166.67 \times 4}} = 10''$$

siendo todavía una viga muy peralta se aumentó la base a $b = 6''$

Cálculo al Esfuerzo admisible

$$d = 11.4\sqrt{\frac{500}{166.67 \times 6}} = 8''$$

Cálculo a la Deflexión para $D = 1/8''$ formula (9)

$$d^3 = \frac{w\,l^4}{925\,b} = \frac{500 \times 11.45^4}{925 \times 6} = 1340 \therefore d = 11''$$

se podría adoptar una sección de $6'' \times 12''$ pero como todavía es grande la escuadría se decidió colocar un apoyo mas reduciéndose la luz central a un tercio; o sea que vamos a tener $l = \frac{7.00}{3} = 2.33\,mts = 7'.65$

según esto tendremos calculando a la Deflexión que es el que da los mayores valores para $b = 6''$

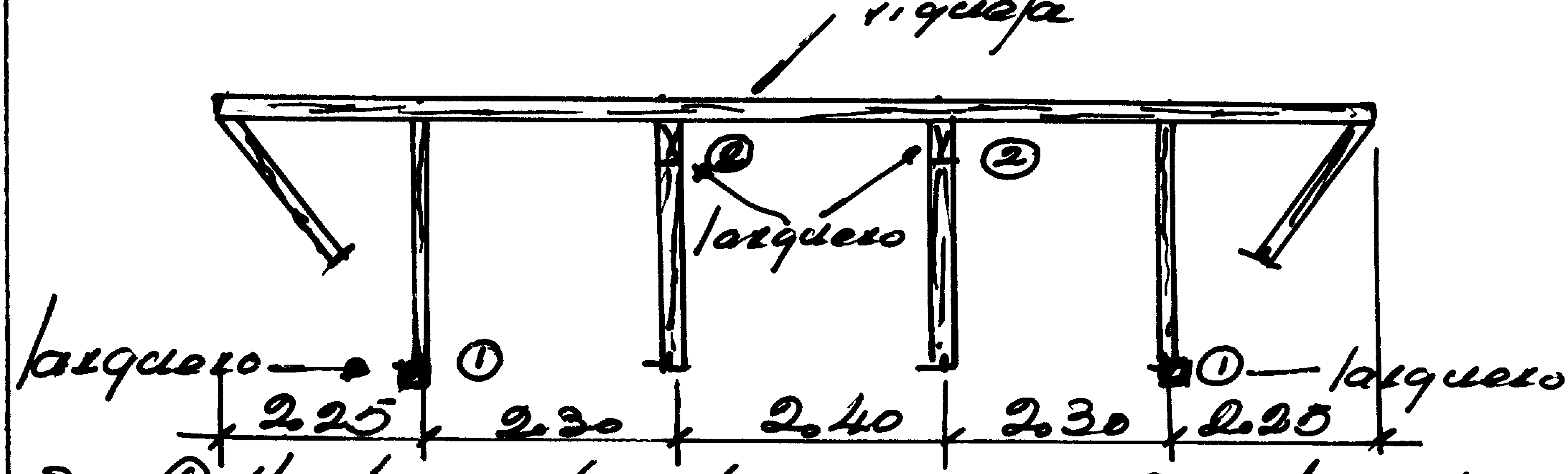
$$d^3 = \frac{500 \times \overline{7.65}^4}{925 \times 6} = 308$$

$d = 6.75$ muy bajo

tanteando para una base $b = 4''$

$$d^3 = \frac{w\,l^2}{925\,b} = \frac{500 \times \overline{7.65}^2}{925 \times 4} = 460 \therefore d = 7.7$$

Se eligió por consiguiente una escuadría normal de 4" x 8"
siendo las luces definitivas las sgtes.

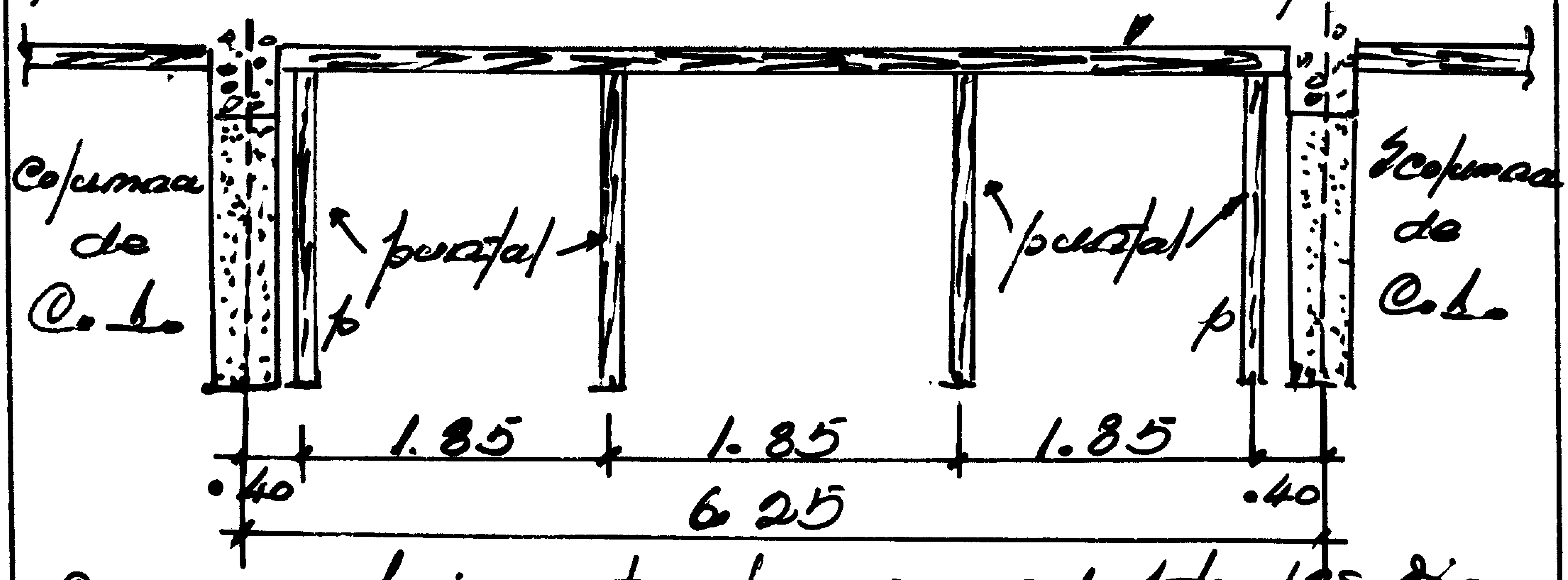


3.- Cálculo de los largueros.- comprende
a.- Cálculo de los largueros interiores ②-②
b.- Cálculo de " " " exteriores ①-①

a.- Cálculo de los largueros interiores ②-②

Carga.- Será igual a $w = q\,l$
siendo $q = 0.820$ tm/m²; y; $l = \frac{2.40 + 2.30}{2} = 2.35$
$w = 0.820 \times 2.35 = 1.92$ tm/ml.
$w = 1,295$ lbs/pie lineal.

Determinación del número de apoyos.- el mismo problema que el caso anterior.



Como un primer tanteo se adoptó las dimensiones que se indican. Los puntales "p"-"p" se colocarán a 0.40m de manera tal que permitir el encofrado de la viga transversal como después se podrá apreciar el tramo restante de longitud igual a:
6.25 − 0.80 = 5.55 se dividió en 3 tramos de 1.85 cada uno. Asumida la luz; se pasó a determinar el peralte necesario para el larguero. Previamente se asumió para la viga una base $b = 4"$

Cálculo al esfuerzo admisible.- Formula (4)

$d = l\sqrt{\frac{w}{133.33b}}$ $w = 1295$ lbs/pie

$b = 4''$ $l = 1.85 = 6.'06$

Reemplazando valores tendremos que:

$d = 6.'06\sqrt{\frac{1295}{166.67 \times 4}} = 8.''4$

Cálculo a la Deflexión para $D = \frac{1}{8}''$ for. (4)

$d^3 = \frac{wl^4}{925b} = \frac{1295 \times 6.06}{925 \times 4} = 472 \therefore d = 7.''75$

se puede adoptar una escuadria de 8" x 4". Aunque tratándose de larqueros; de poco número de unidades; se podría, suprimir y tener unicamente un apoyo central; efectuando ésto nuevo tanteo tendremos $l = \frac{6.25 - 0.80}{2} = \frac{5.45}{2} = 2.725$ m

Asumiendo para el larquero una base: b = 6" Tendremos: Calculando al Esfuerzo Admisible.

$d = l\sqrt{\frac{w}{166.67b}}$ $w = 1295$ $l = 2.725$

$b = 6''$ $l = 8.'91$

$d = 8.91\sqrt{\frac{1295}{166.67 \times 6}} = 10.''2$

Calculando a la Deflexión $D = \frac{1}{8}''$

$d^3 = \frac{wl^4}{925 \times 6} = \frac{1295 \times 8.91^4}{925 \times 6} = 1170 \therefore d = 10.''5$

Se adoptó para los larqueros una escuadria de 6" x 10". Aceptando como definitivo el 2º tanteo; el cual consistió en suprimir un apoyo dejando uno central unicamente

b.- Cálculo de los larqueros exteriores ①-①

Cargas: son las siguientes:

Vereda: 1.75 x 0.20 x 1.00 x 2,400 = 840 kg/ml.

Losa: 1.65 x 0.30 x 1.00 x 2,400 = 1,190 "

acartelamiento: 1/2 x 0.30 x 0.30 x 1 x 2,400 = 112 "

sobrecarga = 165 "

w = 2,307 "

$w = 2.307 = 1510$ lbs/pie lineal.

Luces.- Serán las mismas que para los larqueros interiores.

Asumiendo una base $b = 6''$ tendremos:

Cálculo al esfuerzo admisible.- Fórmula (4)

$$d = l\sqrt{\frac{w}{166.67\,b}} \qquad w = 1510 \text{ lbs/pie.} \qquad b = 6'' \quad l = 2.725m = 8.'91$$

$$d = 8.'91\sqrt{\frac{1510}{166.67 \times 6}} = 10.''80$$

Cálculo a la deflexión - para $D = 1/8''$ fór:(4)

$$d^3 = \frac{w\,l^4}{925\,b} = \frac{1510 \times 8.91^4}{925 \times 6} = 1,710$$

$d = 11.''95 \approx 12''$ se podría adoptar una escuadría de $6'' \times 12''$; pero como en estos van a descansar los tornapuntas y los pies derechos se aumentó la base a $b = 8''$ calculando únicamente a la Deflexión tendremos:

$$d^3 = \frac{1510 \times \overline{8.91}^4}{925 \times 8} = 1,100 \quad \therefore \quad d = 10.''30$$

Se adoptó por consiguiente una escuadría igual a: $8'' \times 10''$ para los largueros exteriores.

