

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS GEOLOGIA Y CIVIL**  
**ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

## **PUENTE NIÑO YUCAES**

**PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO CONTINUO EN DOS TRAMOS**  
**Y**  
**PUENTE DE CONCRETO ARMADO CONTINUO EN TRES TRAMOS**

**(LUZ DE 70 M)**

**PRESENTADO POR**

**GONZALEZ HUAUYA, Arturo**

**AYACUCHO - PERU**

**NOVIEMBRE 1997**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS GEOLOGIA Y CIVIL**  
**ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

## **PUENTE NIÑO YUCAES**

**PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO CONTINUO EN DOS TRAMOS**  
**Y**  
**PUENTE DE CONCRETO ARMADO CONTINUO EN TRES TRAMOS**

**(LUZ DE 70 M)**

**PRESENTADO POR**

**GONZALEZ HUAUYA, Arturo**

**AYACUCHO - PERU**

**NOVIEMBRE 1997**

## **PREFACIO**

El diseño de un puente al igual que otras obras de arte de la Ingeniería Civil requiere un análisis detallado en cuanto a estudios de Análisis Estructural, Hidrología, Geología y Geotecnia.

El Análisis Estructural se considera muy importante debido a que resultados muy lejos de la realidad no sólo disminuyen los factores de seguridad sino que también incrementan los costos innecesariamente, claro está que no sólo el grado de análisis estructural realizado incide en el costo sino que también los métodos usados para el diseño. En el presente en forma general se efectuará un análisis lineal complementado con un análisis bidimensional de la losa; para el diseño del puente de concreto armado y postensado se usará las especificaciones de ACI y AASHTO que son normas americanas más difundidas en nuestro país; el objetivo principal será obtener

El estudio Hidrológico determinará el caudal de diseño cuyo objetivo será aquella máxima que se presenta en las avenidas por existir en esta la máxima velocidad y poder de socavación, teniendo en cuenta que no existen registros de esta naturaleza

El estudio Geológico y Geotécnico está ligado con el comportamiento del suelo siendo más importante cuando se tiene estructuras hiperestáticas puesto que un asentamiento diferencial no previsto en el análisis estructural origina

mayores esfuerzos en algunos puntos de la estructura que dependiendo de la magnitud llegarían incluso a colapsar la superestructura del puente, el objetivo principal está en determinar la profundidad no erosionable cuando se presenta el caudal de máxima avenida.

## **ALTERNATIVAS PLANTEADAS**

El objetivo del presente trabajo es obtener el título Profesional de Ingeniero Civil presentando un trabajo netamente académico, es por esta razón que se ha elegido dos alternativas de diseño para un puente cuya luz es de 70.0 metros entre los cuales se menciona:

a.- Puente de Concreto Armado continuo en tres tramos, puesto que los simplemente apoyado son económicos hasta los 25 metros de luz, en el presente los tramos considerados son 21.5, 27.0 y 21.5 metros.

b.- Puente de Concreto Postensado continuo en dos tramos, la necesidad de insistir en el concreto como elemento básico para la construcción del puente hace que esta se oriente al postensado que si bien es cierto pudo haberse considerado de un solo tramo se ha considerado con un apoyo intermedio.

Las alternativas planteadas se justifican por el relativo bajo costo del agregado existente en la zona y además la fácil construcción de un falso puente ya que en épocas de estiaje se presenta un caudal insignificante que bordea los 2 m<sup>3</sup>/seg y dura 8 meses al año y además el fondo del río es uniforme.

\* Un puente metálico de celosía se usa cuando la construcción del apoyo intermedio es dificultoso ya sea por el caudal en estiaje considerable o por una profundidad pronunciada de la quebrada presentando ventajas de ahorro en el encofrado pero

que los insumos son poco comerciales que probablemente tendrían que traerse del extranjero.

\* Un puente de construcción mixta también posee el inconveniente de las vigas metálicas de acuerdo a las descripciones anteriores además de la limitada vida útil y su conservación son factores que inciden en el costo final.

Si bien es cierto para cubrir los 70 metros de puente existe una variedad de soluciones de tal manera que la única forma de definir por una de ellas es efectuando un análisis comparativo de costos, por lo que es necesario seguir analizando desde estructuras simplemente apoyadas de un solo tramo, dos tramos y tres tramos hasta los aperticados.

## CONTENIDO

Prefacio

Alternativas Planteada

Contenido

<b>CAPITULO I : GENERALIDADES</b>	pag
1.1 Descripción General	001
1.2 Topografía	002
1.3 Mecánica de suelos	003
1.4 Hidrología	005
1.5 Socavación	016
<b>CAPITULO II : CARACTERISTICAS DE DISEÑO</b>	
2.1 Características de la vía	020
2.2 Norma para diseño de puentes	021
2.3 Sobrecarga de diseño	021
2.4 Métodos de diseño	023
2.5 Materiales	024
<b>CAPITULO III : PUENTE CONTINUO DE CONCRETO POSTENSADO</b>	
3.1 Justificación	025
3.2 Superestructura	026
3.2.1 Predimensionamiento	026
3.2.2 Diseño de la losa . Tramo interior	028
3.2.3 Diseño de volado de losa	039
3.2.4 Vigas principales	042
3.2.4.1 Líneas de influencia	042
3.2.4.2 Análisis por carga viva	045
3.2.4.3 Análisis por carga muerta	079
3.2.4.4 Combinación de solicitaciones	084
3.2.4.5 Diseño en condiciones de servicio	087
3.2.4.6 Diseño con factores de carga	105
3.2.4.7 Block de anclaje	117

3.2.5	Diseño de vigas diafragmas	120
3.2.6	Diseño de apoyo fijo	121
3.2.7	Diseño de apoyo móvil	123
3.3	Infraestructura	127
3.3.1	Pilar	127
3.3.1.1	Fuerzas que actúan	127
3.3.1.2	Estabilidad del pilar	130
3.3.1.3	Diseño en concreto armado	131
3.3.2	Estribo	132
3.3.2.1	Fuerzas que actúan	133
3.3.2.2	Estabilidad del estribo	135
3.3.2.3	Diseño en concreto armado	137
3.4	Costos y presupuesto	141
3.4.1	Metrado y presupuesto	142
3.4.2	Requerimiento de insumos	143
3.4.3	Análisis de costos unitarios	144

**CAPITULO IV : PUENTE CONTINUO DE CONCRETO ARMADO**

4.1	Justificación	159
4.2	Superestructura	160
4.2.1	Predimensionamiento	160
4.2.2	Diseño de losa. Tramo interior	163
4.2.3	Diseño del volado de losa	172
4.2.4	Diseño de vereda	175
4.2.5	Vigas principales	177
4.2.5.1	Líneas de influencia	177
4.2.5.2	Análisis por carga viva	186
4.2.5.3	Análisis por carga muerta	220
4.2.5.4	combinación de solicitaciones	226
4.2.5.5	Diseño por cargas de servicio	229
4.2.5.6	Diseño por resistencia última	231
4.2.6	Diseño de vigas diafragmas	244
4.2.7	Diseño de apoyo fijo	247

4.2.8 Diseño de apoyo móvil	250
4.3 Infraestructura	256
4.3.1 Pilar	256
4.3.1.1 Fuerzas que actúan	256
4.3.1.2 Estabilidad del pilar	258
4.3.1.3 Diseño en concreto armado	260
4.3.2 Estribos	262
4.3.2.1 Fuerzas que actúan	262
4.3.2.2 Estabilidad del estribo	264
4.3.2.3 Diseño en concreto armado	267
4.4 Costos y presupuesto	271
4.4.1 Metrado y presupuesto	272
4.4.2 Requerimiento de insumos	273
4.4.3 Análisis de costos unitarios	274

## **CAPITULO V : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

5.1 Conclusiones	288
5.2 Recomendaciones	289

## **BIBLIOGRAFIA**

290

## **ANEXOS : PLANOS DEL PROYECTO**

## **CAPITULO I GENERALIDADES**

### **1.1 DESCRIPCION GENERAL**

La ubicación del Puente Niño Yucaes es en el Departamento de Ayacucho, Provincia de Huamanga, Distrito de Tambillo y Acosvinchos.

En los años de 1993 y 1994 el Fondo Nacional de Compensación para el Desarrollo Social financió la ejecución de la carretera Muyurina-Acosvinchos quedando inconcluso en el tramo Niño Yucaes-Pamparqui, debido a la carencia de un puente con una luz de 70 metros que cruce el Río Yucaes a fin de dar continuidad de la carretera por la margen derecha del río.

Es de entenderse entonces que el tránsito vehicular de poco tonelaje sólo es posible en épocas de estiaje mientras que en los de precipitación el tránsito es nulo por las crecidas del río debido a que su cuenca hidrográfica que bordea los 680 km<sup>2</sup> encontrándose más de 20 afluentes.

El diagnóstico anterior pretende justificar la ejecución del Puente Niño Yucaes ya que permanentemente existirá una vía de comunicación corta y fluida entre Muyurina y Acosvinchos por ende los beneficiarios directos serán los caseríos que están al borde de la carretera mientras que indirectamente todas de distrito de Acosvinchos y parte del Distrito de Tambillo y Quinua.

## **1.2 TOPOGRAFIA**

Efectuado el recorrido aguas arriba de la ubicación del puente podemos mencionar que el curso del río presenta una explanación uniforme que varía de 70 metros a 200 metros, el punto final de la carretera construida muestra una decisión acertada de la ubicación del puente puesto que continuar por la margen izquierda presenta una formación geológica inestable propensa a erosiones y un costo muy elevado por el talud empinado de aproximadamente 20 metros por una longitud de 500 metros, mientras que cruzando hacia la margen derecha se encuentra una zona plana que se va alejando del curso del río.

Efectuado el recorrido aguas abajo de la ubicación del puente se puede mencionar que el curso del río presenta una explanación no uniforme que llega a estrecharse el río hasta 30 metros, un razonamiento simple indicaría que la ubicación del puente debería ser éste, sin embargo la carretera por la margen derecha tendría que atravesar 600 metros de ladería empinada de roca dura que fácilmente supera los 30 metros de altura razón suficiente para descartar dicha alternativa.

La topografía de la ubicación del puente muestra una pendiente longitudinal del río de 2.1% mientras que transversalmente el fondo del río no presenta mucha variación y puede observarse que el tirante de la crecida no supera los 1.5 metros.

### 1.3 MECANICA DE SUELOS

El valor de la capacidad de carga última de un suelo según Terzagui tiene la siguiente expresión para zapatas corridas que si se usa en zapatas rectangulares se está del lado de la seguridad.

$$q_c = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

en donde:

$q_c$  = Capacidad de carga última del suelo.

$c$  = Cohesión del suelo.

$\gamma$  = Peso específico del suelo.

$D_f$  = Profundidad de cimentación.

B = Ancho de la cimentación.

$$Nq = \text{tg}^2(45 + \phi/2) * e^{\pi * \text{tg}(\phi)}$$

$$Nc = (Nq - 1) * \text{ctg}(\phi)$$

$$N\gamma = 1.80 * (Nq - 1) * \text{tg}(\phi)$$

$\phi$  = Angulo de fricción interna del suelo.

Para material de grava y arena gruesa se tiene  $\phi = 37^\circ$

entonces

$$Nq = 42.88$$

$$Nc = 55.57$$

$$N\gamma = 56.80$$

Además

$$c = 0$$

$$\gamma = 1.50 \text{ tn/m}^3$$

$$Df = 2.00 \text{ m}$$

$$B = 3.75 \text{ m}$$

por lo que se tiene

$$q_c = 0 * 55.57 + 1.50 * 2.00 * 42.88 + 0.5 * 1.50 * 3.75 * 56.80$$

$$q_c = 0 + 128.64 + 159.75$$

$$q_c = 288.39 \text{ tn/m}^2$$

$$q_c = 28.8 \text{ kg/cm}^2$$

Para efectos de verificación se usará  $2.5 \text{ kg/cm}^2$  o  $25 \text{ tn/m}^2$  lo que asegura que por exceso de cargas no se producirá asentamiento.

#### 1.4 HIDROLOGIA

La parte hidrológica para el estudio de un puente constituye básicamente en determinar el caudal máximo probable de las crecidas de un curso de agua ya que esto implica directamente en el dimensionamiento de los pilares y estribos además por los efectos destructivos que pudiera ocasionar cuando se toma en cuenta caudales por debajo del real o caso contrario un sobredimensionamiento exagerado que llega a encarecer indebidamente el proyecto.

Es por esa razón que numerosos hidrólogos, estadistas y los ingenieros dedican su profesión al estudio del caudal máximo, volumen y frecuencia de las crecidas. Si bien es cierto los puntos comunes en las alternativas de estudio distan considerablemente más bien los resultados que se manejan son el producto de la destreza, el juicio y prevención de la inversión juegan un papel importante.

A continuación se mencionan métodos para calcular caudales máximos de una crecida.

- Por medio de fórmulas empíricas.

A.- Método basado en las huellas que dejan las grandes crecidas históricas y elección de un coeficiente de rugosidad de Manning.

B.- Métodos y fórmulas empíricas que utilizan las características principales de la cuenca.

- Fórmulas que únicamente usan el área de la cuenca.

- Fórmulas que hacen intervenir el régimen pluviométrico de la cuenca o la intensidad de la lluvia.
- Por medio de métodos estadísticos.
- Por medio del hidrograma unitario.

En el presente se determinará por métodos estadísticos para lo cual es necesario tener registro de caudales de 20 a 30 años. Si bien es cierto la cuenca de Río Yucaes no cuenta con dichos registros, estos caudales serán generados teniendo en cuenta similitud topográfica y climática del Río Mantaro con una extensión de registro que abarca 22 años cuya fuente lo manejó Electroperú.

INFORMACION : CAUDALES (m<sup>3</sup>/seg)  
 ESTACION : PONGOR DEPARTAMENTO : HUANCABELICA  
 CUENCA : RIO MANTARO PROVINCIA : TAYACAJA  
 ALTITUD : 1680 msnm DISTRITO : COLCABAMBA  
 AREA DE CUENCA : 27780 km<sup>2</sup>  
 LONGITUD : 74°37'23"  
 LATITUD : 12°21'54"

AÑO	MAXIMO DIARIO	MINIMO DIARIO	MEDIA ANUAL
1963	1343.0	96.0	360.99
1964	1278.0	97.0	228.24
1965	1200.0	91.0	220.93
1966	1068.0	95.0	207.82
1967	1272.0	96.0	271.49
1968	1970.0	82.0	244.15
1969	602.0	73.0	179.82
1970	1272.0	95.0	280.00
1971	1817.0	91.0	308.66
1972	1247.0	84.0	287.21
1973	1782.0	120.0	405.50
1974	1437.0	100.0	308.81
1975	2015.0	98.0	301.25
1976	1562.0	72.0	325.61
1977	1980.0	75.0	197.83
1978	1762.0	35.0	242.36
1979	1262.0	45.0	269.59
1980	864.0	46.0	158.92
1981	1153.0	58.0	348.98
1982	1252.0	45.0	240.46
1983	1270.0	46.0	235.37
1984	1691.0	49.0	245.35

INFORMACION : PRECIPITACION PROMEDIOS MENSUALES (mm) Y  
CAUDALES (m<sup>3</sup>/seg)

ESTACION : PONGOR DEPARTAMENTO : HUANCAMELICA  
CUENCA : RIO MANTARO PROVINCIA : TAYACAJA  
ALTITUD : 1680 msnm DISTRITO : COLCABAMBA  
AREA DE CUENCA : 27780 km<sup>2</sup>  
LONGITUD : 74°37'23"  
LATITUD : 12°21'54"

MES	PRECIPITACION	CAUDAL MIN.	CAUDAL MAX.	CAUDAL MED.
ENE	83.6	149.1	852.6	346.0
FEB	77.1	130.6	982.9	570.2
MAR	64.9	374.1	1192.8	753.0
ABR	28.2	135.5	978.1	377.0
MAY	8.1	66.2	316.4	181.3
JUN	4.2	61.7	183.0	119.3
JUL	4.5	67.6	171.2	112.5
AGO	7.8	46.7	154.6	103.4
SET	19.0	64.4	189.0	112.3
OCT	28.7	63.9	372.9	143.2
NOV	35.5	99.1	607.1	171.8
DIC	45.3	83.4	390.4	230.2
TOTAL	406.9			

Para generar los caudales en la cuenca del Río Yucaes es necesario contar con los mismos parámetros de la cuenca del Río Mantaro que originan el caudal, siendo los más importantes:

AÑO	PRECIPITACION PROMEDIO ANUAL				
	ESTACION	ESTACION	ESTACION	ESTACION	ESTACION
	LURICOCHA	HUANTA	QUINUA	HUAMANGA	S.P. CACHI
1964	574.5	456.0	684.1	458.5	
1965	529.4	396.9	531.9	550.5	
1966	634.1	501.3	691.6	519.3	511.0
1967	411.8	754.6	1449.8	689.9	821.0
1968	384.2	714.9	1067.3	573.4	578.1
1969	312.2	468.4	716.0	471.3	318.2
1970	340.8	417.3	844.3	607.6	677.4
1971	469.1	486.1	761.4	645.0	528.2
1972	386.2	486.1	761.3	549.9	657.5
1973	666.2	603.8	1192.8	665.9	544.0
1974	353.5	629.9	1130.2	604.0	874.2
1975	426.5	470.2	720.2	470.8	539.6
1976	494.2	532.1	879.3	567.2	860.6
MEDIA	460.2	532.1	879.3	628.2	567.2
ALTITUD	2580	2628	3275	3188	2761

Efectuando una correlación de precipitación promedio anual y la altitud de la estación se tiene una regresión lineal cuya expresión es la siguiente.

$$P = -639.1 + .4339 * y$$

$$r = 0.8739$$

Donde

P = Precipitación en las estaciones.

y = Altitud de las estaciones.

r = Coeficiente de correlación.

Para una altitud de 2535 msnm se tiene:

área de la cuenca, precipitación promedio anual y coeficiente de esorrentía.

Haciendo uso de la Carta Nacional de escala 1/100000 cuyas láminas son Ayacucho 27-ñ, San Miguel 27-o y Huanta 26-ñ, se tiene una cuenca alargada cuya extensión es 680 km<sup>2</sup>, cuya altitud en el punto de interés es 2535 msnm, con una cota máxima de la cuenca de 4393 msnm, habiéndose determinado una altitud media de la cuenca en 3520 msnm.

Para determinar la precipitación en el punto de interés es necesario disponer estaciones de registro cercanas cuyo cuadro se muestra.

$$P = -639.1 + .4339 * 2535$$

$$P = 460.9 \text{ mm}$$

#### RELACION DE CUENCAS ENTRE EL RIO YUCAES Y RIO MANTARO

Teniendo en cuenta las variables directas para evaluar las crecidas se puede estimar la siguiente relación.

$$\frac{Q_{YUCAES}}{Q_{MANTARO}} = \frac{C_{YUCAES} * P_{YUCAES} * A_{YUCAES}}{C_{MANTARO} * P_{MANTARO} * A_{MANTARO}}$$

Teniendo en cuenta que la cuenca de Río Yucaes es una Sub-cuenca del Río Mantaro en el presente considerare el valor de  $C_{YUCAES}$  y  $C_{MANTARO}$  iguales entonces se tendrá la siguiente expresión.

$$Q_{YUCAES} = \frac{P_{YUCAES} * A_{YUCAES}}{P_{MANTARO} * A_{MANTARO}} * Q_{MANTARO}$$

$$\text{En donde } P_{YUCAES} = 460.9 \text{ mm}$$

$$A_{YUCAES} = 680 \text{ km}^2$$

$$P_{MANTARO} = 406.9 \text{ mm}$$

$$A_{MANTARO} = 27780 \text{ km}^2$$

$$\text{Entonces } Q_{YUCAES} = 0.027727 * Q_{MANTARO}$$

Es necesario mencionar que  $C_{YUCAES} < C_{MANTARO}$  debido a las ubicaciones con respecto a su altitud de las cuencas, entonces la suposición de considerarlos iguales origina caudales mayores que consideraré como margen de seguridad toda vez que el interés es determinar los caudales de máxima avenida.

## CAUDALES GENERADOS PARA CUENCA NIÑO YUCAES

AÑO	MAXIMO DIARIO	MINIMO DIARIO	MEDIA ANUAL
1963	37.2	2.66	10.0
1964	35.4	2.69	6.3
1965	33.3	2.52	6.1
1966	29.6	2.63	5.8
1967	35.3	2.66	7.5
1968	54.6	2.27	6.8
1969	16.7	2.02	5.0
1970	35.3	2.63	7.8
1971	50.4	2.52	8.6
1972	34.6	2.33	8.0
1973	49.4	3.33	11.2
1974	39.8	2.77	8.6
1975	55.9	2.71	8.4
1976	43.3	1.99	9.0
1977	54.9	2.08	5.5
1978	48.9	0.97	6.7
1979	35.0	1.25	7.5
1980	24.0	1.28	4.4
1981	32.0	1.61	9.7
1982	34.7	1.25	6.7
1983	35.2	1.28	7.4
1984	46.9	1.36	6.8

• Los parámetros de la serie de caudales máximos son:

Media  $x = 39.2$

Desviación estándar  $s = 10.2$

- Los parámetros de la Distribución Gumbel son:

Parámetro de escala  $\alpha = 0.78*s$

$\alpha = 8.0$

Parámetro de posición  $\mu = x-0.45*s$

$\mu = 34.6$

Es importante mencionar que con fecha setiembre de 1996 se ha aforado el caudal en el eje del puente arrojando un valor que bordea los 2 m<sup>3</sup>/seg siendo concordante con los valores de caudales mínimos diarios que proporciona la correlación de cuencas.

Con la finalidad de determinar la validez de la consistencia se procederá a efectuar una prueba de ajuste de los datos obtenidos y así poder determinar el caudal máximo de diseño para un período de retorno dado.

## PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOV-KOLMOGOROV

n	Q=x	P(x) =m/ (n+1)	z= (x-μ) /σ	F(z)	Δ= F(z)-P(x) /
01	16.7	0.0135	-2.2375	0.0000	0.0435
02	24.0	0.0870	-1.3250	0.0232	0.0638
03	29.6	0.1304	-0.6250	0.1544	0.0240
04	32.0	0.1739	-0.3250	0.2506	0.0767
05	33.3	0.2174	-0.1625	0.3084	0.0910
06	34.6	0.2609	0.0000	0.3679	0.1070
07	34.7	0.3043	0.0125	0.3725	0.0682
08	35.0	0.3478	0.0500	0.3863	0.0385
09	35.2	0.3913	0.0750	0.3955	0.0042
10	35.3	0.4348	0.0875	0.4000	0.0348
11	35.3	0.4782	0.0875	0.4000	0.0782
12	35.4	0.5217	0.1000	0.4046	<b>0.1171</b>
13	37.2	0.5652	0.3250	0.4855	0.0797
14	39.8	0.6087	0.6500	0.5933	0.0154
15	43.3	0.6522	1.0875	0.7139	0.0617
16	46.9	0.6957	1.5375	0.8066	0.1109
17	48.9	0.7391	1.7875	0.8458	0.1067
18	49.4	0.7826	1.8500	0.8545	0.0719
19	50.4	0.8261	1.9750	0.8704	0.0443
20	54.6	0.8696	2.5000	0.9212	0.0516
21	54.9	0.9130	2.5375	0.9240	0.0110
22	55.9	0.9565	2.6625	0.9326	0.0239

• El valor de  $\Delta_{MAX} = 0.1171$

• El valor de  $\Delta_0$  crítico para un nivel de significación de 0.05

o 95% de probabilidad es:

$$\Delta_0 = 0.282$$

• Criterio de decisión:  $\Delta_{MAX} < \Delta_0$  se concluye que los datos de caudales se ajustan a una distribución Gumbel con un nivel de significación de 5% o una probabilidad del 95%.

CAUDAL DE DISEÑO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 5 AÑOS

$$P(Q=q) = P(Q \leq q) = 1 - 1/T$$

$$P(Q=q) = 1 - 1/5$$

$$P(Q=q) = 0.80 = F(z)$$

$$F(z) = \text{EXP}(-\text{EXP}(-z))$$

$$z = 1.4999$$

$$Q = \mu + z \cdot \alpha$$

$$Q = 34.6 + 1.4999 \cdot 8.0$$

$$Q = 46.6 \text{ m}^3/\text{seg}$$

CAUDALES MAXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

$$T_R = 5 \text{ años} \quad Q = 46.6 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$T_R = 10 \text{ años} \quad Q = 52.6 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$T_R = 20 \text{ años} \quad Q = 58.4 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$T_R = 50 \text{ años} \quad Q = 65.8 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$T_R = 100 \text{ años} \quad Q = 71.4 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$T_R = 500 \text{ años} \quad Q = 84.3 \text{ m}^3/\text{seg}$$

De la sección transversal del río puede obtenerse los siguientes parámetros geométricos.

Tirante (m)	Area (m <sup>2</sup> )	Perímetro (m)	Radio Hidráulico (m)
0.00	0.00	4.0	0.00
0.50	3.80	11.0	0.34
1.00	11.30	26.0	0.43
1.50	28.40	48.0	0.59
2.00	56.80	70.0	0.81

De acuerdo a la expresión de Darcy-Weisbach se tiene

$$v = 2 \cdot \log(14.84 \cdot f \cdot R / k_s) \cdot \sqrt{(8 \cdot g \cdot I)}$$

v = velocidad del caudal (m/s)

f = coeficiente de forma de la sección

R = radio Hidráulico (mm)

k<sub>s</sub> = rugosidad del lecho (mm)

g = gravedad

I = pendiente

Para el tirante de 1.50 m se tiene

$$f = 0.52$$

$$R = 590 \text{ mm}$$

$$K_s = 300 \text{ mm}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$I = 0.021$$

entonces

$$v = 3.03 \text{ m/s}$$

$$Q = 88.1 \text{ m}^3/\text{s} > Q \text{ de } 500 \text{ años de retorno.}$$

## 1.5 SOCAVACION

En el libro de Mecánica de Suelos (III) de los autores Juárez Badillo y Rico Rodríguez en el APENDICE III SOCAVACION en la pagina 383, 384 y 385 se menciona lo siguiente:

### B-1 METODO PARA SUELOS GRANULARES SIN COHESION

La expresión propuesta por Yaroslavtziev fue obtenida al parecer de la observación directa en varios puentes de la Unión Soviética y es

$$S_o = K_f * K_v (e + K_H) v^2 / 2g - 30d$$

en que

$S_o$  = Profundidad de socavación, en m

$K_f$  = Coeficiente que depende, en general, de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma. Se encuentra en la fig. A-III.7 (a, b y c).

$K_v$  = Coeficiente definido por la expresión:

$\log K_v = 0.28 \sqrt[3]{(v^2/gb_1)}$  el cual puede encontrarse también en la gráfica de la fig. A-III.8

$v$  = Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila después de producirse la erosión general, en m/s

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$b_1$  = Proyección de un plano perpendicular a la corriente, de la sección de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale  $0^\circ$ ,  $b_1$  es igual al ancho de la pila

$e$  = Coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocadas las pilas; vale 0.6 si se encuentra en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas.

$K_H$  = Coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión :

$\log K_H = 0.17 - 0.35H/b_1$  y que puede encontrarse además con ayuda de la curva de la fig. A-III.9

$H$  = Tirante de la corriente frente a la pila. Este valor es el obtenido al presentarse una avenida después de aplicar lo expuesto en los párrafos alusivos a la estimación de la socavación en general

$d$  = Diámetro en m de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el  $d_{85}$  de la curva granulométrica, Esto es porque al formarse el embudo producido por la erosión se realiza una selección de los materiales y queda únicamente los más grandes. En caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas más profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone puede llegar a la erosión, se tomará como diámetro representativo al  $d_{85}$  mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5cm Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la fórmula. Si un estrato de boleos sobreyace a uno de arena fina, por ejemplo, y la profundidad de socavación llega a esta

última, al calcular el  $d_{85}$  de ella deberá tomarse en cuenta que el boleo no arrastrado se mezcla con la arena, produciendo un nuevo material.

El valor del ángulo de incidencia  $\phi$  entre la corriente y las pilas es tomado en cuenta en el valor de  $b_1$ , tal y como puede observarse en la fig. A-III.7, el cual, a su vez, interviene en la evaluación de  $K_H$  y  $K_V$ . Además  $\phi$  afecta directamente al valor del coeficiente  $K_1$ , como se observa en esas mismas figuras, excepto en las pilas rectangulares y circulares.

Yaroslavtziev hace hincapié en que, en vista de que el desviamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, puede resultar que para un caudal de agua menor, pero que incida con el ángulo  $\phi$  máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el  $\phi$  menor.

Yaroslavtziev advierte que su fórmula puede conducir a errores en los casos en que la relación  $H/b_1$  sea menor que 2 y la pila esté inclinada respecto a la corriente y añade también que los valores obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente se presentan. Previene asimismo, sobre la posibilidad de que ocurra depósitos frente a las pilas o erosiones negativas, en el caso de que las velocidades sean muy bajas.

De acuerdo a las condiciones del presente se tiene:

- $k_f = 12.4$
- $\log k_v = -0.28 \cdot \sqrt[3]{(v^2/gb_1)}$

$$v = 3.03 \text{ m/s}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$b_1 = 0.75 \text{ m}$$

entonces  $k_v = 0.703$

- $e = 1.0$
- $\log k_h = 0.17 - 0.35 \cdot H/b_1$

$$H = 1.50 \text{ m}$$

$$b_1 = 0.75 \text{ m}$$

entonces  $k_h = 0.30$

- $v^2/2g = 0.47 \text{ m}$
- $d_{85} = 0.15 \text{ m}$

$$S_o = 12.4 \cdot 0.703 \cdot (1.0 + 0.3) \cdot 0.47 - 30 \cdot 0.15$$

$$S_o = 5.21 - 4.50$$

$S_o = 0.71 \text{ m}$  en el peor de los casos se cimentará a 2.0 m

## **CAPITULO II CARACTERISTICAS DE DISEÑO**

### **2.1 CARACTERISTICAS DE LA VIA**

De acuerdo a las Normas Peruanas de Carretera, la carretera Muyurina - Acosvinchos está clasificada como de sistema vecinal y trocha carrosable, llegando a medir el ancho del pavimento 3.0 metros que incluyendo las bermas tiene un total de 4.5 metros a 6.0 metros en algunos casos.

De las consideraciones antes mencionadas el tránsito es considerado de una sola vía por lo que el número de vías del puente debe ser única.

Según la AASHTO, el ancho de carril que ocupa un camión de diseño es 3.05 metros, considerándose 3.60 metros el ancho de diseño de una vía de tráfico. En el presente consideraré el

ancho de la vía en el puente 4.00 metros debido a la longitud del puente.

## **2.2 NORMA PARA DISEÑO DE PUENTES**

En el país no existen normas para el diseño de puentes, razón por la cual se vienen adoptando la del Reglamento Americano AASHTO debido a la simplicidad de sus fórmulas y expresiones, además nuestras técnicas de construcción y Reglamento Nacional de Construcciones son basados en las normas del ACI puesto que el Reglamento Francés exige un análisis bidimensional.

## **2.3 SOBRECARGA DE DISEÑO**

El Reglamento AASHTO editado en el año 1996 reconoce como carga de diseño aquella denominada HS20 ó H20-S16 con una carga total de 36 toneladas americanas distribuidas en tres ejes considerándose 4 ton. en el eje delantero y 16 ton. en cada uno de los ejes posteriores, la distancia entre el eje delantero y segundo eje es de 4.27 metros mientras que en los ejes posteriores la distancia varia de 4.27 metros a 9.14 metros, la distancia transversal entre los ejes de rueda es de 1.83 metros ocupando un ancho de 3.05 metros y además el ancho de contacto de las llantas con el pavimento es un rectángulo de 50 cm por 10 cm.

Para simular el tránsito de varios vehículos sobre el puente se debe analizar el puente considerando una carga distribuida cuyo valor es de 952 tn/ml actuando en un ancho de 3.05 metros además de una carga concentrada cuyo valor para evaluar momentos flectores es 8165 kg. y 11794 kg. para evaluar fuerzas cortantes.

Hablar de 36 toneladas americanas es decir de 32.67 toneladas métricas siendo dichas cargas propuestas en el año de 1944, es evidente aceptar que luego de más de medio siglo esta sobrecarga de diseño debe modificarse. Sin embargo a la fecha en el mismo Norteamérica se están diseñando puentes con una sobrecarga HS25 con las mismas características geométricas de la sobrecarga HS20 salvo incrementadas las cargas en un 25% haciendo un total de 40.84 toneladas métricas, del mismo modo el Ministerio de Transportes en la actualidad exige el diseño de puentes en nuestro país, con una sobrecarga HS25. En nuestra red vial existen camiones que circulan con mayor carga que el HS25 llegando a asemejarse a la sobrecarga francesa de diseño cuyo carga total es de 60 toneladas métricas repartidas en seis ejes, es por esta razón que en el presente consideraré como sobrecarga de diseño aquella denominada HS30 equivalente al 150% de las cargas del HS20, es decir que la carga total de diseño será de 49 toneladas métricas repartida en tres ejes anteriormente descritos.

## 2.4 METODOS DE DISEÑO

Existen varios métodos desde los más simples en lo que es necesario usar una simple calculadora hasta los más complejos en los que se requiere un ordenador. Puede clasificarse en:

### A.- METODOS EMPIRICOS O APROXIMADOS

Entre los más destacados figura el Reglamento Americano AASHTO en la que se detalla diferentes fórmulas, tablas y coeficientes.

### B.- METODOS CLASICOS

Para el cálculo de losa o tablero se hace un análisis bidimensional entre ellos podemos mencionar el Método de Pigeaud, el Método de Westergaard y otros como las publicaciones de Pucher, Rusch y ábacos de Homberg.

Para el análisis longitudinal se tiene el Método de Courbon, el Método de Guyon-Massonet y ábacos de Cusens y Pama.

### C.- METODOS MODERNOS

Para el uso de estos métodos es imprescindible el uso de un ordenador entre los cuales podemos mencionar, el Método de la Losa Ortotropía, el Método del Emparrillado plano, el Método de la Lámina Plagada, el Método de los Elementos Finitos - Cálculo Bidimensional - Tablero Tipo Losa, el Método de Elementos Finitos - Cálculo tridimensional - Tableros Sección Cajón y Método de las Bandas Finitas.

Es necesario mencionar que el orden mencionado de los métodos A, B y C también indica que los resultados de estos son más reales y consistentes que los anteriores.

## **2.5 MATERIALES**

### **- PUENTE DE CONCRETO ARMADO**

Para todos los elementos se usará concreto cuya resistencia a la compresión no sea menor de  $210 \text{ kg/cm}^2$  ya que resistencias menores proveen estructuras poco durables, como refuerzo estructural a la tracción se usarán barras de corrugadas de acero de grado 60 cuyo  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### **- PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO**

Para la superestructura se usará concreto cuya resistencia a la compresión no sea menor de  $350 \text{ kg/cm}^2$  debido a que la fuerza de presforzado son considerables y es necesario proveer de secciones resistentes, como acero para presfuerzo se usará strand de  $1/2''$  de 7 alambres de grado 270 cuyas especificaciones se dan en la Norma AASHTO M203. El concreto para la Subestructura será de  $210 \text{ kg/cm}^2$ .

### **CAPITULO III : PUENTE CONTINUO DE CONCRETO POSTENSADO**

#### **3.1 JUSTIFICACION.**

Optar por la construcción de un puente de concreto postensado es disminuir la sección transversal comparado con un puente de concreto armado para una misma luz, esto hace que se pueda cubrir luces grandes con secciones razonables lo que indicará la menor cantidad de apoyos intermedios, esta reducción económica se revierte a la superestructura debido a que en ella se emplean alta tecnología no disponible en nuestro medio cuyos costos son necesario compararlos frente a uno de concreto armado.

### 3.2 SUPERESTRUCTURA.

La sección transversal del río o el eje longitudinal del puente definen la naturaleza de los tramos en un puente de dos tramos. Si se tiene un eje uniforme vale decir que el fondo del río presenta poca variación en cuanto a topografía como es el caso del puente en estudio para cubrir los 70 metros estos tramos serán iguales es decir cada uno de 35 metros.

#### 3.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO

Las dimensiones tentativas de una losa con vigas para puentes de concreto postensado puede calcularse según las sugerencias de ACI y AASHO-PCI.

Según ACI

\* Para tramos simples  $h = L/22.2$

\* Para tramos continuos  $h = L/25$  a  $L/33.3$

donde :

$h$  = Altura total viga y losa.

$L$  = Longitud del tramo del puente.

En el presente se tiene  $L = 35.00$  m.

- Considerando tramo simple  $h = 35/22.2$

$h = 1.58$  m.

- Considerando tramo continuo  $h = 35/25$

$h = 1.40$  m.

$h = 35/33.3$

$h = 1.05$  m.

Es necesario mencionar que dichas dimensiones está referido para una sobrecarga HS20 por lo que estos valores deberán de mejorarse para una sobrecarga HS30.

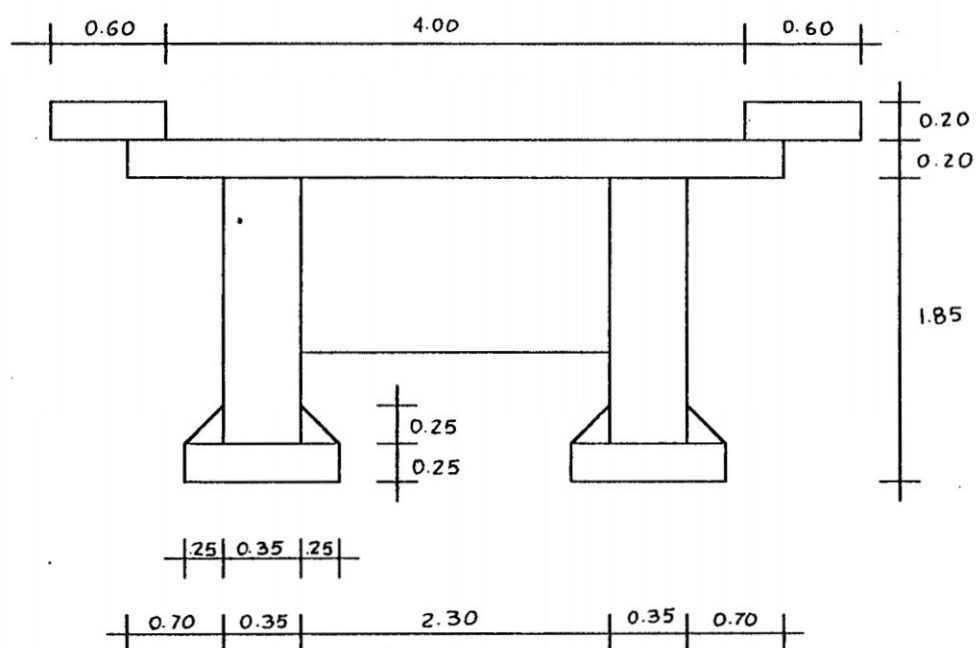
Según AASHO-PCI.

El AASHO-PCI para puentes de autopista establece cuatro tipos de vigas I de concreto preesforzado de construcción compuesta el cual menciona el tipo viga IV con las siguientes características.

Altura total	=	137.16 cm
Ancho del alma	=	20.32 cm
Patín inferior	=	66.04 cm*20.32cm
Chaflán inferior	=	22.86 cm*22.86cm
Patín superior	=	50.80 cm*20.32cm
Chaflán superior	=	15.24 cm*15.24cm

Siendo el límite del claro recomendado de 21.33m a 30.48m considerando como sobrecarga HS20 y tramo simplemente apoyado.

El incremento de la sobrecarga en un 50% origina un aumento de las características de la sección. Si bien es cierto el diseño final de una estructura de concreto postensado se obtiene en base a tanteos sucesivos, la sección tentativa para un primer análisis se considera lo siguiente.



### 3.2.2 DISEÑO DE LA LOSA. TRAMO INTERIOR

Cuando las viguetas y losa forman un elemento monolítico el diseño de la losa se deberá efectuar considerando que la carga se reparte en ambos sentidos.

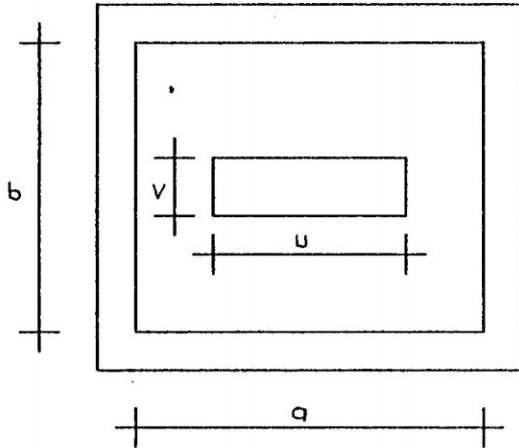
En el presente caso las viguetas se colocarán cada 3.50 m con un ancho de 0.20 m es decir que la separación entre caras es de 3.30 m.