4.- Cálculo de los pies derechos.- Cargas.- Las cargas que obran sobre los pies derechos van a ser las siguientes:

Vereda:	$0.35 \times 1.75 \times 0.20 \times 1.00 \times 2,400 =$	320	kg/m.l.
Loza:	$1.65 \times 0.30 \times 1.00 \times 2,400 =$	1190	"
acartelamiento:	$1/2 \times 0.30 \times 0.30 \times 2,400 =$	112	"
sobrecarga:	$1.65 \times 100 \times 1.00 =$	165	"
	$w =$	1,787	"

al considerar las cargas el peso de la vereda ha sido multiplicado por un coeficiente que proviene de considerar la reacción isostática. En cuanto a la sobrecarga ésta se ha considerado que actúa únicamente en la loza de tránsito vehículos.

La carga concentrada que actúa en cada pie derecho será igual a

$$Q = w\,s \qquad s = \text{separación entre viguetas} = 0.90m$$

$$Q = 0.90 \times 1,787 = 1.610 \text{ tns}$$

$$Q = 3,570 \text{ lbs.}$$

asumiendo una sección $= 3'' \times 3''$ considerando una longitud promedio $L = 300$ como estos pies derechos van a ser arriostrados tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal; la longitud anterior se reduce aproximadamente a mitad de tal manera que vamos a tener que la esbeltez será igual a $\frac{L}{d} = \frac{1/2 \times 3.00}{0.075} = 20$; aplicando la fórmula de Euler

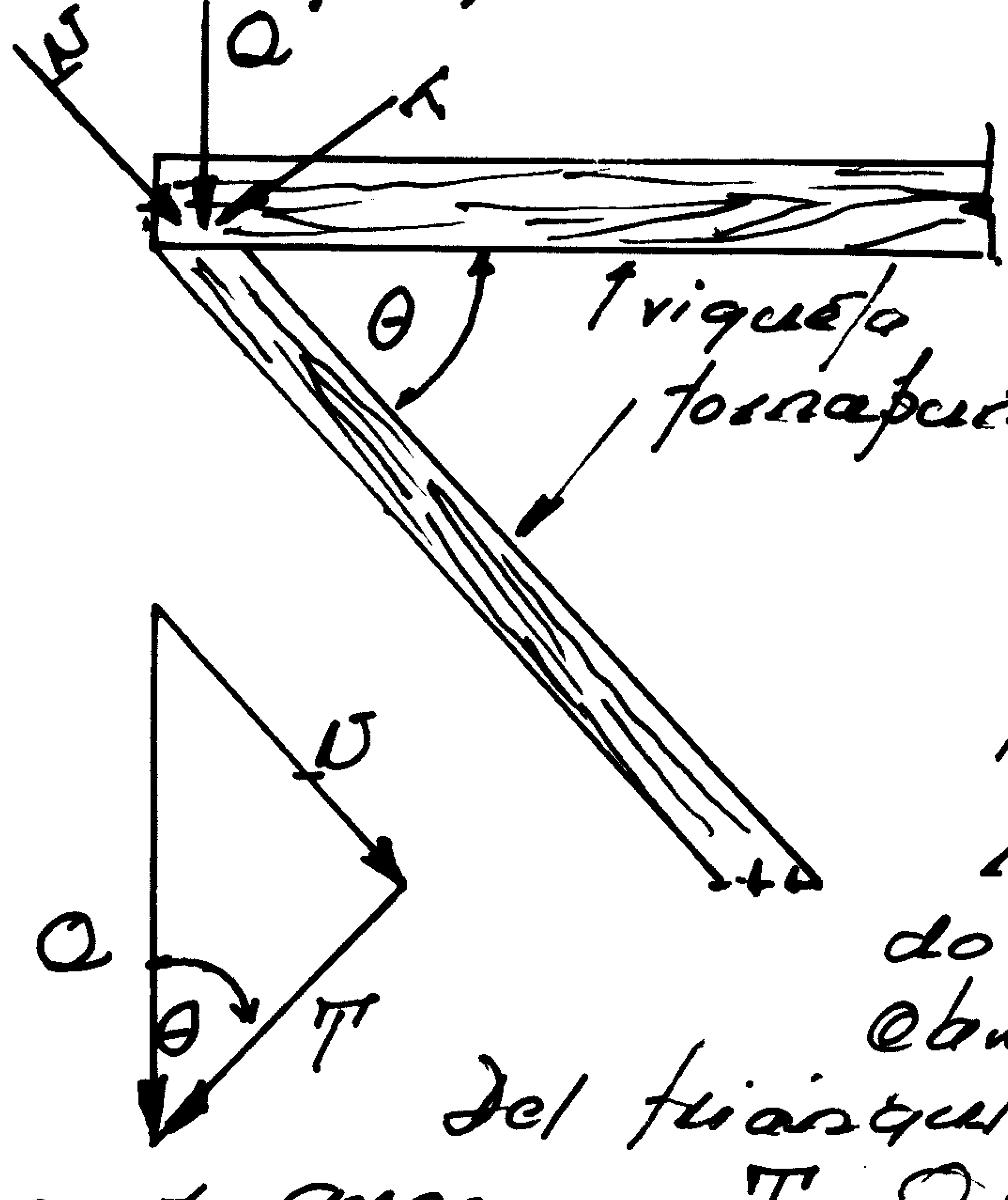
$$\sigma = \frac{0.274\,E}{\left(\frac{L}{d}\right)^2} = \frac{0.274 \times 1'200{,}000}{(20)^2} = 820\ \frac{lbs}{''^2}$$

la carga admisible será igual a:

$$P_{adm.} = 820 \times 3 \times 3 = 7{,}400\ lbs$$

como la carga admisible es mayor que la fuerza que está actuando; se adoptó para los pies derechos una escuadría = 3" × 3"

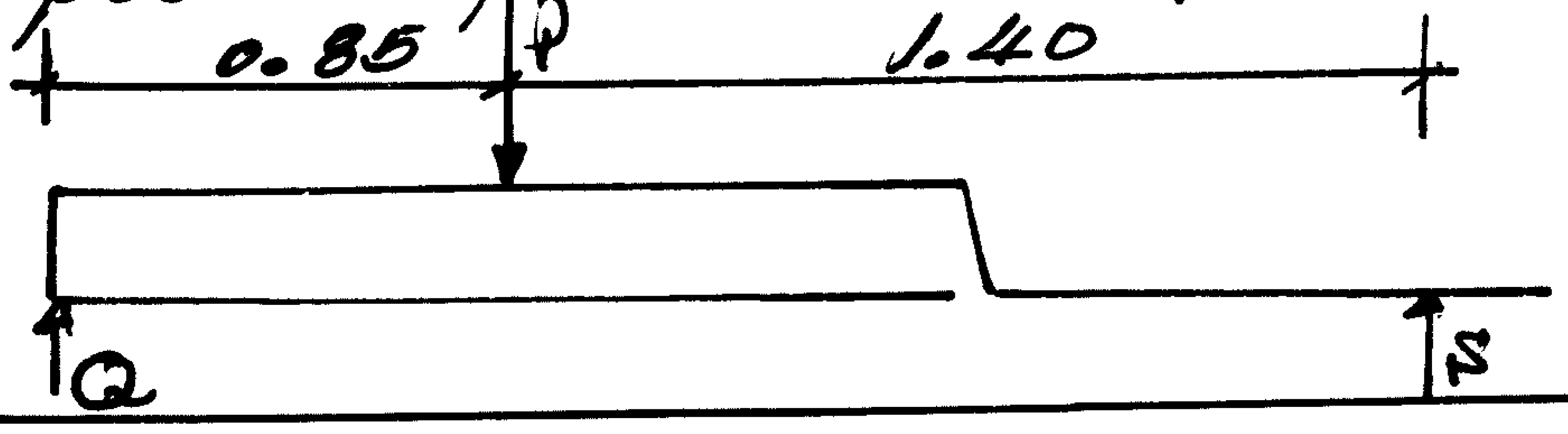
5.- <u>Cálculo de las tornapuntas</u>.- Sea Q la fuerza debido al p.p. de la losa s/e la cual actúa en el extremo del voladizo; esta fuerza Q las descomponemos en otras 2: Normal y Tangencial a la tornapunta; la fuerza tangencial puede anularse su efecto colocando un par de placas metálicas unidas mediante pernos; o también empleando tapajuntas de madera clavadas:



Del triángulo de fuerzas obtenemos que: $T = Q\cos\theta$, $N = Q\,\text{sen}\,\theta$; vemos que a medida que aumenta el ángulo "θ" aumenta fuerza Normal y disminuye la tangencial; como un buen promedio podemos asumir para el ángulo θ un valor de 45°: o sea $\theta = 45°$.

En este caso vamos a tener $N = T$.

Carga Q.- Está compuesta únicamente por el peso de la vereda + 100 kg/ml. debido a la sobrecarga.



pp. veredas $1.75 \times 0.20 \times 1 \times 2.400 = 840$ kg/ml
sobrecarga $= \underline{100}$
$w = 940$ kg/ml

estando los tornapuntas espaciados a 0.90 m cada una tendremos:

$P = wl = 940 \times 0.90 = 846$ kgs

La fuerza Q, considerando la reacción isostática será igual a: $Q = \frac{1.40}{2.20} \times 846 = 622$ kgs

$Q = 622$ kgs $= 1{,}370$ lbs la fuerza que obrará en la tornapunta será igual a:

$N = Q \operatorname{sen} \theta$ para $\theta = 45^\circ$ sen $= 0.705$

$N = 1370 \times 0.705 = 965$ lbs ≈ 1000 lbs

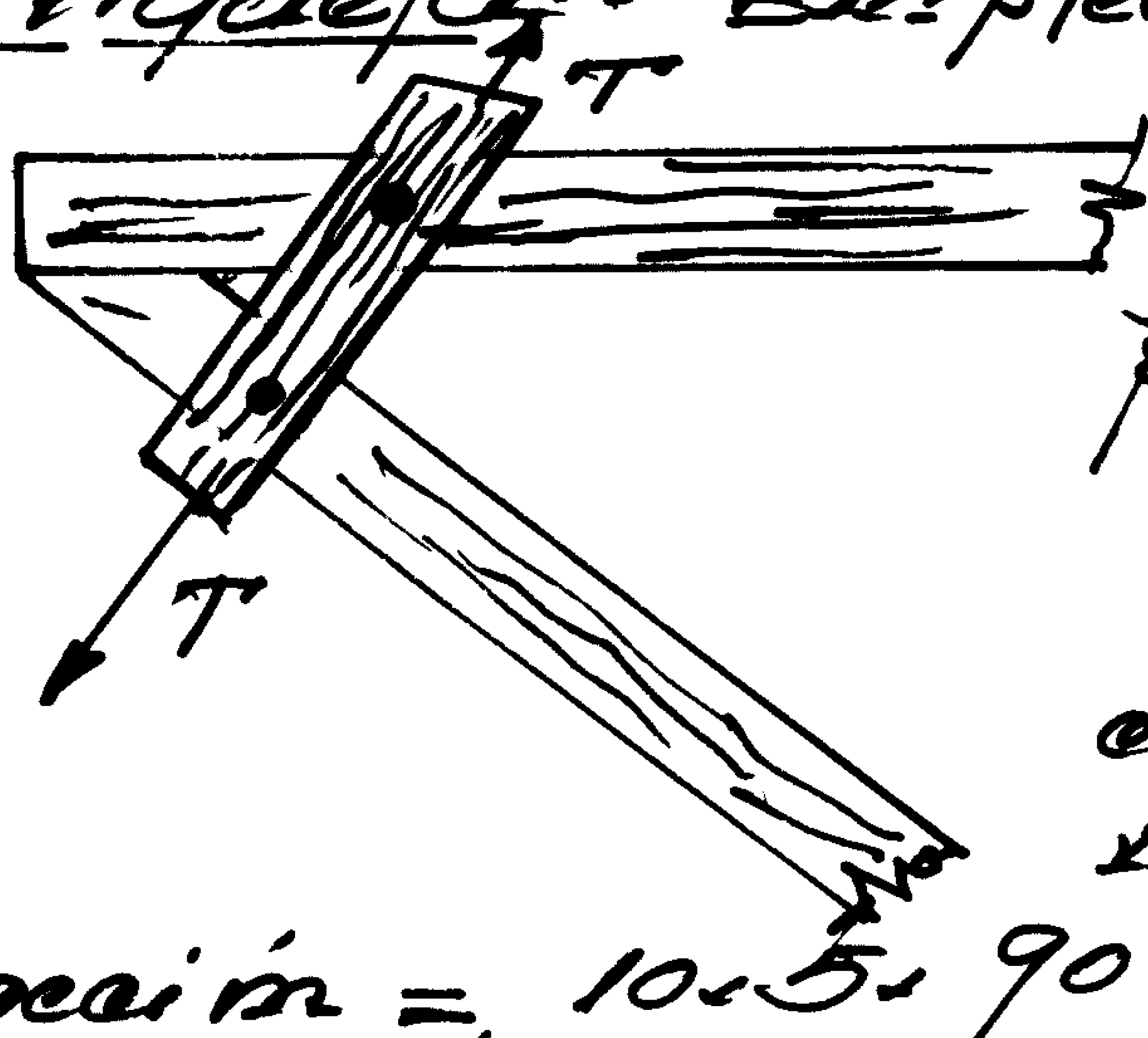
Asumiendo una escuadría de 3" × 3" y una longitud promedio de las tornapuntas $= 3.00$; $\frac{L}{d} = \frac{3.00}{0.075} = 40$ aplicando Euler

$$\sigma = \frac{0.274 E}{(L/d)^2} = \frac{0.274 \times 1'200.000}{(40)^2} = 206 \text{ lbs/}''^2$$

N admisible $= 206 \times 3 \times 3 = 1{,}854$ lbs

como vemos el admisible es mayor que el que realmente actúa en la tornapunta de tal manera que se adoptó una sección de 3" × 3"

<u>Cálculo de la Unión de la tornapunta con la vigueta</u>.- Empleando 2 tapajuntas de 4" × 2" estas van a trabajar a tracción para el pino Oregon

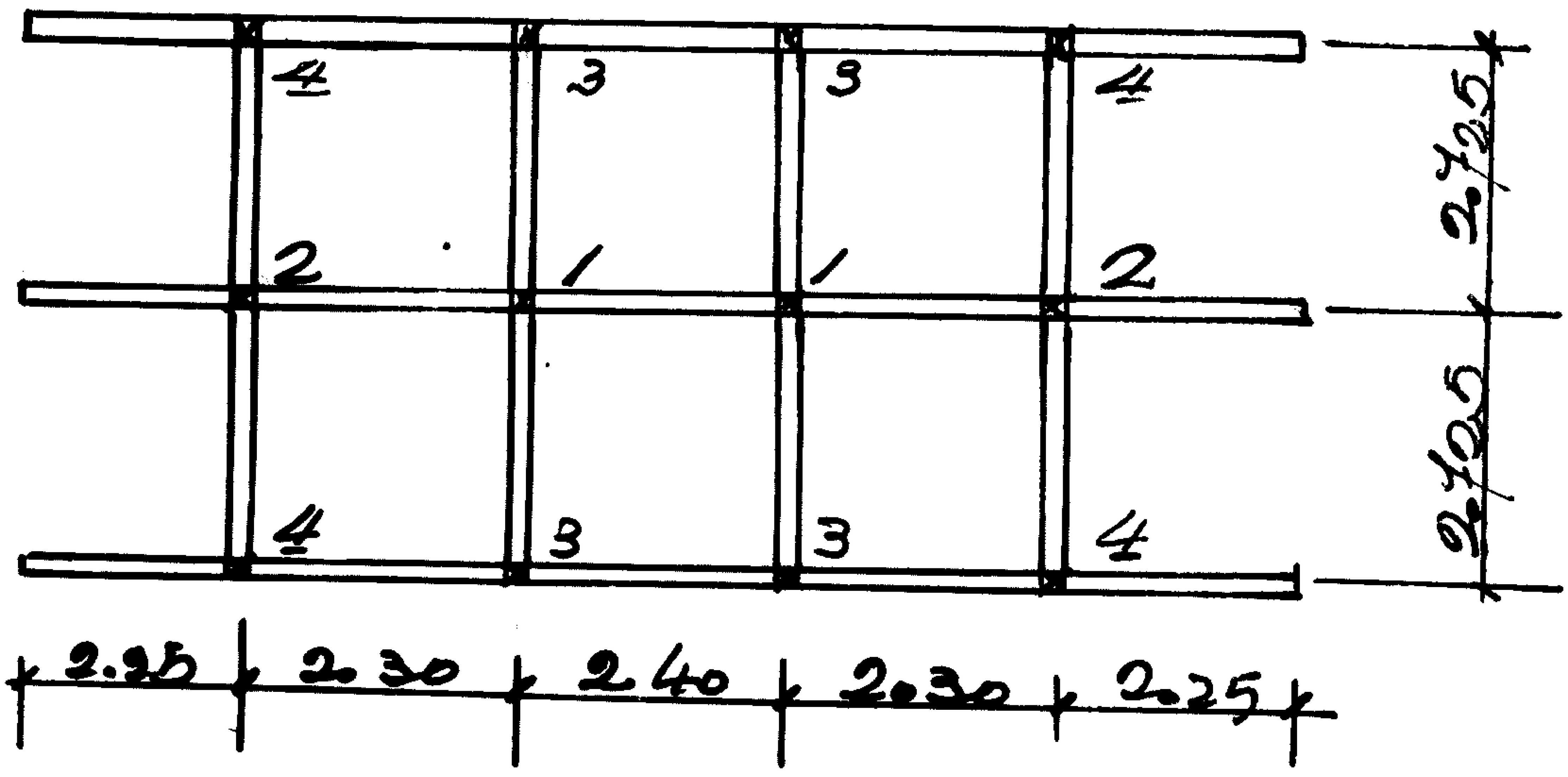


$\sigma = 90$ kg/cm²

con una sección de 2" cada tapajunta resistirá una fuerza de tracción $= 10 \times 5 \times 90 = 4500$ kgs la fuerza T que actúa según vimos anteriormente para $\theta = 45^\circ$, $N = T = 622 \times 0.705 = 440$ kgs cada tapajunta trabajará con una carga igual: $\frac{N}{2} = \frac{440}{2} = 220$ kgs; vemos que están trabajando muy por debajo de su esfuerzo admisible. Pernos no se empleó dado que las fuerzas que actúan son muy pequeñas.

6.- Cálculo puntales interiores de la Loza.- Según se vió anteriormente las cargas que transmite la Loza son las siguientes:

p.p. Loza $= 0.30 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.400 = 0.720$ tons/m²
Sobrecarga. $=$ $= 0.100$ "
p.p. Encofrado $=$ $= 0.100$ "
q $= 0.920$ "



Disposición de los puntales

1-1 puntales interiores: Loza
2-2 puntales exteriores: Loza
3-3 puntales interiores: Loza y viga transversal
4-4 puntales exteriores: Loza y viga transversal

Los puntales 1-1 reciben la carga de un paño de dimensiones: 2.33×2.725
De tal manera que la carga que gravita en estos puntales será igual a:

$Q = q \cdot a\, b$ siendo $q = 0.920$ tn/m²
$a = 2.33$ m ; $b = 2.725$ m

$Q = 0.920 \times 2.33 \times 2.725 = 5.90$ tns
$= 13,000$ lbs.

Empleando puntales con una escuadría de 4" × 4" y que están arriostrados cada 3 mts en ambos sentidos según esto vamos a tener una esbeltez de:

$$\frac{L}{d} = \frac{3.00}{0.10} = 30 \therefore \sigma = \frac{0.274 \times 1'200.000}{(30)^2} = 365 \text{ lbs/in}^2$$

$$P_{adm} = 365 \times 4 \times 4 = 5,750 \text{ lbs}$$

siendo la admisible menor que la carga q' actúa se disminuyó la longitud del arriostramiento a $L = 2.00$ mts.
De tal manera que ahora se va a tener:

$$\frac{l}{d} = \frac{2.00}{0.10} = 20 \therefore \sigma = \frac{0.274 \times 1'200.000}{(20)^2} = 820 \text{ lbs/in}^2$$

luego: Qadmi = 820 . 4 . 4 = 13.000 lbs como se tiene Qadmi. > Q se adoptó para los puntales una sección de: 4" . 4" ; considerando un arriostramiento cada 2.00 mts. para cumplir con la carga de trabajo necesaria.

7.- Cálculo puntales exteriores de la Loza: "2-2" Cargas.. Conforme se vió en el cálculo de los larqueros exteriores la carga total que transmite la Loza por metro lineal es igual a:

$$w = 2{,}307 \text{ kg/ml.}$$

estando los puntales espaciados a 2.72 m la carga que obrará en cada puntal será igual a: $Q = wl = 2{,}307 \cdot 2.72 = 6{,}300$ kgs en lbs. tendremos: $Q = 13{,}900$ lbs estableciendo una analogía con el cálculo de los puntales "1" en la pag. anterior; tendremos que un puntal con una escuadría de 4" . 6" resiste perfectamente la carga que está actuando; según ya se calculó $\sigma = 820$ lbs/"^{2}