\* MOMENTO POR SOBRECARGA HS30 - METODO DE PIGEAUD.

Pigeaud estudió el comportamiento elástico de placas mediante la ecuación de Lagrange en el que se asume que los cuatro bordes de la placa están en apoyo simple y que existe

una carga centrada repartida sobre un rectángulo de lados  $u$  y

$v$ .



$a$  = Luz libre entre vigas

$b$  = Luz libre entre vigas diafragmas

$u = x + 2 \cdot e + t$

$v = y + 2 \cdot e + t$

$x, y$  : Rectángulo de contacto de ruedas con el pavimento según AASHTO.

$$x = 0.50 \text{ m.}$$

$$y = 0.10 \text{ m.}$$

$e$  = Espesor del asfalto.

$$e = 0.05 \text{ m.}$$

$t$  = Espesor de la losa.

$$t = 0.20 \text{ m.}$$

$$u = 0.50 + 2 \cdot 0.05 + 0.20$$

$$u = 0.80 \text{ m.}$$

$$v = 0.10 + 2 \cdot 0.05 + 0.20$$

$$v = 0.40 \text{ m.}$$

$$a = 2.30 \text{ m.}$$

$$b = 3.30 \text{ m.}$$

Los momentos en la dirección a y b son.

$$M_a = (u_a + n \cdot u_b) \cdot P$$

$$M_b = (u_b + n \cdot u_a) \cdot P$$

n = Módulo de Poisson.

$$n = 0.15 \text{ (concreto armado).}$$

P = Carga total.

$$P = 10.89 \text{ Tn.}$$

$$u_a = \frac{16p/\pi^2/\pi^2}{(u/a \cdot v/b)} \sum_{m=1,3}^{\infty} \sum_{n=1,3}^{\infty} \frac{(m/n)}{(m^2+n^2p^2)^2} \text{sen}(m \cdot \pi \cdot u/2a) \cdot \text{sen}(m \cdot \pi \cdot v/2b)$$

$$u_b = \frac{16pp^2/\pi^2/\pi^2}{(u/a \cdot v/b)} \sum_{m=1,3}^{\infty} \sum_{n=1,3}^{\infty} \frac{(n/m)}{(m^2+n^2p^2)^2} \text{sen}(m \cdot \pi \cdot u/2a) \cdot \text{sen}(n \cdot \pi \cdot v/2b)$$

$$\rho = a/b.$$

No ITERACIONES	ua	ub
4	0.179730	0.130136
5	0.174356	0.135490
6	0.173616	0.138062
7	0.174513	0.139253
8	0.174890	0.139624
9	0.174877	0.139540
10	0.175142	0.139253
11	0.175514	0.138897

Usar  $u_a = 0.176$  y  $u_b = 0.139$

entonces :

$$M_a = (0.176 + 0.15 \cdot 0.139) \cdot 10.89$$

$$M_a = 2.14 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_b = (0.139 + 0.15 \cdot 0.176) \cdot 10.89$$

$$M_b = 1.80 \text{ Tn m/ml.}$$

\* MOMENTO POR CARGA MUERTA

Según Pigeaud se considera:

$$u = a \qquad u = 2.30 \text{ m.}$$

$$v = b \qquad b = 3.30 \text{ m.}$$

P = Peso total de la losa.

$$\text{Peso propio} \quad 2.40 \cdot 0.20 \cdot 2.30 \cdot 3.30 \quad = 3.64 \text{ Tn.}$$

$$\text{Peso asfalto} \quad 2.00 \cdot 0.05 \cdot 2.30 \cdot 3.30 \quad = 0.76 \text{ Tn.}$$

$$P \quad = 4.40 \text{ Tn.}$$

No ITERACIONES	$u_a$ ;	$u_b$
4	0.057874	0.020705
5	0.058108	0.020951
6	0.058241	0.020804
7	0.058325	0.020890
8	0.058385	0.020836
9	0.058425	0.020874
10	0.058455	0.020847
11	0.058478	0.020867

Usar  $u_a = 0.059$  y  $u_b = 0.021$

entonces:

$$M_a = (0.059 + 0.15 * 0.021) * 4.40$$

$$M_a = 0.27 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_b = (0.021 + 0.15 * 0.059) * 4.40$$

$$M_b = 0.13 \text{ Tn m/ml.}$$

Resumiendo los momentos en el centro de la placa considerando simplemente apoyado los cuatro extremos se tiene:

CARGA	$M_a$	$M_b$
- Sobrecarga HS30	2.14 Tn m/ml	1.80 Tn m/ml.
- Carga muerta	0.27 Tn m/ml	0.13 Tn m/ml.

Por continuidad para el cálculo de momentos positivos y negativos es necesario afectar por un factor de 0.8 y 0.9 respectivamente.

#### MOMENTO POSITIVO

$$\text{- Sobrecarga HS30} \quad M_a = 1.71 \text{ Tn m/ml} \quad M_b = 1.44 \text{ Tn m/ml}$$

$$\text{- Carga muerta} \quad M_a = 0.22 \text{ Tn m/ml} \quad M_b = 0.10 \text{ Tn m/ml}$$

$$\text{- Impacto (30\% S.C.)} \quad M_a = 0.51 \text{ Tn m/ml} \quad M_b = 0.43 \text{ Tn m/ml}$$

\* Momento por servicio:

$$M = M_D + M_L + M_I$$

$$M_a = 0.22 + 1.71 + 0.51$$

$$M_a = 2.44 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_b = 0.10 + 1.44 + 0.43$$

$$M_b = 1.97 \text{ Tn m/ml.}$$

La verificación consistirá en evaluar una sección mínima a fin de que la estructura falle por fluencia del acero.

$$\begin{aligned}
 f_c &= 350 \text{ kg/cm}^2 & f_c &= 0.4f_c' & f_c &= 140 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & f_s &= 0.5f_y & f_s &= 2100 \text{ kg/cm}^2 \\
 E_c &= 15000 \cdot \sqrt{f_c'} & E_c &= 280624 \text{ kg/cm}^2 & E_s &= 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\
 n &= E_s/E_c & n &= 7.48 \\
 r &= f_s/f_c & r &= 15.00 \\
 k &= n/(n+r) & k &= 0.3327 \\
 j &= 1-k/3 & j &= 0.8891
 \end{aligned}$$

peralte mínimo.

$$d^2 = 2 \cdot M / (f_c \cdot k \cdot j \cdot b)$$

$$M = 2.44 \cdot 10^5 \text{ kg cm.}$$

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

$$d_{\text{min}} = 10.85 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{real}} = 20 - 3 - 1.27/2$$

$$d_{\text{real}} = 16.37 \text{ cm.}$$

Valores menores a **d min = 10.85 cm.** implica una falla por compresión la que se estará evitando.

\* Diseño por resistencia última

$$M_U = 1.3 \cdot (M_D + 5/3 (M_L + M_I))$$

$M_D$  = Momento por carga muerta.

$M_L$  = Momento por carga viva.

$M_I$  = Momento por impacto.

Momento  $M_{ua}$

$$M_D = 0.22 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_L = 1.71 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_I = 0.51 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_u = 5.10 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_u = \phi * A_s * f_y * (d - A_s * f_y / 1.7 * f_c * b)$$

$\phi$  = Factor de reducción por flexión

$A_s$  = Area de acero

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$d$  = Peralte efectivo

$f_c$  = Resistencia del concreto a la compresión

$b$  = Ancho del rectángulo de compresión producido por la flexión

$M_u$  = Momento último resistente.

teniendo:

$$\phi = 0.90$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 16.37 \text{ cm}$$

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$M_u = 5.10 * 10^5 \text{ kg cm}$$

$$\text{se tiene } A_s = 8.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Según AASHTO

$$A_s \text{ min.} = 0.002 * b * d$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 16.37 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min.} = 3.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Momento  $M_{ub}$

$$M_D = 0.10 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_L = 1.44 \text{ Tn m/ml}$$

$$\mu_I = 0.43 \text{ Tn m/ml}$$

$$\mu_{ua} = 4.18 \text{ Tn m/ml}$$

$$d = 20 - 3 - 1.27 - 1.27/2$$

$$d = 15.10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{se tiene } A_s = 7.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

según AASHTO.

$$A_s \text{ min.} = 0.002 * b * d$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 15.10 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min.} = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Acero máximo por falla balanceada.

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 * f'_c * \beta / f_y * 6000 / (6000 + f_y)$$

teniendo:

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.80$$

$$\text{resulta } \rho_b = 0.0333$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.0250$$

$$A_s \text{ max} = \rho_{\text{max}} * b * d$$

$$A_s \text{ max (a)} = 0.025 * 100 * 16.37$$

$$A_s \text{ max (a)} = 40.93 \text{ cm}^2 \text{ mayor que } 8.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max (b)} = 0.025 * 100 * 15.10$$

As max (b) = 37.753 cm<sup>2</sup> mayor que 7.59 cm<sup>2</sup>

En ambos casos el área de acero requerido supera el acero mínimo y no es mayor que el máximo hecho que garantiza una falla deseada por fluencia del acero

#### MOMENTO NEGATIVO

- Sobrecarga HS30       $M_a = 1.92 \text{ Tn m/ml}$      $M_b = 1.62 \text{ Tn m/ml}$

- Carga muerta       $M_a = 0.24 \text{ Tn m/ml}$      $M_b = 0.12 \text{ Tn m/ml}$

- Impacto(30% S.C.)     $M_a = 0.57 \text{ Tn m/ml}$      $M_b = 0.49 \text{ Tn m/ml}$

\* Momento por servicio:

$$M = M_D + M_L + M_I$$

$$M_a = 0.24 + 1.92 + 0.57$$

$$M_a = 2.73 \text{ Tn m/ml.}$$

La verificación consistirá en evaluar una sección mínima a fin de que la estructura falle por fluencia del acero.

teniendo:

$$f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 7.48$$

$$r = 15.00$$

$$k = 0.3327$$

$$j = 0.8891$$

peralte mínimo.

$$d^2 = 2 * M / (f_c * k * j * b)$$

$$M = 2.73 * 10^5 \text{ kg cm.}$$

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

$$d_{\min} = 11.73 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{real}} = 20 - 4 - 1.27/2$$

$$d_{\text{real}} = 15.37 \text{ cm.}$$

Valores menores a  **$d_{\min} = 11.48 \text{ cm.}$**  implica una falla por compresión la que se estará evitando.

\* Diseño por resistencia última

$$M_U = 1.3 * (M_D + 5/3(M_L + M_I))$$

Momento  $M_{ua}$

$$M_U = 0.24 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_L = 1.92 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_I = 0.57 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_{ua} = 5.71 \text{ Tn m/ml.}$$

$$\text{resulta } A_s = 10.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Según AASHTO

$$A_s \text{ min.} = 0.002 * b * d$$

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

$$d = 15.37 \text{ cm.}$$

$$A_s \text{ min.} = 3.07 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Momento  $M_{ub}$

$$M_U = 0.12 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_L = 1.62 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_I = 0.49 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_{ua} = 4.73 \text{ Tn m/ml.}$$

$$\text{resulta } A_s = 8.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Según AASHTO

$$A_s \text{ min} = 0.002 * b * d$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min} = 3.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Acero máximo por falla balanceada.

$$\rho \text{ max} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho \text{ max} = 0.0250$$

$$A_s \text{ max} = \rho \text{ max} * b * d$$

$$A_s \text{ max (a)} = 0.025 * 100 * 15.37$$

$$A_s \text{ max (a)} = 38.43 \text{ cm}^2 > 10.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max (b)} = 0.025 * 100 * 15.37$$

$$A_s \text{ max (b)} = 38.43 \text{ cm}^2 > 8.47 \text{ cm}^2$$

En ambos casos el área de acero requerido supera el acero mínimo y no es mayor que el máximo hecho que garantiza una falla deseada por fluencia del acero

#### DISTRIBUICION DEL ACERO

Acero positivo

- Paralela al tráfico

$$A_s = 7.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \text{ No 4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{espaciamiento} = 1.27 / 7.59$$

$$s = 0.167 \text{ m.}$$

$$\text{usar } s = 0.15 \text{ m.}$$

- Perpendicular al tráfico

$$A_s = 8.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$As \text{ N}^\circ 4 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{espaciamiento} = 1.27/8.56$$

$$s = 0.148 \text{ m.}$$

$$\text{usar } s = 0.15 \text{ m.}$$

Acero negativo

- Sobre vigas principales

$$As = 10.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$As \text{ N}^\circ 4 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{espaciamiento} = 1.27/10.37$$

$$s = 0.122 \text{ m.}$$

$$\text{usar } s = 0.125 \text{ m.}$$

- Sobre vigas diafragmas

$$As = 8.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

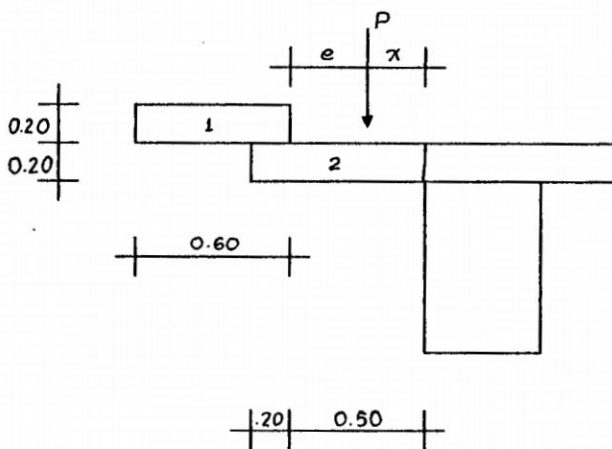
$$As \text{ N}^\circ 4 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{espaciamiento} = 1.27/8.47$$

$$s = 0.15 \text{ m.}$$

$$\text{usar } s = 0.15 \text{ m.}$$

### 3.2.3 DISEÑO DE VOLADO DE LOSA



· MOMENTO POR PESO PROPIO

Sección	Carga	Brazo	Momento
1	$2.40 \cdot 0.60 \cdot 0.20 = 0.288$	0.80	0.23
2	$2.40 \cdot 0.70 \cdot 0.20 = 0.336$	0.35	0.12
Asfalto	$2.00 \cdot 0.50 \cdot 0.05 = 0.050$	0.25	0.01
Baranda	0.15	1.05	0.16

$$M_D = 0.52 \text{ Tn m/ml.}$$

· MOMENTO POR SOBRECARGA

Según AASHTO.

$$4L = P \cdot x / E$$

$$P = 10.89 \text{ Tn.}$$

En el gráfico  $e = 0.30 \text{ m.}$

entonces:  $e + x = 0.50$

$$x = 0.20 \text{ m.}$$

$$E = 0.8 \cdot x + 1.143$$

$$E = 0.8 \cdot 0.20 + 1.143$$

$$E = 1.30 \text{ m.}$$

$$M_L = 10.89 \cdot 0.20 / 1.30$$

$$M_L = 1.68 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_I = 0.30 \cdot M_L$$

$$M_I = 0.51 \text{ Tn m/ml.}$$

Momento por servicio

$$M = M_D + M_L + M_I$$

$$M = 0.52 + 1.68 + 0.51$$

$$M = 2.71 \text{ Tn m/ml.}$$

## \* MOMENTO POR PESO PROPIO

Sección	Carga	Brazo	Momento
1	$2.40 \cdot 0.60 \cdot 0.20 = 0.288$	0.80	0.23
2	$2.40 \cdot 0.70 \cdot 0.20 = 0.336$	0.35	0.12
Asfalto	$2.00 \cdot 0.50 \cdot 0.05 = 0.050$	0.25	0.01
Baranda	0.15	1.05	0.16

$$M_D = 0.52 \text{ Tn m/ml.}$$

## \* MOMENTO POR SOBRECARGA

Según AASHTO.

$$M_L = P \cdot x / E$$

$$P = 10.89 \text{ Tn.}$$

En el gráfico  $e = 0.30 \text{ m.}$

entonces:  $e + x = 0.50$

$$x = 0.20 \text{ m.}$$

$$E = 0.8 \cdot x + 1.143$$

$$E = 0.8 \cdot 0.20 + 1.143$$

$$E = 1.30 \text{ m.}$$

$$M_L = 10.89 \cdot 0.20 / 1.30$$

$$M_L = 1.68 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_I = 0.30 \cdot M_L$$

$$M_I = 0.51 \text{ Tn m/ml.}$$

Momento por servicio

$$M = M_D + M_L + M_I$$

$$M = 0.52 + 1.68 + 0.51$$

$$M = 2.71 \text{ Tn m/ml.}$$

Diseño por resistencia última

$$M_D = 0.52 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_L = 1.68 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_I = 0.51 \text{ Tn m/ml.}$$

$$M_{ua} = 5.42 \text{ Tn m/ml.}$$

$$\text{resulta } A_s = 9.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Según AASHTO.

$$A_s \text{ min.} = 0.002 * b * d$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min.} = 3.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \text{ max} = 0.025 * 100 * 15.37$$

$$A_s \text{ max} = 38.43 \text{ cm}^2 > 9.77 \text{ cm}^2$$

En ambos casos el área de acero requerido supera el acero mínimo y no es mayor que el máximo hecho que garantiza una falla deseada por fluencia del acero

Distribución del acero

$$A_s = 9.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \text{ N}^\circ 4 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{espaciamiento} = 1.27/9.77$$

$$s = 0.130 \text{ m.}$$

$$\text{usar } s = 0.125 \text{ m.}$$

- El momento negativo en la viga principal proveniente del volado es de 2.71 Tn m/ml., mientras que el proveniente de la losa es de 2.73 Tn m/ml. lo que indica un predimensionamiento

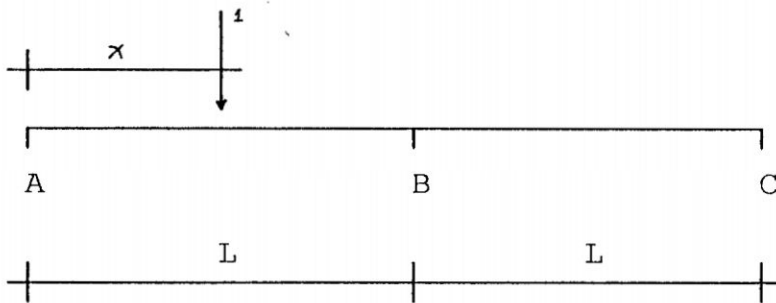
adecuado de la losa y volado por existir un equilibrio de momentos.

### 3.2.4 VIGAS PRINCIPALES

#### 3.2.4.1 LINEAS DE INFLUENCIA

#### ANALISIS PARA CARGAS PUNTUALES

\* CUANDO LA CARGA SE ENCUENTRA EN EL PRIMER TRAMO

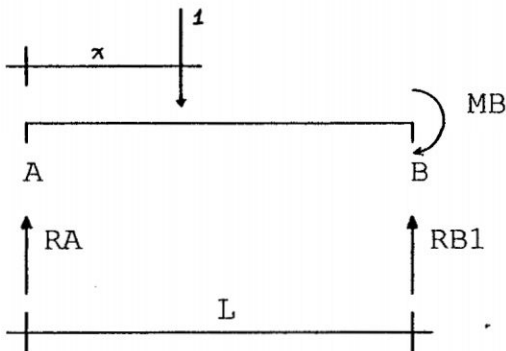


Usando la ecuación de tres momentos se tiene:

$$M_A = 0 \quad M_C = 0$$

$$2 * (L+L) * M_B = -(x) * (L^2 - x^2) / L$$

$$M_B = -(x) * (L^2 - x^2) / (4 * L^2)$$

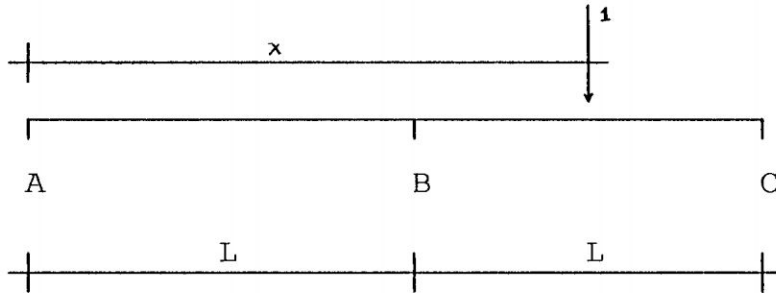


$$R_A = (MB + L - x) / L$$

$$R_{B1} = 1 - R_A$$

$$R_B = (x - 2 * MB) / L$$

\* CUANDO LA CARGA SE ENCUENTRA EN EL SEGUNDO TRAMO

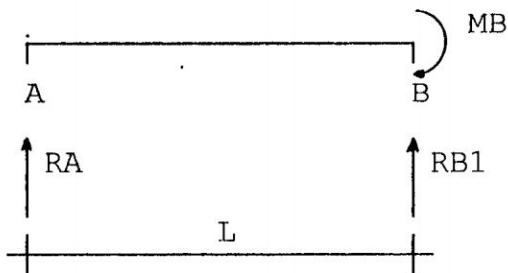


Usando la ecuación de tres momentos se tiene:

$$M_A = 0 \quad M_C = 0$$

$$2 * (L + L) * M_B = -(2 * L - x) * (L^2 - (2 * L - x) * (2 * L - x)) / L$$

$$M_B = -(2 * L - x) * (L^2 - (2 * L - x) * (2 * L - x)) / (4 * L^2)$$



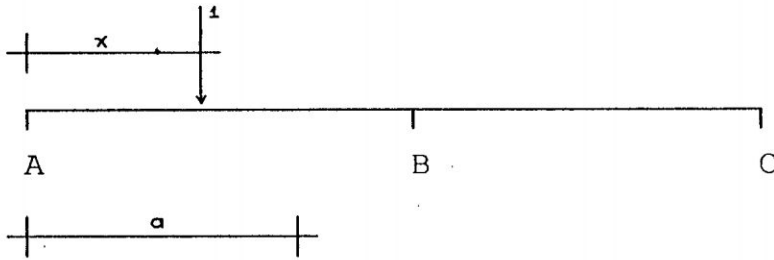
$$R_A = M_B / L$$

$$R_{B1} = 1 - R_A$$

$$R_B = (2 * L - x - 2 * M_B) / L$$

Las líneas de influencia cuando la sección se encuentra en el primer tramo estará dado por las siguientes ecuaciones:

Si  $x < a$

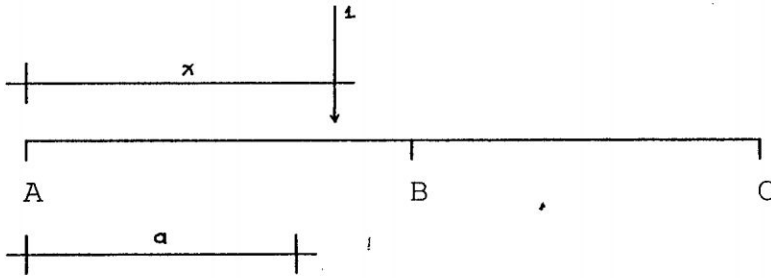


$$M_a = R_A \cdot a - (a-x)$$

$$V_a = R_A - 1$$

$$R_B = (x - 2 \cdot M_B) / L$$

Si  $a < x < L$

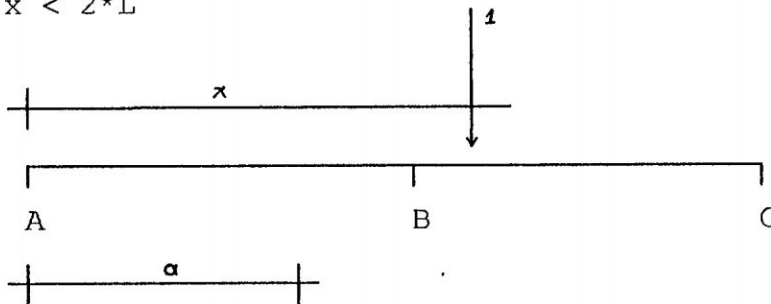


$$M_a = R_A \cdot a$$

$$V_a = R_A - 1$$

$$R_B = (x - 2 \cdot M_B) / L$$

Si  $L < x < 2 \cdot L$



$$M_a = R_A \cdot a$$

$$V_a = R_A$$

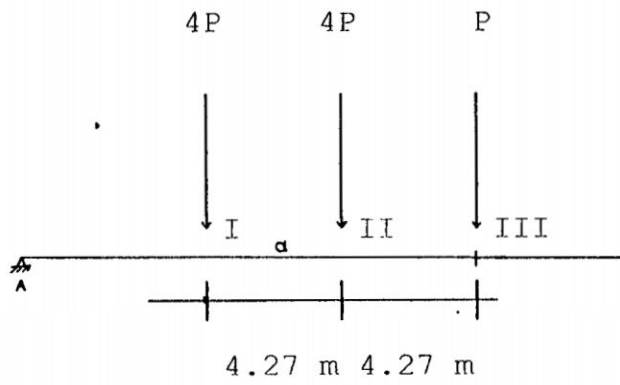
$$R_B = (2 \cdot L - x - 2 \cdot M_B) / L$$

#### 3.2.4.2 ANALISIS POR CARGA VIVA

Además de  $M_a$  y  $V_a$  es necesario conocer valores de  $R_B$ , valores que serán tabulados cada 2.50 m., es decir se obtendrá 15 puntos de la envolvente del primer tramo.

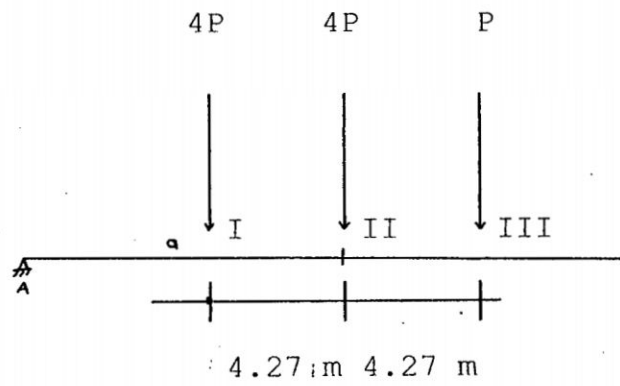
CASO A

CARGA III



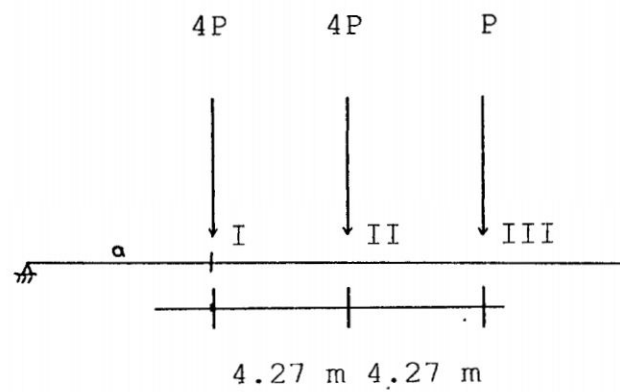
CASO B

CARGA II



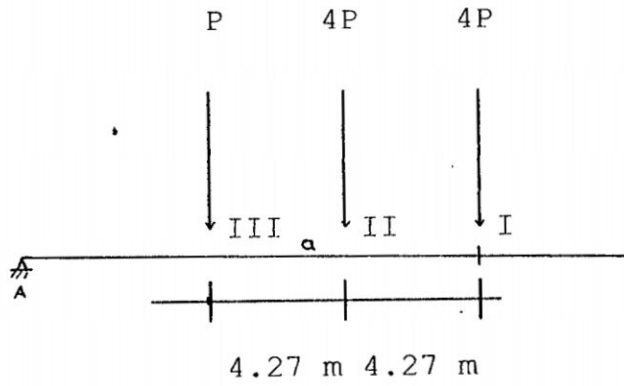
CASO C

CARGA I



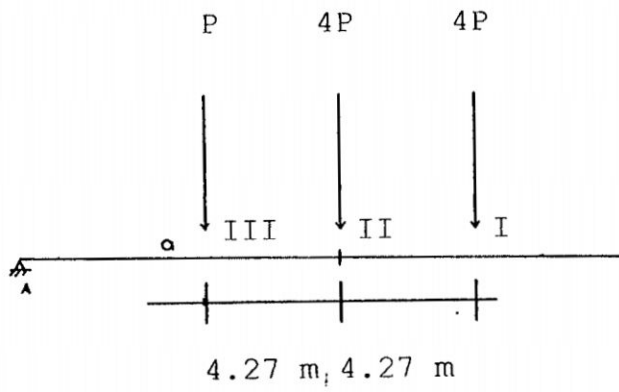
CASO D

CARGA I



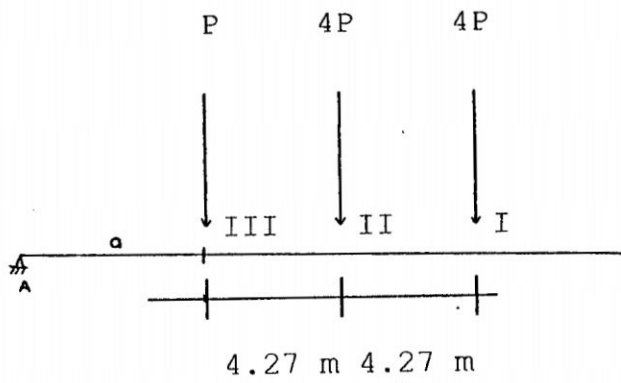
CASO E

CARGA II



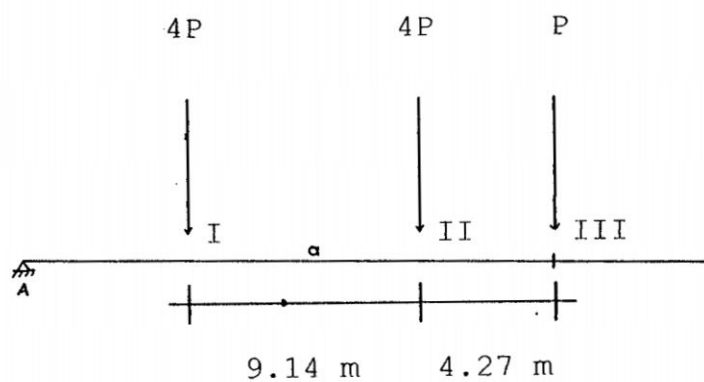
CASO F

CARGA III



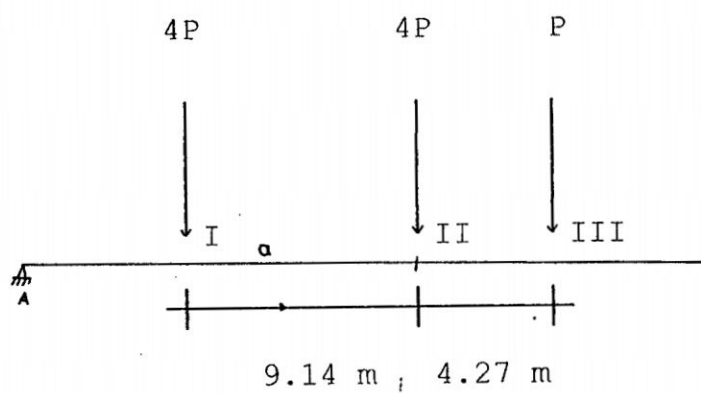
CASO G

CARGA III



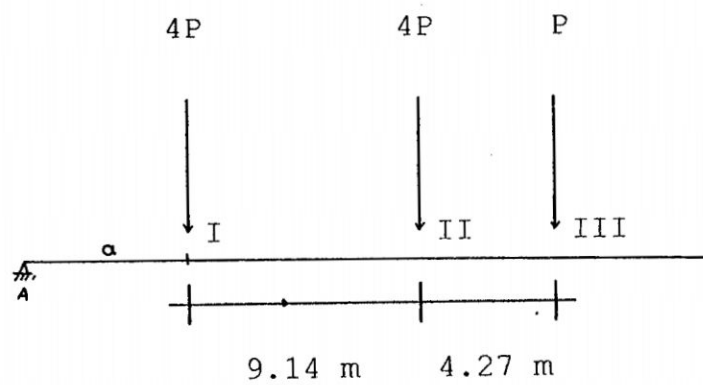
CASO H

CARGA II



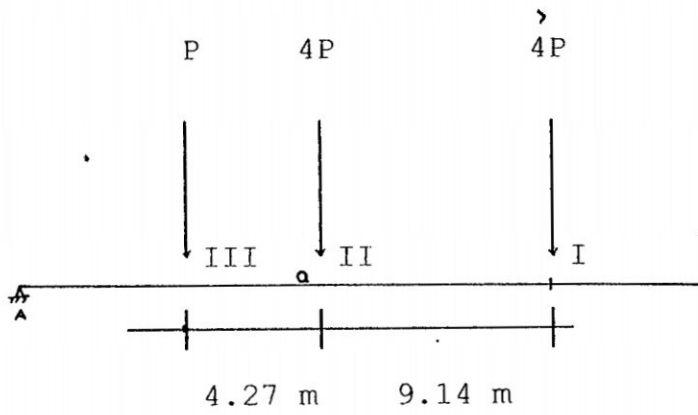
CASO I

CARGA I



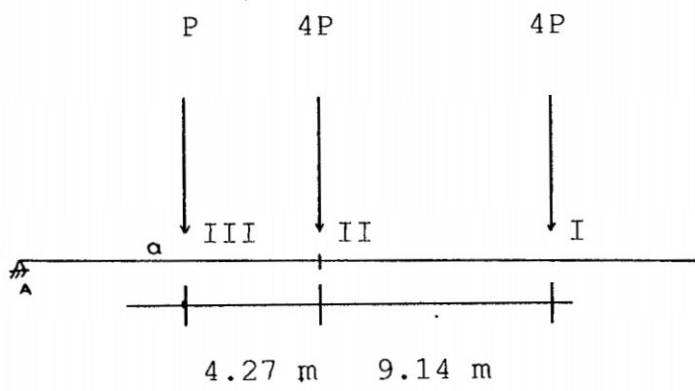
CASO J

CARGA I



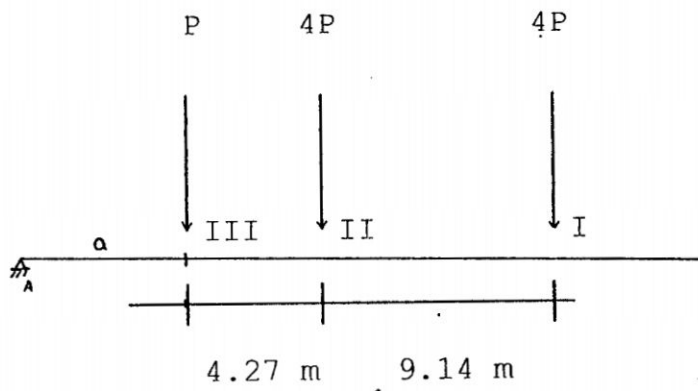
CASO K

CARGA II



CASO L

CARGA III



## CASO A

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
02.5	2.28	0.91	-0.09	0.62	-0.62
05.0	6.51	0.72	-0.28	0.32	-1.95
07.5	14.97	0.27	-0.73	0.87	-4.99
10.0	25.02	-0.37	-1.37	1.64	-9.33
12.5	34.23	-1.16	-2.16	2.57	-14.41
15.0	39.71	-1.94	-2.94	3.48	-19.02
17.5	41.63	-2.96	-3.69	4.35	-22.99
20.0	40.24	-3.43	-4.43	5.17	-26.15
22.5	35.81	-4.13	-5.13	5.94	-28.32
25.0	28.69	-4.80	-5.80	6.64	-29.34
27.5	19.25	-5.44	-6.44	7.27	-29.02
30.0	7.93	-6.03	-7.03	7.80	-27.21
32.5	-4.79	-6.57	-7.57	8.25	-23.72
35.0	-18.38	-7.06	-8.06	8.59	-18.38

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## CASO B

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	4.85	0.85	0.18	-1.05
02.5	11.01	4.40	0.40	0.71	-4.16
05.0	22.21	3.86	-0.14	1.36	-7.78
07.5	35.92	3.07	-0.93	2.30	-12.97
10.0	45.80	2.29	-1.71	3.22	-17.73
12.5	51.99	1.53	-2.47	4.10	-21.91
15.0	54.70	0.79	-3.21	4.94	-25.32
17.5	54.17	0.07	-3.93	5.72	-27.80
20.0	50.71	-0.61	-4.61	6.44	-29.17
22.5	44.66	-1.26	-5.26	7.09	-29.26
25.0	36.43	-1.86	-5.86	7.66	-27.90
27.5	26.44	-2.42	-6.42	8.13	-24.92
30.0	15.21	-2.92	-6.92	8.50	-20.14
32.5	3.27	-3.37	-7.37	8.76	-16.15
35.0	-8.80	-3.76	-7.76	8.89	-8.80

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## CASO C

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	8.09	4.09	1.09	-6.21
02.5	18.24	7.30	3.30	2.03	-11.49
05.0	32.57	6.51	2.51	2.95	-16.40
07.5	43.10	5.75	1.75	3.85	-20.76
10.0	49.99	5.00	1.00	4.70	-24.42
12.5	53.46	4.28	0.28	5.50	-27.18
15.0	53.78	3.59	-0.41	6.24	-28.90
17.5	51.25	2.93	-1.07	6.91	-29.38
20.0	46.24	2.31	-1.69	7.50	-28.46
22.5	39.16	1.74	-2.26	8.00	-25.97
25.0	30.46	1.22	-2.78	8.40	-21.73
27.5	20.67	0.75	-3.25	8.69	-16.16
30.0	10.32	0.34	-3.66	8.87	-10.88
32.5	-0.03	0.00	-4.00	8.91	-10.04
35.0	-9.88	-0.28	-4.28	8.83	-9.88

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## CASO D

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00
02.5	9.11	3.64	-0.36	0.43	-2.49
05.0	18.84	3.18	-0.82	0.98	-5.63
07.5	31.50	2.48	-1.52	1.82	-10.36
10.0	41.66	1.73	-2.27	2.70	-15.12
12.5	48.83	0.96	-3.04	3.61	-19.66
15.0	52.42	0.20	-3.80	4.47	-23.53
17.5	52.66	-0.53	-4.53	5.29	-26.56
20.0	49.83	-1.23	-5.23	6.04	-28.58
22.5	44.26	-1.89	-5.89	6.73	-29.42
25.0	36.32	-2.52	-6.52	7.35	-28.91
27.5	26.43	-3.11	-7.11	7.87	-26.87
30.0	15.08	-3.64	-7.64	8.30	-23.13
32.5	2.79	-4.13	-8.13	8.63	-17.52
35.0	-9.88	-4.55	-4.55	8.83	-9.88

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## CASO E

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	7.39	3.39	0.73	-4.21
02.5	16.71	6.68	-2.68	1.57	-9.00
05.0	30.51	5.96	-1.96	2.43	-13.70
07.5	42.08	5.18	-1.18	3.35	-18.40
10.0	49.93	4.42	-0.42	4.22	-22.48
12.5	54.27	3.68	-0.32	5.05	-25.77
15.0	55.34	2.97	-1.03	5.83	-28.10
17.5	53.42	2.30	-1.70	6.54	-29.31
20.0	48.86	1.66	-2.34	7.18	-29.21
22.5	42.05	1.06	-2.94	7.73	-27.63
25.0	33.43	0.51	-3.49	8.19	-24.41
27.5	23.49	0.11	-3.99	8.54	-19.37
30.0	12.75	-0.43	-4.43	8.78	-12.33
32.5	1.81	-0.81	-4.81	8.90	-10.22
35.0	-8.80	-1.13	-5.13	8.89	-8.80

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## CASO F

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	7.19	6.19	2.16	-12.24
02.5	16.01	6.41	5.41	3.08	-17.08
05.0	28.20	5.64	4.64	3.97	-21.36
07.5	36.72	4.90	3.90	4.82	-24.90
10.0	41.78	4.18	3.18	5.61	-27.53
12.5	43.63	3.49	2.49	6.34	-29.08
15.0	42.59	2.84	1.84	7.00	-29.38
17.5	39.00	2.23	1.23	7.58	-28.25
20.0	33.27	1.66	0.66	8.08	-25.53
22.5	25.86	1.15	0.15	8.45	-21.04
25.0	17.26	0.69	-0.31	8.73	-14.60
27.5	8.02	0.29	-0.71	8.88	-10.21
30.0	-1.31	-0.04	-1.04	8.91	-9.45
32.5	-10.24	-0.32	-1.32	8.81	-13.85
35.0	-18.38	-0.53	-1.53	8.59	-18.38