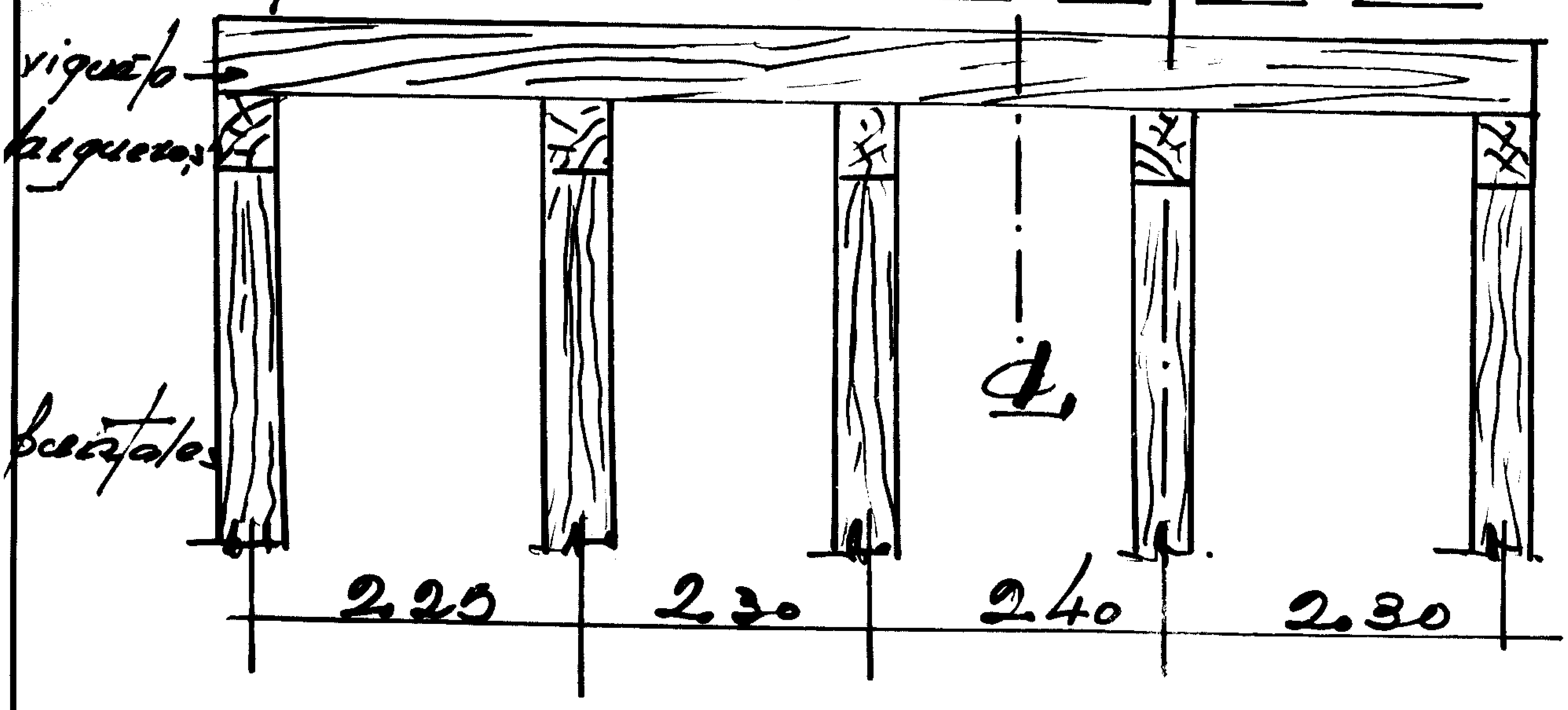
$$Q_{admisible} = 820 \cdot 4 \cdot 6 = 19{,}700 \text{ lbs}$$

vemos que el Qadmi > Q.

De está manera queda terminado el cálculo del encofrado y falso puente de la Loza.

Cabe advertir que en los tramos iniciales de la Loza: A-B, B-C, A'-B' y B'-C' se hizo una ligera modificación en la disposición de los elementos para el encofrado; consiste lo en suprimir el sistema de pies derechos y tornapuntas; dado que en esa zona la profundidad es poca se prefirió emplear un sistema de 2 puntales los cuales serán llevados desde el suelo en total se van a tener por fila 5 puntales con los 3 anteriores que se tenía, como la profundidad es poca el gasto en madera es mínimo en la pag. siguiente se puede apreciar la modificación que se ha hecho

Disposicion tramos: A-B, B-C, A'-B'-B'-C'



Basado en cálculos anteriores a todos los puntales se les dio la misma escuadría: 4" x 4"; larqueros a excepción de los 2 larqueros exteriores a los cuales se consideró una escuadría de 4".8" los 3 larqueros restantes se adoptó la misma escuadría que tienen en la disposición de los demás tramos. En cuanto a las viguetas transversales se mantiene la misma escuadría que el del resto de los tramos, osea: 4" x 8"

<u>CALCULO ENCOFRADO VIGAS TRANSVERSALES</u>.- Siguiendo el mismo proceso que para el cálculo del encofrado de la losa vamos a tener:

<u>1.- Tablero</u> .- <u>Espaciamiento de las Viguetas</u>

<u>Cargas</u>.- Siendo las vigas transversales de seccion rectangular; de dimensiones iguales a: 0.70 x 0.60 la carga por metro lineal será igual a:

p. p. viga = 0.70 x 0.60 x 1.00 x 2400 = 1,040 kg/ml.
sobrecarga = $\underline{= 100}$
w = 1140 kg/m.

w = 1140 kg/ml. = 764 lbs/pie lineal.

<u>Cálculo al esfuerzo admisible</u>.

$$l = d\sqrt{\frac{166.67\,b}{w}}$$

d = espesor tablas se asumió = 1"
b = 0.60 m = 23".6

$$l = 1\sqrt{\frac{166.67 \times 23.6}{764}} = 2'.30 = 0.75\ m$$

<u>Cálculo para la Deflexión</u> para D = 1/8

$l = 10.25\sqrt{\frac{I}{w}}$ siendo $I = \frac{bd^3}{12}$

$b = 23''6$ $d = 1''$ $I = \frac{23.6 \times 1}{12} = 2$

$l = 10.25\sqrt{\frac{2.00}{764}} = 2'10 = .64\ m$

por consiguiente se adoptó para las viquetas una separación: $l = 0.60\ m$

2.- Cálculo viquetas transversales:

Carga: siendo espaciadas a $l = 0.60$ osea $l = 2'$ la carga concentrada que actúa en cada viqueta será igual a:

$Q = wl = 764 \times 2 = 1528$ lbs

$w' = \frac{1528}{2.62} = 584$ lbs/pie lineal.

Cálculo al Esfuerzo admisible.- trabajando la viqueta como viga simplemente apoyada vamos a tener.

$d = l'\sqrt{\frac{w'}{133.33 \times b}}$ $l' =$ luz de la viqueta $= 0.80m = 2'62$

$d = 2'62\sqrt{\frac{584}{133.33 \times 3}}$ base se asumió $= 3''$

$d = 3''12$

Cálculo a la deflexión.- para $D = 1/8$

$d^3 = \frac{wl^4}{555\,b} = \frac{584 \times (2'62)^4}{555 \times 3} = 61.5$

$d = 3''93$ por consiguiente se adoptó una escuadría para las viquetas igual a: $3'' \times 4''$

Los demas elementos tales: marcos, tornapuntas, soleras se eligieron de $3'' \times 3''$ fuera de cálculo; teniendo en cuenta los pequeños esfuerzos a que se hallan sometidos; sobre todo son dimensiones standard.

3.- Cálculo de los largueros.- Son elementos en los cuales se apoyan las viquetas transversales; entregando sus cargas a su vez a un sistema de puntales.

Cargas: Según se vió en el Cálculo del Tablero de la viga la carga que

provienen del p.p. de la viga + s/c es igual a $w = 1140$ kg/ml.
Como se tienen 2 largueros por viga, cada larguero adsorberá una carga igual a $w = 570$ kg/ml = 382 lbs/pie.

Cálculo a la Deflexión.- para $D = 1/8''$

$$d^3 = \frac{wl^4}{925\,b}$$

$l = 2.33 = 7.65$ separación de los puntales

Reemplazando valores: base del larguero se asumió en 4" $b = 4''$

$$d^3 = \frac{382 \times (7.65)^4}{925 \times 4} = 365 \; ; \; d = 7.15$$

por consiguiente se asumió una escuadría de 4" x 8" para los largueros con lo cual queda terminado el diseño.

4.- Cálculo puntales "3".- Estos puntales son los que reciben cargas provenientes de la Loza y de la viga según podemos apreciar en el croquis de la pag 180

Cargas.- Las cargas que actúan sobre el puntal son las siguientes.- Loza el área de la loza que carga a estos puntales es igual a: $1.762 \times 2.33 = 4.11\,m^2$ siendo $q = 920$ kg/m² para la Loza; como además recibe el peso propio de la viga vamos a tener:

Loza	:	4.11 m² x 0.920 tn/m²	= 3.78 tns
viga	:	2.33 m x 0.570 tn/mL	= 1.33 "
		Q	= 5.11 "

$Q = 5.11$ tons = 11,200 lbs

conforme se vió anteriormente un puntal de 4" x 4" tiene una carga admisible $Q = 13.000$ lbs; por lo tanto se adoptó para estos puntales una escuadría = 4" x 4" debiendo ir los puntales arriostrados cada 2.00 m

5.- Cálculo puntales "4".- Estos puntales se diferencian de los otros, porque son puntales exteriores recibiendo cargas provenientes de la Loza y del Encofrado, así

Asimismo de la viga transversal y de su encofrado. Según lo anterior vamos a tener que las cargas que actúan en el puntal son las siguientes:

Loza: 2,304 kg/ml. x 1.362 m = 3,120 kgs
viga: 570 kg/ml. x 3.40 m = 1,940 "
Q = 5,060 "

Q = 5.060 Tm = 11.200 lbs; la escuadría necesaria sería = 4" x 4"; aunque para uniformizar con los demás puntales que van en el exterior se podría adoptar puntales de 4" x 6" el mismo valor de los demás.

5.- Pies derechos y tornapuntas.- No fué necesario calcularlos nuevamente; estableciendo una analogía con los demás elementos se adoptó para los pies derechos una escuadría de 4" x 4" tornapuntas se consideró la misma escuadría que los que sostienen la loza o sea: 3" x 3".

De esta manera queda concluído el cálculo del encofrado de la viga, así como también los puntales del falso puente.

Nota.- Según se podrá apreciar las luces de los puntales en los planos de construcción son ligeramente diferentes de las luces aca consignados; esto se debe a pequeñas variaciones en las escuadrías del encofrado; de toda manera no afecta, mayormente la estabilidad del elemento.

Encofrado viga de arriostramiento de las columnas: Encofrado estará constituído por un tablero de 1" x 12", viguetas de 3" x 3"; marcos de 3" x 3", solera y tornapuntas = 3" x 2". Siendo la viga de unas dimensiones comunes se adoptó para el diseño valores standarizados tales como los anteriores; la viga en-

en cuestión con una sección transversal de 0.50 . 0.60 tiene un peso por metro lineal igual a: 0.50 . 0.60 . 1.00 . 2.400 = 720 kg/m siendo menor que el valor hallado para las vigas transversales; por lo tanto pueden utilizarse las mismas escuadrías para: largueros, moros, viguetas, tablero etc. Unicamente es necesario calcular las viguetas que reciben las cargas de los largueros, entregándolas a los puntales. Según ya se vió

$W = 720$ kg/ml. para la viga estando los puntales espaciados a 2.40 la carga que gravitará será:

$$Q = wl = 720 \cdot 2.40 = 1{,}730 \text{ kgs}$$

$$Q = 3820 \text{ lbs}$$

siendo la luz de cada vigueta = 80 cm = 2'.62 según esto tendremos:

$$w = \frac{3820}{2'.62} = 1460 \text{ lbs/pie lineal.}$$

haciendo un cálculo únicamente a la deflexión vamos a tener:

$$d^3 = \frac{wl}{925b} \qquad \text{base } b = 4'' \text{ se asumió}$$

$$l = 0.80 \text{ m} = 2'.62$$

$$d^3 = \frac{1460 \cdot (2'.62)^4}{925 \cdot 4''} = 322 \;\therefore\; d = 6.85$$

por consiguiente se adoptó una escuadría de 4" . 8". con ésto queda terminado el cálculo del encofrado de la viga de Arriostramiento.

CALCULO ENCOFRADO DE LAS COLUMNAS.— Dimensiones 0.60 . 0.60. altura de la columna se asumió h = 4.00 como se explicará después es la max altura de llenado. Para el cálculo del encofrado en las paredes; la presión producida por el concreto es igual a $p = \frac{wh}{2}$

w = densidad del concreto = $150 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}^3}$

p = presión promedia; la presión en un punto cualquiera del encofrado será igual a: $p = wh = 150h$

esta presion produce un momento en el tablero $M = ps^2/10$ considerando este trabaje como viga continua a partir de la fórmula anterior podemos hallar los marcos; espaciamiento de los marcos el cual es variable; ya que la presion del concreto no es uniforme sino que sigue una ley de variacion de $p = wh$ en la base del encofrado a $p = 0$ en la parte superior. Asumiendo que vamos a usar un tablero de espesor = 1"; marcos de escuadria = 3": 4" siendo la altura de la columna = 4.00 m = 13'.10 y el lado b = 0.60 = 23".6 con todos estos datos entramos a la tabla 7 del curso de A.E. Wynn la cual nos da el espaciamiento de los marcos y que convertido al sistema métrico es igual a:

0.228 - 0.228 - 0.305 - 0.356 - 0.432 - 0.534 - 0.610

0.660 estableciendo un promedio entre todas estas dimensiones se consideró un espaciamiento único S = 0.40 m. debiendo ir el primer marco a 0.20 m de la base, los demas a 0.40 m.

Además se emplearan pernos de φ5/8; permitiendo tener un desencofrado mas rapido.

De esta manera queda concluido el cálculo del encofrado de todo el puente.

CAPITULO VII
JUNTAS DE LLENADO

GENERALIDADES.- Juntas de llenado vienen a ser las secciones de una estructura de C. A. donde se interrumpe el llenado de concreto; reanudándolo en otra ocasión. En el presente proyecto se contempló la necesidad de juntas de llenado para todos los elementos que lo componen tales como el arco, loza, columnas, vigas etc.
Comenzando por la sub-estructura vamos a tener:
1.- Zapatas y Estribos.- En el caso de las zapatas no es necesario establecer juntas, dado el pequeño volumen de concreto por llenar; en cuanto a los estribos del arco los cuales cuentan con un gran volumen es necesario establecer juntas de llenado; aunque el vaciado podría hacerse continuo trabajando de dia y de noche hasta tener terminada la estructura, esto obligaría a tener un equipo de 2, 3 o 4 mezcladoras de regular capacidad pongamos de 10 á 16 pies³, además la mano de obra se elevaría considerablemente dado los altos salarios que se pagan en la noche por estas razones puede ser conveniente el empleo de juntas a fin de reducir el volumen de concreto por llenar, así como también el trabajo de noche.
La junta en el caso del estribo se haría según un plano horizontal paralelo a la base; se hizo esta elección en vista de colocar la junta en puntos de corte

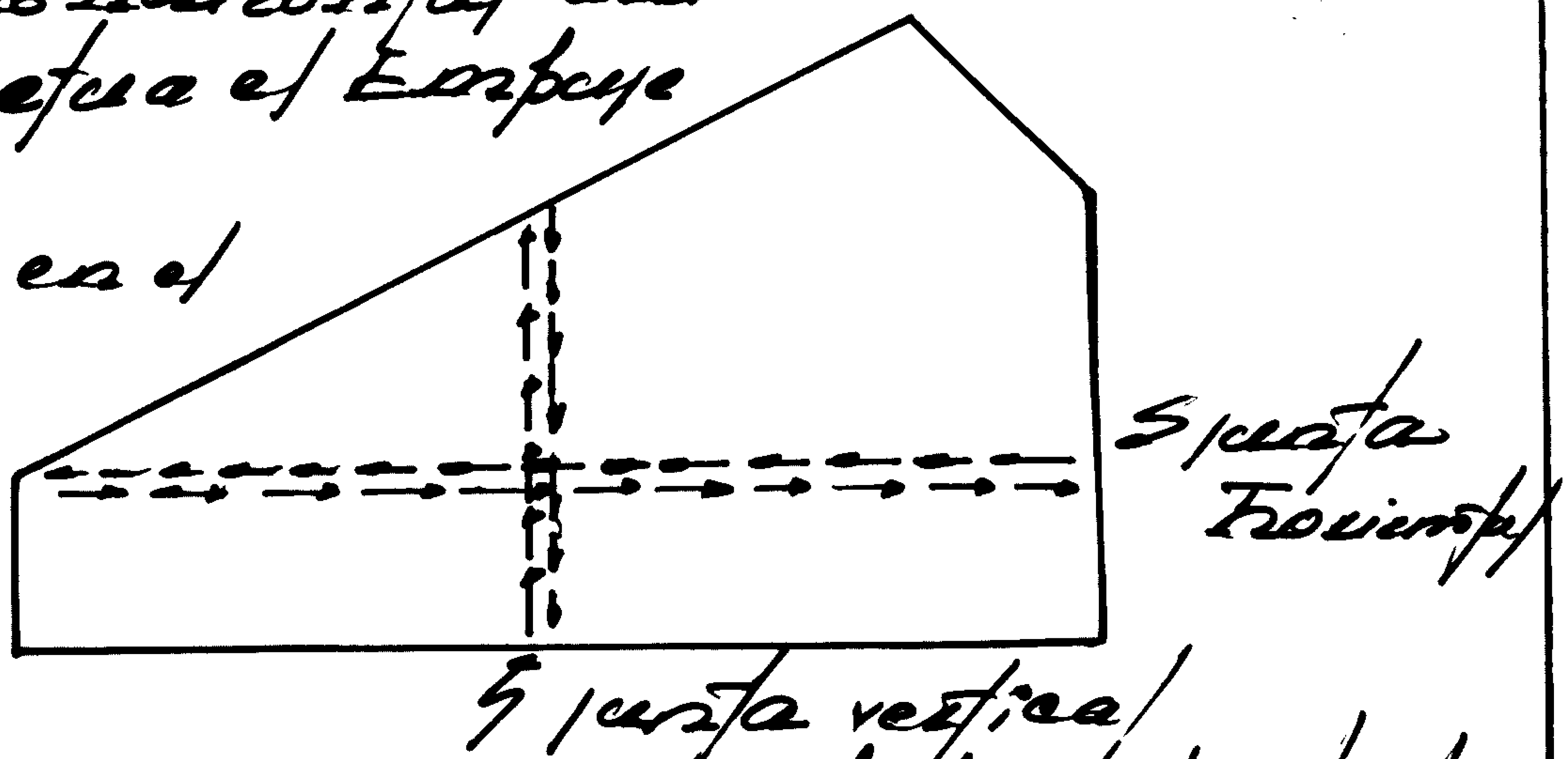
mínimos; en nuestro caso el esfuerzo cortante es mínimo en secciones horizontales por dos razones:

1º Las secciones horizontales tienen mucha mayor área que las secciones verticales es fácil de comprobar viendo las dimensiones del estribo. Al tener mayor área el esfuerzo unitario también será menor: $\tau = V/A$ es inversamente proporcional al área.

2º Las fuerzas horizontales que obran sobre el estribo son de menor intensidad que las fuerzas verticales por consiguiente el esfuerzo cortante también será menor en el sentido horizontal.

En el sentido horizontal únicamente actúa el Empuje del arco.

En cambio en el sentido vertical hay fuerzas de mucha mayor

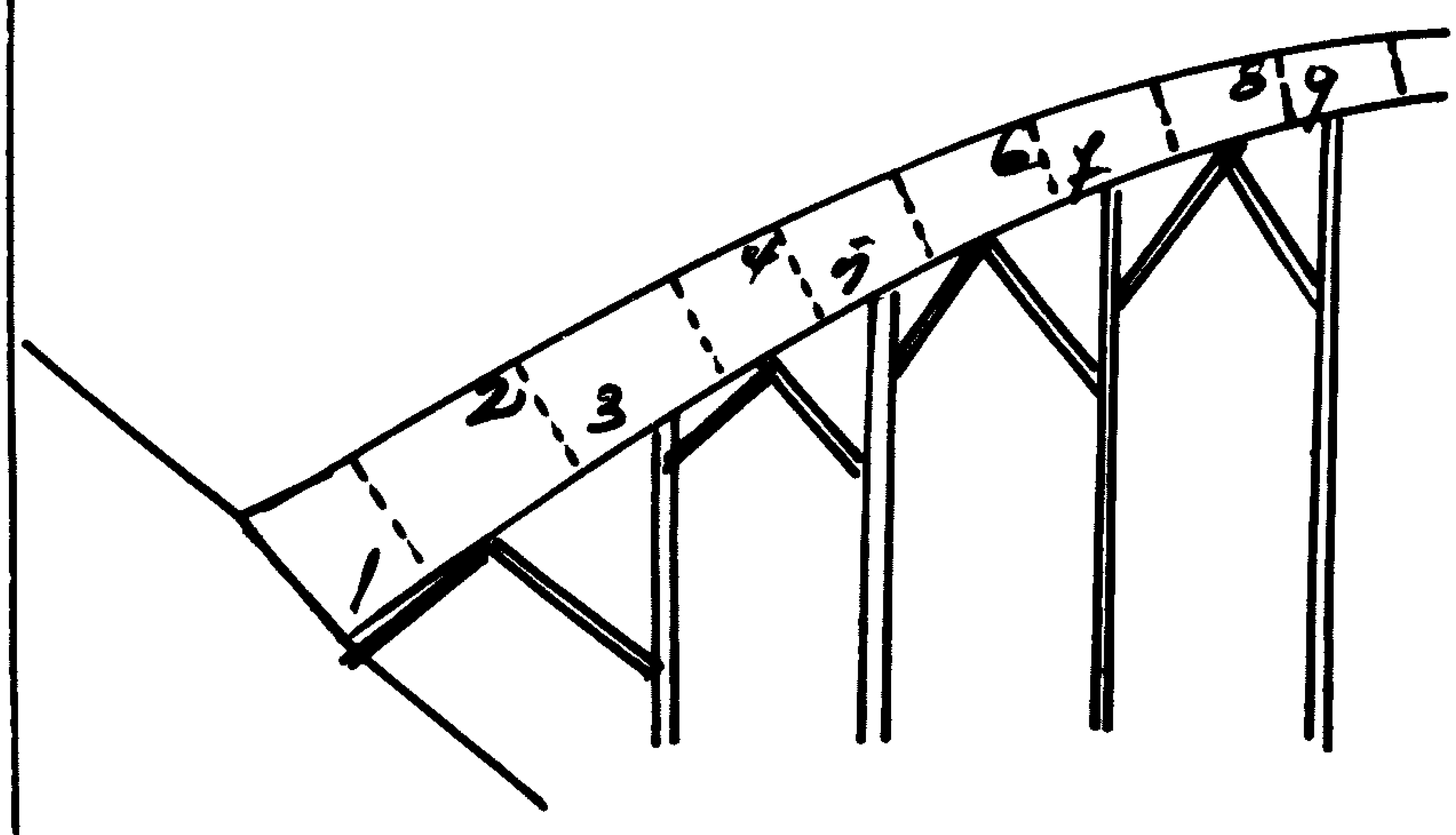


intensidad como son: el p.p. del estribo, el peso de la cuña de tierras, el empuje vertical del arco; lo cual hace que aumente considerablemente el esfuerzo de corte.