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## CASO G

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
02.5	2.28	0.91	-0.09	0.11	-0.62
05.0	6.51	0.72	-0.28	0.34	-1.95
07.5	14.97	0.27	-0.73	0.87	-4.99
10.0	21.27	-0.17	-1.17	1.39	-7.87
12.5	25.45	-0.60	-1.60	1.90	-10.85
15.0	30.57	-1.25	-2.25	2.66	-14.37
17.5	34.06	-2.01	-3.01	3.55	-18.66
20.0	34.10	-2.76	-3.76	4.40	-22.28
22.5	30.95	-3.48	-4.48	5.20	-25.06
25.0	24.91	-4.17	-5.17	5.94	-26.84
27.5	16.33	-4.83	-5.83	6.62	-27.43
30.0	5.60	-5.46	-6.46	7.22	-26.68
32.5	-6.81	-6.03	-7.03	7.73	-24.39
35.0	-20.42	-6.56	-7.56	8.15	-20.42

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## CASO H

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	4.85	0.85	0.18	-1.05
02.5	11.01	4.40	0.40	0.71	-4.12
05.0	19.81	3.96	-0.04	1.24	-7.05
07.5	26.46	3.53	-0.47	1.75	-9.77
10.0	33.23	2.98	-1.02	2.39	-13.02
12.5	41.06	2.21	-1.79	3.29	-17.46
15.0	45.29	1.46	-2.54	4.15	-21.30
17.5	46.16	0.73	-3.27	4.97	-24.34
20.0	43.93	0.02	-3.98	5.73	-26.43
22.5	38.91	-0.65	-4.65	6.43	-27.39
25.0	31.47	-1.28	-5.28	7.05	-27.05
27.5	22.02	-1.87	-5.87	7.59	-25.23
30.0	11.03	-2.41	-6.41	8.04	-21.76
32.5	-0.99	-2.91	-6.91	8.38	-18.25
35.0	-13.50	-3.34	-7.34	8.61	-13.50

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## CASO I

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	7.25	3.25	2.08	-11.38
02.5	16.18	6.47	2.47	2.96	-16.00
05.0	28.57	5.71	1.17	3.86	-20.06
07.5	37.31	4.98	0.98	4.69	-23.40
10.0	42.63	4.26	0.26	5.48	-25.83
12.5	44.76	3.58	-0.42	6.20	-27.20
15.0	44.02	2.93	-1.07	6.85	-27.32
17.5	40.75	2.33	-1.67	7.42	-26.03
20.0	35.36	1.77	-2.23	7.89	-23.15
22.5	28.30	1.26	-2.74	8.27	-19.42
25.0	20.05	0.80	-3.20	8.54	-15.37
27.5	11.14	0.41	-3.59	8.69	-15.82
30.0	2.02	0.07	-3.93	8.72	-17.64
32.5	-6.86	-0.21	-4.21	8.64	-17.39
35.0	-15.09	-0.43	-4.43	8.43	-15.09

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## CASO J

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00
02.5	9.11	3.64	-0.36	0.43	-2.49
05.0	16.44	3.29	-0.71	0.85	-4.90
07.5	22.04	2.94	-1.06	1.27	-7.16
10.0	28.16	2.47	-1.53	1.82	-10.04
12.5	35.70	1.78	-2.22	2.63	-14.23
15.0	40.73	1.05	-2.95	3.48	-18.34
17.5	42.76	0.30	-3.70	4.33	-22.02
20.0	41.51	-0.43	-4.43	5.14	-24.87
22.5	37.29	-1.12	-5.12	5.89	-26.73
25.0	30.42	-1.78	-5.78	6.57	-27.43
27.5	21.28	-2.41	-6.41	7.17	-26.78
30.0	10.33	-2.99	-6.99	7.69	-24.63
32.5	-1.98	-3.52	-7.52	8.12	-20.78
35.0	-15.09	-4.00	-8.00	8.43	-15.09

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## CASO K

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	6.71	2.71	1.53	-8.52
02.5	15.04	6.02	2.02	2.53	-12.84
05.0	27.27	5.31	1.31	3.17	-16.91
07.5	37.38	4.55	0.55	4.04	-20.84
10.0	43.93	3.82	-0.18	4.87	-23.99
12.5	47.16	3.11	-0.89	5.63	-26.22
15.0	47.32	2.44	-1.56	6.34	-27.33
17.5	44.75	1.80	-2.20	6.97	-27.11
20.0	39.82	1.20	-2.80	7.53	-25.25
22.5	32.95	0.65	-3.35	7.98	-22.31
25.0	24.62	0.16	-3.84	8.34	-17.27
27.5	15.33	-0.29	-4.29	8.58	-16.83
30.0	5.58	-0.67	-4.67	8.71	-17.78
32.5	-4.19	-1.00	-5.00	8.72	-16.68
35.0	-13.50	-1.26	-5.26	8.61	-13.50

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## CASO L

X	M	V+	V--	RB	MB
00.0	0.00	6.53	5.53	2.91	-15.65
02.5	14.43	5.77	4.77	3.79	-19.76
05.0	25.16	5.03	4.03	4.63	-23.16
07.5	32.38	4.32	3.32	5.42	-25.67
10.0	36.33	3.63	2.63	6.14	-27.13
12.5	37.29	2.98	1.98	6.80	-27.36
15.0	35.61	2.37	1.37	7.37	-26.18
17.5	31.67	1.81	0.81	7.86	-23.43
20.0	25.91	1.30	0.30	8.25	-18.93
22.5	18.81	0.84	-0.16	8.52	-16.16
25.0	10.86	0.43	-0.57	8.68	-17.72
27.5	2.52	0.09	-0.91	8.73	-17.22
30.0	-5.77	-0.19	-1.19	8.65	-14.65
32.5	-13.53	-0.42	-1.42	8.46	-17.07
35.0	-20.42	-0.58	-1.58	8.15	-20.42

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## VALORES MAXIMOS MAXIMOS POR SOBRECARGA HS30 POR VIA

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	8.09	0.00
02.5	18.24	2.10	7.30	0.36
05.0	32.57	4.20	6.51	0.82
07.5	43.10	6.30	5.75	1.52
10.0	49.99	8.41	5.00	2.27
12.5	54.27	10.51	4.28	3.04
15.0	55.34	12.61	3.59	3.80
17.5	54.17	14.71	2.93	4.53
20.0	50.71	16.81	2.31	5.23
22.5	44.76	18.91	1.74	5.89
25.0	36.43	21.01	1.22	6.52
27.5	26.44	23.12	0.75	7.11
30.0	15.21	25.22	0.34	7.64
32.5	3.79	27.32		8.13
35.0		29.42		8.55

RB = 8.09

RA = 8.55

MB = 29.42

Valores que deben ser multiplicados por P = 5.443 Tn.

\* CARGA DE IMPACTO

Según AASHTO para la carga de impacto en luces continuas usar la longitud de la luz en consideración para momentos positivos y usar un promedio de dos luces adyacentes cargadas para momentos negativos.

$$I = 15.24/(L+38)$$

I no mayor de 0.30

En un puente continuo de dos tramos iguales el coeficiente de impacto es el mismo para momentos negativos y positivos en la que L es la luz de uno de los tramos.

entonces.

$$I = 15.24/(L+38)$$

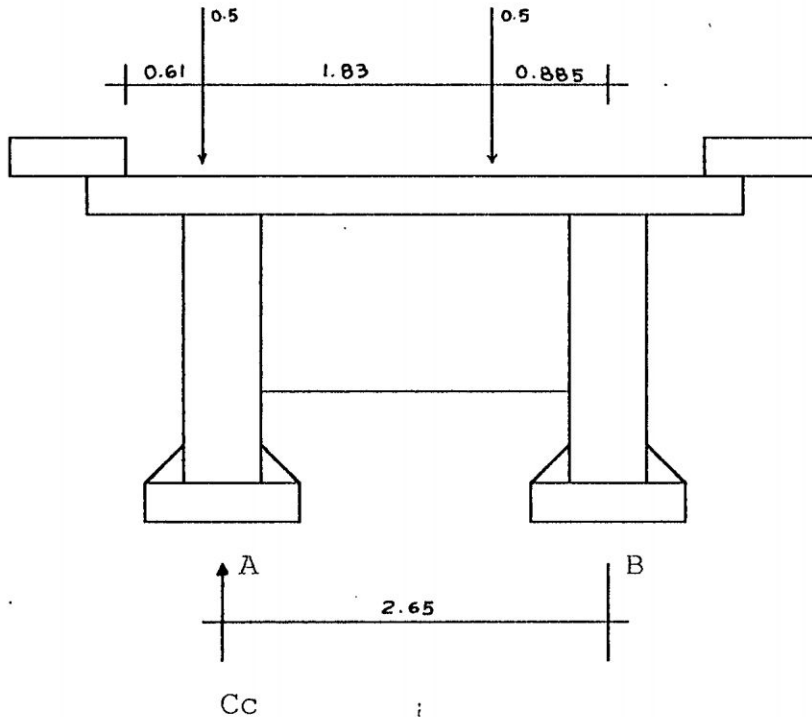
$$L = 35$$

$$I = 0.21 \text{ menor que } 0.30$$

El coeficiente de  $I = 0.21$  deberá ser multiplicado a los valores obtenidos por el tren de cargas lo que al añadirlos a estos valores se tendrá las sollicitaciones por efectos estáticos y dinámicos del tren de cargas en el puente.

\* COEFICIENTE DE CONCENTRACION

De acuerdo a las características del puente y demás condiciones del reglamento AASHTO las cargas pueden ser cargadas de la siguientes manera.



$$\sum MB=0$$

$$2.65C_c = 0.5 \cdot 0.885 + 0.5 \cdot 2.715$$

$$C_c = 0.68$$

El valor de  $C_c = 0.68$  indica que una viga deberá diseñarse con el 68% de las solicitaciones de la carga viva. Este coeficiente multiplicado a los valores obtenidos por vía serán para el diseño de la viga.

VALORES MAXIMOS MAXIMOS POR SOBRECARGA HS30 POR VIA  
INCLUYENDO CARGA DE IMPACTO

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	9.79	0.00
02.5	22.07	2.54	8.83	0.44
05.0	39.41	5.08	7.88	0.99
07.5	52.15	7.62	6.96	1.84
10.0	60.49	10.18	6.05	2.75
12.5	65.67	12.72	5.18	3.68
15.0	66.96	15.26	4.34	4.60
17.5	65.55	17.80	3.55	5.48
20.0	61.36	20.34	2.80	6.33
22.5	54.16	22.88	2.11	7.13
25.0	44.08	25.42	1.48	7.89
27.5	31.99	27.98	0.91	8.60
30.0	18.40	30.52	0.41	9.24
32.5	4.59	33.06		9.84
35.0		35.60		10.35

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443$  Tn.

VALORES MAXIMOS MAXIMOS POR SOBRECARGA HS30  
INCLUYENDO CARGA DE IMPACTO POR VIGA

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	6.66	0.00
02.5	15.01	1.73	6.01	0.30
05.0	26.80	3.46	5.36	0.67
07.5	35.48	5.18	4.73	1.25
10.0	41.13	6.92	4.11	1.87
12.5	44.65	8.65	3.52	2.50
15.0	66.96	15.26	4.34	4.60
17.5	45.53	10.38	2.95	3.13
20.0	41.72	13.83	1.90	4.30
22.5	36.83	15.54	1.43	4.85
25.0	29.97	17.29	1.00	5.36
27.5	21.75	19.02	0.62	5.85
30.0	12.51	20.75	0.28	6.29
32.5	3.12	22.48		6.69
35.0		24.21		7.23

Valores que deben ser multiplicados por  $P = 5.443 \text{ Tn.}$

## VALORES MAXIMOS MAXIMOS POR SOBRECARGA HS30

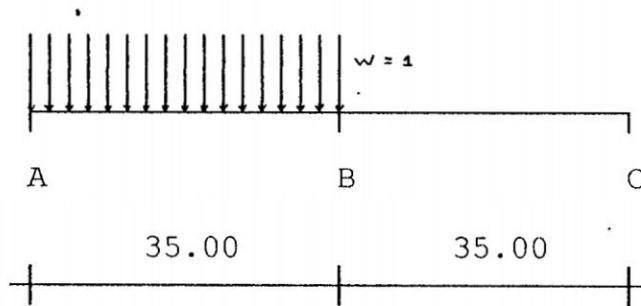
INCLUYENDO CARGA DE IMPACTO POR VIGA (P=5.443Tn)

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	36.23	0.00
02.5	81.69	9.40	32.69	1.61
05.0	145.86	18.86	29.16	3.67
07.5	193.02	28.21	25.75	6.81
10.0	223.88	37.66	22.39	10.17
12.5	243.05	47.07	19.17	13.61
15.0	247.84	56.47	16.08	17.02
17.5	242.60	65.88	13.12	20.29
20.0	227.10	75.28	10.35	23.42
22.5	200.46	84.69	7.79	26.38
25.0	163.15	94.09	5.46	29.20
27.5	118.41	103.54	3.36	31.84
30.0	68.12	112.95	1.52	34.22
32.5	16.97	122.35		36.41
35.0		131.76		38.29

## ANALISIS PARA SOBRECARGA EQUIVALENTE

## \* ANALISIS PARA CARGA DISTRIBUIDA

## MOMENTO POSITIVO



Usando la ecuación de tres momentos

$$M_A = 0$$

$$M_C = 0$$

$$140M_B = -10718.50$$

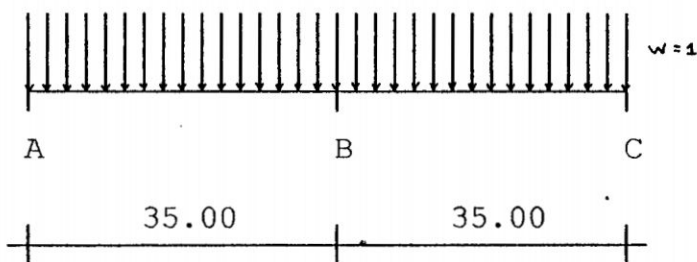
$$M_B = -76.56$$

$$R_A = 15.31$$

$$M_x = 15.31x - 0.5x^2$$

$$V_x = 15.31 - x$$

## MOMENTO NEGATIVO



Usando la ecuación de tres momentos

$$MA = 0$$

$$MC = 0$$

$$140MB = -21437.50$$

$$MB = -153.13$$

$$RA = 13.12$$

$$Mx = 13.12x - 0.5x^2$$

$$Vx = 13.12 - x$$

## VALORES MAXIMOS POR SOBRECARGA EQUIVALENTE POR VIA

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	15.31	13.12
02.5	35.15	5.47	12.81	10.62
05.0	64.05	10.94	10.31	8.12
07.5	86.70	16.41	7.81	5.62
10.0	103.10	21.87	5.31	3.12
12.5	113.25	27.34	2.81	0.62
15.0	117.15	32.81	0.31	-1.81
17.5	114.80	38.26	-2.19	-4.38
20.0	106.20	43.75	-4.69	-6.88
22.5	91.35	49.22	-7.19	-9.38
25.0	70.25	54.69	-9.69	-11.88
27.5	42.90	60.15	-12.19	-14.38
30.0	9.30	65.62	-14.69	-16.88
32.5	-30.55	-101.73	-17.19	-19.38
35.0	-76.56	-153.13	-19.69	-21.88

Valores que deben ser multiplicados por  $W = 1.429 \text{ Tn/ml}$

VALORES MAXIMOS POR SOBRECARGA EQUIVALENTE POR VIA  
 CONSIDERANDO  $W = 1.429 \text{ Tn/ml}$

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	21.88	18.75
02.5	50.23	-7.82	18.31	15.18
05.0	91.53	-15.63	14.73	11.60
07.5	123.89	-23.45	11.16	8.03
10.0	147.33	-31.26	7.59	4.46
12.5	161.83	-39.07	4.02	0.89
15.0	167.41	-46.89	0.44	-2.69
17.5	164.05	-54.70	-3.13	-6.26
20.0	151.76	-62.52	-6.70	-9.83
22.5	130.54	-70.34	-10.28	-13.40
25.0	100.39	-78.15	-13.85	-16.98
27.5	61.30	-85.95	-17.42	-20.55
30.0	13.29	-93.77	-20.99	-24.12
32.5	-43.66	-145.37	-24.57	-27.69
35.0	-109.41	-218.82	-28.14	-31.27

## \* ANALISIS PARA CARGA PUNTUAL

## VALORES POR CARGA PUNTUAL TIPO CUCHILLA

X	M	V+	V-	RB	MB
00.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
02.5	2.28	0.91	-0.09	0.11	-0.62
05.0	4.11	0.82	-0.18	0.21	-1.22
07.5	5.51	0.73	-0.27	0.32	-1.79
10.0	6.49	0.65	-0.35	0.42	-2.30
12.5	7.06	0.56	-0.44	0.51	-2.73
15.0	7.26	0.48	-0.52	0.60	-3.06
17.5	7.11	0.41	-0.59	0.69	-3.28
20.0	6.65	0.33	-0.67	0.76	-3.37
22.5	5.91	0.26	-0.74	0.83	-3.30
25.0	4.96	0.20	-0.80	0.89	-3.06
27.5	3.83	0.14	-0.86	0.94	-2.63
30.0	2.58	0.09	-0.91	0.97	-1.99
32.5	-1.28	0.04	-0.96	0.99	-1.12
35.0	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.00

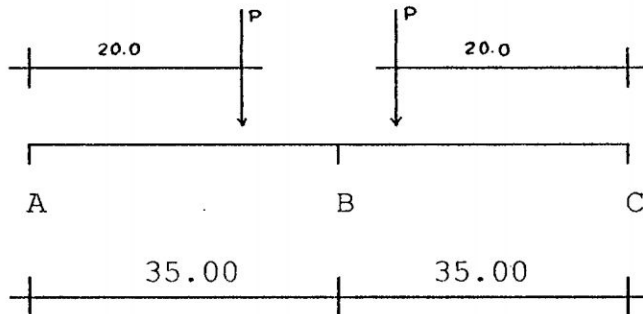
Valores que deben ser multiplicados por  $P_v = 17.690 \text{ Tn.}$

$P_m = 12.247 \text{ Tn.}$

En puentes continuos el reglamento AASHTO permite sólo una carga de cuchilla por carril y ubicada en la ordenada máxima positiva de la línea de influencia que se quiera analizar.

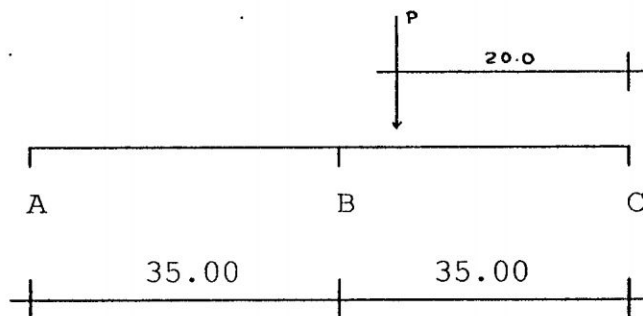
Para momentos negativos en puentes continuos el reglamento AASHTO permite hasta dos cargas de cuchilla por carril ubicándose estas en las dos ordenadas máximas negativas y contiguas de la línea de influencia de la sección que se quiera analizar.

\* MOMENTO NEGATIVO MAXIMO EN B



$$M_B = -6.74P$$

\* MOMENTO NEGATIVO MAXIMO EN EL TRAMO



$$M_B = -3.37P$$

## VALORES MAXIMOS POR CARGA PUNTUAL TIPO CUCHILLA

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	1.00	-0.10
02.5	2.28	-0.24	0.91	-0.19
05.0	4.11	-0.48	0.82	-0.28
07.5	5.51	-0.72	0.73	-0.37
10.0	6.49	-0.96	0.65	-0.45
12.5	7.06	-1.20	0.56	-0.54
15.0	7.26	-1.44	0.48	-0.62
17.5	7.11	-1.69	0.41	-0.69
20.0	6.65	-1.93	0.33	-0.77
22.5	5.91	-2.17	0.26	-0.84
25.0	4.96	-2.94	0.20	-0.90
27.5	3.83	-2.65	0.14	-0.96
30.0	2.58	-2.92	0.09	-1.01
32.5	1.28	-4.83	0.04	-1.06
35.0	0.00	-6.74	0.00	-1.10

Valores que deben ser multiplicados por  $P_v = 17.690 \text{ Tn.}$

$P_m = 12.247 \text{ Tn.}$

## VALORES MAXIMOS POR CARGA PUNTUAL TIPO CUCHILLA

PM = 12.247 Tn

PV = 17.690 Tn

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	17.69	-1.77
02.5	27.92	-2.94	16.10	-3.36
05.0	50.34	-5.88	14.51	-4.95
07.5	67.48	-8.82	12.91	-6.55
10.0	79.48	-11.76	11.50	-7.96
12.5	86.46	-14.70	9.91	-9.55
15.0	88.91	-17.64	8.49	-10.97
17.5	87.08	-20.70	7.25	-12.21
20.0	81.44	-23.64	5.84	-13.62
22.5	72.38	-26.58	4.60	-14.86
25.0	60.75	-29.52	3.57	-15.92
27.5	46.91	-32.46	2.48	-16.98
30.0	31.60	-35.76	1.59	-17.87
32.5	15.68	-59.15	0.71	-18.75
35.0	0.00	-82.54	0.00	-19.46

## VALORES MAXIMOS POR SOBRECARGA EQUIVALENTE POR VIA

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	39.57	0.00
02.5	63.07	10.76	34.41	0.00
05.0	141.87	21.51	29.24	0.00
07.5	191.37	32.27	24.07	0.00
10.0	226.81	43.02	19.09	3.50
12.5	248.29	53.77	13.93	8.66
15.0	256.32	64.53	8.93	13.66
17.5	251.13	75.40	4.12	18.47
20.0	233.20	86.16	0.00	23.45
22.5	202.92	96.92	0.00	28.26
25.0	161.14	107.67	0.00	32.90
27.5	108.21	118.41	0.00	37.53
30.0	44.89	129.53	0.00	41.99
32.5	0.00	204.52	0.00	46.44
35.0	0.00	301.36	0.00	50.73

Los valores obtenidos anteriormente corresponden por vía lo que para convertirlo a valores de diseño por viga usaremos la siguiente relación.

$$V_{viga} = V_{vía} * \text{vías/vigas}$$

$$V_{viga} = V_{vía} * 1/2$$

El coeficiente de impacto es lo mismo para el tren de cargas es decir  $I = 0.21$

VALORES POR SOBRECARGA EQUIVALENTE POR VIGA

INCLUYE IMPACTO

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	23.94	0.00
02.5	38.16	6.51	20.82	0.00
05.0	85.83	13.01	17.69	0.00
07.5	115.78	19.52	14.56	0.00
10.0	137.22	26.03	11.55	2.12
12.5	150.22	32.53	8.43	5.24
15.0	155.07	39.04	5.40	8.26
17.5	151.93	45.62	2.49	11.17
20.0	141.09	52.13	0.00	14.19
22.5	122.77	58.64	0.00	17.10
25.0	97.49	65.14	0.00	19.91
27.5	65.47	71.64	0.00	22.71
30.0	27.16	78.37	0.00	25.40
32.5	0.00	123.73	0.00	28.10
35.0	0.00	182.32	0.00	30.69

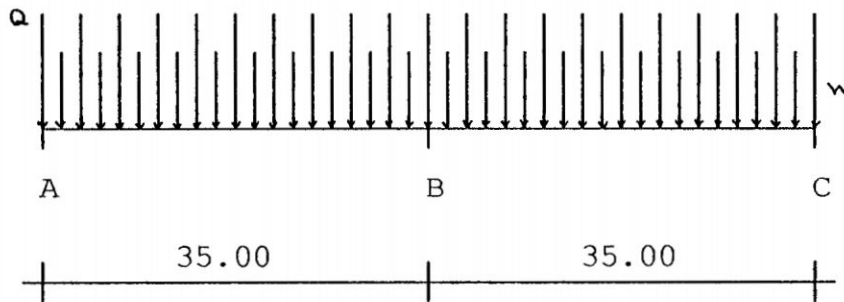
VALORES MAXIMOS PARA DISEÑO POR SOBRECARGA POR VIGA  
INCLUYE IMPACTO

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	36.23	0.00
02.5	81.69	9.40	32.69	1.61
05.0	145.86	18.81	29.16	3.67
07.5	193.02	28.21	25.75	6.81
10.0	223.88	37.66	22.39	10.17
12.5	234.05	47.07	19.17	13.61
15.0	247.84	56.47	16.08	17.02
17.5	242.60	65.88	13.12	20.29
20.0	227.10	75.28	10.35	23.42
22.5	200.46	84.69	7.79	26.38
25.0	163.15	94.09	5.46	29.20
27.5	118.41	103.54	3.36	31.84
30.0	68.12	112.95	1.52	34.22
32.5	16.97	123.73	0.00	36.41
35.0	0.00	182.32	0.00	38.29

## 3.2.4.3 ANALISIS POR CARGA MUERTA

- Peso de vigas	$2 \times 2.40 \times 0.765$	= 3.67 Tn/ml
- Peso de losa	$2.40 \times 0.880$	= 2.11 Tn/ml
- Peso de vereda	$2 \times 2.40 \times 0.120$	= 0.58 Tn/ml
- Peso de asfalto	$2.00 \times 0.200$	= 0.40 Tn/ml
- Peso de baranda	$2 \times 0.150$	= 0.30 Tn/ml
	$W_D$	= 7.06 Tn/ml

Peso de vigas diafragmas  $2.40 \times 0.20 \times 0.80 \times 2.30 = 0.88 \text{ Tn}$



$$Q = 0.88 \text{ Tn}$$

$$W = 7.06 \text{ Tn/ml}$$

Usando la ecuación de tres momentos

$$M_A = 0 \quad M_C = 0$$

$$140M_B = -156684.85$$

$$M_B = -1119.18 \text{ Tn m}$$

$$R_A = 96.41 \text{ Tn}$$

$$R_B = 319.85 \text{ Tn}$$

## VALORES POR CARGA MUERTA

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	-96.41	0.00
02.5	216.77	0.00	-77.88	0.00
05.0	388.10	0.00	-59.35	0.00
07.5	513.98	0.00	-40.82	0.00
10.0	593.98	0.00	-23.17	0.00
12.5	628.09	0.00	-4.46	0.00
15.0	616.75	0.00	0.00	-13.89
17.5	559.97	0.00	0.00	-32.42
20.0	456.87	0.00	0.00	-50.07
22.5	308.32	0.00	0.00	-68.60
25.0	114.33	0.00	0.00	-87.13
27.5	0.00	-125.55	0.00	-104.78
30.0	0.00	-411.32	0.00	-123.31
32.5	0.00	-742.52	0.00	-141.84
35.0	0.00	-1119.18	0.00	-159.49

## VALORES POR CARGA MUERTA POR VIGA

X	M+	M-	V+	V-
00.0	0.00	0.00	48.21	0.00
02.5	108.39	0.00	38.94	0.00
05.0	194.05	0.00	29.68	0.00
07.5	256.99	0.00	20.41	0.00
10.0	296.99	0.00	11.59	0.00
12.5	314.05	0.00	2.23	0.00
15.0	308.38	0.00	0.00	-6.95
17.5	297.99	0.00	0.00	-16.21
20.0	228.44	0.00	0.00	-25.04
22.5	154.16	0.00	0.00	-34.30
25.0	57.16	0.00	0.00	-43.57
27.5	0.00	-62.78	0.00	-52.39
30.0	0.00	-205.66	0.00	-61.66
32.5	0.00	-371.26	0.00	-70.92
35.0	0.00	-559.59	0.00	-79.75

## ANALISIS CON CARGA MUERTA SOBREPUESTA

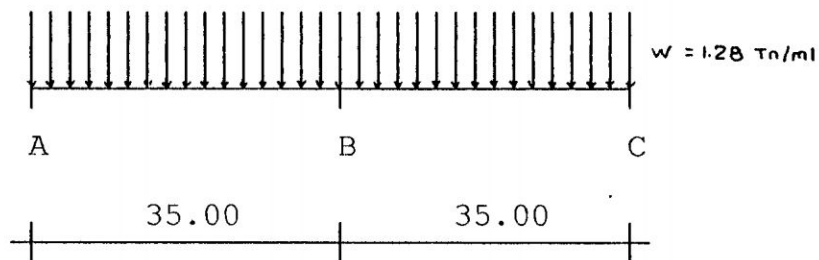
Se considera lo siguiente:

$$\text{Peso de la vereda} \quad 2 \times 2.40 \times 0.12 \quad = 0.58 \text{ Tn/ml}$$

$$\text{Peso de asfalto} \quad 2.00 \times 0.20 \quad = 0.40 \text{ Tn/ml}$$

$$\text{Peso de baranda} \quad 2 \times 0.15 \quad = 0.30 \text{ Tn/ml}$$

$$W = 1.28 \text{ Tn/ml}$$



Usando la ecuación de tres momentos

$$M_A = 0 \quad M_C = 0$$

$$140M_B = -27440$$

$$M_B = -196 \text{ Tn m}$$

$$M = 16.80x - 0.64x^2$$

Los valores por viga tendrá la siguiente expresión.

$$M = 8.40x - 0.32x^2$$

## VALORES DE MOMENTO FLECTOR POR CARGA PERMANENTE POR VIGA

X	PESO PROPIO	C.M. SOBREIMP.	C.M. TOTAL
00.0	0.00	0.00	0.00
02.5	89.39	19.00	108.39
05.0	160.05	34.00	194.05
07.5	211.99	45.00	256.99
10.0	244.99	52.00	296.99
12.5	259.05	55.00	314.05
15.0	254.38	54.00	308.38
17.5	230.99	49.00	279.99
20.0	188.44	40.00	228.44
22.5	127.16	27.00	154.16
25.0	47.16	10.00	57.16
27.5	-51.66	-11.00	-62.66
30.0	-169.66	-36.00	-205.66
32.5	-306.26	-65.00	-371.26
35.0	-461.59	-98.00	-559.59

C.M.: Carga muerta

Los valores por peso propio servirán para el análisis de las secciones en condiciones iniciales es decir inmediatamente después de preesforzado antes de que se haya concluido el proceso constructivo.

#### 3.2.4.4 COMBINACIÓN DE SOLICITACIONES

##### \* DISEÑO EN CONDICIONES DE SERVICIO

$$S = D + (L + I)$$

S = Solicitación en condiciones de servicio.

D = Solicitaciones por carga muerta.

L+I = Solicitaciones por carga viva incluyendo impacto.

Los valores que a continuación se menciona servirán para el análisis de las secciones bajo condiciones finales es decir cuando la estructura del puente se encuentre en proceso de servicio al tránsito vehicular.

##### \* DISEÑO CON FACTORES DE CARGA

La capacidad calculada de carga de ruptura no será menor que:

$$U = 1.5D + 2.5(L + I)$$

U = Capacidad mínima de resistencia.

D = Solicitaciones por carga muerta.

L+I = Solicitaciones por carga viva más impacto.

El AASHO-PCI menciona que estos factores de carga se proponen para claros simple de longitud moderada, para claros largos, claros continuos y diseños poco comunes es recomendable una investigación especial con un incremento probable en los factores de carga de ruptura.

## SOLICITACIONES POR MOMENTO FLECTOR EN CONDICIONES DE SERVICIO

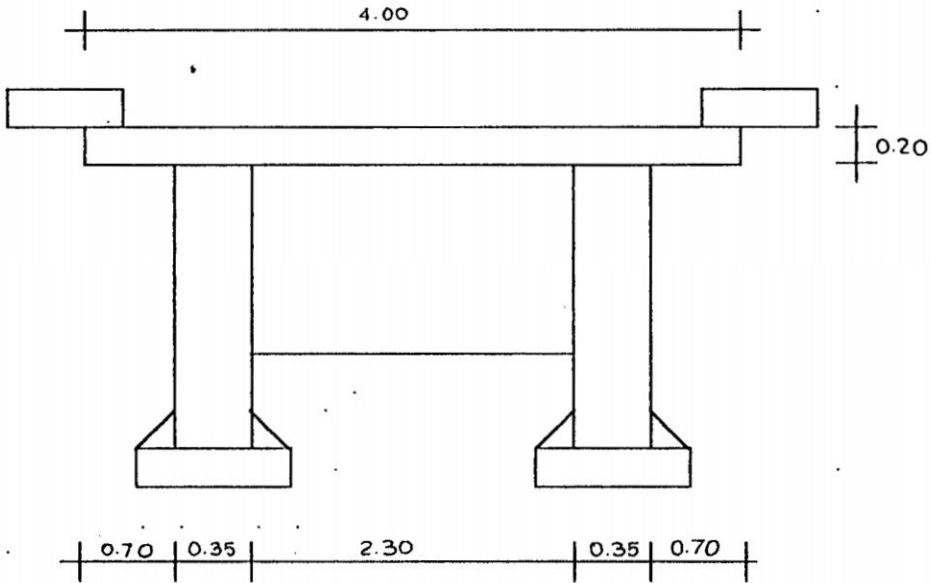
X	Mmax+	Mmin+	Mmax-	Mmin-
00.0	0.00	0.00	0.00	0.00
02.5	190.08	98.99	0.00	0.00
05.0	339.91	175.24	0.00	0.00
07.5	450.01	228.78	0.00	0.00
10.0	520.87	259.13	0.00	0.00
12.5	557.10	266.98	0.00	0.00
15.0	556.22	251.91	0.00	0.00
17.5	522.59	214.11	0.00	0.00
20.0	455.54	153.16	0.00	0.00
22.5	354.16	69.47	0.00	0.00
25.0	220.31	0.00	36.93	0.00
27.5	55.63	0.00	166.32	62.78
30.0	0.00	0.00	318.61	250.16
32.5	0.00	0.00	494.99	371.26
35.0	0.00	0.00	741.91	559.59

## SOLICITACIONES POR FUERZA CORTANTE EN CONDICIONES DE SERVICIO

X	V+	V-
00.0	84.44	0.00
02.5	71.63	0.00
05.0	58.84	0.00
07.5	46.16	0.00
10.0	33.98	0.00
12.5	21.40	11.38
15.0	9.13	23.97
17.5	0.00	36.50
20.0	0.00	48.46
22.5	0.00	60.68
25.0	0.00	72.77
27.5	0.00	84.23
30.0	0.00	95.88
32.5	0.00	107.33
35.0	0.00	118.04

### 3.2.4.5 DISEÑO EN CONDICIONES DE SERVICIO

Características de la viga principal



El área efectiva en la losa tendrá un ancho que resultará de lo siguiente.

a.- La cuarta parte de la longitud de la viga.

b.- La distancia centro a centro de vigas.

c.- Doce veces el espesor mínimo de la losa.

entonces:

$$a.- b = L/4 \qquad b = 35/4 \qquad b = 8.75 \text{ m}$$

$$b.- b = 2.30 + 0.35 \qquad b = 2.65 \text{ m}$$

$$c.- b = 12t \qquad b = 12 \cdot 0.20 \qquad b = 2.40 \text{ m}$$

Por condiciones simétricas el ancho efectivo debe ser considerado como.

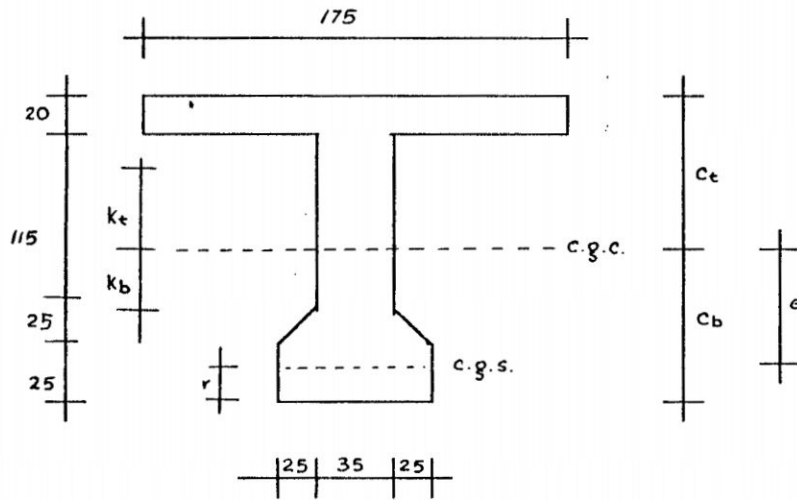
$$b = 0.70 + 0.35 + 0.70$$

$$b = 1.75 \text{ m}$$

## MOMENTOS FLECTORES CON FACTORES DE CARGA

X	Mu+	Mu-
00.0	0.00	0.00
02.5	366.81	0.00
05.0	655.73	0.00
07.5	868.04	0.00
10.0	1005.19	0.00
12.5	1078.70	0.00
15.0	1082.00	0.00
17.5	1026.49	0.00
20.0	910.41	0.00
22.5	732.39	0.00
25.0	493.62	149.49
27.5	201.86	353.02
30.0	0.00	590.87
32.5	0.00	866.22
35.0	0.00	1295.19

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA VIGA DE DISEÑO PARA MOMENTO  
MAXIMO POSITIVO



$$C_b = 100.93 \text{ cm } \gamma_b$$

$$C_t = 84.07 \text{ cm } \gamma_t$$

$$A = 11150.00 \text{ cm}^2$$

$$I = 49864673.23 \text{ cm}^4$$

$$e = 88.43 \text{ cm}$$

donde:

cgs = Centro de gravedad del acero

cgc = Centro de gravedad del concreto

$C_b$  = Ubicación de fibra extrema más lejana al acero

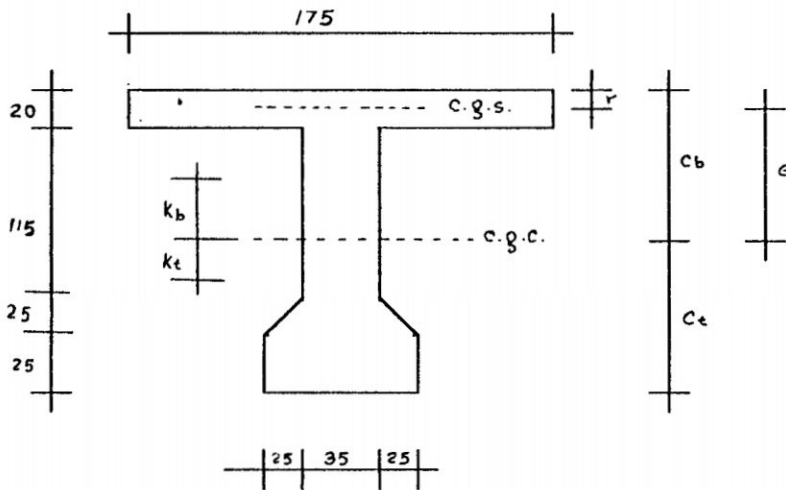
$C_t$  = Ubicación de fibra extrema más cercana al acero

A = Area de la sección

I = Momento de inercia de la sección

e = Distancia entre cgc y cgs

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA VIGA DE DISEÑO PARA MOMENTO  
MAXIMO NEGATIVO



$$C_b = 100.93 \text{ cm}$$

$$C_t = 84.07 \text{ cm}$$

$$A = 11150.00 \text{ cm}^2$$

$$I = 49864673.23 \text{ cm}^4$$

$$e = 84.07 \text{ cm}$$

donde:

cgs = Centro de gravedad del acero

cgc = Centro de gravedad del concreto

$C_b$  = Ubicación de fibra extrema más cercana al acero

$C_t$  = Ubicación de fibra extrema más lejana al acero

$A$  = Area de la sección

$I$  = Momento de inercia de la sección

$e$  = Distancia entre cgc y cgs

**ANALISIS PARA MOMENTO POSITIVO**

F min=	725150	kg	n=	0,82							
A=	11150,00	cm <sup>2</sup>									
I=	49864673,23	cm <sup>4</sup>									
Ct=	84,07	cm									
Cb=	100,93	cm									
PROGRESIVA	EXCENTRICIDAD	MOMENTO PESO PROPIO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL				
			MOMENTO PESO PROPIO		MOMENTO	MOMENTO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO		
			FIBRA SUP.	FIBRA INF.	MAXIMO	MINIMO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	
a	e	PROPIO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	MAXIMO	MINIMO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	
m	cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	kg.cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	comp. max.	compr. min.	
0,0	0,00	0	-65,04	-65,04	0	0	-53,33	-53,33	-53,33	-53,33	
2,5	31,83	8939000	-41,19	-88,88	19008000	7999000	-34,91	-71,75	-53,47	-53,19	
5,0	56,50	16005000	-22,94	-107,13	33991000	14124000	-20,50	-86,16	-54,00	-52,66	
7,5	74,28	21199000	-9,96	-120,11	45001000	18378000	-9,85	-96,81	-54,73	-51,93	
10,0	84,89	24499000	-2,56	-127,52	52087000	20713000	-3,15	-103,51	-56,04	-50,62	
12,5	88,43	25905000	-0,60	-129,47	55710000	21198000	-0,42	-106,24	-58,60	-48,06	
15,0	84,50	25438000	-4,62	-125,46	55622000	19791000	-1,98	-104,67	-62,39	-44,27	
17,5	73,02	23099000	-14,71	-115,36	52259000	16511000	-7,96	-98,70	-68,23	-38,43	
20,0	54,85	18844000	-29,75	-100,32	45554000	11316000	-17,42	-89,24	-75,14	-31,51	
22,5	31,46	12716000	-48,01	-82,06	35462000	4247000	-28,95	-77,71	-81,58	-25,08	
25,0	4,91	4716000	-66,98	-63,09	22031000		-48,41				
27,5	-22,19				5563000		-75,58				
30,0	-46,60										
32,5	-64,52										
35,0	-71,57										
VALORES LIMITES			0,00	-154,00			0,00	-140,00	-140,00	0,00	

**ANALISIS PARA MOMENTO NEGATIVO**

PROGRESIVA	EXCENTRICIDAD	MOMENTO PESO PROPIO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL			
			MOMENTO PESO PROPIO		MOMENTO	MOMENTO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO	
			FIBRA SUP.	FIBRA INF.	MAXIMO	MINIMO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	FIBRA SUP.	FIBRA INF.
a	e	PROPIO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	MAXIMO	MINIMO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	FIBRA SUP.	FIBRA INF.
m	cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	kg.cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	comp. max.	compr. min.
0,0	0,00									
2,5	-31,83									
5,0	-56,50									
7,5	-74,28									
10,0	-84,89									
12,5	-88,43									
15,0	-84,50									
17,5	-73,02									
20,0	-54,85									
22,5	-31,46									
25,0	-4,91									
27,5	22,19	5166000	-83,46	-46,62	1663200	5178000	-66,85	-39,81	-72,77	-33,89
30,0	46,60	16966000	-93,40	-36,67	31861000	16966000	-71,44	-35,22	-46,33	-60,33
32,5	64,52	30626000	-92,28	-37,79	49499000	30626000	-66,38	-40,28	-34,56	-72,10
35,0	71,57	46159000	-74,71	-55,36	74191000	46159000	-47,26	-59,40	0,00	-106,66
VALORES LIMITES			-154,00	0,00			-140,00	0,00	0,00	-140,00

**ANALISIS PARA MOMENTO POSITIVO**

F max=	733600	kg	n=	0,82						
A=	11150,00	cm <sup>2</sup>								
I=	49864673,23	cm <sup>4</sup>								
Ct=	84,07	cm								
Cb=	100,93	cm								

PROGRESIVA	EXCENTRICIDAD	MOMENTO PESO PROPIO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL			
			MOMENTO	PESO PROPIO	MOMENTO	MOMENTO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO	
			FIBRA SUP. compr. min.	FIBRA INF. comp. max.	MAXIMO kg.cm	MINIMO kg.cm	FIBRA SUP. compr. min.	FIBRA INF. comp. max.	FIBRA SUP. comp. max.	FIBRA INF. compr. min.
0,0	0,00	0	-65,79	-65,79	0	0	-53,95	-53,95	-53,95	-53,95
2,5	31,83	8939000	-41,50	-90,09	19008000	7999000	-35,16	-72,75	-53,72	-54,19
5,0	56,50	16005000	-22,90	-108,69	33991000	14124000	-20,46	-87,44	-53,96	-53,95
7,5	74,28	21199000	-9,66	-121,92	45001000	18378000	-9,60	-98,30	-54,49	-53,42
10,0	84,89	24499000	-2,10	-129,48	52087000	20713000	-2,78	-105,12	-55,67	-52,23
12,5	88,43	25905000	-0,10	-131,49	55710000	21198000	0,00	-107,90	-58,19	-49,71
15,0	84,50	25438000	-4,17	-127,42	55622000	19791000	-1,62	-106,28	-62,03	-45,87
17,5	73,02	23099000	-14,43	-117,16	52259000	16511000	-7,73	-100,17	-68,00	-39,90
20,0	54,85	18844000	-29,72	-101,86	45554000	11316000	-17,40	-90,50	-75,12	-32,78
22,5	31,46	12716000	-48,32	-83,27	35462000	4247000	-29,20	-78,70	-81,83	-26,07
25,0	4,91	4716000	-67,67	-63,92	22031000		-48,97			
27,5	-22,19				5563000		-76,46			
30,0	-46,60									
32,5	-64,52									
35,0	-71,57									
VALORES LIMITES			0,00	-154,00			0,00	-140,00	-140,00	0,00

**ANALISIS PARA MOMENTO NEGATIVO**

PROGRESIVA	EXCENTRICIDAD	MOMENTO PESO PROPIO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL			
			MOMENTO	PESO PROPIO	MOMENTO	MOMENTO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO	
			FIBRA SUP. compr. min.	FIBRA INF. comp. max.	MAXIMO kg.cm	MINIMO kg.cm	FIBRA SUP. compr. min.	FIBRA INF. comp. max.	FIBRA SUP. comp. max.	FIBRA INF. compr. min.
0,0	0,00									
2,5	-31,83									
5,0	-56,50									
7,5	-74,28									
10,0	-84,89									
12,5	-88,43									
15,0	-84,50									
17,5	-73,02									
20,0	-54,85									
22,5	-31,46									
25,0	-4,91									
27,5	22,19	5166000	-84,53	-47,06	1663200	5178000	-67,73	-40,18	-73,65	-34,25
30,0	46,60	16966000	-94,83	-36,76	31861000	16966000	-72,61	-35,29	-47,50	-60,41
32,5	64,52	30626000	-93,96	-37,63	49499000	30626000	-67,75	-40,15	-35,93	-71,97
35,0	71,57	46159000	-76,49	-55,10	74191000	46159000	-48,71	-59,19	-1,45	-106,45
VALORES LIMITES			-115,00	0,00			-140,00	0,00	0,00	-140,00

## VARIACION DE LA EXCENTRICIDAD

Tramo de 0 a 12.5m

curva parabólica

$$e_1 = 0.56595200x^2 - 14.1488000x$$

Tramo de 12.5m a 35.0m

curva de cuarto grado

$$e_2 = -0.00062430x^4 + 0.03121475x^3 + 0.04682213x^2 - 10.92516384x - 4.905$$

## ANALISIS ELASTICO DE VIGAS CONTINUAS POSTENSADAS

El análisis esta basado en las siguientes suposiciones.

- Durante la operación de preesforzado los soportes se limitan en cuanto al movimiento vertical.
- El componente horizontal de la tensión en el cable es igual a la tensión en el cable, es decir el perfil del centro de gravedad del acero de preesfuerzo permanece plano.
- La fuerza de fricción es despreciable, es decir la fuerza de preesfuerzo es la misma a través de la longitud de la estructura.
- La reducción en el área de la sección transversal debido a los ductos es despreciable.

El análisis para la fuerza de preesforzado y la determinación de los momentos debido a la fuerza de preesforzado en cualquier punto a lo largo de la viga presenta ciertas características poco usuales.

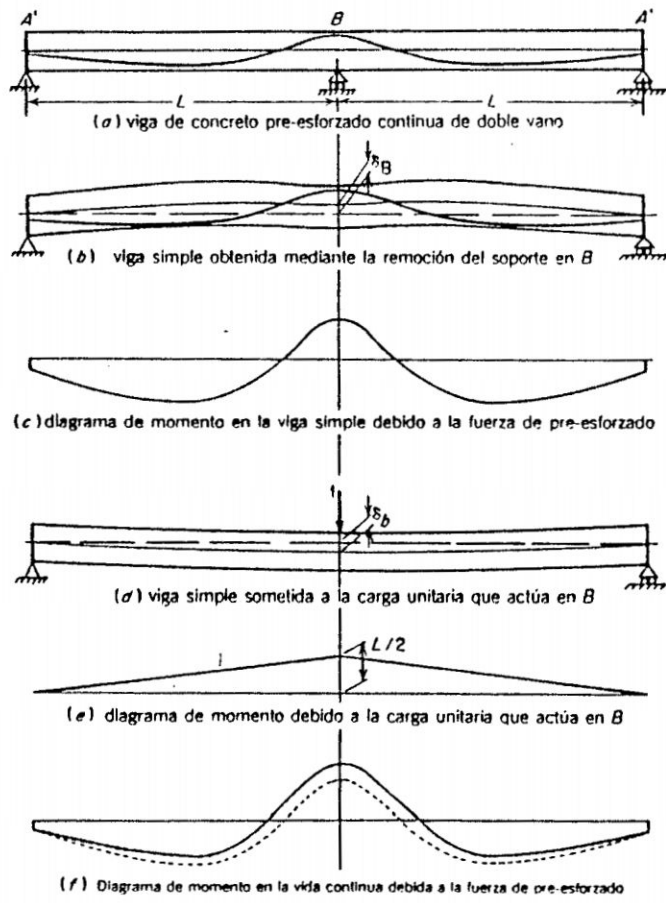


FIG. 10-5. Análisis de una viga continua de doble vano

La figura muestra que la fuerza de presforzado produce momentos indeterminados estáticamente así como momentos determinados. Los momentos determinados estáticamente en cualquier punto puede obtenerse multiplicando la fuerza de presforzado por la excentricidad en el punto dado. El momento indeterminado es el resultado de la limitación adicional originada por el soporte superfluo ya que se supone que los soportes limitan el desplazamiento vertical de la viga.

La reacción indeterminada en B

$$RB = \delta B / \delta b$$

$$\delta B = \int_0^L (P * e * m / EI) dx$$

$$\delta b = \int_0^L (m * m / EI) dx$$

El momento indeterminado en B será

$$MB = \delta B / 2\delta b * L$$

en donde:

P = Fuerza de presforzado

e = Excentricidad. La distancia del cgs al cgc.

m = Momento debido a la carga unitaria.

E = Modulo de elasticidad.

I = Momento de inercia.

x = Distancia medida desde el origen.

$$m = 0.5x$$

$$\delta B = \int_0^{12.5} P * e1 * m / (EI) * dx + \int_{12.5}^{35} P * e2 * m / (EI) * dx$$

$$\delta B = -28.78P / EI + 3.72P / EI$$

$$\delta B = -25.06P / EI$$

$$\delta b = \int_0^{35} m * m / (EI) * dx$$

$$\delta b = 3572.92P / EI$$

$$RB = 0.00702P$$

$$MB = 0.12277P$$

En el siguiente cuadro se muestra

MI = Momento estático.

MII = Momento hiperestático

MT = Momento total (MI+MII).

VT = fuerza cortante total.

## VALORES DE MOMENTO FLECTOR DEBIDO A LA FUERZA DE PREESFORZADO

X	e (cm)	MI	MII	MT
00.0	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
02.5	-31.83	-0.3183	-0.0088	-0.3095
05.0	-56.60	-0.5660	-0.0175	-0.5485
07.5	-74.28	-0.7428	-0.0263	-0.7165
10.0	-84.89	-0.8489	-0.0351	-0.8138
12.5	-88.43	-0.8843	-0.0438	-0.8405
15.0	-84.20	-0.8450	-0.0526	-0.7924
17.5	-73.02	-0.7302	0.0614	-0.6688
20.0	-54.85	-0.5485	0.0702	-0.4783
22.5	-31.46	-0.3146	0.0789	-0.2357
25.0	-4.91	-0.0491	0.0877	0.0386
27.5	22.19	0.2219	0.0965	0.3184
30.0	46.60	0.4660	0.1052	0.5718
32.5	64.52	0.6452	0.1140	0.7592
35.0	71.57	0.7157	0.1228	0.8385

Valores que deben de multiplicarse por P (fuerza de preesforzado).

## DISEÑO POR ESFUERZO CORTANTE

Dado la naturaleza de la viga de soportar solicitaciones de fuerza cortante y momento flector lo que internamente

**ANALISIS PARA MOMENTO POSITIVO INCLUYENDO MOMENTOS POR POSTENSADO**

F max=	733600	kg	n= 0,82							
A=	11150,00	cm2								
I=	49864673,23	cm4								
Ct=	84,07	cm								
Cb=	100,93	cm								
PROGRE-	EXCEN-	MOMENTO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL			
SIVA	TRICIDAD	PESO	MOMENTO PESO PROPIO		MOMENTO	MOMENTO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO	
a	e	PROPIO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	MAXIMO	MINIMO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	FIBRA SUP.	FIBRA INF.
m	cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	kg.cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	comp. max.	compr. min.
0,0	0,00	0	-65,79	-65,79	0	0	-53,95	-53,95	-53,95	-53,95
2,5	31,83	8939000	-41,50	-90,09	18478634	7469634	-34,26	-73,64	-52,82	-55,08
5,0	56,50	16005000	-22,90	-108,69	32938284	13071284	-18,69	-89,22	-52,18	-55,72
7,5	74,28	21199000	-9,66	-121,92	43418918	16795918	-6,93	-100,97	-51,82	-56,08
10,0	84,89	24499000	-2,10	-129,48	54198448	22824448	-6,34	-101,56	-59,23	-48,67
12,5	88,43	25905000	-0,10	-131,49	58344798	23832798	-4,45	-103,45	-62,63	-45,27
15,0	84,50	25438000	-4,17	-127,42	58786164	22955164	-6,95	-100,95	-67,36	-40,54
17,5	73,02	23099000	-14,43	-117,16	55952529	20204529	-13,96	-93,94	-74,23	-33,67
20,0	54,85	18844000	-29,72	-101,86	49776895	15538895	-24,52	-83,38	-82,24	-25,66
22,5	31,46	12716000	-48,32	-83,27	40208245	8993245	-37,21	-70,70	-89,83	-18,07
25,0	4,91	4716000	-67,67	-63,92	27306611	5275611	-48,97	-50,04	-95,01	-12,89
27,5	-22,19				11367977	5804977	-76,46	-21,66	-95,62	-12,28
30,0	-46,60									
32,5	-64,52									
35,0	-71,57									
VALORES LIMITES			0,00	-154,00			0,00	-140,00	-140,00	0,00

**ANALISIS PARA MOMENTO NEGATIVO INCLUYENDO MOMENTOS DE POSTENSADO**

PROGRE-	EXCEN-	MOMENTO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL			
SIVA	TRICIDAD	PESO	MOMENTO PESO PROPIO		MOMENTO	MOMENTO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO	
a	e	PROPIO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	MAXIMO	MINIMO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	FIBRA SUP.	FIBRA INF.
m	cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	kg.cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	comp. max.	compr. min.
0,0	0,00									
2,5	-31,83									
5,0	-56,50									
7,5	-74,28									
10,0	-84,89									
12,5	-88,43									
15,0	-84,50									
17,5	-73,02									
20,0	-54,85									
22,5	-31,46									
25,0	-4,91									
27,5	22,19	5166000	-84,53	-47,06	-4141777	-626977	-77,51	-30,39	-83,44	-24,46
30,0	46,60	16966000	-94,83	-36,76	25532673	10637673	-83,28	-24,62	-58,17	-49,74
32,5	64,52	30626000	-93,96	-37,63	42641307	23768307	-79,31	-28,59	-47,50	-60,41
35,0	71,57	46159000	-76,49	-55,10	66803941	38771941	-61,17	-46,73	-13,91	-93,99
VALORES LIMITES			-154,00	0,00			-140,00	0,00	0,00	-140,00

**ANALISIS PARA MOMENTO POSITIVO INCLUYENDO MOMENTOS DE POSTENSADO**

F min=	725150	kg	n=	0,82
A=	11150,00	cm <sup>2</sup>		
I=	49864673,23	cm <sup>4</sup>		
Ct=	84,07	cm		
Cb=	100,93	cm		

PROGRESIVA	EXCENTRICIDAD	MOMENTO PESO PROPIO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL			
			MOMENTO PESO PROPIO		MOMENTO MAXIMO	MOMENTO MINIMO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO	
			FIBRA SUP. compr. min.	FIBRA INF. comp. max.	kg cm	kg cm	FIBRA SUP. compr. min.	FIBRA INF. comp. max.	FIBRA SUP. comp. max.	FIBRA INF. compr. min.
0,0	0,00	0	-65,04	-65,04	0	0	-53,33	-53,33	-53,33	-53,33
2,5	31,83	8939000	-41,19	-88,88	18484732	7475732	-34,02	-72,64	-52,58	-54,07
5,0	56,50	16005000	-22,94	-107,13	32950410	13083410	-18,75	-87,91	-52,24	-54,42
7,5	74,28	21199000	-9,96	-120,11	43437142	16814142	-7,21	-99,45	-52,10	-54,56
10,0	84,89	24499000	-2,56	-127,52	54174127	22800127	-6,67	-99,99	-59,56	-47,10
12,5	88,43	25905000	-0,60	-129,47	58314449	23802449	-4,81	-101,85	-62,99	-43,67
15,0	84,50	25438000	-4,62	-125,46	58749717	22918717	-7,26	-99,40	-67,67	-38,99
17,5	73,02	23099000	-14,71	-115,36	55909985	20161985	-14,12	-92,54	-74,39	-32,27
20,0	54,85	18844000	-29,75	-100,32	49728253	15490253	-24,46	-82,20	-82,18	-24,48
22,5	31,46	12716000	-48,01	-82,06	40153575	8938575	-36,86	-69,80	-89,49	-17,17
25,0	4,91	4716000	-66,98	-63,09	27245844	5214844	-48,41	-49,46	-94,34	-12,32
27,5	-22,19				11301112	5738112	-75,58	-21,41	-94,63	-12,03
30,0	-46,60									
32,5	-64,52									
35,0	-71,57									
VALORES LIMITES			0,00	-154,00			0,00	-140,00	-140,00	0,00

**ANALISIS PARA MOMENTO NEGATIVO INCLUYENDO MOMENTOS DE POSTENSADO**

PROGRESIVA	EXCENTRICIDAD	MOMENTO PESO PROPIO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL			
			MOMENTO PESO PROPIO		MOMENTO MAXIMO	MOMENTO MINIMO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO	
			FIBRA SUP. compr. min.	FIBRA INF. comp. max.	kg cm	kg cm	FIBRA SUP. compr. min.	FIBRA INF. comp. max.	FIBRA SUP. comp. max.	FIBRA INF. compr. min.
0,0	0,00									
2,5	-31,83									
5,0	-56,50									
7,5	-74,28									
10,0	-84,89									
12,5	-88,43									
15,0	-84,50									
17,5	-73,02									
20,0	-54,85									
22,5	-31,46									
25,0	-4,91									
27,5	22,19	5166000	-83,46	-46,62	-4074912	-560112	-76,52	-30,14	-82,45	-24,21
30,0	46,60	16966000	-93,40	-36,67	25605566	10710566	-81,99	-24,67	-56,88	-49,78
32,5	64,52	30626000	-92,28	-37,79	42720298	23847298	-77,81	-28,85	-45,99	-60,67
35,0	71,57	46159000	-74,71	-55,36	66889030	38857030	-59,57	-47,09	-12,31	-94,35
VALORES LIMITES			-154,00	0,00			-140,00	0,00	0,00	-140,00

producen esfuerzos es necesario analizarlos en su conjunto puesto que estos producen según la inclinación de la sección esfuerzos de tracción y compresión puros siendo crítica la tracción, entonces.

$$St = \frac{\sqrt{(V^2 + (fc/2)^2)} - fc/2}{2}$$

St = Esfuerzo de tracción

fc = Esfuerzo producido por la flexión y preesfuerzo

V = Esfuerzo cortante

$$V = Vc + Q/I \cdot b$$

Vc = Fuerza cortante en la sección de análisis

Q = Momento estático de área

b = Ancho de la sección en análisis

I = Momento de inercia

El análisis se efectuará en la sección del c.g.c. puesto que en ella se obtiene mayor valor de V. De la sección en análisis se obtiene los siguientes valores

$$Q = 331110 \text{ cm}^3$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$I = 49864673 \text{ cm}^4$$

$$Vc = Va - Vs$$

Va = Fuerza cortante debido a las cargas

Vs = Fuerza cortante debido a la fuerza de preesforzado

$$Vs = n \cdot F \cdot \sin(\theta)$$

x	Va	$\theta$	Vs	Vc	f <sub>c</sub>	St
00.0	84.44	8.0532	83.30	1.14	53.33	0.00
02.5	71.63	6.4578	66.87	4.76	53.33	0.02
05.0	58.84	4.8524	50.30	8.54	53.33	0.05
07.5	46.16	3.2392	33.60	12.86	53.33	0.11
10.0	33.98	1.6209	16.82	17.16	53.33	0.20
12.5	21.40	0.0000	0.00	21.40	53.33	0.31
15.0	23.97	1.7878	18.85	5.12	53.33	0.02
17.5	36.50	3.4386	35.66	0.84	53.33	0.00
20.0	48.46	4.8174	49.94	1.84	53.33	0.00
22.5	60.68	5.7926	60.01	0.67	53.33	0.00
25.0	72.77	6.2348	64.58	8.19	53.33	0.05
27.5	84.23	6.0136	62.30	21.93	53.33	0.32
30.0	95.88	4.9947	51.77	44.11	53.33	1.28
32.5	107.33	3.0372	31.51	75.82	53.33	3.63
35.0	118.04	0.0000	0.00	118.04	53.33	3.63

El punto de inflexión ocurre en  $x=25.5$  m con  $\theta=6.2478$ .

El valor límite de St varía de  $0.04f_c$  a  $0.10f_c$  cuando existe un refuerzo suficiente en el alma.

Si  $S_{max} = 0.04f_c$ , entonces

$$S_{max} = 0.04 \cdot 350$$

$$S_{max} = 14.00 \text{ kg/cm}^2$$

Valor muy superior a  $St = 8.15 \text{ kg/cm}^2$ .

El acero mínimo corresponde a la siguiente expresión

$$A_v = 0.0025 \cdot b \cdot s$$

$$s = A_v / 0.0025 \cdot b$$

Si  $A_s$  es N° 3 se tiene

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$s = 1.42 / 0.0025 / 35$$

$$s = 16.22 \text{ cm}$$

Para el presente se usará el siguiente espaciamiento de eje a eje en un tramo.

□ N° 3 : 210 @ 0.15, 35 @ 0.10

PERDIDAS DE PREESFUERZO

• PERDIDA POR FRICCIÓN

$$T_x = T_0 \cdot e^{-(K \cdot L + \mu \cdot \alpha)}$$

$T_0$  = Preesfuerzo inicial

$T_x$  = Preesfuerzo final

$K$  = Coeficiente de fricción por ondulamiento

$\mu$  = Coeficiente de fricción entre el cable y el material del ducto.

$\alpha$  = Cambio angular en radianes

$L$  = Longitud del cable desde el extremo al punto considerado en donde se considera.

$$K = 0.0015$$

$$\mu = 0.25$$

L	$\alpha$	Tx	e	M.C.M.	fcs
00.0	00.0000	725150	00.00	000.00	-65.04
05.0	01.5954	717427	31.83	108.39	-72.00
02.5	03.2008	709756	56.60	194.05	-87.23
07.5	04.8140	702142	74.28	256.99	-102.38
10.0	06.4323	694595	84.89	296.99	-112.12
12.5	08.0532	687122	88.43	314.05	-113.69
15.0	09.8410	679234	84.50	308.38	-105.92
17.5	11.4918	671838	73.02	279.99	-91.09
20.0	12.8706	665311	54.85	228.44	-74.68
22.5	13.8485	660009	31.46	154.16	-62.57
25.0	14.2880	656273	04.91	57.16	-58.61
27.5	14.5352	653131	-22.19	-62.66	-62.24
30.0	15.5541	647784	-46.60	-205.66	-67.09
32.5	17.5116	639874	-64.52	-371.26	-62.77
35.0	20.5488	629091	-71.57	-559.59	-40.73

$\alpha$  = Angulo expresado en saxagesimal

M.C.M. = Momento por peso propio y carga muerta sobreimpuesta

fcs = Esfuerzo del concreto a nivel del acero.

$\underline{fcs}$  = 79.85 kg/cm<sup>2</sup> (media)

• PERDIDA POR CREEP DEL CONCRETO

$\Delta fs = 1.5 * n * \underline{fcs}$

$n = Es/Ec$

$n = 7.48$

$$\Delta f_s = 1.5 * 7.48 * 79.85$$

$$\Delta f_s = 895 \text{ kg/cm}^2$$

- PERDIDA POR CONTRACCION DE FRAGUA

$$\Delta f_s = 0.0002 * E_s.$$

$$\Delta f_s = 0.0002 * 2000000$$

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

- PERDIDA POR RELAJACION DE ACERO

Suponiendo que el acero inicialmente se esforzará a

$$f_{si} = 0.70 f'_s$$

$$\text{Además } f'_s = 18000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{si} = 12600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_s = 0.04 * f_{si}$$

$$\Delta f_s = 504 \text{ kg/cm}^2$$

- PERDIDAS TOTALES

$$\Delta f_s = 896 + 400 + 504$$

$$\Delta f_s = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

- PORCENTAJE DE PERDIDA

$$\% \text{ De pérdida} = 1800 / 12600$$

$$\% \text{ De pérdida} = 14.3\%$$

En el análisis se consideró hasta 18% de pérdidas valor superior a 14.13%

AREA DE ACERO

$$f_{si} = 0.7 * f'_s$$

$$f_s = 0.6 \cdot f'_s$$

$f_{si}$  = Esfuerzo temporal inmediatamente después de la transferencia

$f_s$  = Esfuerzo efectivo

$f'_s$  = Resistencia de ruptura de acero

$$f'_s = 18000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{si} = 12600 \text{ kg/cm}^2$$

La pérdida por cambio de  $f_{si}$  a  $f_s$  es  $1800 \text{ kg/cm}^2$  exactamente igual a las pérdidas anteriormente calculadas entonces

$$A_s = T/f_{si}$$

$$A_s = 725150/12600$$

$$A_s = 57.55 \text{ cm}^2$$

siendo la pérdida total de preesfuerzo

$$\Delta F_i = 57.55 \cdot 1800$$

$$\Delta F_i = 103590 \text{ kg}$$

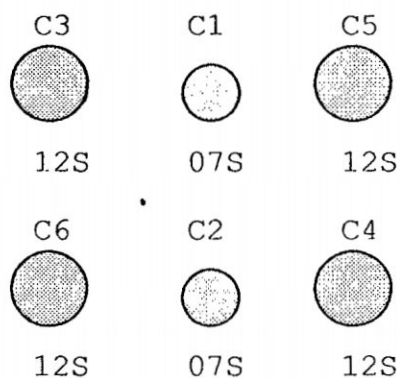
como acero se usará strand de 7 alambres de  $\frac{1}{2}$ " con un área equivalente a  $0.93 \text{ cm}^2$

entonces al número de strand

$$N^\circ \text{ de strand} = 103590/0.93$$

$$N^\circ \text{ de strand} = 111.39$$

En total se usarán 6 paquetes de 4 de 12 strand y 2 de 7 strand haciendo un total de 62 strand.



El orden de tensado será de C1, C2, C3, C4, C5 y finalmente C6

Pérdida de tensión en cables

$$\Delta f = (\#S - \#ST) / \#C * f_c * E_s / E_c * A_s$$

#S = Número de strand

#ST = Número de strand tensados

$f_c$  = esfuerzo del concreto a nivel del acero

Pérdida de tensión para el cable C1

$$\Delta f_1 = (62 - 07) / 62 * 79.85 * 2000000 / (15000 * \sqrt{350}) * (07 * 0.93)$$

$$\Delta f_1 = 3.29 \text{ tn}$$

Pérdida de tensión para el cable C2

$$\Delta f_2 = (62 - 14) / 62 * 79.85 * 2000000 / (15000 * \sqrt{350}) * (07 * 0.93)$$

$$\Delta f_2 = 2.87 \text{ tn}$$

Pérdida de tensión para el cable C3

$$\Delta f_3 = (62 - 26) / 62 * 79.85 * 2000000 / (15000 * \sqrt{350}) * (12 * 0.93)$$

$$\Delta f_3 = 3.69 \text{ tn}$$

Pérdida de tensión para el cable C4

$$\Delta f_4 = (62-38)/62 \cdot 79.85 \cdot 2000000 / (15000 \cdot \sqrt{350}) \cdot (12 \cdot 0.93)$$

$$\Delta f_4 = 2.46 \text{ tn}$$

Pérdida de tensión para el cable C5

$$\Delta f_5 = (62-50)/62 \cdot 79.85 \cdot 2000000 / (15000 \cdot \sqrt{350}) \cdot (12 \cdot 0.93)$$

$$\Delta f_5 = 1.23 \text{ tn}$$

Pérdida de tensión para el cable C6

$$\Delta f_6 = (62-62)/62 \cdot 79.85 \cdot 2000000 / (15000 \cdot \sqrt{350}) \cdot (12 \cdot 0.93)$$

$$\Delta f_6 = 0.00 \text{ tn}$$

La fuerza de tensado en cada cable será

$$\text{cable C1} = (07 \cdot 0.93) \cdot 12.60 + 3.29 = 85.32 \text{ tn}$$

$$\text{cable C2} = (07 \cdot 0.93) \cdot 12.60 + 2.87 = 84.90 \text{ tn}$$

$$\text{cable C3} = (12 \cdot 0.93) \cdot 12.60 + 3.69 = 144.31 \text{ tn}$$

$$\text{cable C4} = (12 \cdot 0.93) \cdot 12.60 + 2.46 = 143.08 \text{ tn}$$

$$\text{cable C5} = (12 \cdot 0.93) \cdot 12.60 + 1.23 = 141.85 \text{ tn}$$

$$\text{cable C6} = (12 \cdot 0.93) \cdot 12.60 + 0.00 = 140.62 \text{ tn}$$

### 3.2.4.6 DISEÑO CON FACTORES DE CARGA

Para secciones rectangulares se tiene

$$M_u = A_s \cdot f_{su} \cdot d \cdot (1 - 0.59 \cdot p \cdot f_{su} / f'_c)$$

$$A_s = 62 \cdot 0.93$$

$$A_s = 57.66 \text{ cm}^2$$

- Para momento máximo positivo

$$f_{su} = f'_s (1 - 0.5 \cdot p \cdot f'_s / f'_c)$$

$$f_{su} = 18000 \cdot (1 - 0.5 \cdot 57.66 / (220 \cdot 172.5)) \cdot 18000 / 350$$

**DETERMINACION DEL USO LIMITE INFERIOR**

ANALISIS PARA MOMENTO POSITIVO										
F=	725150	kg	n= 0,82							
A=	11150,00	cm <sup>2</sup>								
I=	49864673,23	cm <sup>4</sup>								
Ct=	84,07	cm								
Cb=	100,93	cm								
PROGRE-	EXCEN-	MOMENTO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL			
SIVA	TRICIDAD	PE60	MOMENTO PESO PROPIO		MOMENTO	MOMENTO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO	
a	e	PROPIO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	MAXIMO	MINIMO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	FIBRA SUP.	FIBRA INF.
m	cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	kg.cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	comp. max.	compr. min.
0,0	53,00	0	-0,24	-129,83	0	0	-0,20	-106,46	-0,20	-106,46
2,5	65,00	8939000	-0,64	-129,43	19008000	7999000	-1,65	-105,01	-20,21	-86,45
5,0	75,00	16005000	-0,33	-129,75	33991000	14124000	-1,95	-104,71	-35,45	-71,21
7,5	82,00	21199000	-0,53	-129,55	45001000	18378000	-2,11	-104,55	-46,99	-59,67
10,0	86,00	24499000	-1,20	-128,87	52087000	20713000	-2,03	-104,62	-54,93	-51,73
12,5	88,00	25905000	-1,12	-128,95	55710000	21198000	-0,85	-105,81	-59,03	-47,63
15,0	86,00	25438000	-2,78	-127,29	55622000	19791000	-0,48	-106,18	-60,89	-45,77
17,5	80,00	23099000	-6,17	-123,90	52259000	16511000	-0,97	-105,69	-61,24	-45,42
20,0	72,00	18844000	-8,78	-121,29	45554000	11316000	-0,23	-106,43	-57,95	-48,71
22,5	60,00	12716000	-13,12	-116,95	35462000	4247000	-0,34	-106,32	-52,97	-53,69
25,0	53,00	4716000	-8,19	-121,88	22031000		-0,20			
27,5	44,00				5563000		-9,22			
30,0	-1,00									
32,5	-31,00									
35,0	-72,00									
VALORES LIMITES			0,00	-154,00			0,00	-140,00	-140,00	0,00
ANALISIS PARA MOMENTO NEGATIVO										
PROGRE-	EXCEN-	MOMENTO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL			
SIVA	TRICIDAD	PESO	MOMENTO PESO PROPIO		MOMENTO	MOMENTO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO	
a	e	PROPIO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	MAXIMO	MINIMO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	FIBRA SUP.	FIBRA INF.
m	cm	kg.cm	compr. max.	comp. min.	kg.cm	kg.cm	compr. max.	comp. min.	comp. min.	compr. max.
0,0	-53,00									
2,5	-65,00									
5,0	-75,00									
7,5	-82,00									
10,0	-86,00									
12,5	-88,00									
15,0	-86,00									
17,5	-80,00									
20,0	-72,00									
22,5	-60,00									
25,0	-53,00									
27,5	-44,00	5166000	-2,53	-127,54	1663200	5178000	-0,49	-106,17	-6,41	-100,24
30,0	1,00	16966000	-37,65	-92,42	31861000	16966000	-25,73	-80,93	-0,62	-106,04
32,5	31,00	30626000	-51,30	-78,77	49499000	30626000	-32,77	-73,89	-0,95	-105,71
35,0	72,00	46159000	-75,24	-54,83	74191000	46159000	-47,69	-58,97	-0,43	-106,23
VALORES LIMITES			-154,00	0,00			-140,00	0,00	0,00	-140,00

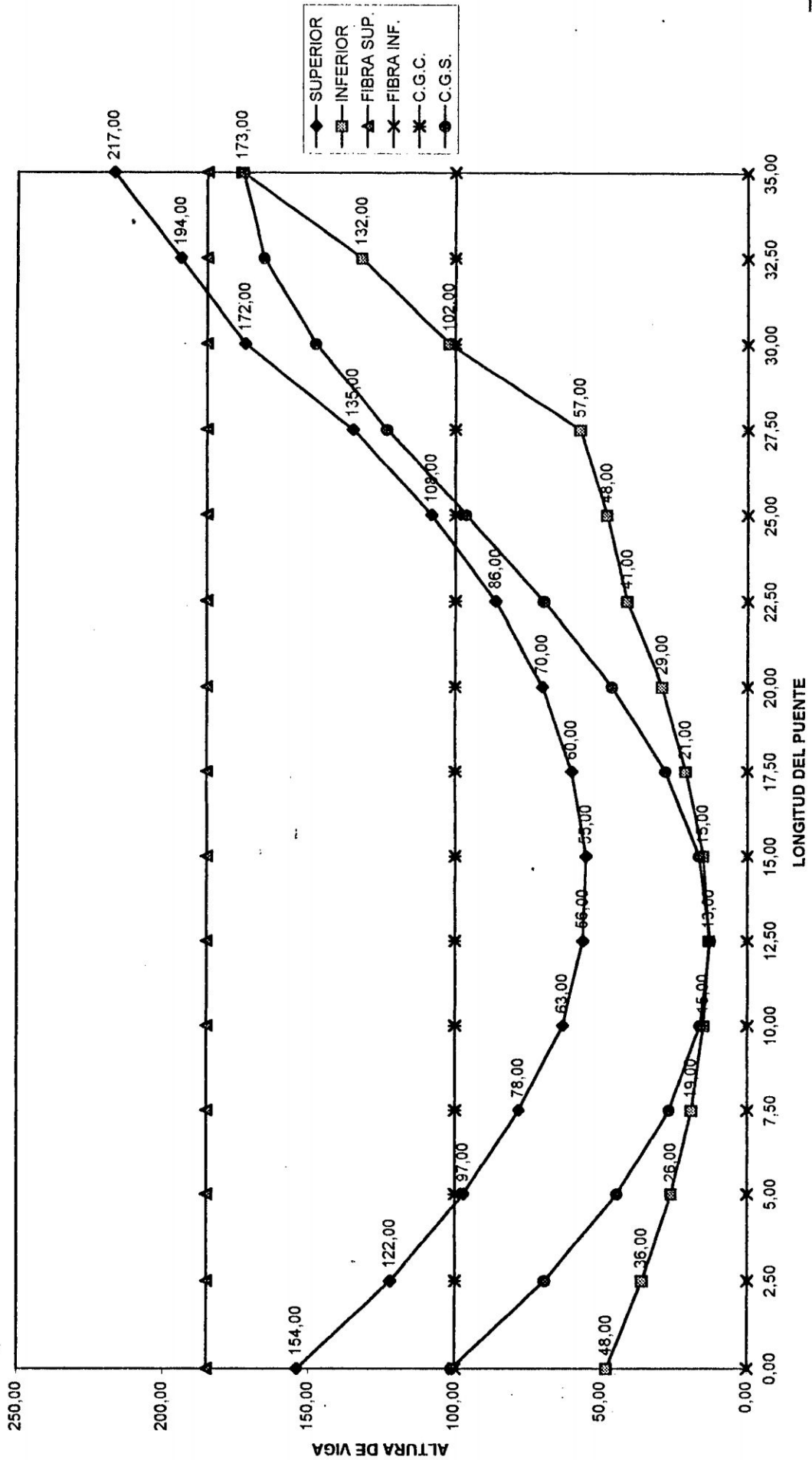
DETERMINACION DEL USO LIMITE SUPERIOR

ANALISIS PARA MOMENTO POSITIVO										
F=	725150	kg	n= 0,82							
A=	11150,00	cm <sup>2</sup>								
I=	49864673,23	cm <sup>4</sup>								
Ct=	84,07	cm								
Cb=	100,93	cm								

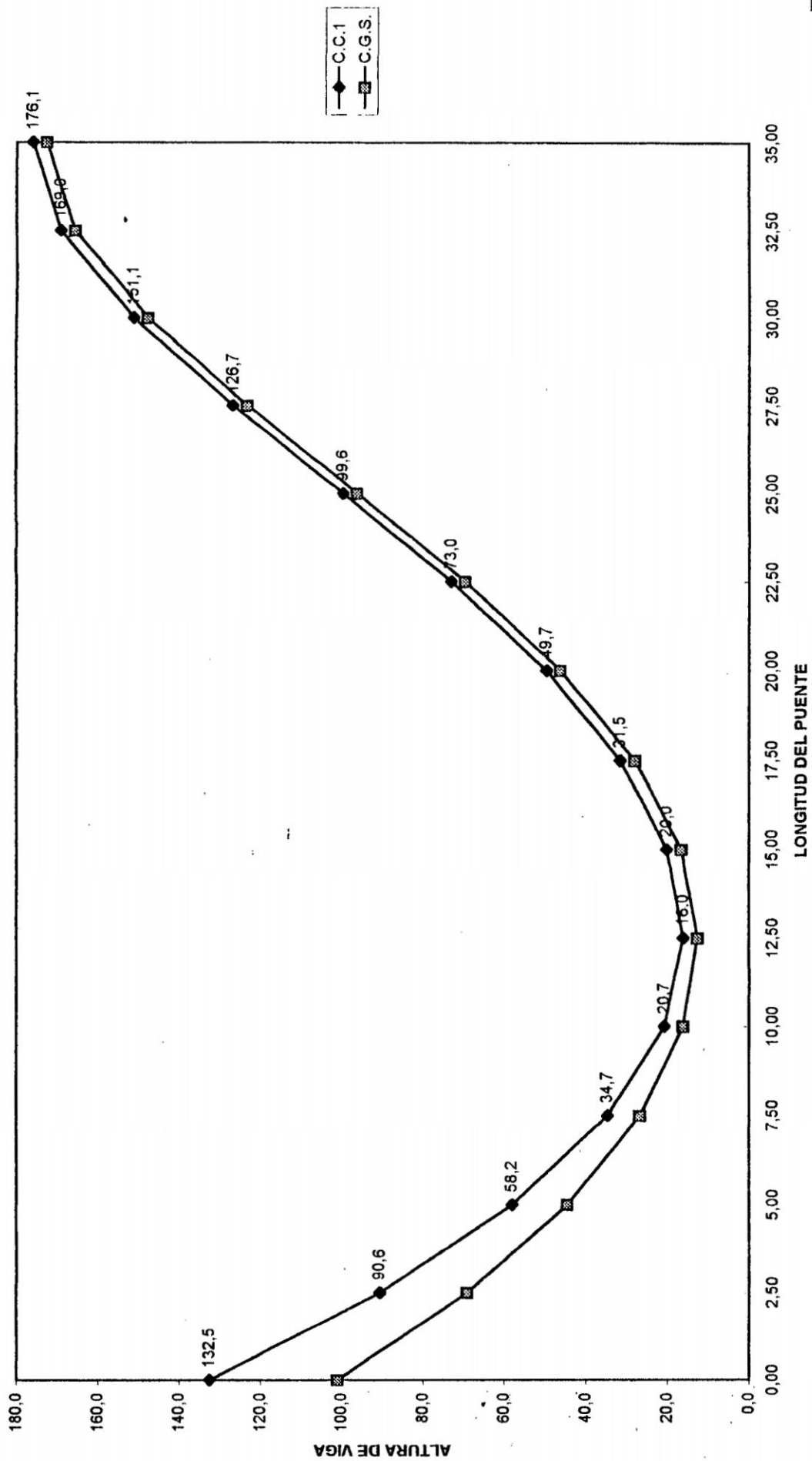
PROGRESIVA	EXCENTRICIDAD	MOMENTO PESO PROPIO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL			
			MOMENTO PESO PROPIO		MOMENTO	MOMENTO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO	
			FIBRA SUP.	FIBRA INF.	MAXIMO	MINIMO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	FIBRA SUP.	FIBRA INF.
a	e	PROPIO	compr. min.	comp. max.	kg.cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	comp. max.	compr. min.
0,0	-53,00	0	-129,83	-0,24	0	0	-106,46	-0,20	-106,46	-0,20
2,5	-21,00	8939000	-105,78	-24,29	19008000	7999000	-87,87	-18,79	-106,43	-0,23
5,0	4,00	16005000	-87,13	-42,94	33991000	14124000	-73,13	-33,53	-106,63	-0,03
7,5	23,00	21199000	-72,66	-57,41	45001000	18378000	-61,26	-45,40	-106,14	-0,52
10,0	38,00	24499000	-59,88	-70,19	52087000	20713000	-50,16	-56,50	-103,05	-3,61
12,5	45,00	25905000	-53,69	-76,38	55710000	21198000	-43,96	-62,70	-102,14	-4,52
15,0	46,00	25438000	-51,68	-78,39	55622000	19791000	-40,58	-66,08	-100,99	-5,67
17,5	41,00	23099000	-53,85	-76,22	52259000	16511000	-40,06	-66,60	-100,33	-6,33
20,0	31,00	18844000	-58,91	-71,17	45554000	11316000	-41,33	-65,33	-99,05	-7,60
22,5	15,00	12716000	-68,14	-61,94	35462000	4247000	-45,45	-61,21	-98,08	-8,58
25,0	-7,00	4716000	-81,54	-48,53	22031000		-60,35			
27,5	-34,00				5563000		-87,41			
30,0	-71,00									
32,5	-93,00									
35,0	-116,00									
VALORES LIMITES			0,00	-154,00			0,00	-140,00	-140,00	0,00