Por todas estas razones se optó por tener una junta horizontal; la cual se reforzará colocando en el concreto ciclópeo, pequeñas barras de fierro provenientes de la retacería de fierro que se tenga.

2.- Arco.- En el arco se establecieron juntas de llenado forzosamente en primer lugar para evitar los esfuerzos que puedan presentarse en el arco cuando el concreto fragüe; al calcular el arco no fueron considerados los esfuerzos provenientes de la contracción del fraguado. Al no considerarlos se deben evitar en lo posible, es por esta razón la

necesidad forzosa de tener juntas de llenado en 2a lugar podríamos agregar el gran volumen de concreto por vaciar.
Las juntas se establecieron en sentido normal a la armadura del arco. El criterio fué dividir al arco en un cierto número de dovelas; comenzar a vaciar primero las dovelas impares terminada esta operación comenzar el vaciado de las dovelas pares, evitando o anulando los esfuerzos provenientes de la contracción.
El criterio para dividir el arco en un cierto número de dovelas fue a base de la disposición de los puntales del falso puente. Evitando en lo posible se presenten sobre los puntales cargas no axiales las cuales darían lugar a la aparición de un Momento en el puntal; es por esto que las dovelas se eligieron centro a centro de cada tramo; según podemos apreciar en la fig. esquemáticamente el falso



puente compuesto por diagonales y por puntales, las dovelas se ubicarán de tal manera que su centro de gravedad coincida en el centro de gravedad del puntal; de manera que este elemento trabaje como una columna a compresión axial, basado en este criterio se efectuó la división del arco resultando 25 dovelas el vaciado se comenzará por las impares de manera sean los puntales los primeros en ser cargados, terminado el vaciado de estas dovelas se comenzará a llenar las pares; las cuales coinciden con las diagonales estas producen un impacto sobre el puntal, pero su acción es anulada por el arriostramiento; en cuanto a los vigas de arriostramiento se llenarán conjuntamente con la dovela que les corresponda.

3.- Columnas.- Para el vaceado de las columnas se contempló una altura mas de 4.00 mts i en primer lugar para facilitar el vibrado del concreto, en 2º lugar que el encofrado se hace mas costoso, teniendo que ser mas reforzadas las formas ya que según se vio anteriormente la presión sobre las paredes es proporcional a la altura $p = wh$. Las juntas serán normales a la armadura principal siendo aconsejable dejar llaves o retazos de fierro. En cuanto a las vigas de arriostramiento, estas se vacearán independientemente de las columnas; ya que constituyendo tanto la viga como la columna practicamente un pórtico al contraerse el concreto arrastrará a la columna introduciendo nuevos esfuerzos para los cuales no fué calculada, i es por esta razón necesario vacear primero la columna, despues la viga y por último la parte de columna que falte.

4º.- Loza.- En cuanto a la loza esta preferentemente debería vacearse de una sola jornada de trabajo; pero conforme se vio anteriormente esto aumenta considerablemente el costo del puente siendo necesario establecer juntas de llenado las cuales se ubicarán en los puntos de corte mínimo mejor dicho en los puntos de inflexión los cuales aproximadamente se hallan en el centro de luz de cada tramo; primero se vaceará la loza de tránsito simultaneamente con las vigas transversales, en una 2º operación se vaceará la loza-vereda terminando de esta manera el llenado de todo el puente.

CAPITULO VIII

PRESUPUESTO

GENERALIDADES.- Concluido el proyecto de una estructura es necesario saber cuanto va a costar esa obra; para ver la manera de su financiación; es por eso la necesidad de elaborar un presupuesto el cual nos indicará el monto total de la obra.

Para la confección de todo presupuesto lo primero que se necesita son los Metrados o sea la relación de las cantidades de Materiales que van a entrar en la construcción de la estructura. Teniendo a la mano los Metrados es necesario determinar los precios unitarios; o sea el valor de una unidad de un material cualquiera. Como ya se tienen listos los metrados los cuales se muestran en los planos de construcción respectivos, el paso siguiente fue determinar precios unitarios por consiguiente vamos a tener:

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El análisis se efectuó siguiendo el orden que se indica:

a.- Costo de materiales por unidad de producto
b.- Costo de mano de obra " " " "
c.- Costo de maquinaria " " " "
d.- Gastos generales " " " "

En nuestro caso los gastos generales se consideraron al final del presupuesto como un tanto por ciento del costo total de la obra.

Esto en resumen es como se efectuó el análisis de los precios unitarios:

Antes de entrar a calcular los precios conocer la cantidad de mat. por productos es por esta razón que se efectuó análisis o Diseño de Mezclas de Concreto Armado lo cual nos va a permitir conocer la cantidad de mat. que entran por m³ de producto.

—DISEÑO MEZCLAS DE— CONCRETO

El pte diseño se hizo basándonos en en las tablas del curso para "Mezclas de Concreto" de Juan Higuita; asícomo tambien las tablas de la revista: "Calles y Caminos" N°8 del mes de Septiembre del año 1948, para el análisis mecánico se consideraron los datos proporcionados por el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Dirección de Caminos; cuyos datos se consignan a continuación.

Teniendo en el proyecto 4 clases de concreto: concreto de $f'c = 210$ kg/cm². $f'c = 280$ kg/cm² y de $f'c = 350$ kg/cm². ademas se tiene concreto ciclópeo con un $f'c = 90$ kg/cm². El diseño se hizo para los 3 primeros concretos; para el cuarto se consideraron cantidades ya establecidas.

DATOS.- Para el diseño de las Mezclas se entró con los siguientes datos:

a.- Resistencia del concreto a la compresión a las 28 dias.

$f'c = 210$ kg/cm² = 3000 lbs/"²
$f'c = 280$ " = 4000 "
$f'c = 350$ " = 5000 "

b.- Agregado grueso piedra chancada de la Chancadora "Limatambo" con un diámetro = 1½"

c.- Agregado fino.- Se empleará arena de la Molina la cual se considerará completamente seca.

d.- Cemento.- Se consideró cemento tipo Portland proveniente de la fábrica de

Cemento "El Sol" - Atocongo; el cual viene envasado en bolsas de 42.7 kgs.

e.- Asentamiento o Slump se asumió igual a 3" lo cual da suficiente trabajabilidad al concreto

DISEÑO.- El diseño de la mezcla se hizo siguiendo el Método clásico; el primer paso fue:

1º Determinación de la Relación Agua-Cemento.- Osea la relación entre el volumen de Agua y el volumen de Cemento numerosos ensayos de laboratorio muestran que esta relación es fija para resistencia compresiva en una mezcla; independientemente de los agregados: arena y piedra; siempre que entren en proporciones convenientes para formar una mezcla plástica y de fácil manejo (como es nuestro caso considerando un slump de 3"). Esta relación viene dada por la fórmula: $f'c = 14.000 \times 7^{A/C}$.

Como existen gráficos de esta ecuación se entró a las curvas con los valores de f'c hallando la relación Agua/Cemento para el efecto se utilizaron las curvas que da Merriman en su Handbook

para $f'c = 3000$ lbs/in² $A/C = 0.799$

$= 4000$ " $= 0.645$

$= 5000$ " $= 0.535$

estos valores los multiplicamos por 7.50 factor para convertir la relación en medidas inglesas de galones de agua por saco de cemento.

$$\frac{1 \text{ saco cemento}}{1 \text{ galón}} = \frac{3.048^3}{3.785} = 7.482$$

1 galón americano = 3.7854 litros

1 pie cúbico = 3.048 litros.

De la tabla Nº 2 de la Revista "Calles y Caminos" recopiladas por Stanton y Walker para un slump = 3"; agregado angular con un tamaño máximo = 1½

Hallamos los litros de Agua por m³ = 188 lts/m³ los relaciones de Agua/Cemento multipli cados por 7.50 nos va a dar:

f'c: 3000 lbs/$''^2$ A/c = 0.799 → 6 gal/saco → 22.6 lb/saco
4000 " " = 0.645 → 5 " → 18.9 "
5000 " " = 0.535 → 4 " → 15.1 "

como se necesitan 188 litros/m³ la cantidad de sacos de cemento x m³ será igual para

3.000 lbs/$''^2$ $\frac{188.00}{22.6}$ = 8.32 sacos/m³

4.000 " $\frac{188.00}{18.9}$ = 9.95 "

5000 " $\frac{188.00}{15.1}$ = 12.40 "

PROPORCION DE AGREGADOS.— Es necesario conocer previamente el módulo de finura de los Agregados:

Del Análisis Mecánico para la Arena el Módulo de finura = 3.06%

Para el Agregado grueso considerando los porcentajes retenidos en las mallas:
100, 50, 30, 16, 8, 4, 3/8, 3/4, 1½

$mg = \frac{100+100+100+100+100+100+93+45}{100}$

$mg = \frac{738}{100}$ = 7.38% para la arena:

mf = 3.06%

De la tabla Nº2 de Higuita para agregados gruesos de 1½", para un slump = 3" y con el f'c obtenemos el volumen de agregados ya mezclados para cada volumen de cemento, así como también el módulo de finura para la mezcla

para f'c = 3000 lbs/$''^2$ { m = 5.80; Vol. mezcla = 3.80

f'c = 4000 " { m = 6.00; Volumen mezcla = 2.20

f'c = 5000 " { m = 6.20; Vol de mezcla = 1.35

Con los datos anteriores podemos sacar la proporción de agregados gruesos y finos

Aplicando la fórmula:

$$\gamma = \frac{mg - m}{mg - mf}.$$

siendo γ = porcentaje de agregado fino a la a la mezcla de los 2 agregados

m = Módulo de finura de la mezcla resultante

mg = " " " " " del agregado grueso

mf = " " " " " del agregado fino

para $f'c = 3000 \frac{lbs}{\square''}$ $\begin{cases} mg = 4.38 \\ mf = 3.06 \\ m = 5.80 \end{cases}$ $\gamma = \frac{4.38 - 5.80}{4.38 - 3.06} = 0.365$

para $f'c = 4000 \frac{lbs}{\square''}$ $\begin{cases} mg = 4.38 \\ mf = 3.06 \\ m = 6.00 \end{cases}$ $\gamma = \frac{4.38 - 6.00}{4.38 - 3.06} = 0.319$

para $f'c = 5000 \frac{lbs}{\square''}$ $\begin{cases} mg = 4.38 \\ mf = 3.06 \\ m = 6.20 \end{cases}$ $\gamma = \frac{4.38 - 6.20}{4.38 - 3.06} = 0.273$

de los porcentajes anteriores vamos hallar

para $f'c = 3000 \frac{lbs}{\square''}$ $\begin{cases} \text{Agregado fino} = 36.5\% \\ \text{Agregado grueso} = 63.5\% \end{cases}$

para $f'c = 4000 \frac{lbs}{\square''}$ $\begin{cases} \text{Agregado fino} = 31.9\% \\ \text{Agregado grueso} = 68.1\% \end{cases}$

para $f'c = 5000 \frac{lbs}{\square''}$ $\begin{cases} \text{Agregado fino} = 27.3\% \\ \text{Agregado grueso} = 72.7\% \end{cases}$

La relación del volumen del agregado mezclado a la suma de los agregados por separado está dada por la relación:

$$r' = [x\, W_f + (1-x)\, W_g] / W_m$$

En la cual r' = relación del volumen del agregado mezclado a la suma de los volúmenes de los agregados medidos separadamente

W_f = peso unitario de un volumen de A. fino

W_g = " " " " " " " de A. grueso

W_m = " " " " " " " " de la mezcla de los 2 agregados anteriores.