ANALISIS PARA MOMENTO NEGATIVO										
PROGRESIVA	EXCENTRICIDAD	MOMENTO PESO PROPIO	CONDICION INICIAL		SOLICITACIONES		CONDICION FINAL			
			MOMENTO PESO PROPIO		MOMENTO	MOMENTO	MOMENTO MINIMO		MOMENTO MAXIMO	
			FIBRA SUP.	FIBRA INF.	MAXIMO	MINIMO	FIBRA SUP.	FIBRA INF.	FIBRA SUP.	FIBRA INF.
a	e	PROPIO	compr. min.	comp. max.	kg.cm	kg.cm	compr. min.	comp. max.	comp. max.	compr. min.
0,0	53,00									
2,5	21,00									
5,0	-4,00									
7,5	-23,00									
10,0	-38,00									
12,5	-45,00									
15,0	-46,00									
17,5	-41,00									
20,0	-31,00									
22,5	-15,00									
25,0	7,00									
27,5	34,00	5166000	-97,89	-32,18	1663200	5178000	-78,68	-27,97	-84,61	-22,05
30,0	71,00	16966000	-123,23	-6,84	31861000	16966000	-95,90	-10,76	-70,79	-35,87
32,5	93,00	30626000	-127,10	-2,97	49499000	30626000	-94,93	-11,73	-63,11	-43,55
35,0	116,00	46159000	-129,03	-1,04	74191000	46159000	-91,80	-14,86	-44,54	-62,12
VALORES LIMITES			-154,00	0,00			-140,00	0,00	0,00	-140,00

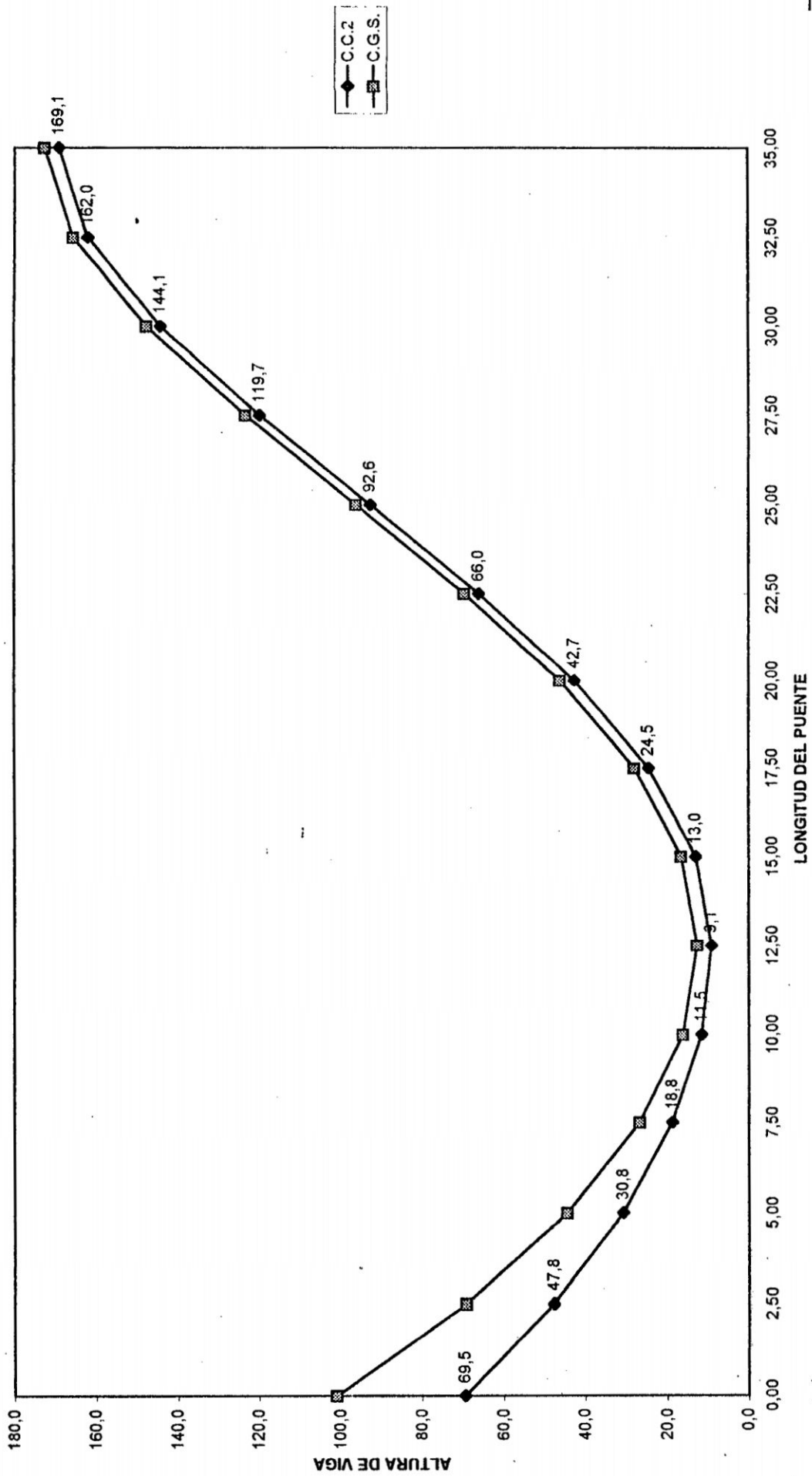
# LIMITE DE USO



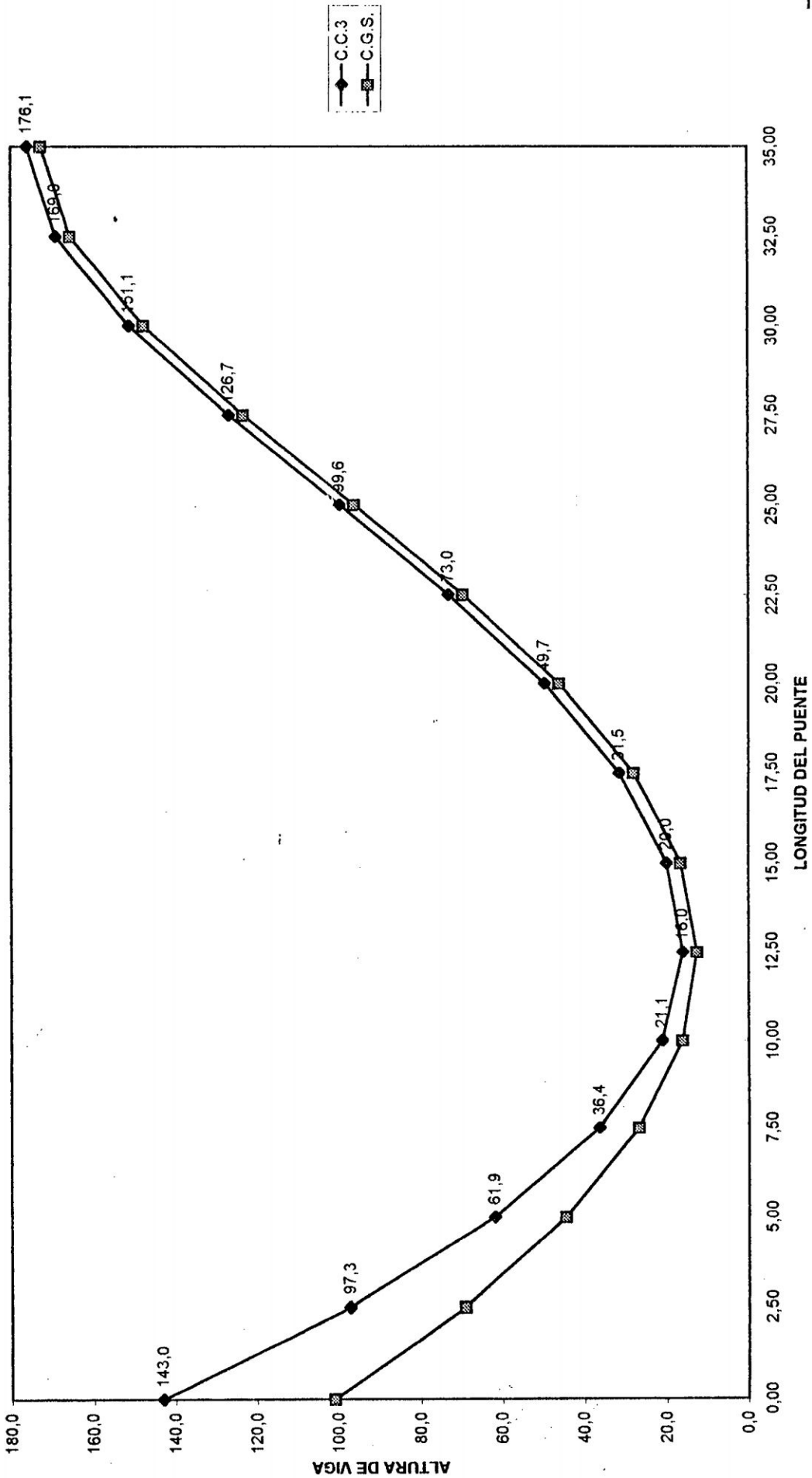
# CAMINO DE CABLE # 1



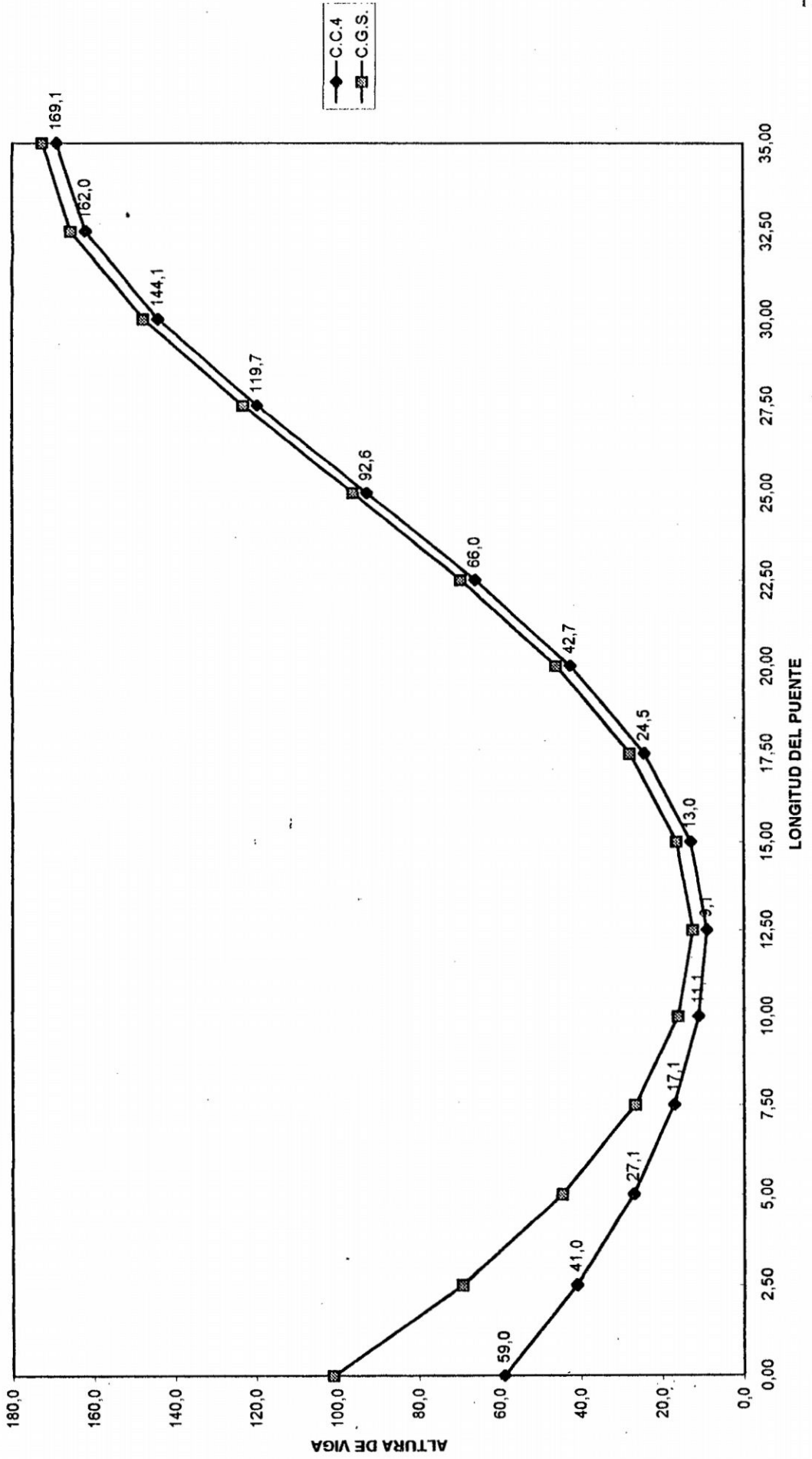
# CAMINO DE CABLE # 2



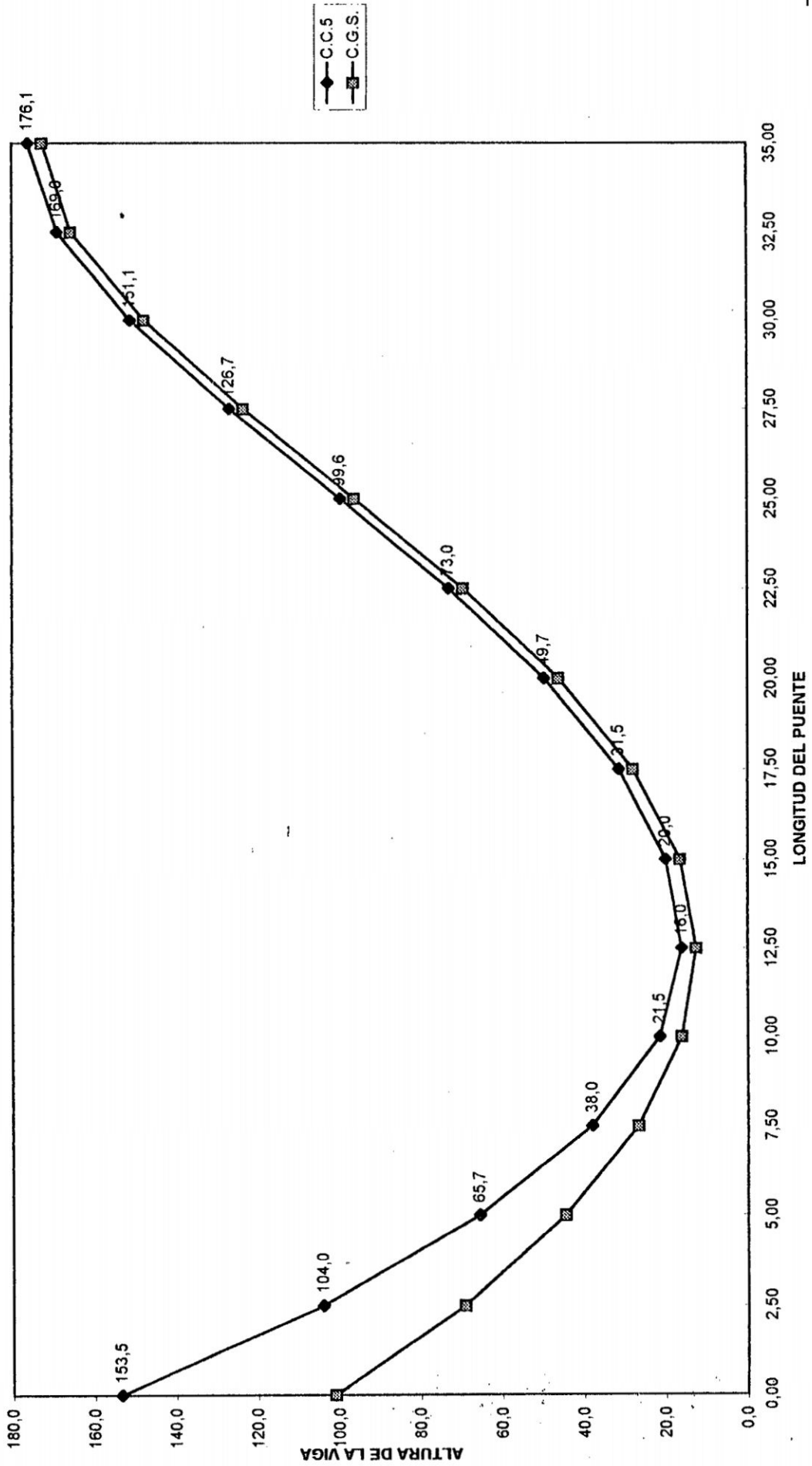
### CAMINO DE CABLE # 3



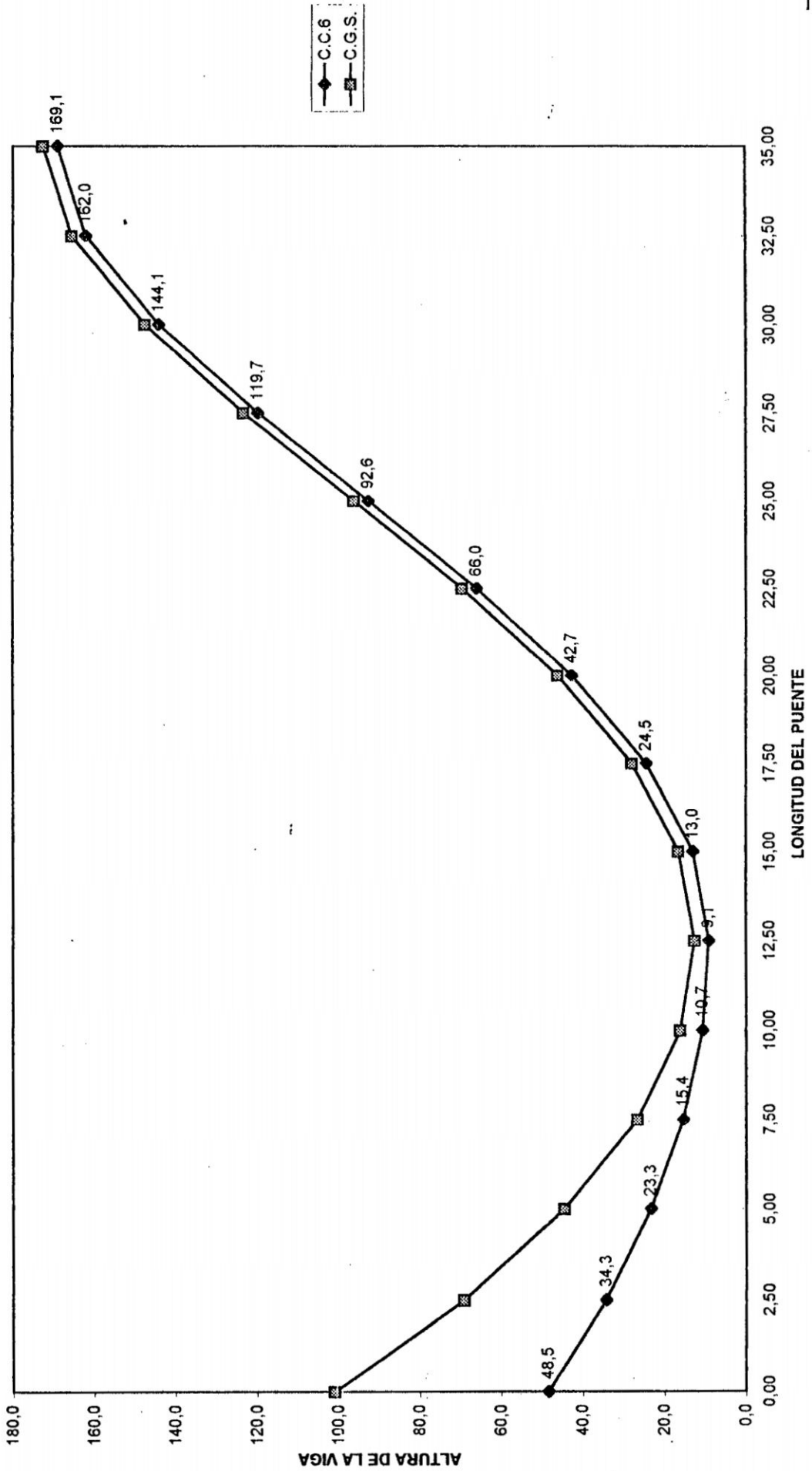
# CAMINO DE CABLE # 4



# CAMINO DE CABLE # 5



# CAMINO DE CABLE # 6



$$f_{su} = 17296 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = A_s \cdot f_{su}$$

$$T = 997330 \text{ kg.}$$

altura del rectángulo de compresión

$$k_d = 997330 / (0.85 \cdot 350 \cdot 220)$$

$$k_d = 15.24 \text{ cm} < 20.00 \text{ cm}$$

La sección se comporta como rectangular

$$M_U = T \cdot (d - k_d / 2)$$

$$M_U = 997330 \cdot (172.5 - 15.24 / 2)$$

$$M_U = 1644 \text{ tn m} \gg 1082.17 \text{ tn m}$$

- Para momento máximo negativo

Area del rectángulo de compresión

$$A = T / 0.85 f_c$$

$$A = 997330 / (0.85 \cdot 350)$$

$$A = 3352 \text{ cm}^2$$

El rectángulo de 85\*25 proporciona 2125 cm<sup>2</sup>

El déficit de área es 1227 cm<sup>2</sup> que proporciona el chaflán.

El área de 3352 cm<sup>2</sup> se consigue con  $k_d = 43.43 \text{ cm}$  con el centro de gravedad a 20.14 cm de la base.

$$M_u = 997330 \cdot (172.5 - 20.14)$$

$$M_u = 15.19 \text{ tn m} \gg 1295.19 \text{ tn m}$$

Existe un factor de seguridad de 17% lo que indica que los factores de carga anteriormente descritos pueden incrementarse tal como lo menciona las normas; en el presente estos factores de carga pueden variar de:

$$Mu = 1.5D + 2.5(L + I) \quad a$$

$$Mu = 1.7D + 2.9(L + I)$$

- ACERO MINIMO

Momento de agrietamiento

$$ft = 2\sqrt{350}$$

$$ft = 37.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mr = Zb * ft$$

$$Zb = I / Cb$$

$$Zb+ = 49864773.23 / 100.93$$

$$Zb+ = 494052.05 \text{ cm}^3$$

$$Mr+ = 494052.05 * 37.4$$

$$Mr+ = 185.77 \text{ tn m}$$

$M+ = 211.98 \text{ tn m} > 185.77 \text{ tn m}$  es decir se cumple con el acero mínimo.

$$Zb- = 49864773.23 / 84.07$$

$$Zb- = 593133.97 \text{ cm}^3$$

$$Mr- = 593133.97 * 37.4$$

$$Mr- = 221.83 \text{ tn m}$$

$M- = 461.59 \text{ tn m} > 221.83 \text{ tn m}$  es decir se cumple con el acero mínimo

- ACERO MAXIMO

Se debe cumplir lo siguiente

$$p * fsu / f'c < 0.3$$

$$\text{Momentos positivos } (62 * 0.93 / 172.5 / 175) * 17296 / 350 < 0.3$$

$$0.0944 < 0.3$$

Momentos negativos  $(62 * 0.93 / 75 / 175) * 17296 / 350 < 0.3$

$$0.2204 < 0.3$$

### 3.2.4.7 BLOCK DE ANCLAJE

La porción circundante a los anclajes se denomina block de anclaje. A través de la longitud de este bloque el preesfuerzo se transmite desde áreas concentradas y se distribuye a través de toda la sección. La longitud de este según estudios teóricos se aproxima al peralte de la viga.

Existen dos zonas por analizar:

- La zona de lascado: en los cuales los esfuerzos de tensión son muy altos y generalmente mayores que los admisibles sin embargo estas actúan en un área pequeña por lo tanto la fuerza total de tensión no es muy grande. Esta zona esta ubicada en el extremo de la viga y en ella se pueden utilizar mallas de alambre o varillas de acero.
- La zona de desgarramiento o de reventamiento: en la cual se pueden usar espirales de acero o de estribo.

#### A.- PARA LA ZONA DE REVENTAMIENTO

Se asume que existe dos fuerzas de preesforzado según la fig 7.23(b).

siendo  $f = F/A$

F = Preesfuerzo axial total en el extremo de la viga.

A = Area de la sección transversal.

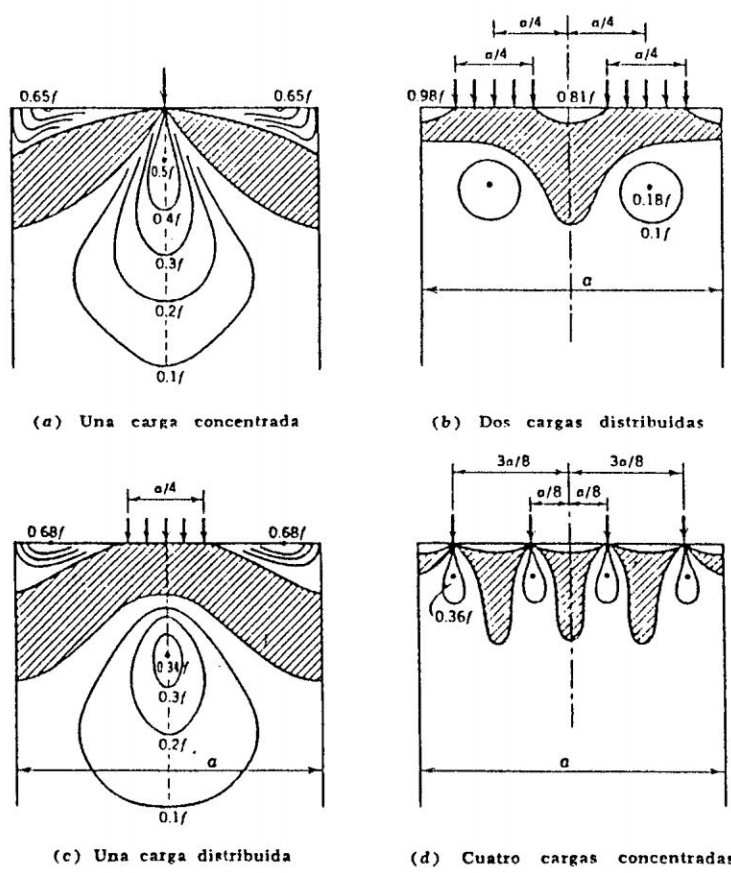


FIG. 7-23. Isobaras para tensión transversal en el prisma final (en función de la compresión promedio  $f$ ). Las áreas sombreadas representan zonas en compresión. (Del *Prestressed Concrete* de Y. Guyon)

Dicho gráfico 7-23(b) está referido a una sección rectangular por lo que en el presente se considera unicamente la sección del alma es decir  $35.00 \times 185.00$  además de la fuerza centrada.

La distribución de esfuerzos de tracción es como sigue de acuerdo a la figura.

X	0.12a	0.18a	0.26a	0.38a	a
ft	0	0.10f	0.18f	0.10f	0

siendo: a = altura de la viga

$$a = 185 \text{ cm}$$

$$f = 725150 / (35 \times 185)$$

$$f = 111.99 \text{ kg/cm}^2$$

entonces

X (cm)	22.2	33.3	48.1	70.3	185.0
ft (kg/cm <sup>2</sup> )	0	11.2	20.2	11.2	0

El valor de ft de concreto es  $14.0 \text{ kg/cm}^2$

Efectuando una interpolación lineal se tiene.

X (cm)	37.9	48.1	63.4
ft (kg/cm <sup>2</sup> )	14.0	20.2	14.0

El esfuerzo promedio que excede los  $14.0 \text{ kg/cm}^2$  es  $17.1 \text{ kg/cm}^2$ , entonces la fuerza total es:

$$T = 17.1 * 35.0 * 25.5$$

$$T = 15261 \text{ kg}$$

Si  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  usar  $f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$

Entonces  $A_s = 15261/2100$

$$A_s = 7.26 \text{ cm}^2$$

Si  $A_s$  N° 3 usando estribo de doble U se tiene  $A_v = 2.92 \text{ cm}^2$

El numero de estribos será:

$$\# \text{ estribos} = 7.26/2.92$$

$$\# \text{ estribos} = 2.48$$

Por lo que se asumirá el siguiente espaciamiento:  $1@0.10\text{m}$ ,  $2@0.15\text{m}$  y  $3@0.10\text{m}$ .

B.- PARA LA ZONA DE LASCADO

Existen esfuerzos altos con:

$$f_t = 0.98f$$

$$f_t = 0.98 * 111.99$$

$$f_t = 109.7 \text{ kg/cm}^2$$

Actúan sobre un área pequeña

El esfuerzo promedio =  $55 \text{ kg/cm}^2$

Longitud que actúa =  $10 \text{ cm}$

$$T = 55 * 10 * 35$$

$$T = 19250 \text{ kg}$$

$T_{\min} = 0.03F$

$T_{\min} = 0.03 * 725150$

$$T_{\min} = 21754.5$$

$$\text{Entonces } A_s = 21754.5/2100$$

$$A_s = 10.35 \text{ cm}^2$$

usar 8 As N° 4

### 3.2.5 DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMAS

La función principal de las vigas diafragmas es evitar la torsión de las vigas principales por efecto del momento negativo de la losa. El momento torsor que absorbe cada viga diafragma tiene la siguiente expresión.

$$M_t = 0.7 \cdot M^- \cdot L$$

$M^-$  = Momento negativo en la losa

L = Separación entre vigas diafragmas

$$M_t = 0.7 \cdot 2.73 \cdot 3.50$$

$$M_t = 6.69 \text{ tn m}$$

El  $M_u$  para diseño a flexión de la viga diafragma puede expresarse como sigue.

$$M_u = 1.7 \cdot M_t$$

$$M_u = 11.37 \text{ tn m}$$

la sección asumida será de  $0.20 \cdot 1.00$

$$\text{entonces } A_s = 3.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0033 \cdot 20 \cdot 90$$

$$A_{s \text{ min}} = 5.94 \text{ cm}^2$$

en total se usara 4 As N° 5 haciendo un total de  $A_s = 8 \text{ cm}^2$

se usara estribo As N° 3 con el siguiente espaciamiento

1@0.05, 5@0.10 y 4@0.15

### 3.2.6 DISEÑO DE APOYO FIJO

En la estructuración del puente se ha considerado apoyo fijo aquella que tendrá conexión con el pilar.

Para el diseño se considera las siguientes fuerzas verticales:

A Peso del puente  $PD=319.85$  Tn

B Peso por carga viva

- Peso por sobrecarga HS30  $PL=8.91P$

Siendo  $P=5.443$  Tn  $PL=48.50$  Tn

- Peso por sobrecarga equivalente

. Por carga distribuida  $PL1=43.76W$

Siendo  $W=1.429$  Tn/ml  $PL1=62.53$  Tn

. Por carga tipo cuchilla  $PL2=2Pv$

Siendo  $Pv=17.690$  Tn  $PL2=35.38$  Tn

Por tanto  $PL=PL1+PL2$

$PL=43.79+35.38$

$PL=79.17$  Tn

C Reacción por impacto  $PI=0.21*PL$

$PI=0.21*79.17$

$PI=16.63$

Para cada viga se tendrá  $PD=159.93$  Tn

$PL=39.59$  Tn

$PI=8.32$  Tn

$PT=207.84$  Tn

Como dispositivo se usará planchas de neopreno que deberán cumplir los siguientes requerimientos de la AASHTO.

- Deflexión permisible  $\delta/t=0.15$

- Dimensión mínima  $=5t$

El diseño consistirá en calcular las dimensiones y calidad del apoyo.

\* Ancho del apoyo

Se considera el ancho de la viga  $a=75$  cm (29.53 in)

\* Largo del apoyo

$$b=PT/(f_c \cdot a)$$

$$f_c=0.4f'_c$$

$$f_c=0.4 \cdot 210$$

$$f_c=84 \text{ kg/cm}^2$$

$$b=207840/(84 \cdot 75)$$

$$b=32.99 \text{ cm}$$

Se usará  $b=50$  cm (19.69 in)

\* Espesor de apoyo

Se considerará como  $t=5$  cm (1.97 in)

\* Dureza del apoyo

- Esfuerzo de compresión  $\sigma_c=PT/(a \cdot b)$

$$\sigma_c=207840/(75 \cdot 50)$$

$$\sigma_c=55.42 \text{ kg/cm}^2 \quad (788 \text{ psi})$$

- Factor de forma  $F_f=(a \cdot b)/(2(a+b) \cdot t)$

$$F_f=(75 \cdot 50)/(2 \cdot (75+50) \cdot 5)$$

$$F_f=3.00$$

Con los valores de  $\sigma_c$  y  $F_f$  se entra a unos ábacos y se obtiene la dureza con la deformación.

Como resultado se tiene para una dureza de 60 se produce una deformación de 13% menor de 15%.

\* Dispositivo de anclaje, se considera como pernos cuya denominación es A-325 para resistir el cortante de sismo.

Peso total del puente

$$EQ=0.1*PD$$

$$EQ=0.1*159.93$$

$$EQ=15.99 \text{ Tn}$$

$$As=EQ/f_v$$

$$As=15990/1480$$

$$As=10.80 \text{ cm}^2$$

En total se usará 4 N° 6 con un área total de 11.36 cm<sup>2</sup>

### 3.2.7 DISEÑO DE APOYO MOVIL

En la estructuración del puente se ha considerado apoyo móvil aquella que tendrá conexión con los estribos.

Para el diseño se consideran las siguientes fuerzas

A Peso del puente por viga  $PD=96.41 \text{ Tn}$

B Reacción por carga viva incluyendo impacto por viga

- Por sobrecarga HS30  $PL=5.50P$

siendo  $P=5.443 \text{ Tn}$   $PL=29.94 \text{ Tn}$

- Por sobrecarga equivalente  $PL=19.79 \text{ Tn}$

Por cada viga se tiene

$$PD=48.21 \text{ Tn}$$

$$PL=29.94 \text{ Tn}$$

$$PI=0.21*PL$$

$$PI=6.29 \text{ Tn}$$

$$PT=84.44 \text{ Tn}$$

Como dispositivo se usará planchas de neopreno que deberán cumplir los siguientes requerimientos de la AASHTO.

- Deformación permisible  $\Delta/t=0.5$
- Deflexión permisible  $\delta/t=0.15$
- Dimensión mínima  $=5t$
- Variación de temperatura  $=20^{\circ}\text{C}$

El diseño consistirá en calcular las dimensiones y calidad del apoyo.

\* Ancho del apoyo

Se considera el ancho de la viga  $a=75 \text{ cm (29.53 in)}$

\* Largo del apoyo

$$b=PT/(fc*a)$$

$$fc=84 \text{ kg/cm}^2$$

$$b=84440/(84*75)$$

$$b=13.40 \text{ cm}$$

Se usará  $b=40 \text{ cm (15.75 in)}$

\* Espesor de apoyo

$$t=0.012*\text{Long. viga} >0.5 \text{ in}$$

$$t=0.012*21.5/.3048$$

$$t=0.85 \text{ in}$$

Se considerará como tres planchas de  $t=2.5$  cm cada uno

\* Dureza del apoyo

$$\text{- Esfuerzo de compresión} \quad \sigma_c = PT / (a*b)$$

$$\sigma_c = 84440 / (40*75)$$

$$\sigma_c = 28.15 \text{ kg/cm}^2 \quad (580 \text{ psi})$$

$$\text{- Factor de forma} \quad F_f = (a*b) / (2(a+b)*t)$$

$$F_f = (40*75) / (2*(40+75)*2.5)$$

$$F_f = 5.22$$

Con los valores de  $\sigma_c$  y  $F_f$  se entra a unos ábacos y se obtiene la dureza con la deformación.

Como resultado se tiene para una dureza de 60 se produce una deformación de 17% mayor de 15%.