De los datos del Laboratorio obtenemos:

$W_f = 1640\ kg/m^3$ En cuanto al W_m es

$W_g = 1500$ " necesario previaviamente calcular el peso unitario de 1m³ de concreto y descontar el peso del agua y del cemento. Según recomienda la Revista "Caminos y Calles" el peso de 1m³ de concreto oscila entre: 2375 kg/m³ y 2.493 kg/m³; siendo más aproximado el valor anterior tratándose de mezclas densas y con agregados cuyos pesos específicos oscilan entre 2.60 a 2.65 como es nuestro caso, luego se adoptó peso por m³ = 2.375 kgs.

Cantidad de agua = 188 kgs

Cantidad cemento = 8.32 x 42.7 = 356 kgs

para $f'_c = 3000$ lbs/pulg² = 356 kgs

para $f'_c = 4000$ " = 9.95 x 42.7 = 425 kgs

" " $f'_c = 5000$ " = 12.40 x 42.7 = 530 "

Haciendo las restas respectivas en cada caso tendremos: el peso de la mezcla de los 2 agregados:

para $f'_c = 3000$ lbs/pulg² $W_m = 1831$ kg/m³

= 4000 " $W_m = 1762$ "

= 5000 " $W_m = 1657$ "

Con los datos anteriores hallamos la relación r' reemplazando en la fórmula anterior para cada caso tendremos:

$f'_c = 3000$ lbs/pulg² $r' = \dfrac{0.365 \times 1640 + (1 - 0.365)1500}{1831} = 0.85$

$f'_c = 4000$ " $r' = \dfrac{0.319 \times 1640 + (1 - 0.319)1500}{1762} = 0.876$

$f'_c = 5.000$ " $r' = \dfrac{0.273 \times 1640 + (1 - 0.273) \cdot 1500}{1657} = 0.929$

De modo que los verdaderos porcentajes en volumen de mezcla por cálculos con materiales secos y para producir mezclándolos en las proporciones siguientes

para $f'_c = 3000$ lbs/pulg² 1: 3.80

$f'_c = 4000$ " 1: 2.20

$f'_c = 5000$ " 1: 1.35

serán los siguientes:

para $f'c = 3000$ lbs/in² la proporción será:

$$1 : \frac{3.80}{0.85} \times 0.365 : \frac{3.80}{0.85} \times 0.635$$

osea $1 : 1.63 : 2.84$

para $f'c = 4000$ lbs/in² proporción

$$1 : \frac{2.20}{0.876} \times 0.319 : \frac{2.20}{0.876} \times 0.681$$

mezcla: $1 : 0.80 : 1.71$

para $f'c = 5000$ lbs/in² proporción

$$1 : \frac{1.35}{0.929} \times 0.273 : \frac{1.35}{0.929} \times 0.727$$

mezcla: $1 : 0.397 : 1.06$

De esta manera quedan diseñadas las 3 mezclas para las 3 calidades de concreto

CANTIDAD DE AGUA Del análisis efectuado para los agregados obtenemos: Humedad = 0%

absorción arena = 1%

absorción piedra = 0.6%

La cantidad que fué ya calculada anteriormente la aumentamos en una cantidad igual al agua de absorción

para $f'c = 3000$ lbs/in²

Arena: $1831 \times 0.365 \times 0.01 = 6.71$ ltos

piedra: $1831 \times 0.635 \times 0.006 = 7.00$ "

total $= 13.7$ "

para $f'c = 4000$ lbs/in²

arena: $1762 \times 0.319 \times 0.01 = 5.63$ lts

piedra: $1762 \times 0.681 \times 0.06 = 7.21$ lts

para $f'c = 5000$ lbs/in²

Arena: $1657 \times 0.273 \times 0.01 = 4.41$ lts

piedra: $1657 \times 0.727 \times 0.006 = 7.23$ "

total $= 11.64$ "

para $f'c = 4000$ lbs/in² total $= 12.84$ lts.

luego las cantidades respectivas de agua en cada caso serán iguales a:

$f'c = 3000$ lbs/in²	$188 + 13.7$	$= 201.7$ lts/m³
$= 4000$ "	$188 + 12.84$	$= 200.84$ "
$= 5000$ "	$188 + 11.64$	$= 199.64$ "

Conseguimos la proporción de agregados en la misma cantidad

para $f'c = 3000$ lbs/"^{2}

arena : $1831 \times 0.365 - 6.7 = 663.3$ kgs

piedra : $1831 \times 0.635 - 7.0 = 1153.00$ "

para $f'c = 4000$ lbs/"^{2}

arena: $1762 \times 0.319 - 5.63 = 555.37$ kgs

piedra : $1762 \times 0.681 - 7.21 = 1200.80$ "

para $f'c = 5000$ lbs/"^{2}

arena : $1657 \times 0.273 - 7.23 = 446$ kgs

piedra : $1657 \times 0.727 - 4.41 = 1203.6$ kgs

Resumen materiales por m^3

para $f'c = 3000$ lbs/"^{2}

peso		volumen
agua :	201.7 kgs	201.7 dm^3
cemento :	356. "	121.3 "
arena :	663.3 "	245.00 "
piedra :	1153.0 "	432.00 "
	2.374.00 kgs	1000.00 dm^3

para $f'c = 4000$ lbs/"^{2}

peso		volumen
agua :	200.84 kgs	200.84 dm^3
cemento :	425.00 "	145.00 "
arena :	555.37 "	205.00 "
piedra :	1200.00 "	450.00
	2380.21 kgs	1000.84 dm^3

para $f'c = 5000$ lbs/"^{2}

peso		volumen
agua :	199.64 kgs	199.64 dm^3
cemento :	530.00 "	180.00 "
arena :	446.00 "	167.00 "
piedra :	1203.60 "	445.00
	2379.24 "	1000.00 dm^3

De esta manera queda terminado el diseño de las mezclas de concreto calculándose seguidamente los precios unitarios a base de las cantidades anteriores.

DEPARTAMENTO DE LABORATORIO

ANALISIS MECANICO POR TAMIZADO

Malla Serie America	Piedra - Limatambo % peso Retenido	% peso pasa	Arena - La Molina % peso Retenido	% peso pasa
2"				
1 1/2"		100		
1"	15	85		
3/4"	30	55		
1/2"	33	22		
3/8"	15	7		
1/4"	7	–		100
4			3	97
6			8	89
8			10	79
10			6	73
20			9	44
30			10	35
40				25
50				18
80				11
100				9
200				5
16			17	56

		Módulo finura = 3.06
peso por m³	1500	1640
Max densidad		
Peso especifico	2.67	2.700
Abrasión	22%	
Absorción	0.6%	1%

TABLA Nº 2	CANTIDAD APROXIMADA DE AGUA DE MEZCLADO PARA VARIOS ASENTAMIENTOS					
	LITROS DE AGUA POR METRO CUBICO DE HORMIGON APROXIMADAMENTE IGUAL PARA TODOS LOS CONTENIDOS DE CEMENTO COMUNES					
Tamaño máximo del agregado en pulgadas	Asentamiento 1 a 2 pulg.		Asentamiento 3 a 4 pulg.		Asentamiento 6 a 7 pulg.	
	Agregado Redondo	Agregado Angular	Agregado Redondo	Agregado Angular	Agregado Redondo	Agregado Angular
3/4"	173.00	193.00	188.00	207.60	207.00	227.5
1	163.00	183.00	178.00	198.00	198.00	217.8
1 1/2	158.00	173.00	173.00	188.00	193.00	207.6
2	148.00	163.00	163.00	178.00	178.00	193.0
3	138.00	153.00	153.00	168.00	163.00	188.0

1.- Excavación en seco y a mano.- Se contempló 2 casos: a.- Excavación de las zapatas y b.- Excavación para el estribos del arco. Se hizo esta clasificación teniendo en cuenta, en el caso de las zapatas dados la pequeña altura por excavar y las pequeñas dimensiones de las mismas no se justifica el acarreo del material en carretilla; antes mas bien este colocará al borde de la zapata a fin de permitir un fácil relleno. En el caso de la excavación del estribo del arco se consideró un acarreo en carretilla, teniendo en cuenta las grandes dimensiones del estribo lo cual ya obliga la necesidad de tener un elemento de transporte; la distancia de acarreo se asumió en 30 mts teniendo en cuenta permitir un fácil relleno.

a.- Excavación: zapatas.- Extracción del material.- En un día de 8 horas de trabajo un peón puede excavar 4 m³ de material de calidad III (conglomerado) Siendo el jornal de S/16 El costo del m³ de mat. excavado será igual a:

$$\text{costo } 1\,m^3 \text{ excavado} = \frac{S/16}{4} = S/4.00$$

Herramientas: 10% desgaste = = 0.40

Leyes sociales: 55% = 2.20

Total = S/6.60/m³

b.- Excavación: estribos del arco.- Según se expuso anteriormente es necesario contemplar el costo de acarreo por m³, para lo cual se partió del rendimiento diario de un obrero que transporta materiales el cual viene dado por la sgte fórmula:

$$R = Cn$$

C = capacidad de la carretilla en m³

n = número de viajes

En un día de 8 horas, un obrero con una velocidad promedio de 3 km/hora puede recorrer una distancia de 24 kms Asumiendo una pérdida de tiempo en la carga y descarga = 2 minutos. La jornada de trabajo perdida será igual a:

$$\frac{2}{60\times 8} = \frac{2}{480} = \frac{1}{240} \text{ de jornada}$$

expresado en distancia tendremos:

$$\frac{24000}{240} = 100 m.$$

Según lo anterior, el nº de viajes para transportar el material a una distancia x será igual a

$$n = \frac{24000}{2x+100}$$

se asumió en líneas arriba una distancia de transporte x = 20 mts.; lo cual da:

$$n = \frac{24.000}{2\times 20+100} = 172 \text{ viajes}$$

Siendo la capacidad de la carretilla de 1/30 de m^3. El rendimiento del obrero por jornada de 8 horas de trabajo será igual a:

$$R = Cn = \frac{1}{30}\times 172 = 5.7 m^3$$

siendo el salario de S/16.00 el costo x m^3 de material acarreado será igual a:

$$\frac{16.00}{5.70} = S/2.75$$

Considerando las partidas anteriores vamos a tener:

	S/.
costo de $1m^3$ mat. excavado =	4.00
" " " " transportado =	2.75
	6.75
Herramientas: 10% desgaste =	0.67
Leyes sociales: 55% =	3.72
Total:	S/ 11.14/m^3

2.- Excavación bajo agua.- No se consideró; teniendo en cuenta que en casi toda la zona de Lima, incluyendo balnearios la napa acuífera se encuentra a una profundidad de 40 m. aproximadamente según lo revelan los últimos perforaciones practicadas en el Callao; por estas razones no se consideró ningún costo.