Es necesario mejorar el  $F_f$  reduciendo el espesor, esto se conseguirá poniendo una placa metálica de acero intermedio por lo que  $F_f = 2*2.0$

$$F_f = 4.0$$

Con los nuevos valores de  $\sigma_c$  y  $F_f$  la deformación para una dureza de 60 es del orden de 7%

\* Desplazamiento máximo

$$\Delta_{\max} = (PD*e) / (5*a*b) * (k/l) \quad \text{en unidades inglesas}$$

$$k = 1.9 \text{ si temperatura mínima } 20^\circ\text{F}$$

$$l = 160 \text{ si la dureza del neopreno es } 60$$

$$\Delta_{\max} = (28130 * 2.2 * 1.97) / (5 * 15.75 * 15.75) * (1.9 / 160)$$

$$\Delta_{\max} = 1.77 \text{ in}$$

$$\Delta_{\max} = 2.96 \text{ cm}$$

\* Desplazamiento producido:

- Por temperatura

$$\Delta_1 = 0.00001 * \Delta T * L$$

$$\Delta_1 = 0.00001 * 20 * 2150$$

$$\Delta_1 = 0.43 \text{ cm}$$

- Por fragua

$$\Delta_2 = 0.0002 * L$$

$$\Delta_2 = 0.0002 * 2150$$

$$\Delta_2 = 0.43 \text{ cm}$$

- Por creep del concreto

$$\Delta_3 = 2 * \Delta_2$$

$$\Delta_3 = 2 * 0.43$$

$$\Delta_3 = 0.86 \text{ cm}$$

Desplazamiento total

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$$

$$\Delta = 0.43 + 0.43 + 0.83$$

$$\Delta = 1.72 \text{ cm}$$

entonces  $\Delta_{\max} > \Delta$

- Condición del AASHTO

$$\Delta/e < 0.5$$

$$0.34 < 0.5$$

Además la dimensión mínima  $5*t$  es  $25\text{cm} < 40\text{cm}$

### 3.3 INFRAESTRUCTURA

#### 3.3.1 PILAR

##### 3.3.1.1 FUERZAS QUE ACTUAN

Para el diseño se considera las siguientes fuerzas verticales:

A. Carga permanente  $P_D = 319.85 \text{ Tn.}$

B. Sobrecarga  $P_L = 79.17 \text{ Tn.}$

C. Impacto  $P_I = 0.24 * P_L$

$$P_I = 16.63 \text{ Tn.}$$

D. Subpresión del Agua

$$\text{Pilar enterrado} = 18.03 \text{ m}^3$$

$$\text{Pilar sumergido} = 3.19 \text{ m}^3$$

$$B = 0.50 * 18.03 + 1.00 * 3.19$$

$$B = 12.21 \text{ Tn.}$$

E. Peso del Pilar

$$P_P = 67.56 \text{ Tn.}$$

Para el diseño se consideran las siguientes fuerzas horizontales:

A. Fuerza Sísmica de la superestructura

$$EQ = 0.10 * P_D$$

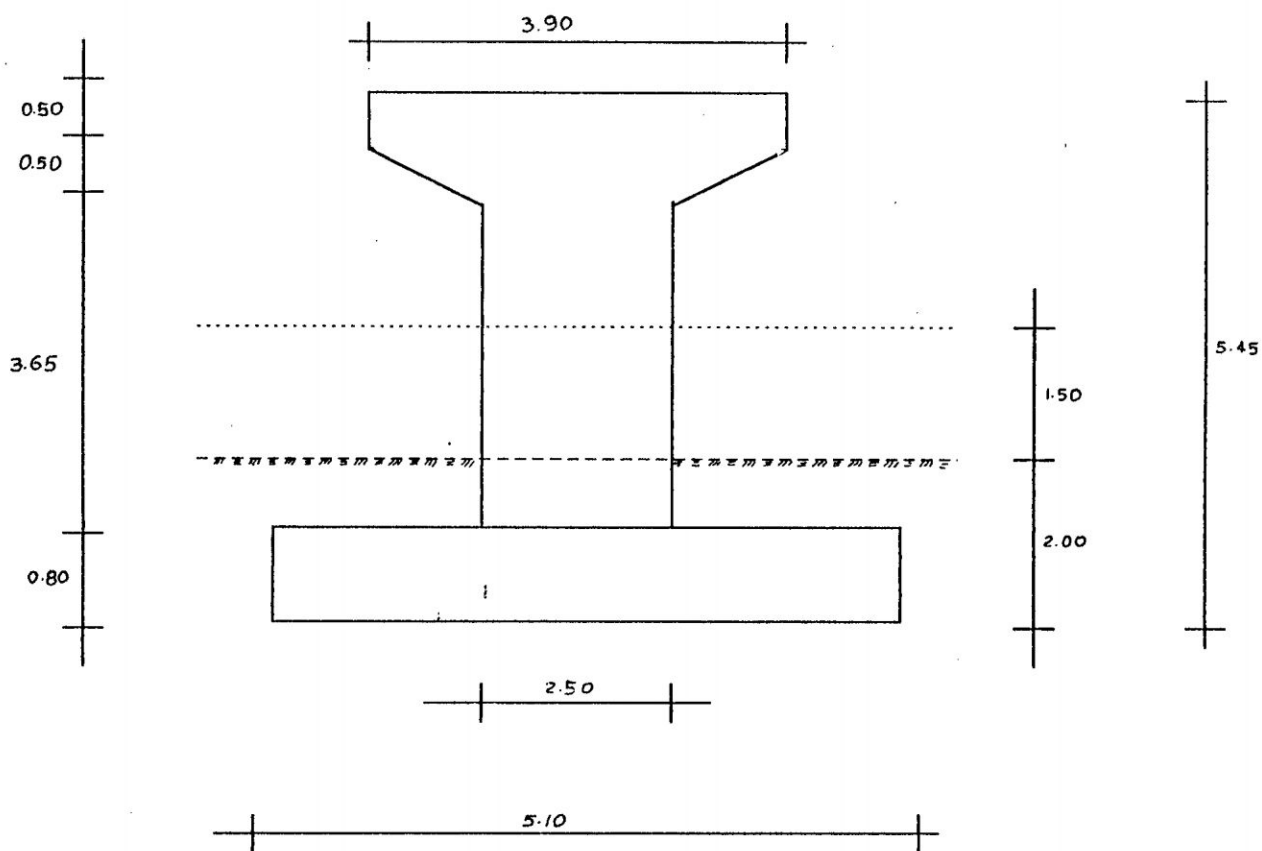
$EQ=31.99$  Tn actúa a 1.01 m del fondo de la viga

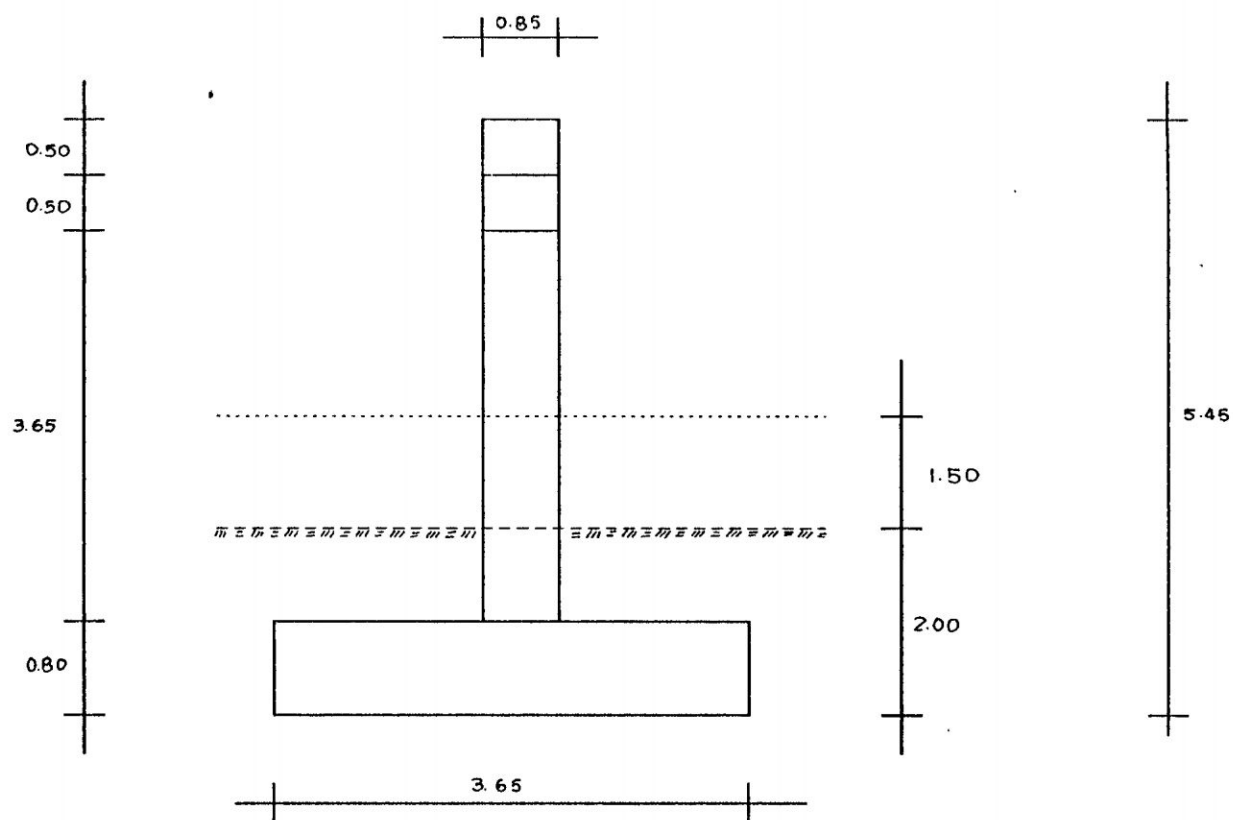
B. Fuerza Sísmica de la Infraestructura

COLUMNA  $EQ=0.10 \cdot P$

$EQ=0.10 \cdot 30.42$

$EQ=3.04$  Tn actúa a 2.49 m de la base de columna





PILAR  $EQ=0.10 \cdot 67.56$

$EQ=6.76$  Tn actúa a 1.70 m de la base.

C. Existen fuerzas adicionales como: empuje de tierra, fuerzas de fricción, fuerzas longitudinales de carga viva, fuerzas de viento, fuerza debido al empuje de agua, fuerza centrífuga y fuerza debido a hielos que no se es necesario considerarlos en este caso particular por ser insignificantes frente a las otras sollicitaciones.

D. Coeficiente de fricción entre el suelo y pilar  $\mu=0.5$

### 3.3.1.2 ESTABILIDAD DEL PILAR

El Reglamento AASTHO considera 10 combinaciones entre la mas importantes se tiene.

GRUPO VII = D+E+B+SF+EQ

E = Empuje de tierra

SF = Presión del flujo de agua

Análisis en el eje longitudinal del puente

$$P_R = P_D + P_P - B$$

$$P_R = 319.85 + 67.56 - 12.21$$

$$P_R = 375.20 \text{ Tn}$$

$$F_D = EQ$$

$$F_D = 31.99 + 6.76$$

$$F_D = 38.75 \text{ Tn}$$

$$FSD = \mu * P_R / F_D = 0.5 * 375.20 / 38.75$$

$$FSD = 4.84 > 1.5$$

$$M_R = 375.20 * 3.65 / 2$$

$$M_R = 684.74 \text{ Tn m}$$

$$M_V = 31.99 * (5.50 + 1.01) + 9.76 * 1.70$$

$$M_V = 219.75 \text{ Tn m}$$

$$FSV = M_R / M_V = 684.74 / 219.75$$

$$FSV = 3.11 > 2.00$$

Ubicación de  $P_R$   $z = (M_R - M_V) / P_R$

$$z = 1.24 \text{ m}$$

$$e=3.65/2-1.24$$

$$e=0.58 \text{ m}$$

límite de tercio central  $e=3.65/6=0.60 \text{ m}$

por tanto cae dentro del tercio central.

Los esfuerzos en el terreno son:

$$\sigma_{\max} = 375.20 / (3.65 * 5.30) * (1 + 6 * 0.58 / 3.65)$$

$$\sigma_{\max} = 37.88 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 375.20 / (3.65 * 5.30) * (1 - 6 * 0.58 / 3.65)$$

$$\sigma_{\min} = 0.90 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzo reducido en el terreno

$$\sigma_t = 37.88 / 1.33$$

$$\sigma_t = 28.48 \text{ Tn/m}^2$$

GRUPO X = D+L+I+E

$$P_v = (319.85 + 67.56) + 79.17 + 16.63$$

$$P_v = 483.21 \text{ Tn}$$

Esfuerzo en el terreno :

$$\sigma_t = 483.21 / (3.65 * 5.30)$$

$$\sigma_t = 24.98 \text{ Tn/m}^2$$

### 3.3.1.3 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

- ACERO ESTRUCTURAL EN COLUMNA

GRUPO VII = 1.3(0.75\*D+E+SF+EQ)

$$P_v = 1.3(0.75 * 320.27)$$

$$P_v = 341.51 \text{ Tn}$$

$$M_U = 1.3(3.04 \cdot 2.49 + 31.99 \cdot 5.71)$$

$$M_U = 247.30 \text{ Tn m}$$

$$e = 0.72 \text{ m}$$

No existe corrección por esbeltez debido a sección robusta utilizada.

Para el análisis se considerara  $A_s$  min.

$$A_s \text{ min.} = 0.01 \cdot 250 \cdot 85$$

$$A_s \text{ min.} = 212.5 \text{ cm}^2 \cong 42 \text{ As N}^\circ 8$$

El espaciamiento será de la siguiente manera.

$$l(1) = 07.5 \text{ cm} \quad A_s = 18 \text{ N}^\circ 8$$

$$l(2) = 22.5 \text{ cm} \quad A_s = 02 \text{ N}^\circ 8$$

$$l(3) = 42.5 \text{ cm} \quad A_s = 02 \text{ N}^\circ 8$$

$$l(4) = 62.5 \text{ cm} \quad A_s = 02 \text{ N}^\circ 8$$

$$l(5) = 77.5 \text{ cm} \quad A_s = 18 \text{ N}^\circ 8$$

Efectuando el diagrama de interacción se tiene:

$$i \text{ c} = 22.80 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } M_U = 388.63 \text{ Tn m}$$

$$P_U = 535.22 \text{ Tn}$$

$$e = 72.61 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.70$$

Los valores obtenidos de  $M_U$  y  $P_U$  del diagrama de interacción son mayores al de las cargas existiendo.

Como refuerzo horizontal se usará lo siguiente  
 s N° 3 : 1@0.05m, 10@0.10m, 10@0.15m, resto a 0.30m

ACERO ESTRUCTURAL EN ZAPATA

$$P_U = 1.3(D + 5/3(L + I))$$

$$P_U = 662.92 \text{ Tn}$$

$$\sigma_u = 34.27 \text{ Tn/m}^2$$

$$M_u = 33.58 \text{ Tn m/ml}$$

$$d = 77.5 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } A_s = 11.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \text{ min} = 14.40 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ usar } A_s \text{ N}^\circ 8 @ 0.35 \text{ m}$$

Verificación por Corte

$$V_U = 34.27 * 0.675 * 5.30$$

$$V_U = 122.60 \text{ Tn}$$

$$V_{UC} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{(210) * 10} * 0.675 * 5.30$$

$$V_{UC} = 233.55 \text{ Tn} > V_U$$

Verificación por punzonamiento

$$\begin{aligned} \text{Area punzonada} &= 2(3.225 + 1.575) * 0.725 \\ &= 6.96 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$V_{RES} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{(210) * 10} * 6.96$$

$$V_{RES} = 908.75 \text{ Tn}$$

$$V_{PUN} = 34.28 * (5.30 * 3.65 - 3.225 * 1.575)$$

$$V_{PUN} = 488.89 \text{ Tn} < V_{RES}$$

### 3.3.2 ESTRIBO

#### 3.3.2.1 FUERZAS QUE ACTUAN

Para el diseño se considera las siguientes fuerzas:

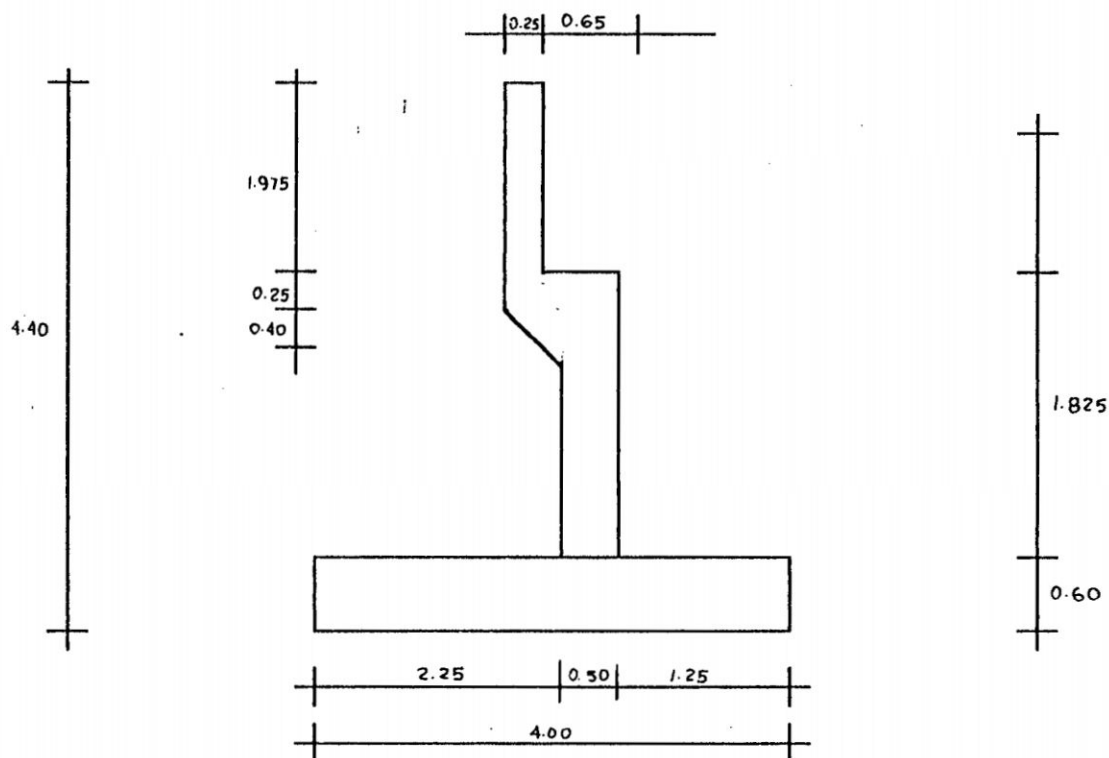
$$\text{Reacción por carga muerta} = 48.21 \text{ Tn/viga}$$

Reacción por carga viva + impacto	= 36.23 Tn/viga
Reacción por carga muerta	= 19.28 Tn/ml
Reacción por carga viva + impacto	= 14.49 Tn/ml
Peso específico de concreto armado	= 2.40 Tn/m <sup>3</sup>
Peso específico del relleno	= 1.70 Tn/m <sup>3</sup>
Angulo de fricción interna del relleno	= 33°
Coefficiente de empuje activo del relleno	= 0.295
Sobrecarga	= 1.00 Tn/m <sup>2</sup>
Fuerza de frenado =	$0.05 \cdot (1.429 \cdot 13.12 + 12.247) / 5$
	= 0.31 Tn/ml a 1.80 m de la coronación del parapeto.

Fuerza sísmica de la superestructura

$$EQ = 0.10 \cdot 19.28$$

$$EQ = 1.93 \text{ Tn/ml a } 1.01 \text{ m del fondo de viga.}$$



Fuerza sísmica de la infraestructura

PANTALLA  $EQ=0.10*3.60$

$EQ=0.36$  Tn/ml a 1.58 m de la base de pantalla.

ESTRIBO  $EQ=0.10*9.36$

$EQ=0.94$  Tn/ml a 1.02 de la base de zapata

Coefficiente de fricción del suelo = 0.5

### 3.3.2.2 ESTABILIDAD DEL ESTRIBO

ESTRIBO SIN CAJUELA Y SIN PUENTE

DESCRIPCION	FUERZA	Z	MOMENTO
Peso propio	9.36	1.90	14.14
Peso relleno	6.98	2.88	20.10
Sobrecarga	2.25	2.88	6.48
	$F_v = 16.67$		$M_r = 40.72$
Empuje relleno	1.48	0.81	1.20
Empuje sobrecarga	0.87	1.21	1.05
	$F_d = 2.35$		$M_v = 2.25$

$F.S.V. = M_r/M_v = 40.72/2.25$

$F.S.V. = 18.09 > 2.00$

$F.S.D. = \mu * F_v/F_d = 0.5 * 16.67/2.55$

$F.S.D. = 3.54 > 1.50$

Ubicación de  $F_v$   $z = (M_r - M_v)/F_v$

$z = 2.30$  m

$e = 0.30$  m

$$\sigma_{\max.} = 6.04 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{\min.} = 2.29 \text{ Tn/m}^2$$

## ESTRIBO CONCLUIDO CON PUENTE Y SISMO

DESCRIPCION	FUERZA	Z	MOMENTO
Peso propio	9.36	1.90	17.78
Peso relleno	14.54	2.88	41.88
Sobrecarga	2.25	2.88	6.48
Reacción por C. M.	19.28	1.50	28.92
	$F_v = 45.43$		$M_r = 95.06$
Empuje relleno	4.85	1.47	7.13
Empuje sobrecarga	1.30	2.20	2.86
Fza sismo superest.	1.93	3.51	6.77
Fza sismo infraest.	0.94	1.02	0.96
	$F_d = 9.02$		$M_v = 17.72$

$$F.S.V. = 5.36 > 2.00$$

$$F.S.D. = 2.52 > 1.50$$

$$\sigma_{\max.} = 16.46 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{\min.} = 6.24 \text{ Tn/m}^2$$

reduciendo la amplificación de 133% se tiene

$$\sigma_{\max.} = 12.38 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{\min.} = 4.70 \text{ Tn/m}^2$$

## ESTRIBO CONCLUIDO CON PUENTE Y FUERZA DE FRENADO

DESCRIPCION	FUERZA	Z	MOMENTO
Peso propio	9.36	1.90	17.78
Peso relleno	19.54	2.88	41.88

Sobrecarga	2.25	2.88	6.48
Reacción por C. M.	19.28	1.50	28.92
Reacción por C. V.	14.49	1.50	21.74
	$F_v = 59.92$		$M_r = 116.80$
Empuje relleno	4.85	1.47	7.13
Empuje sobrecarga	1.30	2.20	2.86
Fuerza de frenado	0.31	6.20	1.92
	$F_d = 6.46$		$M_v = 11.91$

$$F.S.V. = 9.80 > 2.00$$

$$F.S.D. = 4.63 > 1.50$$

$$\sigma_{max.} = 20.60 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{min.} = 9.36 \text{ Tn/m}^2$$

reduciendo la amplificación de 125% se tiene

$$\sigma_{max.} = 16.48 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{min.} = 7.49 \text{ Tn/m}^2$$

Es importante mencionar que se ha prescindido de la fuerza de fricción en los apoyos por haberse proyectado en el diseño estos de neopreno que finalmente serán estos los que disipen desplazamientos debido a cambios de temperaturas, encogimiento de fragua y encogimiento de postensado.

### 3.3.2.3 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

- VERIFICACION POR CORTE EN PANTALLA

SEGÚN AASHTO

ESTRIBO CONCLUIDO CON PUENTE Y FUERZA DE FRENADO

$$V_{ud} = 1.3 * (L + I + 1.3B + LF)$$

$$Vud = 1.3 * (0.295 * 1.00 * (3.80 - 0.42) + 1.3 * 0.295 * 1.70 * (3.80 - 0.42)^2 / 2 + 0.31)$$

$$Vud = 6.54 \text{ Tn}$$

$$Vuc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{(210) * 10 * 1.00 * 0.42}$$

$$Vuc = 27.42 \text{ Tn}$$

$$Vud < Vuc$$

• VERIFICACIÓN POR CORTE EN PUNTA

SEGÚN AASHTO

ESTRIBO CON PUENTE Y FUERZA DE FRENADO

$$Vud = 1.3(B)$$

$$Vud = 1.3 * (20.60 * 0.73)$$

$$Vud = 19.55 \text{ Tn}$$

$$Vuc = 33.95 \text{ Tn}$$

$$Vud < Vuc$$

SEGÚN ACI

ESTRIBO CON PUENTE Y FUERZA DE FRENADO

$$Vud = 1.7Ct - 0.9Cm$$

$$Vud = 1.7 * (20.60 * 0.73) - 0.9 * (2.40 * 0.73 * 0.60)$$

$$Vud = 24.62 \text{ Tn}$$

$$Vuc = 33.95 \text{ Tn}$$

$$Vud < Vuc$$

• VERIFICACION POR CORTE EN TALON

SEGÚN AASHTO

ESTRIBO CON PUENTE Y SISMO

$$V_U = 1.3(D+L+I+B)$$

$$V_U = 1.3*(1.0*(3.80*1.70+0.60*2.40)*2.25+1.0*(1.00*2.25)+0)$$

$$V_U = 26.03 \text{ Tn}$$

$$V_{uc} = 33.95 \text{ Tn}$$

$$V_U < V_{uc}$$

• ACERO ESTRUCTURAL EN PANTALLA

SEGÚN ACI

ESTRIBO CONCLUIDO

$$M_U = 1.7C_t + 1.7C_v$$

$$M_U = 1.7*(0.295*1.70*3.80^3/6) + 1.7*(0.295*1.00*3.80^2/2)$$

$$M_U = 11.42 \text{ Tn m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 42.5 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } A_s = 7.25 \text{ cm}^2$$

SEGÚN AASHTO

ESTRIBO CONCLUIDO CON PUENTE Y FUERZA DE FRENADO

$$M_U = 1.3(1.3B+L+I+LF)$$

$$M_U = 1.3*(1.3*(0.295*1.70*3.80^3/6) + 1.0*(0.295*1.00*3.80^2/2) + 0.31*5.60)$$

$$M_U = 12.77 \text{ Tn m}$$

$$P_U = 1.3*(0.75D+L+I)$$

$$P_U = 1.3*(0.75*14.85+14.49)$$

$$P_U = 33.32 \text{ Tn}$$

$$e = 0.38 \text{ m}$$

Analizando exclusivamente a flexión se tiene

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 42.5 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } A_s = 8.13 \text{ cm}^2$$

Si se toma  $A_s$  min de columna se tiene

$$A_s \text{ min} = 0.005 \cdot 100 \cdot 50$$

$$A_s \text{ min} = 25 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de la siguiente armadura

$$A_s = 25 \text{ cm}^2 \text{ como principal es decir } A_s \text{ N}^\circ 8 @ 0.20 \text{ m}$$

$$A_s = 12.5 \text{ cm}^2 \text{ como secundario es decir } A_s \text{ N}^\circ 8 @ 0.40 \text{ m}$$

El análisis de la sección como columna indica los siguientes valores de resistencia.

$$\text{- Flexión pura } M_U = 20.60 \text{ Tn m}$$

Para  $c = 9.0 \text{ cm}$  se tiene

$$M_U = 30.94 \text{ Tn m} \quad P_U = 81.27 \text{ Tn} \quad e = 38.07 \text{ cm} \quad \phi = 0.75$$

Los valores de resistencia son mayores que las solicitaciones.

ESTRIBO CONCLUIDO CON SISMO Y SIN CARGA VIVA

$$M_U = 1.3(1.3 \cdot (0.295 \cdot 1.70 \cdot 3.80^3 / 6) + (1.93 \cdot (1.01 + 1.90) + 0.36 \cdot 1.58))$$

$$M_U = 15.76 \text{ Tn m}$$

Momento resistente > Momento con sismo

• ACERO ESTRUCTURAL EN PUNTA

SEGÚN ACI

$$M_U = 1.7Ct - 0.9Cm$$

$$M_U = 1.7(18.88 \cdot 1.25 \cdot 0.64) - 0.9(0.60 \cdot 2.40 \cdot 1.25^2 / 2)$$

$$M_U = 24.66 \text{ Tn m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 52.5 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } A_s = 18.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 100 * 52.5$$

$$A_{s \text{ min}} = 9.45 \text{ cm}^2 \text{ se usará } A_s \text{ N}^\circ 6 @ 0.20 \text{ m}$$

• ACERO ESTRUCTURAL EN TALON

SEGÚN ACI

$$M_u = 1.7C_v + 1.4C_m - 1.4C_t$$

$$M_u = 1.7(1.00 * 2.25^2 / 2) + 1.4(3.80 * 1.70 + 0.60 * 2.40) * 2.25^2 / 2$$

$$1.4(9.11 * 2.25 * 1.00)$$

$$M_u = 3.60 \text{ Tn m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 52.5 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } A_s = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 9.45 \text{ cm}^2 \text{ se usará } A_s \text{ N}^\circ 6 @ 0.30 \text{ m}$$

### 3.4 COSTOS Y PRESUPUESTO

#### 3.4.1 METRADO Y PRESUPUESTO

#### 3.4.2 REQUERIMIENTO DE INSUMOS

#### 3.4.3 ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDAS	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>01.00</u>	<u>OBRAS PROVISIONALES</u>					3314,29
01.01	ALMACEN, OFICINA Y CASETA	GLB	1,00	1944,67	1944,67	
01.02	CARTEL DE OBRA	GLB	1,00	1369,62	1369,62	
<u>02.00</u>	<u>TRABAJOS PRELIMINARES</u>					30582,79
02.01	TRANSPORTE DE EQUIPO Y MAQUINARIA	GLB	1,00	7000,00	7000,00	
02.02	NIVELACION, TRAZO Y REPLANTEO	M2	400,00	1,36	544,00	
02.03	FALSO PUENTE	GLB	1,00	23038,79	23038,79	
<u>03.00</u>	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>					6807,40
03.01	EXCAVACION DE ZANJAS Y ZAPATAS	M3	200,00	18,75	3750,00	
03.02	RELLENO MANUAL CON MATERIAL PROPIO	M3	50,00	10,94	547,00	
03.03	RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO	M3	80,00	31,38	2510,40	
<u>04.00</u>	<u>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</u>					1359,82
04.01	SOLADO PARA ZAPATAS	M2	77,00	17,66	1359,82	
<u>05.00</u>	<u>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</u>					226446,08
05.01	ZAPATAS: CONCRETO $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	50,00	234,54	11727,00	
05.02	ZAPATAS: ACERO $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	1296,00	2,37	3071,52	
05.03	ESTRIBOS: CONCRETO $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	26,00	306,64	7972,64	
05.04	ESTRIBOS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	156,00	24,19	3773,64	
05.05	ESTRIBOS: ACERO $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	1780,00	2,37	4218,60	
05.06	PILARES: CONCRETO $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	10,80	288,30	3113,64	
05.07	PILARES: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	34,00	21,79	740,86	
05.08	PILARES: ACERO $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	1207,00	2,37	2860,59	
05.09	VIGAS: CONCRETO $f_c=350$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	115,50	336,54	38870,37	
05.10	VIGAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	410,00	34,58	14177,80	
05.11	VIGAS: ACERO $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	5552,00	2,37	13158,24	
05.12	VIGAS: ACERO $f_s=18000$ kg/cm <sup>2</sup>	ML	140,00	436,43	61100,20	
05.13	VIGAS: ANCLAJE MOVIL	UN	4,00	541,32	2165,28	
05.14	LOSA-VEREDA: CONCRETO $f_c=350$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	79,00	336,54	26586,66	
05.15	LOSA-VEREDA: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	392,50	24,96	9796,80	
05.16	LOSA-VEREDA: ACERO $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	9752,00	2,37	23112,24	
<u>06.00</u>	<u>VARIOS</u>					36580,44
06.01	APOYO FIJO	GLB	1,00	5793,22	5793,22	
06.02	APOYO MOVIL	GLB	1,00	13208,22	13208,22	
06.03	BARANDA	GLB	1,00	16101,98	16101,98	
06.04	RECUBRIMIENTO ASFALTICO	M2	281,60	4,89	1377,02	
06.05	TUBERIA DE DRENAJE	UN	40,00	2,50	100,00	
	COSTO DIRECTO					305090,82
	COSTO INDIRECTO (20%CD)					61018,16
	SUB TOTAL					366108,99
	I. G. V. (18%)					65899,62
	COSTO TOTAL					432008,61

**REQUERIMIENTO DE MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
MADERA TORNILLO	P2	4056,7381	2,10	8519,15
ALAMINA	UND	20,0000	11,00	220,00
TRIPLAY E=12MM	UND	19,0000	45,00	855,00
CLAVOS	KG	293,3553	1,90	557,38
LAMBRE	KG	1594,4079	1,90	3029,38
PERNO Y ARANDELA	UND	15,0000	4,50	67,50
INTURA	GLN	3,0000	30,00	90,00
CAL	BLS	8,1081	7,40	60,00
CORDEL	ML	80,0000	0,20	16,00
MADERA EUCALIPTO	P2	19500,0000	1,00	19500,00
MATERIAL SELECCIONADO	M3	330,0000	20,00	6600,00
AGUA	M3	52,6832	5,00	263,42
CEMENTO PORTLAND T-1	BLS	3889,7628	15,30	59513,37
MORMIGON	M3	10,1640	25,00	254,10
ARENA GRUESA	M3	114,5900	30,00	3437,70
PIEDRA CHANCADA	M3	240,6440	40,00	9625,76
ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	20892,8000	1,35	28205,28
DUCTOS PARA 7 STRANDS	ML	280,0000	8,00	2240,00
DUCTOS PARA 12 STRANDS	ML	560,0000	10,00	5600,00
NYECCION	EST	140,0000	20,00	2800,00
STRANDS 1/2"	ML	9380,0000	4,15	38927,00
PLACA DE ACERO (35*50*2,5)	UND	8,0000	100,00	800,00
DISPOSITIVO DE ANCLAJE	UND	24,0000	50,00	1200,00
TRIPLAY E=19 MM	UND	109,1750	72,00	7860,60
NEOPRENO DUREZA 60	CM3	123900,0000	0,15	18585,00
ACERO DE ANCLAJE 1"	UND	4,0000	20,00	80,00
PLANCHA DE ACERO (750*400*2)	UND	8,0000	20,00	160,00
PERFIL H	UND	72,0000	65,00	4680,00
TUBO Fº Fº 2"	ML	281,6000	21,50	6054,40
BASE METALICA (8"*8"*1/2")	UND	72,0000	12,00	864,00
BASE METALICA (4"*4"*1/2")	UND	72,0000	3,00	216,00
PERNOS (DIAMETRO 5/8")	UND	432,0000	4,00	1728,00
SOLDADURA	EST	1,0000	500,00	500,00
ASFALTO RC-250	GLN	14,6432	2,50	36,61
TUBO PVC 4"	ML	12,0000	3,00	36,00
<b>TOTAL</b>				<b>233181,64</b>

**REQUERIMIENTO DE MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
CAPATAZ	H.H.	385,6461	9,43	3636,64
OPERARIO	H.H.	2156,4939	8,57	18481,15
OFICIAL	H.H.	2133,2435	7,70	16425,98
PEON	H.H.	4059,2140	6,87	27886,80
MANO DE OBRA-T	GLB	1,0000	1000,00	1000,00
<b>TOTAL</b>				<b>67430,57</b>

**REQUERIMIENTO DE EQUIPO**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
HERRAMIENTAS	GLB	1,0000	9136,18	9136,18
MEZCLADORA	H.M.	133,5901	18,50	2471,42
VIBRADORA	H.M.	121,8065	5,50	669,94
PLANCHA COMPACTADORA	H.M.	5,6320	9,00	50,69
MOTOBOMBA	H.M.	16,0000	10,00	160,00
HERRAMIENTAS-T	GLB	1,0000	6000,00	6000,00
TEODOLITO	H.M.	8,0000	20,00	160,00
<b>TOTAL</b>				<b>18648,22</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA	:	06.04	RECUBRIMIENTO ASFALTICO
COSTO POR	:	M2	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	200,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>2,18</b>
ASFALTO RC-250	GLN	0,0500	2,50	0,13	
PIEDRA CHANCADA	M3	0,0400	40,00	1,60	
ARENA GRUESA	M3	0,0150	30,00	0,45	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>2,06</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0040	9,43	0,04	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,0400	8,57	0,34	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,0400	7,70	0,31	
PEON	5,0 H.H.	0,2000	6,87	1,37	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>0,65</b>
HERRAMIENTAS	%	5,0000	2,06	0,10	
MEZCLADORA	0,5 H.M.	0,0200	18,50	0,37	
PLANCHA COMPACTADORA	0,5 H.M.	0,0200	9,00	0,18	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>4,89</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA	:	06.05	TUBERIA DE DRENAJE
COSTO POR	:	UND	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	50,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>0,90</b>
TUBO PVC 4"	ML	0,3000	3,00	0,90	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>1,52</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0160	9,43	0,15	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,1600	8,57	1,37	
OFICIAL	0,0 H.H.	0,0000	7,70	0,00	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>0,08</b>
HERRAMIENTAS	%	5,0000	1,52	0,08	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>2,50</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA	:	06.02	APOYO MOVIL
COSTO POR	:	UND	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	8,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					13120,00
NEOPRENO DUREZA 60	CM3	86400,0000	0,15	12960,00	
PLANCHA DE ACERO (750*400*2)	UND	8,0000	20,00	160,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					84,02
APATAZ	1,0 H.H.	1,0000	9,43	9,43	
OPERARIO	2,0 H.H.	2,0000	8,57	17,14	
OFICIAL	3,0 H.H.	3,0000	7,70	23,10	
PEON	5,0 H.H.	5,0000	6,87	34,35	
<b>3. EQUIPO</b>					4,20
HERRAMIENTAS	%	5,0000	84,02	4,20	
<b>COSTO TOTAL</b>					13208,22

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA	:	06.03	BARANDA
COSTO POR	:	ML	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	1,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					14102,40
TUBO F° F° 2"	ML	281,6000	21,50	6054,40	
PERFILES H (4**4**1/2") H=0,80 M	UND	72,0000	65,00	4680,00	
BASE METALICA (8**8**1/2")	UND	72,0000	12,00	864,00	
BASE METALICA (4**4**1/2")	UND	72,0000	3,00	216,00	
PERNOS (DIAMETRO 5/8")	UND	432,0000	4,00	1728,00	
SOLDADURA	EST	1,0000	500,00	500,00	
PINTURA	GLN	2,0000	30,00	60,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					1666,32
APATAZ	1,0 H.H.	8,0000	9,43	75,44	
OPERARIO	8,0 H.H.	64,0000	8,57	548,48	
OFICIAL	8,0 H.H.	64,0000	7,70	492,80	
PEON	10,0 H.H.	80,0000	6,87	549,60	
<b>3. EQUIPO</b>					333,26
HERRAMIENTAS	%	20,0000	1666,32	333,26	
<b>COSTO TOTAL</b>					16101,98

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

ARTIDA	:	05.14	LOSA-VEREDA: ACERO fy=4200 kg/cm2
OSTO POR	:	KG	
SPECIFICACIONES	:		
ENDIMIENTO DIARIO	:	200,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
----------	--------	----------	-------------	------------	-----------

<u>MATERIALES</u>					
AMBRE	KG	0,0500	1,90	0,10	1,54
ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	1,0700	1,35	1,44	

<u>MANO DE OBRA</u>					
---------------------	--	--	--	--	--

PREPATAZ	0,1	H.H.	0,0040	9,43	0,04	0,69
PREPARARIO	1,0	H.H.	0,0400	8,57	0,34	
PREVICIAZ	1,0	H.H.	0,0400	7,70	0,31	
PRECON	0,0	H.H.	0,0000	6,87	0,00	

<u>EQUIPO</u>					
---------------	--	--	--	--	--

PRESTRUMENTAS	%	20,0000	0,69	0,14	0,14
---------------	---	---------	------	------	------

<b>COSTO TOTAL</b>					<b>2,37</b>
--------------------	--	--	--	--	-------------

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

ARTIDA	:	06.01	APOYO FIJO
OSTO POR	:	UND	
SPECIFICACIONES	:		
ENDIMIENTO DIARIO	:	8,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
----------	--------	----------	-------------	------------	-----------

<u>MATERIALES</u>					
PREOPRENO DUREZA 60	CM3	37500,0000	0,15	5625,00	5705,00
PREERO DE ANCLAJE 1"	UND	4,0000	20,00	80,00	

<u>MANO DE OBRA</u>					
---------------------	--	--	--	--	--

PREPATAZ	1,0	H.H.	1,0000	9,43	9,43	84,02
PREPARARIO	2,0	H.H.	2,0000	8,57	17,14	
PREVICIAZ	3,0	H.H.	3,0000	7,70	23,10	
PRECON	5,0	H.H.	5,0000	6,87	34,35	

<u>EQUIPO</u>					
---------------	--	--	--	--	--

PRESTRUMENTAS	%	5,0000	84,02	4,20	4,20
---------------	---	--------	-------	------	------

<b>COSTO TOTAL</b>					<b>5793,22</b>
--------------------	--	--	--	--	----------------

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

147

ARTIDA : 05.12 LOSA-VEREDA: CONCRETO f c=350 kg/cm2  
 COSTO POR : M3  
 SPECIFICACIONES :  
 ENDIMIENTO DIARIO : 20,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b><u>MATERIALES</u></b>					<b>281,47</b>
BARROTA GRUESA	M3	0,3800	30,00	11,40	
ACERA CHANCADA	M3	0,8000	40,00	32,00	
AGUJA	M3	0,1840	5,00	0,92	
CEMENTO PORTLAND T-1	BL	15,5000	15,30	237,15	
<b><u>MANO DE OBRA</u></b>					<b>43,30</b>
APATAZ	0,1 H.H.	0,0400	9,43	0,38	
OPERARIO	2,0 H.H.	0,8000	8,57	6,86	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,4000	7,70	3,08	
CON	12,0 H.H.	4,8000	6,87	32,98	
<b><u>EQUIPO</u></b>					<b>11,77</b>
ERRAMIENTAS	%	5,0000	43,30	2,17	
MEZCLADORA	1,0 H.M.	0,4000	18,50	7,40	
GRADORA	1,0 H.M.	0,4000	5,50	2,20	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>336,54</b>

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

ARTIDA : 05.13 LOSA-VEREDA: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO  
 COSTO POR : M2  
 SPECIFICACIONES :  
 ENDIMIENTO DIARIO : 12,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b><u>MATERIALES</u></b>					<b>12,92</b>
PLACA E=19 MM	UND	0,1100	72,00	7,92	
ALICATA TORNILLO	P2	2,2000	2,10	4,62	
AVOS	KG	0,1000	1,90	0,19	
AMBRE	KG	0,1000	1,90	0,19	
<b><u>MANO DE OBRA</u></b>					<b>11,47</b>
APATAZ	0,1 H.H.	0,0667	9,43	0,63	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,6667	8,57	5,71	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,6667	7,70	5,13	
CON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b><u>EQUIPO</u></b>					<b>0,57</b>
ERRAMIENTAS	%	5,0000	11,47	0,57	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>24,96</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

ARTIDA	:	05.11	ACERO f's=18000 kg/cm2
COSTO POR	:	ML	
SPECIFICACIONES	:		
ENDIMIENTO DIARIO	:	10,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>MATERIALES</u>					354,05
STRANDS 1/2"	ML	67,0000	4,15	278,05	
DUCTOS PARA 7 STRANDS	ML	2,0000	8,00	16,00	
DUCTOS PARA 12 STRANDS	ML	4,0000	10,00	40,00	
INYECCION	EST	1,0000	20,00	20,00	
<u>MANO DE OBRA</u>					54,92
APATAZ	0,1 H.H.	0,0800	9,43	0,75	
OPERARIO	2,0 H.H.	1,6000	8,57	13,71	
OFICIAL	3,0 H.H.	2,4000	7,70	18,48	
CON	4,0 H.H.	3,2000	6,87	21,98	
<u>EQUIPO</u>					27,46
ERRAMIENTAS	%	50,0000	54,92	27,46	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>436,43</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

ARTIDA	:	05.12	VIGAS: ANCLAJE MOVIL
COSTO POR	:	UN	
SPECIFICACIONES	:		
ENDIMIENTO DIARIO	:	4,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>MATERIALES</u>					500,00
ACA DE ACERO (35*50*2,5)	UND	2,0000	100,00	200,00	
DISPOSITIVO DE ANCLAJE	UND	6,0000	50,00	300,00	
<u>MANO DE OBRA</u>					34,43
APATAZ	0,1 H.H.	0,2000	9,43	1,89	
OPERARIO	1,0 H.H.	2,0000	8,57	17,14	
OFICIAL	1,0 H.H.	2,0000	7,70	15,40	
CON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<u>EQUIPO</u>					6,89
ERRAMIENTAS	%	20,0000	34,43	6,89	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>541,32</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

149

ARTIDA : 05.10 VIGAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO  
 COSTO POR : M2  
 SPECIFICACIONES :  
 ENDIMIENTO DIARIO : 10,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b><u>MATERIALES</u></b>					<b>20,12</b>
RIPLAY E=19 MM	UND	0,1100	72,00	7,92	
ADERA TORNILLO	P2	5,5000	2,10	11,55	
LAVOS	KG	0,1000	1,90	0,19	
AMBRE	KG	0,2400	1,90	0,46	
<b><u>MANO DE OBRA</u></b>					<b>13,77</b>
APATAZ	0,1 H.H.	0,0800	9,43	0,75	
PERARIO	1,0 H.H.	0,8000	8,57	6,86	
ICIAL	1,0 H.H.	0,8000	7,70	6,16	
ION	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b><u>EQUIPO</u></b>					<b>0,69</b>
ERRAMIENTAS	%	5,0000	13,77	0,69	
<b>OSTO TOTAL</b>					<b>34,58</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

ARTIDA : 05.11 VIGAS: ACERO fy=4200 kg/cm2  
 COSTO POR : KG  
 SPECIFICACIONES :  
 ENDIMIENTO DIARIO : 200,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b><u>MATERIALES</u></b>					<b>1,54</b>
AMBRE	KG	0,0500	1,90	0,10	
ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	1,0700	1,35	1,44	
<b><u>MANO DE OBRA</u></b>					<b>0,69</b>
APATAZ	0,1 H.H.	0,0040	9,43	0,04	
PERARIO	1,0 H.H.	0,0400	8,57	0,34	
ICIAL	1,0 H.H.	0,0400	7,70	0,31	
ION	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b><u>EQUIPO</u></b>					<b>0,14</b>
ERRAMIENTAS	%	20,0000	0,69	0,14	
<b>OSTO TOTAL</b>					<b>2,37</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

150

ARTIDA	:	05.08	PILARES: ACERO fy=4200 kg/cm2
COSTO POR	:	KG	
SPECIFICACIONES	:		
ENDIMIENTO DIARIO	:	200,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
----------	--------	----------	-------------	------------	-----------

MATERIALES 1,54

LAMBRE		KG	0,0500	1,90	0,10
CERO fy=4200 kg/cm2		KG	1,0700	1,35	1,44

MANO DE OBRA

APATAZ	0,1	H.H.	0,0040	9,43	0,04	0,69
PERARIO	1,0	H.H.	0,0400	8,57	0,34	
OFICIAL	1,0	H.H.	0,0400	7,70	0,31	
AYUDANTE	0,0	H.H.	0,0000	6,87	0,00	

EQUIPO

ERRAMIENTAS		%	20,0000	0,69	0,14	0,14
-------------	--	---	---------	------	------	------

COSTO TOTAL						2,37
-------------	--	--	--	--	--	------

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

ARTIDA	:	05.09	VIGAS: CONCRETO f'c=350 kg/cm2
COSTO POR	:	M3	
SPECIFICACIONES	:		
ENDIMIENTO DIARIO	:	20,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
----------	--------	----------	-------------	------------	-----------

MATERIALES 281,47

ARENA GRUESA		M3	0,3800	30,00	11,40
ARENA CHANCADA		M3	0,8000	40,00	32,00
AGUA		M3	0,1840	5,00	0,92
CEMENTO PORTLAND T-1		BL	15,5000	15,30	237,15

MANO DE OBRA

APATAZ	0,1	H.H.	0,0400	9,43	0,38	43,30
PERARIO	2,0	H.H.	0,8000	8,57	6,86	
OFICIAL	1,0	H.H.	0,4000	7,70	3,08	
AYUDANTE	12,0	H.H.	4,8000	6,87	32,98	

EQUIPO

ERRAMIENTAS		%	5,0000	43,30	2,17	11,77
ESCALDORA	1,0	H.M.	0,4000	18,50	7,40	
GRADORA	1,0	H.M.	0,4000	5,50	2,20	

COSTO TOTAL						336,54
-------------	--	--	--	--	--	--------

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

151

PARTIDA : 05.06 PILARES: CONCRETO f c=210 kg/cm2  
 COSTO POR :  
 ESPECIFICACIONES : M3  
 RENDIMIENTO DIARIO : 12,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>196,54</b>
ARENA GRUESA	M3	0,4200	30,00	12,60	
PIEDRA CHANCADA	M3	0,8500	40,00	34,00	
AGUA	M3	0,1840	5,00	0,92	
CEMENTO PORTLAND T-1	BL	9,7400	15,30	149,02	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>72,15</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0667	9,43	0,63	
OPERARIO	2,0 H.H.	1,3333	8,57	11,43	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,6667	7,70	5,13	
PEON	12,0 H.H.	8,0000	6,87	54,96	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>19,61</b>
HERRAMIENTAS	%	5,0000	72,15	3,61	
MEZCLADORA	1,0 H.M.	0,6667	18,50	12,33	
VIBRADORA	1,0 H.M.	0,6667	5,50	3,67	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>288,30</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA : 05.07 PILARES: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO  
 COSTO POR : M2  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 15,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>12,15</b>
TRIPLAY E=19 MM	UND	0,1100	72,00	7,92	
MADERA TORNILLO	P2	1,7000	2,10	3,57	
CLAVOS	KG	0,2700	1,90	0,51	
ALAMBRE	KG	0,0800	1,90	0,15	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>9,18</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0533	9,43	0,50	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,5333	8,57	4,57	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,5333	7,70	4,11	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>0,46</b>
HERRAMIENTAS	%	5,0000	9,18	0,46	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>21,79</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA	:	05.04	ESTRIBOS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO
COSTO POR	:	M2	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	12,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
----------	--------	----------	-------------	------------	-----------

<u>I. MATERIALES</u>					12,15
----------------------	--	--	--	--	-------

RIPLAY E=19 MM	UND	0,1100	72,00	7,92	
MADERA TORNILLO	P2	1,7000	2,10	3,57	
CLAVOS	KG	0,2700	1,90	0,51	
LAMBRE	KG	0,0800	1,90	0,15	

<u>II. MANO DE OBRA</u>					11,47
-------------------------	--	--	--	--	-------

APATAZ	0,1	H.H.	0,0667	9,43	0,63
OPERARIO	1,0	H.H.	0,6667	8,57	5,71
OFICIAL	1,0	H.H.	0,6667	7,70	5,13
JEON	0,0	H.H.	0,0000	6,87	0,00

<u>III. EQUIPO</u>					0,57
--------------------	--	--	--	--	------

herramientas	%	5,0000	11,47	0,57	
--------------	---	--------	-------	------	--

<u>COSTO TOTAL</u>					24,19
--------------------	--	--	--	--	-------

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA	:	05.05	ESTRIBOS: ACERO fy=4200 kg/cm2
COSTO POR	:	KG	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	200,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
----------	--------	----------	-------------	------------	-----------

<u>I. MATERIALES</u>					1,54
----------------------	--	--	--	--	------

LAMBRE	KG	0,0500	1,90	0,10	
ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	1,0700	1,35	1,44	

<u>II. MANO DE OBRA</u>					0,69
-------------------------	--	--	--	--	------

APATAZ	0,1	H.H.	0,0040	9,43	0,04
OPERARIO	1,0	H.H.	0,0400	8,57	0,34
OFICIAL	1,0	H.H.	0,0400	7,70	0,31
JEON	0,0	H.H.	0,0000	6,87	0,00

<u>III. EQUIPO</u>					0,14
--------------------	--	--	--	--	------

herramientas	%	20,0000	0,69	0,14	
--------------	---	---------	------	------	--

<u>COSTO TOTAL</u>					2,37
--------------------	--	--	--	--	------

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA : 05.02 ZAPATAS: ACERO fy=4200 kg/cm2  
 COSTO POR : KG  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 200,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>1,54</b>
ALAMBRE	KG	0,0500	1,90	0,10	
ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	1,0700	1,35	1,44	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>0,69</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0040	9,43	0,04	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,0400	8,57	0,34	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,0400	7,70	0,31	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>0,14</b>
HERRAMIENTAS	%	20,0000	0,69	0,14	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>2,37</b>

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA : 05.03 ESTRIBOS: CONCRETO f c=210 kg/cm2  
 COSTO POR : M3  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 10,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>196,54</b>
ARENA GRUESA	M3	0,4200	30,00	12,60	
PIEDRA CHANCADA	M3	0,8500	40,00	34,00	
AGUA	M3	0,1840	5,00	0,92	
CEMENTO PORTLAND T-1	BL	9,7400	15,30	149,02	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>86,57</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0800	9,43	0,75	
OPERARIO	2,0 H.H.	1,6000	8,57	13,71	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,8000	7,70	6,16	
PEON	12,0 H.H.	9,6000	6,87	65,95	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>23,53</b>
HERRAMIENTAS	%	5,0000	86,57	4,33	
MEZCLADORA	1,0 H.M.	0,8000	18,50	14,80	
VIBRADOR	1,0 H.M.	0,8000	5,50	4,40	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>306,64</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA : 04.01 SOLADO PARA ZAPATA  
 COSTO POR : M2  
 ESPECIFICACIONES : CEMENTO:HORMIGON 1:12 E=4"  
 RENDIMIENTO DIARIO : 100,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					9,24
AGUA	M3	0,0120	5,00	0,06	
CEMENTO PORTLAND T-1	BL	0,3840	15,30	5,88	
HORMIGON	M3	0,1320	25,00	3,30	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					6,61
APATAZ	0,1 H.H.	0,0080	9,43	0,08	
OPERARIO	3,0 H.H.	0,2400	8,57	2,06	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,0800	7,70	0,62	
PEON	7,0 H.H.	0,5600	6,87	3,85	
<b>3. EQUIPO</b>					1,81
herramientas	%	5,0000	6,61	0,33	
MEZCLADORA	1,0 H.M.	0,0800	18,50	1,48	
<b>COSTO TOTAL</b>					17,66

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA : 05.01 ZAPATAS: CONCRETO f c=210 kg/cm2  
 COSTO POR : M3  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 25,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					196,54
arena gruesa	M3	0,4200	30,00	12,60	
pedra chancada	M3	0,8500	40,00	34,00	
agua	M3	0,1840	5,00	0,92	
CEMENTO PORTLAND T-1	BL	9,7400	15,30	149,02	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					25,83
APATAZ	0,1 H.H.	0,0320	9,43	0,30	
OPERARIO	2,0 H.H.	0,6400	8,57	5,48	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,3200	7,70	2,46	
PEON	8,0 H.H.	2,5600	6,87	17,59	
<b>3. EQUIPO</b>					12,17
herramientas	%	5,0000	25,83	1,29	
MEZCLADORA	1,0 H.M.	0,3200	18,50	5,92	
MEZCLADOR	1,0 H.M.	0,3200	5,50	1,76	
COMBUSTIBLE	1,0 H.M.	0,3200	10,00	3,20	
<b>COSTO TOTAL</b>					234,54

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

155

PARTIDA : 03.02 RELLENO CON MATERIAL PROPIO  
 COSTO POR : M3  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 6,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>I. MATERIALES</u>					0,00

<u>II. MANO DE OBRA</u>					10,42
-------------------------	--	--	--	--	-------

APATAZ	0,1	H.H.	0,1333	9,43	1,26
OPERARIO		H.H.	0,0000	8,57	0,00
OFICIAL		H.H.	0,0000	7,70	0,00
PEON	1,0	H.H.	1,3333	6,87	9,16

<u>III. EQUIPO</u>					0,52
--------------------	--	--	--	--	------

ERRAMIENTAS		%	5,0000	10,42	0,52
-------------	--	---	--------	-------	------

<u>COSTO TOTAL</u>					10,94
--------------------	--	--	--	--	-------

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA : 03.03 RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO  
 COSTO POR : M3  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 7,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>I. MATERIALES</u>					22,00

MATERIAL SELECCIONADO		M3	1,1000	20,00	22,00
-----------------------	--	----	--------	-------	-------

<u>II. MANO DE OBRA</u>					8,93
-------------------------	--	--	--	--	------

APATAZ	0,1	H.H.	0,1143	9,43	1,08
OPERARIO		H.H.	0,0000	8,57	0,00
OFICIAL		H.H.	0,0000	7,70	0,00
PEON	1,0	H.H.	1,1429	6,87	7,85

<u>III. EQUIPO</u>					0,45
--------------------	--	--	--	--	------

ERRAMIENTAS		%	5,0000	8,93	0,45
-------------	--	---	--------	------	------

<u>COSTO TOTAL</u>					31,38
--------------------	--	--	--	--	-------

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

156

PARTIDA : 02.03 FALSO PUENTE  
 COSTO POR : GLB  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 1,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>20545,00</b>
MADERA EUCALIPTO	P2	19500,0000	1,00	19500,00	
ALAMBRE	KG	400,0000	1,90	760,00	
CLAVOS	KG	150,0000	1,90	285,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>2375,04</b>
ZAPATAZ	1,0 H.H.	8,0000	9,43	75,44	
OPERARIO	5,0 H.H.	40,0000	8,57	342,80	
OFICIAL	5,0 H.H.	40,0000	7,70	308,00	
PEON	30,0 H.H.	240,0000	6,87	1648,80	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>118,75</b>
HERRAMIENTAS	%	5,0000	2375,04	118,75	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>23038,79</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA : 03.01 EXCAVACION DE ZANJAS Y ZAPATAS  
 COSTO POR : M3  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 3,50

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>0,00</b>
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>17,86</b>
ZAPATAZ	0,1 H.H.	0,2286	9,43	2,16	
OPERARIO	0,0 H.H.	0,0000	8,57	0,00	
OFICIAL	0,0 H.H.	0,0000	7,70	0,00	
PEON	1,0 H.H.	2,2857	6,87	15,70	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>0,89</b>
HERRAMIENTAS	%	5,0000	17,86	0,89	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>18,75</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

ARTIDA	:	02.01	TRANSPORTE DE EQUIPO Y MAQUINARIA
COSTO POR	:	GLB	
ESPECIFICACIONES	:		
ENDIMIENTO DIARIO	:	8,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>MATERIALES</u>					0,00

<u>MANO DE OBRA</u>					1000,00
NO DE OBRA-T	GLB	1,0000	1000,00	1000,00	

<u>EQUIPO</u>					6000,00
RAMIENTAS-T	GLB	1,0000	6000,00	6000,00	

<u>COSTO TOTAL</u>					7000,00
--------------------	--	--	--	--	---------

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

ARTIDA	:	02.02	NIVELACION TRAZO Y REPLANTEO
COSTO POR	:	M2	
ESPECIFICACIONES	:		
ENDIMIENTO DIARIO	:	400,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>MATERIALES</u>					0,28

AVOS		KG	0,0050	1,90	0,01
L		BL	0,0200	7,40	0,15
RDEL		ML	0,1900	0,20	0,04
DERA TORNILLO		P2	0,0400	2,10	0,08

<u>MANO DE OBRA</u>					0,65
---------------------	--	--	--	--	------

PATAZ	1,0	H.H.	0,0200	9,43	0,19
ERARIO	1,0	H.H.	0,0200	8,57	0,17
ICIAL	1,0	H.H.	0,0200	7,70	0,15
ON	1,0	H.H.	0,0200	6,87	0,14

<u>EQUIPO</u>					0,43
---------------	--	--	--	--	------

RAMIENTAS		%	5,0000	0,65	0,03
ODOLITO Y MIRA	1,0	H.M.	0,0200	20,00	0,40

<u>COSTO TOTAL</u>					1,36
--------------------	--	--	--	--	------

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA : 01.01 ALMACEN Y CASETA DE GUARDIANIA  
 COSTO POR : GLB  
 ESPECIFICACIONES : 100 M2  
 RENDIMIENTO DIARIO : 1,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>1548,00</b>
MADERA TORNILLO	P2	400,0000	2,10	840,00	
CALAMINA	UND	20,0000	11,00	220,00	
TRIPLAY E=12 MM	UND	10,0000	45,00	450,00	
CLAVOS	KG	10,0000	1,90	19,00	
ALAMBRE	KG	10,0000	1,90	19,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>377,78</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,8000	9,43	7,54	
OPERARIO	2,0 H.H.	16,0000	8,57	137,12	
OFICIAL	2,0 H.H.	16,0000	7,70	123,20	
PEON	2,0 H.H.	16,0000	6,87	109,92	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>18,89</b>
HERRAMIENTAS	%	5,0000	377,78	18,89	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>1944,67</b>

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO

PARTIDA : 01.02 CARTEL DE OBRA  
 COSTO POR : UND  
 ESPECIFICACIONES : 7.20\*3.60  
 RENDIMIENTO DIARIO : 1,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>922,50</b>
MADERA TORNILLO	P2	200,0000	2,10	420,00	
TRIPLAY E=12 MM	UND	9,0000	45,00	405,00	
PERNO Y ARANDELA	UND	15,0000	4,50	67,50	
PINTURA	GLN	1,0000	30,00	30,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>406,47</b>
CAPATAZ	0,3 H.H.	2,4000	9,43	22,63	
OPERARIO	3,0 H.H.	24,0000	8,57	205,68	
OFICIAL	2,0 H.H.	16,0000	7,70	123,20	
PEON	1,0 H.H.	8,0000	6,87	54,96	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>40,65</b>
HERRAMIENTAS	%	10,0000	406,47	40,65	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>1369,62</b>

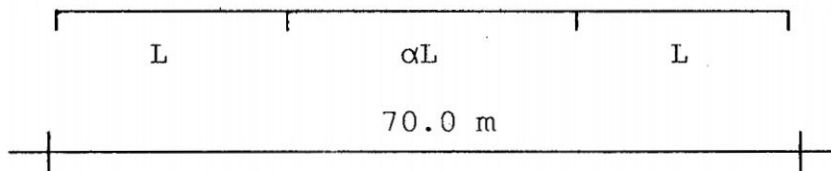
## **CAPITULO IV: PUENTE CONTINUO DE CONCRETO ARMADO**

### **4.1 JUSTIFICACION**

Los puentes de concreto armado constituyen hoy en día la solución más común y rápida a la necesidad de un puente por la sencilla razón de que la mano de obra, parte técnica y materiales de construcción se encuentra fácilmente en nuestro medio, sin embargo este tipo de estructuración está limitado a una luz máxima debido a la enorme cantidad de carga muerta que se incrementa a medida que la longitud del puente llegando a situaciones en que el peso propio produce mayores efectos que el de la sobrecarga aumentando el costo innecesariamente que es necesario evaluarlos frente al costo de otro tipo de puente.

## 4.2 SUPERESTRUCTURA

Para cubrir 70 m de luz en tres tramos la relación del tramo interior a los exteriores debe ser tal que estos proporcionen momentos flectores positivos para obtener área de acero similares.



Algunos autores recomiendan el valor de  $\alpha$  de 1.3 a 1.4.

si  $\alpha = 1.4$

entonces  $L + 1.4L + L = 70$

$L = 20.59$  m.          usar  $L = 20.50$  m.

Por lo que los tramos serían de 20.50m, 29.00m y 20.50m.

Sin embargo debido a cálculos realizados para la sobrecarga HS30 los tramos que mejor se adecuan a los requerimientos anteriores deben ser de 21.50m, 27.00m y 21.50m con un valor de  $\alpha$  de 1.256

### 4.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO

En el reglamento AASHTO existe una tabla de peraltes mínimos para losas de tal manera que estas controlan las deflexiones y es válido para puentes tipo losa con viga.

TIPO DE ESTRUCTURA	PERALTE MINIMO (d)
--------------------	--------------------

\* Losa de puente con refuerzo

paralelo o perpendicular

al tráfico.

$$(S+10)/30 > 0.542$$

\* Vigas T

$$(S+9)/18$$

Siendo

S = Luz de cálculo en pies

d = Peralte mínimo en pies

Por otro lado el ACI recomienda para puentes continuos con vigas T de concreto armado.

$$h = L/15$$

h = Altura total del puente (losa + viga)

L = Luz del tramo del puente

De acuerdo a las características del puente Niño Yucaes se tiene:

$$L = 27.00 \text{ m} \quad \text{ó} \quad L = 88.58 \text{ pies}$$

- Según AASHTO el puente tendría una altura de:

$$d = (88.58+9)/18$$

$$d = 5.42 \text{ pies}$$

$$d = 1.65 \text{ m}$$

probablemente el número de capas de acero sea mayor o igual a dos por lo que se considerará como altura total .

$$h = 1.65+0.15$$

$$h = 1.80 \text{ m}$$

- Según ACI

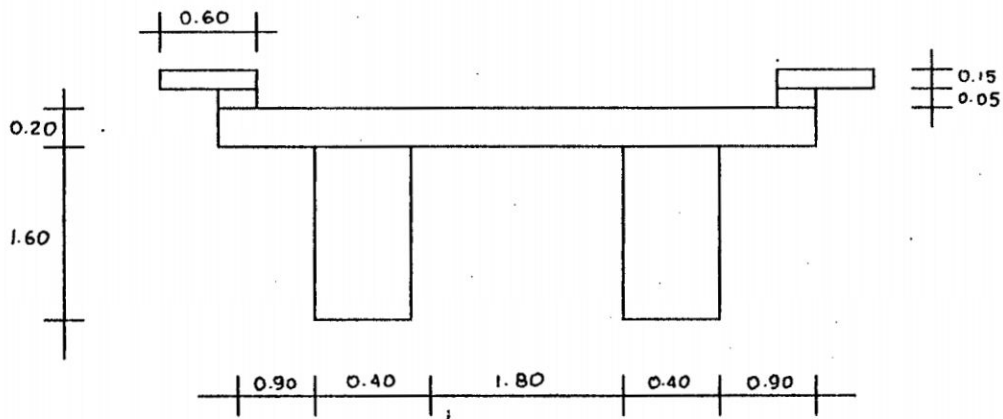
$$h = 27/15$$

$$h = 1.80 \text{ m}$$

por tanto la altura total del puente se considerará 1.80 m.

El ancho de la viga será de 0.40m debido a que mayores valores incrementan innecesariamente el peso propio de la estructura.

La sección tentativa será.



El espesor de la losa se ha calculado:

según AASHTO

$$S = 1.80 \text{ m}$$

$$S = 5.91 \text{ pies}$$

$$d = (5.91 + 10) / 30$$

$$d = 0.530 \text{ pies}$$

$$d_{\min} = 0.542 \text{ pies}$$

$$\text{entonces } d = 16.5 \text{ cm.}$$

Considerando recubrimiento de 3 cm y acero de No 4 se tiene

$$h = 16.5 + 3 + 1.27/2$$

$$h = 20.14 \text{ cm}$$

$$\text{usar } h = 20.0 \text{ cm.}$$

#### 4.2.2 DISEÑO DE LOSA : TRAMO INTERIOR

\* Momento por peso propio

$$\text{- Espesor de la losa} = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{- Espesor de asfalto} = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{- Luz entre vigas} = 1.80 \text{ m}$$

El metrado de cargas

$$\text{peso propio} \quad 0.20 * 2.40 = 0.48 \text{ Tn/ml}$$

$$\text{peso asfalto} \quad 0.05 * 2.00 = 0.10 \text{ Tn/ml}$$

$$W_D = 0.58 \text{ Tn/ml}$$

Debido a la unión monolítica entre viga y losa asumiremos coeficientes de 1/10 para los momentos negativos y positivos debido al peso propio

$$M_D = W_D * L^2 / 10$$

$$M_D = 0.58 * 1.80^2 / 10$$

$$M_D = 0.19 \text{ Tn m/ml}$$

\* Momento por sobrecarga

El AASHTO en su sección de losas reforzadas perpendicularmente al tráfico el momento debido a la sobrecarga tiene la siguiente expresión.

$$M_L = (S+2)/32 * P_{20}$$

$M_L$  = Momento debido a la sobrecarga

$S$  = Separación de vigas, se considera cara a cara y en pies

$P_{20}$  = Carga de la rueda más pesada

Adecuando al camión HS30 y considerando la separación  $S$  en metros se tiene.

$$M_L = (S+0.61)/9.74 * P_{30}$$

$$S = 1.80 \text{ m}$$

$$P_{30} = 10.89 \text{ Tn}$$

$$M_L = (1.80+0.61)/9.74 * 10.89$$

$$M_L = 2.69 \text{ Tn m/ml}$$

El mismo reglamento AASHTO indica que dichos valores deben de ser corregidos por 0.8 y 0.9 para momentos positivos y negativos respectivamente.

$$M_{L+} = 0.8 * 2.69$$

$$M_{L+} = 2.15 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_{L-} = 0.9 * 2.69$$

$$M_{L-} = 2.42 \text{ Tn m/ml}$$

\* Momento por impacto

El reglamento AASHTO considera una carga adicional de impacto como porcentaje de la carga viva cuya expresión es:

$$I = 15.24 / (L+38)$$

$I$  = Impacto no mayor de 0.3

$L$  = Luz de centro a centro

$$L = 2.20 \text{ m}$$

$$I = 15.24 / (2.20 + 38)$$

$$I = 0.38$$

$$\text{usar } I = 0.30$$

$$M_{I+} = 0.30 * 2.15$$

$$M_{I+} = 0.65 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_{I-} = 0.30 * 2.42$$

$$M_{I-} = 0.73 \text{ Tn m/ml}$$

\* Diseño por cargas de servicio

$$M = M_D + M_L + M_I$$

$$M+ = 0.19 + 2.15 + 0.65$$

$$M+ = 2.99 \text{ Tn m/ml}$$

$$M- = 0.19 + 2.42 + 0.73$$

$$M- = 3.34 \text{ Tn m/ml}$$

\* Peralte mínimo considerando falla balanceada

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 f_c$$

$$f_c = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.5 f_y$$

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f_c}$$

$$E_c = 217370 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s / E_c$$

$$n = 9.66$$

$$r = f_s / f_c$$

$$r = 25.00$$

$$k = n / (n + r)$$

$$k = 0.2787$$

$$j = 1 - k/3$$

$$j = 0.9071$$

$$d^2 = 2 * M / (f_c * k * j * b)$$

$$M = 3.53 * 10^5 \text{ kg cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 18.23 \text{ cm}$$

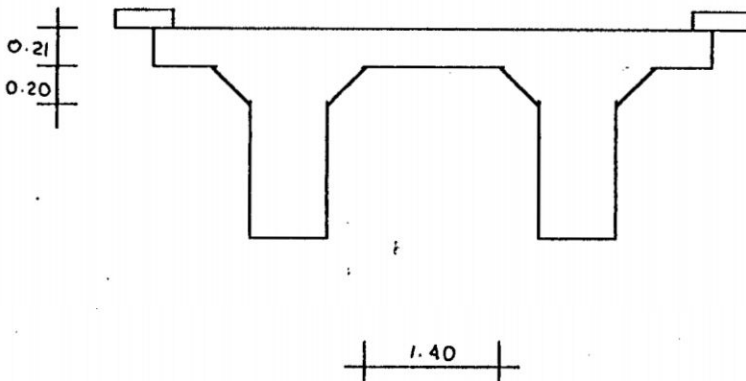
$$d_{\text{real}} = 20 - (3 + 1.27/2)$$

$$d_{\text{real}} = 16.37 \text{ cm}$$

Valores menores para  $d = 18.23 \text{ cm}$  originarían una falla por compresión o implica usar acero en compresión, esta inconveniencia se produce debido a que el predimensionamiento corresponde a un camión HS20 los que deben de ser mejorados para una sobrecarga de HS30.

Recalculando para los siguientes valores se tiene:

- Espesor de la losa = 21.00 cm
- Separación entre vigas = 1.40 m



\* Momento por peso propio

$$\text{- Peso propio} \quad 0.21 \times 2.40 \quad = \quad 0.50 \text{ Tn m/ml}$$

$$\text{- Asfalto} \quad 0.05 \times 2.00 \quad = \quad 0.10 \text{ Tn m/ml}$$

$$W_D \quad = \quad 0.60 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_D = 0.60 \times 1.40^2 / 10$$

$$M_D = 0.12 \text{ Tn m/ml}$$

\* Momento por sobrecarga

$$M_{L+} = 0.8 * (1.40 + 0.61) / 9.74 * 10.89$$

$$M_{L+} = 1.80 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_{L+} = 0.9 * (1.40 + 0.61) / 9.74 * 10.89$$

$$M_{L+} = 2.02 \text{ Tn m/ml}$$

\* Momento por impacto

$$M_{I+} = 0.30 * 1.80$$

$$M_{I+} = 0.54 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_{I-} = 0.30 * 2.02$$

$$M_{I+} = 0.60 \text{ Tn m/ml}$$

\* Diseño por cargas de servicio

$$M+ = 0.12 + 1.80 + 0.54$$

$$M+ = 2.46 \text{ Tn m/ml}$$

$$M- = 0.12 + 2.02 + 0.60$$

$$M- = 2.74 \text{ Tn m/ml}$$

\* Peralte mínimo considerando falla balanceada

$$M+ = 2.46 * 10^5 \text{ kg cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } d = 15.22 \text{ cm}$$

$$d \text{ real} = 21 - (3 + 1.27/2)$$

$$d \text{ real} = 17.37 \text{ cm}$$

$$M- = 2.74 * 10^5 \text{ kg cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } d = 16.06 \text{ cm}$$

$$d \text{ real} = 21 - (4 + 1.27/2)$$

$$d \text{ real} = 16.37 \text{ cm}$$

\* Diseño por resistencia última

$$M_U = 1.3(M_D + 5/3 * (M_L + M_I))$$

$M_U$  = Momento último resistente

$M_D$  = Momento por carga muerta

$M_L$  = Momento por carga viva

$M_I$  = Momento de impacto

- Momento positivo

$$M_D = 0.12 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_L = 1.80 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_I = 0.54 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_{U+} = 5.23 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_U = \phi * A_s * f_y * (d - A_s * f_y / (1.7 * f'_c * b))$$

$\phi$  = factor de reducción por flexión

$f_y$  = límite de fluencia del acero

$d$  = peralte efectivo de la sección

$f'_c$  = resistencia del concreto a la compresión

$b$  = ancho del rectángulo de compresión producido por la flexión

teniendo

$$\phi = 0.90$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 17.37 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

resulta  $A_s = 8.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Acero mínimo según AASHTO

$$A_s \text{ min} = 0.002 \cdot b \cdot d$$

$$A_s \text{ min} = 0.002 \cdot 100 \cdot 17.37$$

$$A_s \text{ min} = 3.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Acero máximo por falla balanceada

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta \cdot f'_c / f_y \cdot 6000 / (6000 + f_y)$$

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.85$$

$$\rho_b = 0.0213$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.0159$$

$$A_s \text{ max} = \rho_{\text{max}} \cdot b \cdot d$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 17.37 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ max} = 27.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_s \text{ min}$  menor que  $A_s$  menor que  $A_s \text{ max}$

$$3.47 \text{ cm}^2 < 8.45 \text{ cm}^2 < 27.60 \text{ cm}^2$$

por tanto  $A_s = 8.45 \text{ cm}^2$

$$A_s \text{ No } 4 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{espaciamiento } e = 1.27 / 8.45$$

$$e = 0.1503 \text{ m}$$

$$\text{usar } e = 0.15 \text{ m}$$

- Momento negativo

$$M_D = 0.12 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_L = 2.02 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_I = 0.60 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_U = 5.83 \text{ Tn m/ml}$$

$$d = 16.37$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{resulta } A_s = 10.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Acero mínimo según AASHTO

$$A_s \text{ min} = 0.002 * b * d$$

$$A_s \text{ min} = 0.002 * 100 * 16.37$$

$$A_s \text{ min} = 3.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Acero máximo por falla balanceada

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b$$

$$A_s \text{ max} = \rho_{\text{max}} * b * d$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 16.37 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ max} = 26.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_s \text{ min}$  menor que  $A_s$  menor que  $A_s \text{ max}$

$$3.27 \text{ cm}^2 < 10.16 \text{ cm}^2 < 26.03 \text{ cm}^2$$

por tanto  $A_s = 10.16 \text{ cm}^2$

$$A_s \text{ No } 4 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{espaciamiento } e = 1.27/10.16$$

$$e = 0.125 \text{ m}$$

$$\text{usar } e = 0.125 \text{ m}$$

\* Acero de reparto

El reglamento AASHTO considera una armadura transversal con el objeto de que contribuya a la distribución de las cargas concentradas en la que se tiene:

- Para armadura principal perpendicular al tráfico  
porcentaje =  $121/\sqrt{S}$  menor de 67%

Dicho porcentaje está referido a la armadura principal de momentos positivos siendo S la luz eficaz del tramo en metros.

$$\text{Porcentaje} = 121/\sqrt{2.2}$$

$$\text{Porcentaje} = 81.6 \%$$

entonces considerar 67%

$$\text{As reparto} = 0.67 * 8.45$$

$$\text{As reparto} = 5.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{As reparto en cada cara (superior e inferior)} = 5.66/2$$

$$\text{As en cada cara} = 2.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{As min por temperatura en cada cara} = 0.0012 * 100 * 17.34$$

$$\text{As min por temperatura en cada cara} = 2.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

por lo tanto usar As = 2.83 cm<sup>2</sup>/ml en cada cara

$$\text{As No 3} = 0.72 \text{ cm}^2$$

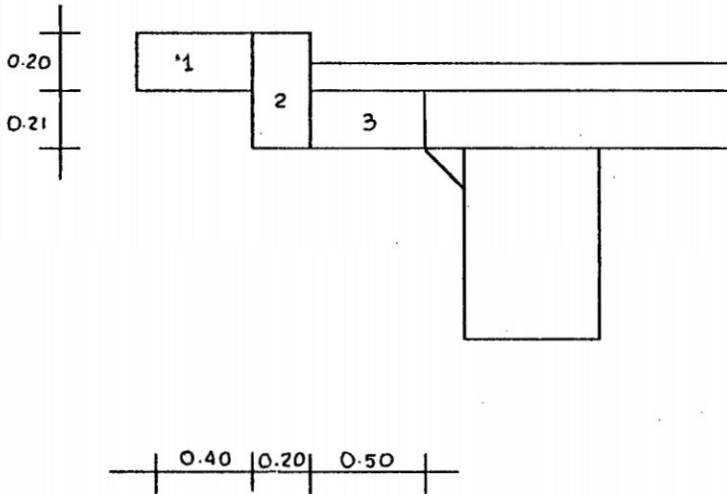
$$\text{espaciamiento } e = 0.72/2.83$$

$$e = 0.2509 \text{ m}$$

$$\text{usar } e = 0.25 \text{ m}$$

### 4.2.3 DISEÑO DEL VOLADO DE LOSA

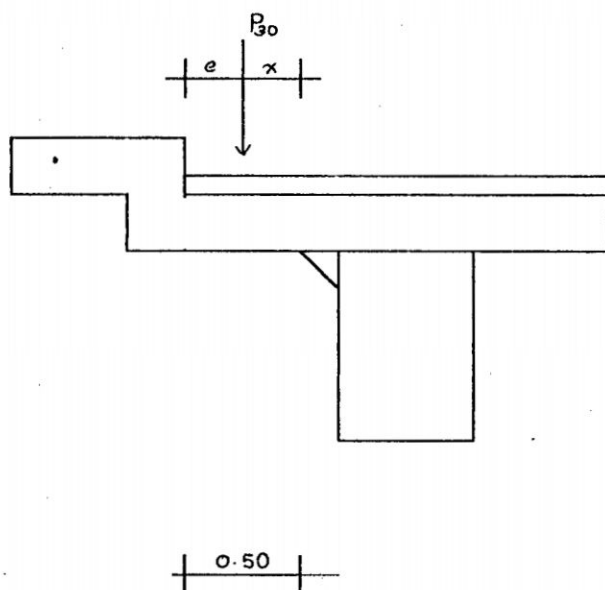
\* Momento por peso propio



SECCION	CARGA	DISTANCIA	MOMENTO
1	0.40*0.20*2.40	0.90	0.17
2	0.20*0.41*2.40	0.60	0.12
3	0.50*0.21*2.40	0.25	0.06
Asfalto	0.50*0.05*2.00	0.25	0.01
Baranda	0.15	1.10	0.17

$$M_D = 0.53 \text{ Tn m/ml}$$

\* Momento por sobrecarga



Según AASHTO

$$e = 1 \text{ pie}$$

$$e = 0.30 \text{ m}$$

$$x + e = 0.50$$

entonces

$$x = 0.20 \text{ m}$$

$$M_L = P_{30} \cdot x / E$$

$$\text{así mismo } E = 0.8 \cdot x + 1.143$$

$$E = 0.8 \cdot 0.2 + 1.143$$

$$E = 1.30 \text{ m}$$

$$M_L = 10.89 \cdot 0.20 / 1.30$$

$$M_L = 1.68 \text{ Tn m/ml}$$

\* Momento por impacto

$$I = 0.30$$

$$M_I = 0.30 \cdot M_L$$

$$M_I = 0.50 \text{ Tn m/ml}$$

\* Diseño por cargas de servicio

$$M = M_D + M_L + M_I$$

$$M = 0.53 + 1.68 + 0.50$$

$$M = 2.71 \text{ Tn m/ml}$$

- Peralte mínimo considerando falla balanceada

$$M = 2.71 \cdot 10^5 \text{ kg cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } d = 15.98 \text{ cm}$$

$$d_{\text{real}} = 21 - (4 + 1.27/2)$$

$$d_{\text{real}} = 16.37 \text{ cm}$$

$d_{\text{real}}$  es mayor que  $d$  entonces la falla será por fluencia del acero

El momento negativo de la losa del tramo interior es 2.74 Tn m/ml mientras que el momento del volado es de 2.71 Tn m/ml lo que indica un equilibrio por lo que las dimensiones de la losa y volado se considera apropiado.