3.- Costo Unitario de Encofrado.- El análisis se hizo para 1m² de madera, con un espesor = 1"; siendo la equivalencia con los pies cuadrados de:

$1m^2 = 10.759$ pies cuadrados.

El costo de 1m² de madera cepillada y puesta en fábrica = S/40. Considerando que la madera tiene 5 usos; el costo del m² se reduce a: S/40/5 = S/8.00/m²; considerando un transporte = S/1/m²; el transporte por uso = 1/5 = S/0.20/m²; agregando a lo anterior el costo de los clavos y alambre vamos a tener:

Materiales

Costo madera x uso	= 8.00 S/m²
transporte	= 0.40 "
clavos	= 1.00 "
alambre	= 1.00 "
empetrolado	= 0.50 "
	10.90 S/m²

Mano de obra

Encofrado y desencofrado	= 7.00 S/m²
Leyes sociales	= 3.85 "
	10.85 "

Total = 21.75 S/m²

redondeando costo S/ 22.00/m²

4.- Costo unitario Arena.- Se efectuó para 1m³, vamos a tener, empleando Arena de la Molina.

Costo de 1m³ de arena puesta en obra	= S/ 22.00
Desperdicios: 5%	= 1.10
Total:	S/ 23.10/m³

5.- Costo unitario piedra grande de río

costo de 1m³ puesta en obra	= S/ 20.00
desperdicios: 5%	= 1.00
Total:	S/ 21.00/m³

6.- Costo 1m³ piedra chancadora Limatambo (piedra chancada)

costo 1m³ puesta en obra	= S/ 30.00
desperdicios: 5%	= 1.50
Total:	S/ 31.50/m³

7.- Costo unitario Cemento.- El análisis se efectuó para una bolsa de Cemento; proveniente de la Fca. de Cemento Chilca

costo en el depósito	=	S/ 12.00/bolsa
bolsa de 4 pliegos	=	1.45
Impuesto fiscal (1.42%)	=	0.17
transporte	=	0.83
Total:		S/ 14.45/bolsa

8.- Costo unitario Fierro.- El análisis se efectuó para 1 kg de fierro

Materiales

costo colocado en obra	=	S/ 3.30/kg.	
alambre negro (0.01)	=	S/ 0.10/kg.	S/ 3.40/kg

Mano de obra

Doblado y Colocado	=	S/ 0.40/kg.	
Leyes sociales (15%)	=	0.22 "	S/ 0.62/kg
Total:			S/ 4.02/kg

9.- Costo de preparación y vaciado de Concreto.- El análisis se efectuó para 1 m^3 de concreto y considerando el empleo de Mezcladoras de 10 pies^3.

Cargadores y llenadores:
- piedra: 3 operarios
- arena: 2 operarios
- cemento: 1 operario

Vaciado se consideró: 6 operarios con sus respectivas carretillas, hay que agregar a lo anterior: un maquinista encargado del cuidado y manejo de la mezcladora. Este equipo considerado tiene un rendimiento promedio de 18 m^3 en jornadas de 8 horas de trabajo.

Jornales

1 maquinista	=	S/ 30.00	sueldo maestro
12 operarios (16.00)	=	192.00	sueldo obrero
		S/ 222.00	
Leyes sociales (55%)	=	122.00	
total mano obra		S/ 344.00	

Considerando el alquiler de una mezclacladora en S/.300/dia; considerando también el costo de gasolina y aceite, el primero de S/.1/galon, el segundo se estima en S/.8 en jornada de 8 horas. Totalizando los valores anteriores tendremos: el costo total en una jornada de 8 horas.

Mano de obra	S/.344.00
Alquiler mezcladora	= 300.00
gasolina: 1 gal/h/hora×8h×1	= 8.00
aceite	= 8.00
Total:	S/.660.00

esto sería el costo del vaciado de 18 m^3 que viene a ser el rendimiento diario de la mezcladora; el costo por m^3 es igual a.

costo por m^3 = $\frac{S/.660.00}{18.00}$ = S/.36.5/m^3

10- Costo unitario m^3 de Concreto ciclópeo.- Se empleará la mezcla 1:3:6 con 30% piedra grande.

Materiales por m^3

Cemento:	4 bolsas	a S/.14.50	S/.58.00
piedra:	0.7 m^3	31.50	22.10
arena:	0.35 m^3	23.00	8.05
p. grande:	0.30 m^3	21.00	6.30
encofrado:	0.50 m^2	22.00	11.00
			S/.105.45

Mano de obra

Llenado:	1 m^3	36.50	36.50
curado:	estimado	0.30	0.30
			36.80

Resumen

Materiales:	S/.105.45
Mano de obra:	36.80
Total:	S/.142.25

Nota.- dentro del rubro: encofrado se encuentra incluido la mano de obra o sea el encofrado y desencofrado según ya fue analizado en la pag.

11- Costo unitario m^3 de Concreto Armado: Zapatas f'c = 210 kg/cm^2

Materiales (por m^3)

(a la vuelta)

Según diseño de mezclas que se efectuó al comienzo del presente capítulo, la cual es: 1 : 1.63 : 2.84 los materiales necesarios para preparar un m³ vana ser los siguientes:

Cemento :	8.34 bolsas a	S/. 14.50	S/. 121.00
Arena :	0.405 m³	23.10	9.35
piedra :	0.770 m³	31.50	24.20
Encofrado :	—		0.00
			S/. 154.55

Mano de obra

llenado :	1m³	S/. 36.50	S/. 36.50
curado :	estimado		0.30
			S/. 36.80

Resumen: Materiales: S/. 154.55
Mano de Obra : 36.80
Total : S/. 191.35

12.- Costo m³ de C. Armado: Columnas para f'c = 210 kg/cm²

Materiales

Cemento :	8.34 bolsas a	S/. 14.50	S/. 121.00
Arena :	0.405 m³	23.10	9.35
piedra :	0.770 m³	31.50	24.20
Encofrado :	7.20 m²	22.00	158.00
			S/. 312.55

Mano de obra se empleó el mismo valor anterior; de tal manera en resumen vamos a tener:

Materiales: S/. 312.55
Mano de Obra : 36.80
Total: S/. 349.35

13.- Costo de 1 m³ de C. Armado: Columnas. Para un f'c = 350 kg/cm²
Mezcla: 1 : 0.397 : 1.06

Materiales

Cemento :	12.4 bolsas a	S/. 14.50	S/. 180.00
Arena :	0.272 m³	23.10	6.30
piedra :	0.750 m³	31.50	23.60
Encofrado :	7.200 m²	22.00	158.00
			Total materiales: S/. 367.90

Resumen: Materiales: S/. 367.90
Mano de obra: S/. 36.80
Costo de 1 m³: S/. 404.70

14.- Costo de un m³ de C. A. Loza
f'c = 210 kg/cm² Mezcla: 1:1.63:2.84

	Materiales	S/.	S/.
Cemento :	8.34 bolsas a	14.50	121.00
Arena :	0.405 m³	23.10	9.35
Piedra :	0.770 m³	31.50	24.20
Encofrado :	10.50 m²	22.00	230.10
		Total materiales:	S/. 384.65

Resumen: Materiales: S/. 384.65
Mano de Obra: S/. 36.80
Costo de 1 m³ : S/. 421.45

Nota: este mismo precio puede emplearse en el caso de las Vigas Transversales ya que estas tienen la misma calidad de concreto que la Loza y casi el mismo número de m² de encofrado por m³.
por tanto: Costo 1 m³ = S/. 421.45

15.- Costo 1 m³ de C. Armado: Arco
Mezcla: 1:0.80:1.71 ; f'c = 280 kg/cm²

	Materiales	S/.	S/.
Cemento :	10 bolsas a	14.50	140.50
Arena :	0.339 m³	23.10	7.84
Piedra :	0.750 m³	31.50	23.60
encofrado :	7.4 m²	22.00	163.10
		total materiales:	S/. 334.94

Resumen: Materiales: S/. 334.94
Mano de obra : S/. 36.80
S/. 371.74

16.- Costo 1 m² de falso puente.- Para el análisis del costo unitario se supuso para la madera del falso puente 6 usos, costando S/. 40/m² de madera el costo por uso de la madera será igual a: $\frac{40}{6}$ = S/. 7/m². considerando además clavos, transporte tendremos:

Materiales	S/.
Madera	7.00/m²
Transporte	0.40 "
clavos	1.00 "

CAPITULO IX

PROCESO DE CONSTRUCCION Y CALENDARIO DE TRABAJO

Con el fin de tener una idea respecto al tiempo que demorará la construcción del puente; se ha elaborado el presente calendario de trabajo simultaneamente se indica el proceso de Construcción del mismo. El tiempo que se indica, deberá tomarse con cierta reserva interviniendo en el proceso muchos factores y varios de ellos imponderables es del todo imposible dar una fecha exacta para la conclusión de la obra, como repito se ha tratado de dar una idea lo mas cercana a la realidad.

Se ha considerado que en la construcción del puente van a intervenir un número promedio de 40 obreros; incluyendo maestros de obra, capataces, peones etc. este número de obreros podrá aumentar o disminuir según las exigencias de la construcción. La fecha de iniciación de los trabajos se ha considerado el 1o de Abril se eligio esa fecha, teniendo en cuenta que al armar el falso puente este va a ocupar la pista que va a la playa: "Las Cascadas" durante el invierno el tráfico disminuye considerablemente, pudiendo muy bien clausurarse y permitir unicamente el tránsito de peatones.

De acuerdo a estas premisas se ha elaborado el calendario de trabajo que se muestra en la pag. siguiente:

1º Instalación campamento, trazado de los ejes; Limpieza de malezas	15 dias
2º Excavación zapatas y Estribos	15 dias
3º Llenado zapatas y de los Estribos	15 dias
4º Encofrado y llenado de las columnas desde los ejes A hasta D y de A' hasta D'	25 dias
5º Armado falso puente del arco	20 dias
6º Encofrado del Arco	5 dias
7º Llenado	15 dias
8º Encofrado y llenado de las columnas entre ejes E y E'	20 dias
9º Armado falso puente Loza	30 dias
10º Encofrado y llenado: Loza y vigas	20 dias
11º Instalación baranda	15 dias
12º Acabado: tarrajeo y pintura	50 dias
	245 dias
Dias feriados y Domingos	45 "
Tiempo total construcción:	290 dias

Según se puede apreciar aproximadamente la Construcción del Puente, tardará: 290 dias o sea 9 meses y 15 dias; de acuerdo a esto comenzando la obra el 1º Abril del año 1955; el 15 de Enero del año 1956 estará concluida.

INDICE

BIBLIOGRAFIA

Reinforced Concrete Structures — Peabody
American Civil Engineers — Merriman
Copias de Puentes — Ing. Quiroga
Apuntes del Curso de Puentes — Ing. Lainez
Elastic Arches — Mc Cullough
Reinforced Concrete — Dunham
Calculista Estructuras — Goldenhorn
Design and Construction of Formwork for Concrete Structures — Wynn
The American Association of State Highway Officials. Standard Specifications for Highway Bridges.