\* Diseño por resistencia última

$$M_U = 1.3(M_D + 5/3 \cdot (M_L + M_I))$$

$$M_D = 0.53 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_L = 1.68 \text{ Tn m/ml}$$

$$M_I = 0.50 \text{ Tn m/ml}$$

$$\text{para } M_U = 5.41 \text{ Tn m/ml}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 16.37 \text{ cm}$$

resulta  $A_s = 9.37 \text{ cm}^2$

Acero mínimo según AASHTO  $A_s \text{ min} = 0.002 \cdot 100 \cdot 16.37$

$A_s \text{ min} = 3.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Acero máximo según ACI  $A_s \text{ max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$

$A_s \text{ max} = 0.0159 \cdot 100 \cdot 16.37$

$A_s \text{ max} = 26.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

As min menor que As menor que As max

$3.27 \text{ cm}^2 < 9.37 \text{ cm}^2 < 26.03 \text{ cm}^2$

por tanto usar  $A_s = 9.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$

As No 4 =  $1.27 \text{ cm}^2$

espaciamiento  $e = 1.27/9.37$

$e = 0.1355 \text{ m}$

OBSERVACION: Usar el mismo As- de la losa del tramo interior es decir un espaciamiento de  $e = 0.125 \text{ m}$

#### 4.2.4 DISEÑO DE LA VEREDA:

\* Momento por peso propio

- Peso propio  $0.40 \cdot 0.20 \cdot 2.40 \cdot .20 = 0.04$

- Baranda  $0.15 \cdot 0.40 = 0.06$

$M_D = 0.10 \text{ Tn m/ml}$

\* Momento por sobrecarga

- Sobrecarga  $0.40 \cdot 0.20 = 0.03$

$M_L = 0.03 \text{ Tn m/ml}$

\* Momento de diseño

$M_U = 1.4 \cdot M_D + 1.7 \cdot M_L$

$$M_u = 1.4 \cdot 0.10 + 1.7 \cdot 0.03$$

$$M_u = 0.65 \text{ Tn m/ml}$$

$$d = 20 - (4 + 1.27/2)$$

$$d = 15.53 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{resulta } A_s = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0012 \cdot 100 \cdot 15.53$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ No 3}} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{espaciamiento } e = 0.72/1.86$$

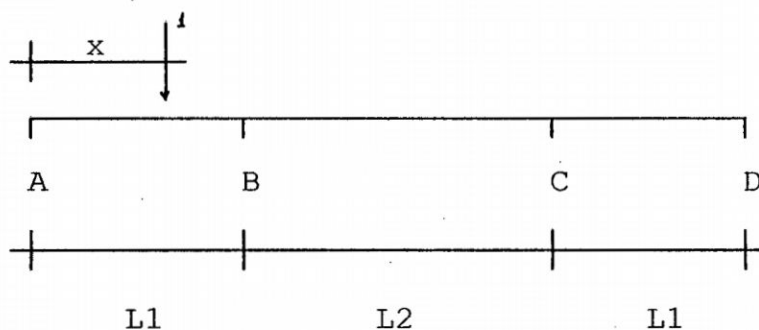
$$e = 0.387 \text{ m}$$

usar  $e = 0.35 \text{ m}$  ambas caras

## 4.2.5 VIGAS PRINCIPALES

### 4.2.5.1 LINEAS DE INFLUENCIA - PARA CARGAS PUNTUALES

\* CUANDO LA CARGA SE ENCUENTRA EN EL PRIMER TRAMO



Usando la ecuación de los tres momentos

$$M_A = 0 \quad M_D = 0$$

TRAMO A-B-C

$$2(L_1+L_2) * M_B + (L_2) * M_C = -x * (L_1^2 - x^2) / L_1$$

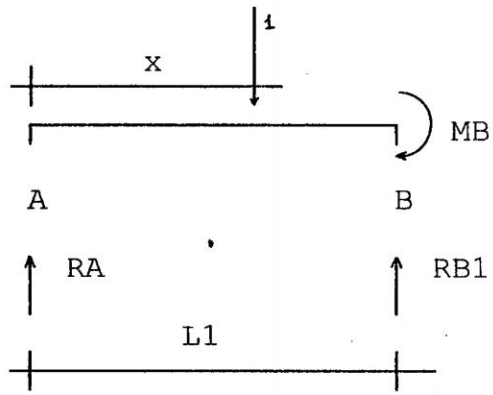
TRAMO B-C-D

$$L_2) * M_B + 2(L_2+L_1) * M_C = 0$$

$$M_B = - (x) * (L_1^2 - x^2) * (2) * (L_1+L_2) / ((L_1) * (4(L_1+L_2)^2 - L_2^2))$$

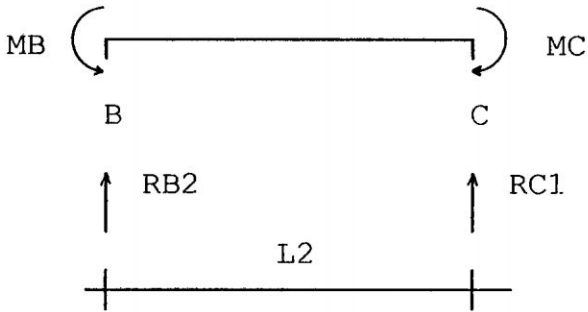
$$M_C = - (L_2) * (M_B) / (2) * (L_1+L_2)$$

Las expresiones para las reacciones son detalladas a continuación.



$$RA = (MB + L1 - x) / L1$$

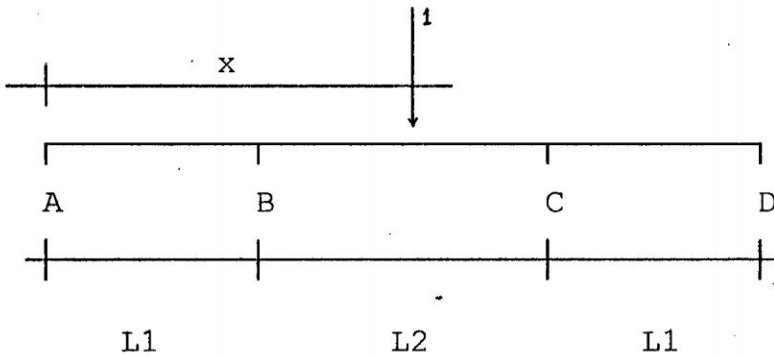
$$RB1 = 1 - RA$$



$$RB2 = (MC - MB) / L2$$

$$RB = RB1 + RB2$$

\* CUANDO LA CARGA SE ENCUENTRA EN EL SEGUNDO TRAMO



Usando la ecuación de tres momentos

$$M_A=0 \quad M_D=0$$

TRAMO A-B-C

$$2(L_1+L_2) * M_B + (L_2) * M_C = - (L_1+L_2-x) * (L_2^2 - (L_1+L_2-x)^2) / L_2$$

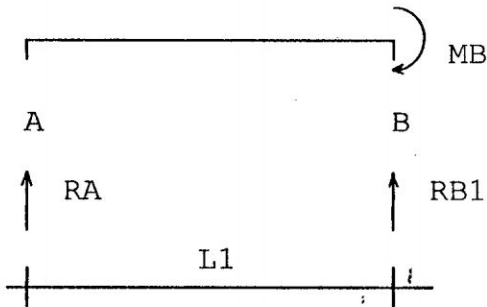
TRAMO B-C-D

$$(L_2) * M_B + 2(L_2+L_1) * M_C = - (x-L_1) * (L_2^2 - (x-L_1)^2) / L_2$$

$$M_B = \left( (x-L_1) * L_2 * (L_2^2 - (x-L_1)^2) - 2(L_1+L_2-x) * (L_2^2 - (L_1+L_2-x)^2) \right) * (L_1+L_2) / L_2$$

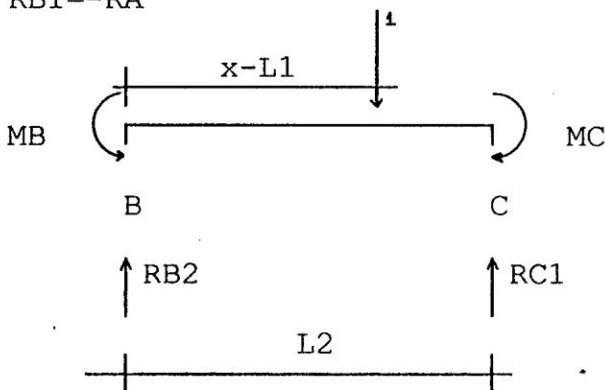
$$M_C = \left( - (L_1+L_2-x) * (L_2^2 - (L_1+L_2-x)^2) - 2(L_1+L_2) * M_B * L_2 \right) / L_2^2$$

Los valores para las reacciones son detalladas a continuación.



$$R_A = M_B / L_1$$

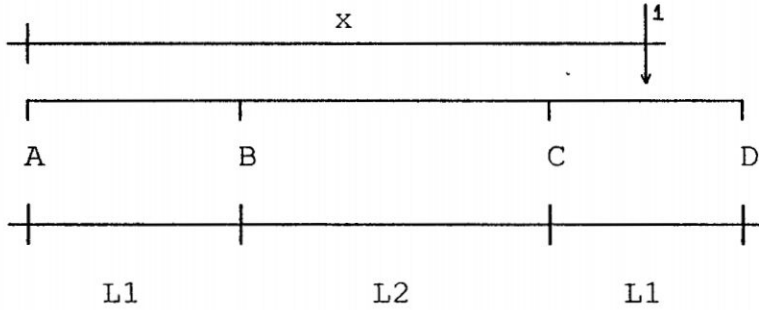
$$R_{B1} = -R_A$$



$$RB2 = (MC - MB + L2 - (x - L1)) / L2$$

$$RB = RB1 + RB2$$

\* CUANDO LA CARGA SE ENCUENTRA EN EL TERCER TRAMO



Usando la ecuación de tres momentos

$$MA = 0 \quad MD = 0$$

TRAMO A-B-C

$$2(L1 + L2) * MB + (L2) * MC = 0$$

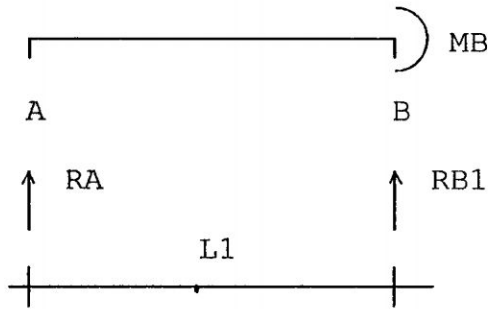
TRAMO B-C-D

$$(L2) * MB + 2(L2 + L1) * MC = - (2L1 + L2 - x) * (L1^2 - (2L1 + L2 - x)^2) / L2$$

$$MB = -L2 * (2L1 + L2 - x) * (L1^2 - (2L1 + L2 - x)^2) / (L1 * (L2^2 - 4(L1 + L2)^2))$$

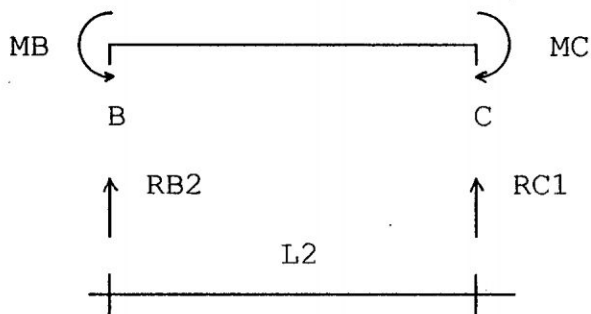
$$MC = -2(L1 + L2) * MB / L2$$

Los valores para las reacciones son detalladas a continuación.



$$R_A = M_B / L_1$$

$$R_{B1} = -R_A$$

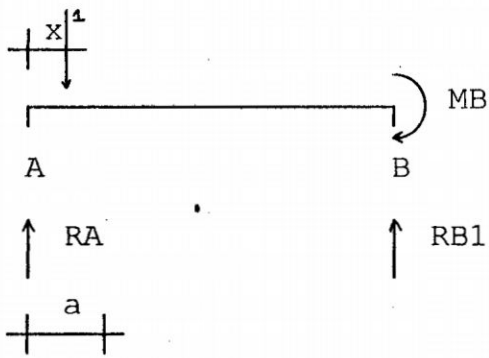


$$R_{B2} = (M_C - M_B) / L_2$$

$$R_B = R_{B1} + R_{B2}$$

**CASO I.** Líneas de influencia cuando la sección en análisis **a** se encuentra en el primer tramo, debido a la simetría de la estructura se calcularán las sollicitaciones para la mitad de la estructura, es decir de 0 m a 21.5 m.

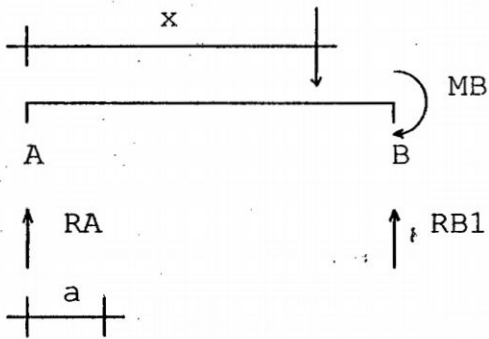
Si  $x < a$



$$Ma = RA \cdot a - (a-x)$$

$$Va = RA - 1$$

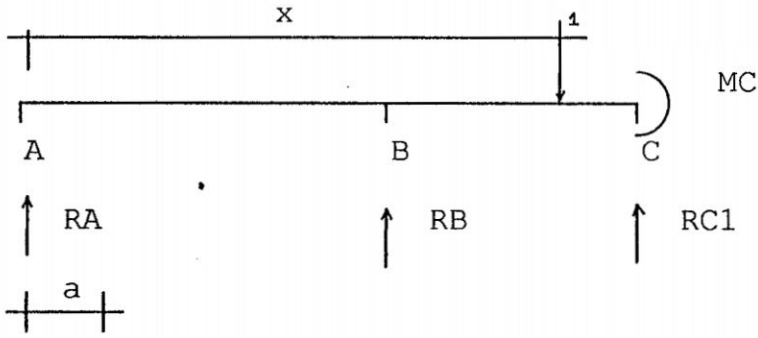
Si  $a < x < L1$



$$Ma = RA \cdot a$$

$$Va = RA$$

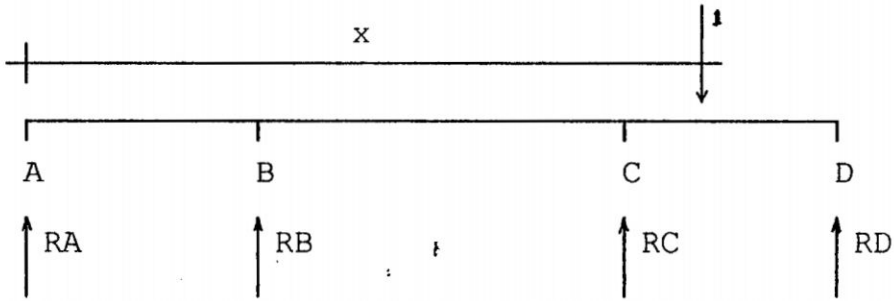
Si  $L1 < x < L1+L2$



$$Ma = RA \cdot a$$

$$Va = RA$$

Si  $L1+L2 < x < 2L1+L2$

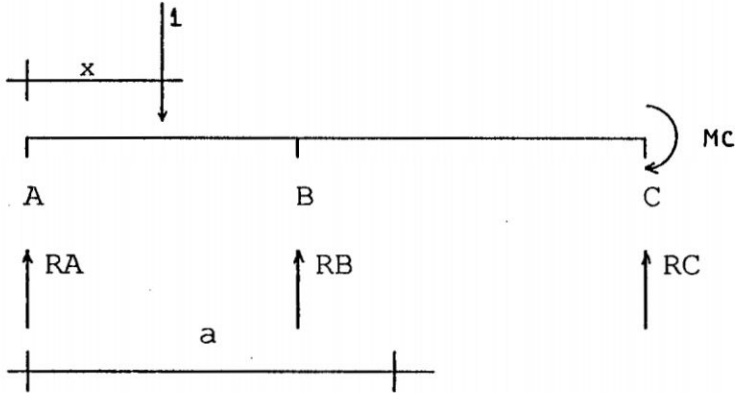


$$Ma = RA \cdot a$$

$$Va = RA$$

**CASO II.** Líneas de influencia cuando la sección en análisis **a** se halla en el segundo tramo.

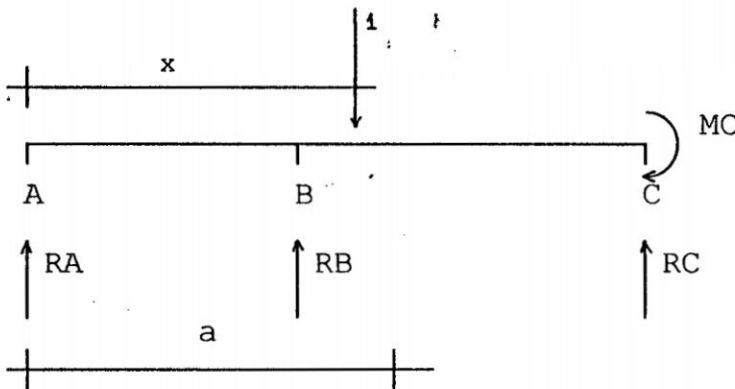
Si  $x < L1$



$$M_a = RB2(a-L1) + MB$$

$$V_a = RB2$$

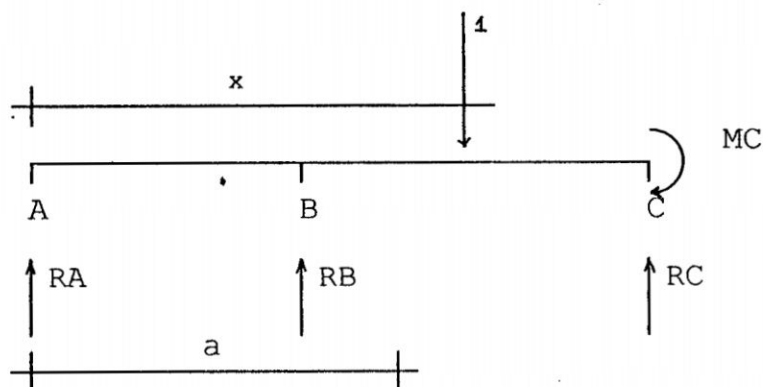
Si  $L1 < x < a$



$$M_a = RB2*(a-L1) + MB - (a-x)$$

$$V_a = RB2 - 1$$

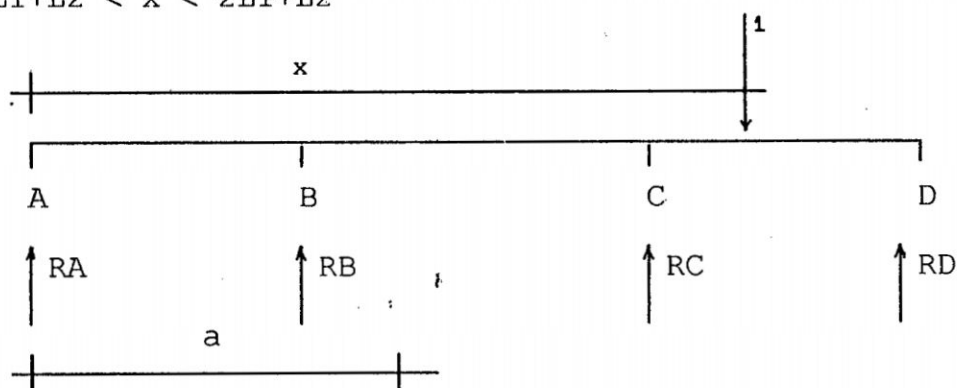
Si  $a < x < L_1 + L_2$



$$M_a = R_B \cdot (a - L_1) + M_B$$

$$V_a = R_B$$

Si  $L_1 + L_2 < x < 2L_1 + L_2$



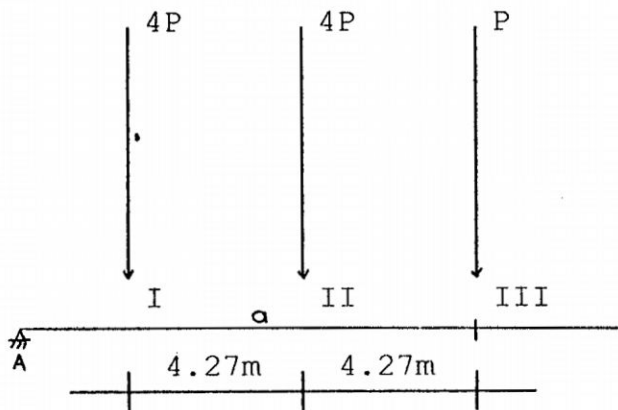
$$M_a = R_B \cdot (a - L_1) + M_B$$

$$V_a = R_B$$

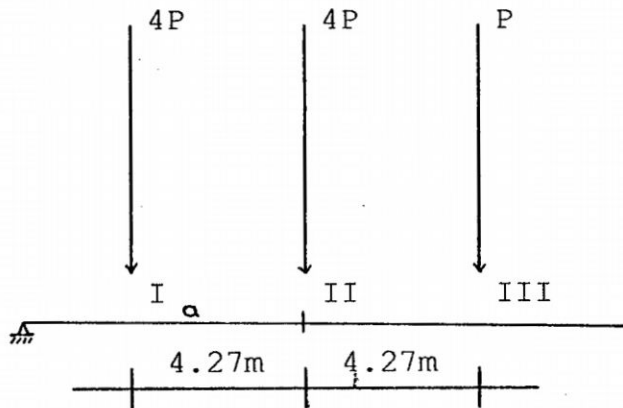
Además de  $M_a$  y  $V_a$  es necesario conocer valores de  $R_B$ ,  $M_B$  y  $M_C$ , dichos valores serán tabulados cada 1.5 m, es decir obtendremos 27 puntos de la envolvente de la mitad del puente para los 35 metros.

## 4.2.5.2 ANALISIS POR CARGA VIVA

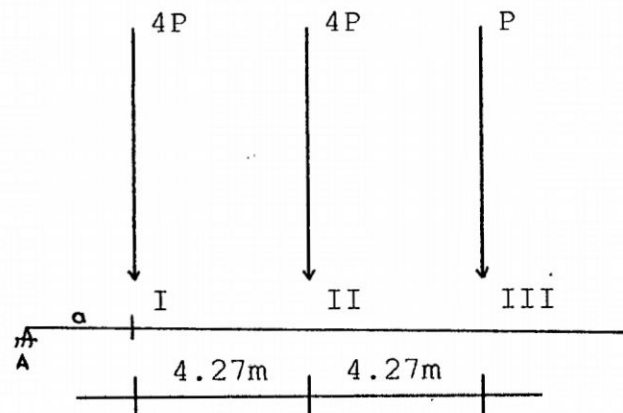
## CASO A. CARGA III



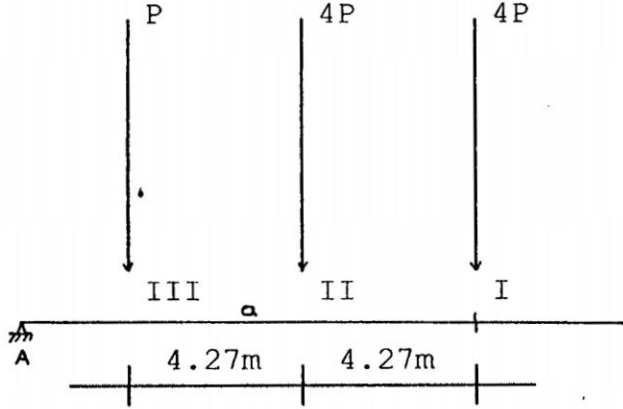
## CASO B. CARGA II



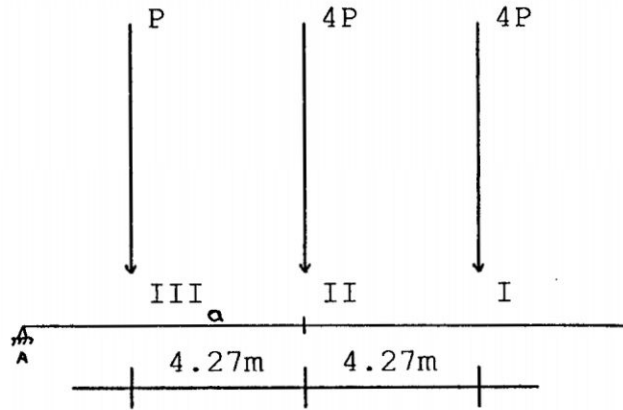
## CASO C. CARGA I



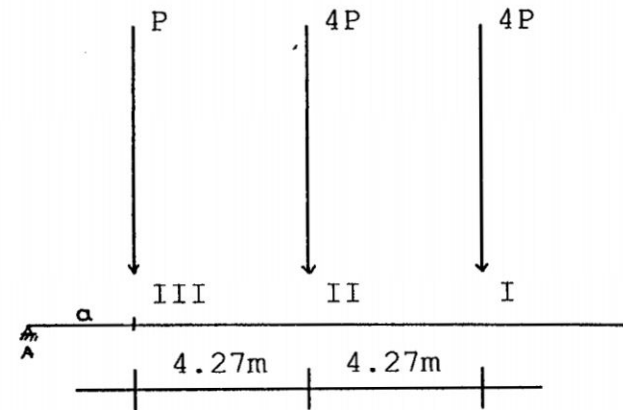
CASO D. CARGA I



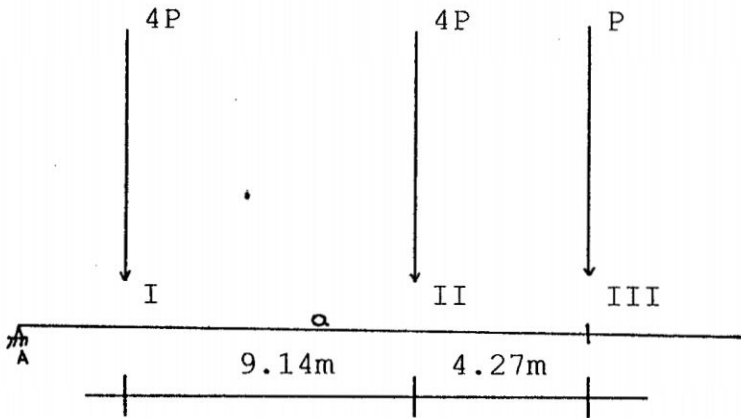
CASO E. CARGA II



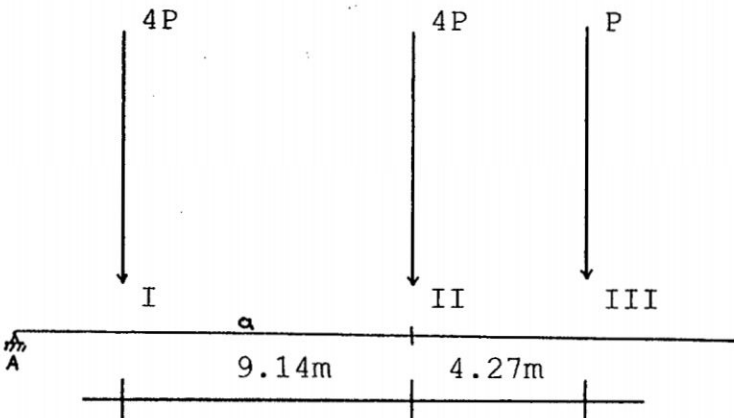
CASO F. CARGA III



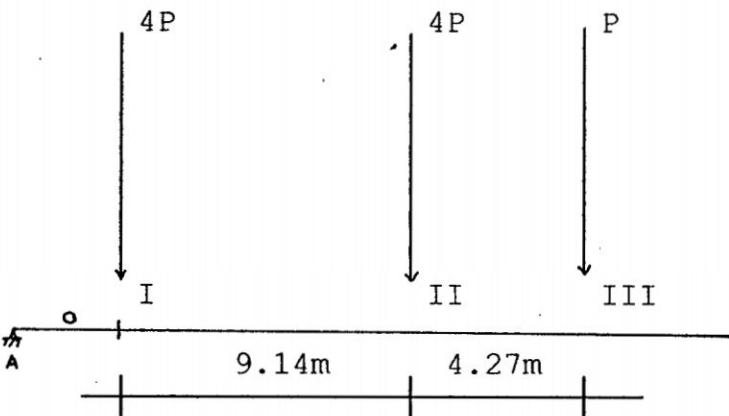
CASO G. CARGA III



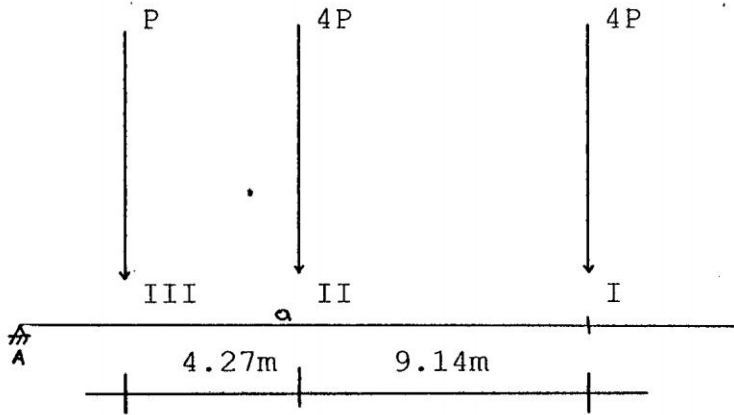
CASO H. CARGA II



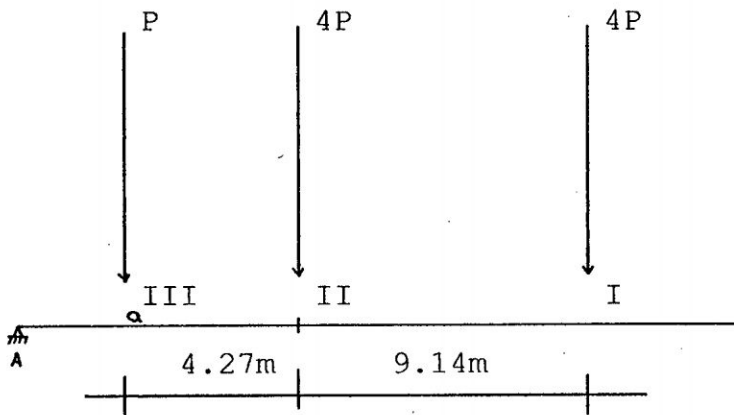
CASO I. CARGA I



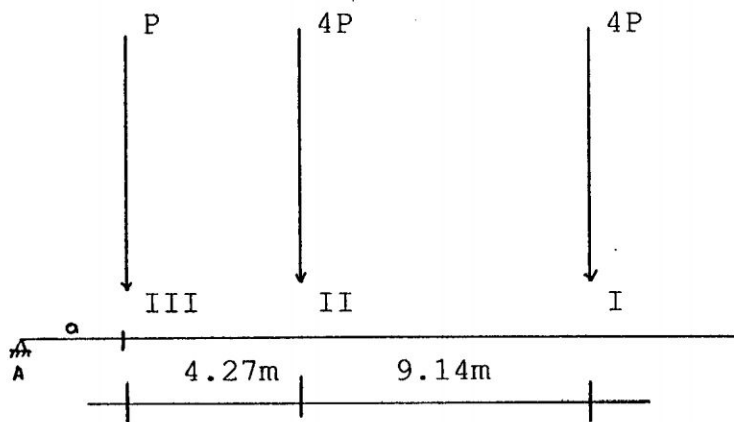
## CASO J. CARGA I



## CASO K. CARGA II



## CASO L. CARGA III



## CASO A

## CARGA III

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.5	1.37	0.91	-0.09	-0.36	0.10	0.10
3.0	2.48	0.83	-0.17	-0.71	0.20	0.21
4.5	4.02	0.69	-0.31	-1.25	0.35	0.37
6.0	8.48	0.26	-0.74	-2.98	0.83	0.88
7.5	11.69	-0.16	-1.16	-4.62	1.29	1.38
9.0	14.56	-0.69	-1.69	-6.55	1.82	2.00
10.5	17.60	-1.44	-2.44	-9.27	2.58	2.88
12.0	18.55	-2.18	-3.18	-11.69	3.25	3.74
12.5	18.43	-2.43	-3.43	-12.42	3.46	4.01
14.0	16.78	-3.14	-4.14	-14.28	3.98	4.82
15.5	13.37	-3.83	-4.83	-15.62	4.35	5.57
17.0	8.37	-4.49	-5.49	-16.35	4.55	6.27
18.5	2.01	-5.12	-6.12	-16.36	4.55	6.90
20.0	-5.49	-5.71	-6.71	-15.56	4.33	7.45
21.5	-13.85	1.66	0.66	-13.85	3.86	7.92
23.0	-10.36	1.53	0.53	-12.66	3.11	8.29
24.5	-6.34	1.35	0.35	-10.39	2.07	8.57
26.0	-1.94	1.12	0.12	-7.89	0.72	8.73
27.5	2.63	0.83	-0.17	-9.28	-0.92	8.79
29.0	7.12	0.49	-0.51	-9.47	-2.83	8.74
30.5	11.30	0.10	-0.90	-10.33	-4.97	8.58
32.0	14.94	-0.35	-1.35	-14.20	-7.27	8.31
33.5	17.80	-0.83	-1.83	-17.02	-9.63	7.96
35.0	19.70	-1.35	-2.35	-18.89	-11.97	7.35

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## CASO B

## CARGA II

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	4.76	0.76	-0.99	0.27	0.29
1.5	6.49	4.33	0.33	-2.72	0.76	0.80
3.0	11.70	3.90	-0.10	-4.37	1.22	1.31
4.5	16.34	3.43	-0.57	-6.11	1.70	1.86
6.0	22.95	2.67	-1.33	-8.87	2.47	2.75
7.5	27.38	1.93	-2.07	-11.35	3.16	3.61
9.0	29.75	1.20	-2.80	-13.43	3.74	4.43
10.5	30.18	0.50	-3.50	-15.04	4.19	5.21
12.0	28.82	-0.18	-4.18	-16.08	4.48	5.94
12.5	28.00	-0.39	-4.39	-16.28	4.53	6.16
14.0	24.53	-1.03	-5.03	-16.41	4.57	6.80
15.5	19.74	-1.62	-5.62	-15.74	4.38	7.37
17.0	13.86	-2.18	-6.18	-14.18	3.95	7.85
18.5	7.16	-2.69	-6.69	-12.91	3.24	8.24
20.0	-0.08	-3.15	-7.15	-10.81	2.25	8.53
21.5	-7.57	5.16	1.16	-7.57	0.95	8.72
23.0	-1.83	4.88	0.88	-9.14	-0.65	8.79
24.5	4.12	4.55	0.55	-9.52	-2.53	8.75
26.0	10.01	4.16	0.16	-9.63	-4.63	8.61
27.5	15.60	3.73	-0.27	-13.67	-6.91	8.36
29.0	20.63	3.25	-0.75	-16.65	-9.27	8.02
30.5	24.88	2.74	-1.26	-18.66	-11.62	7.60
32.0	28.16	2.19	-1.81	-19.80	-13.86	7.12
33.5	30.35	1.63	-2.37	-20.16	-15.89	6.57
35.0	31.34	1.06	-2.94	-19.85	-17.63	5.98

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## CASO C

## CARGA I

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	7.54	3.54	-5.67	1.58	1.72
1.5	10.18	6.79	2.79	-8.47	2.36	2.61
3.0	18.12	6.04	2.04	-10.99	3.06	3.48
4.5	23.91	5.31	1.31	-13.14	3.66	4.31
6.0	27.64	4.61	0.61	-14.83	4.13	5.10
7.5	29.45	3.93	-0.07	-15.96	4.44	5.83
9.0	29.49	3.28	-0.72	-16.44	4.58	6.50
10.5	27.94	2.66	-1.34	-16.17	4.50	7.10
12.0	25.02	2.08	-1.92	-15.05	4.19	7.63
12.5	23.78	1.90	-2.10	-14.48	4.03	7.78
14.0	19.40	1.39	-2.61	-13.13	3.37	8.19
15.5	14.22	0.92	-3.08	-11.20	2.42	8.49
17.0	8.52	0.50	-3.50	-8.14	1.17	8.69
18.5	2.60	0.14	-3.86	-8.98	-0.39	8.78
20.0	-3.29	-0.16	-4.16	-9.54	-2.22	8.76
21.5	-8.91	8.22	4.22	-8.91	-4.29	8.64
23.0	-1.43	7.79	3.79	-13.13	-6.55	8.41
24.5	5.71	7.32	3.32	-16.26	-8.91	8.08
26.0	12.26	6.82	2.82	-18.41	-11.26	7.67
27.5	18.00	6.28	2.28	-19.68	-13.53	7.19
29.0	22.74	5.72	1.72	-20.15	-15.60	6.66
30.5	26.37	5.15	1.15	-19.94	-17.39	6.07
32.0	28.79	4.56	0.56	-19.13	-18.79	5.45
33.5	29.96	3.98	-0.02	-17.82	-19.71	4.81
35.0	29.86	3.40	-0.60	-16.10	-20.05	4.15

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## CASO D

## CARGA I

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.5	5.48	3.65	-0.35	-1.43	0.40	0.41
3.0	9.93	3.31	-0.69	-2.83	0.79	0.82
4.5	14.05	2.92	-1.08	-4.36	1.21	1.29
6.0	20.35	2.24	-1.76	-6.97	1.94	2.09
7.5	24.68	1.57	-2.43	-9.36	2.61	2.88
9.0	27.35	0.89	-3.11	-11.57	3.22	3.66
10.5	28.58	0.16	-3.84	-13.64	3.80	4.48
12.0	27.91	-0.54	-4.54	-15.22	4.24	5.26
12.5	27.29	-0.77	-4.77	-15.62	4.35	5.51
14.0	24.33	-1.43	-5.43	-16.41	4.57	6.21
15.5	19.89	-2.02	-6.06	-16.50	4.59	6.85
17.0	14.18	-2.66	-6.66	-15.79	4.39	7.41
18.5	7.46	-3.21	-7.21	-14.18	3.95	7.88
20.0	-0.01	-3.72	-7.72	-11.59	3.22	8.27
21.5	-7.91	4.37	0.37	-7.91	2.20	8.55
23.0	-2.85	4.15	0.15	-9.06	0.86	8.72
24.5	2.55	3.86	-0.14	-9.03	-0.78	8.79
26.0	8.04	3.52	-0.48	-8.73	-2.70	8.74
27.5	13.40	3.13	-0.87	-12.31	-4.84	8.59
29.0	18.34	2.69	-1.31	-14.78	-7.14	8.33
30.5	22.64	2.21	-1.79	-16.67	-9.50	7.99
32.0	26.10	1.70	-2.30	-18.63	-11.85	7.57
33.5	28.55	1.16	-2.84	-19.73	-14.08	7.08
35.0	29.86	0.60	-3.40	-20.05	-16.10	6.53

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## CASO E

## CARGA I

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	7.02	3.02	-3.94	1.10	1.16
1.5	9.51	6.34	2.34	-6.58	1.83	1.97
3.0	17.01	5.67	1.16	-9.02	2.51	2.76
4.5	22.72	5.00	1.00	-11.22	3.12	3.53
6.0	27.36	4.27	0.27	-13.35	3.72	4.36
7.5	29.98	3.57	-0.43	-15.01	4.18	5.14
9.0	30.72	2.89	-1.11	-16.11	4.48	5.88
10.5	29.74	2.24	-1.76	-16.55	4.61	6.54
12.0	27.24	1.63	-2.37	-16.24	4.52	7.14
12.5	26.10	1.43	-2.57	-15.95	4.44	7.33
14.0	21.91	0.87	-3.13	-14.49	4.03	7.82
15.5	16.74	0.36	-3.64	-12.05	3.35	8.22
17.0	10.87	-0.11	-4.11	-8.54	2.38	8.51
18.5	4.60	-0.52	-4.52	-8.96	1.08	8.70
20.0	-1.80	-0.88	-4.88	-9.12	-0.51	8.78
21.5	-8.07	7.58	3.58	-8.07	-2.39	8.75
23.0	-1.05	7.19	3.19	-11.84	-4.56	8.62
24.5	5.82	6.76	2.76	-14.47	-6.78	8.38
26.0	12.25	6.29	2.29	-16.28	-9.14	8.05
27.5	18.03	5.78	1.78	-18.39	-11.49	7.64
29.0	22.94	5.24	1.24	-19.61	-13.75	7.15
30.5	26.82	4.68	0.68	-20.05	-15.81	6.62
32.0	29.56	4.11	0.11	-19.80	-17.58	6.03
33.5	31.08	3.53	-0.47	-18.96	-18.96	5.41
35.0	31.34	2.94	-1.06	-17.63	-19.85	4.76

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## CASO F

## CARGA II

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	6.11	5.11	-10.85	3.02	3.40
1.5	8.07	5.38	4.38	-13.05	3.63	4.24
3.0	14.02	4.67	3.16	-14.79	4.12	5.03
4.5	17.95	3.99	2.99	-15.98	4.45	5.77
6.0	20.02	3.34	2.34	-16.53	4.60	6.45
7.5	20.38	2.72	1.72	-16.34	4.55	7.06
9.0	19.23	2.14	1.14	-15.32	4.26	7.59
10.5	16.80	1.60	0.60	-13.36	3.72	8.03
12.0	13.32	1.11	0.11	-10.39	2.89	8.38
12.5	11.98	0.96	-0.04	-9.16	2.55	8.48
14.0	7.54	0.54	-0.46	-8.84	1.30	8.68
15.5	2.70	0.17	-0.83	-9.17	-0.25	8.78
17.0	-2.29	-0.13	-1.13	-8.31	-2.08	8.77
18.5	-7.17	-0.39	-1.39	-11.34	-4.16	8.64
20.0	-11.76	-0.59	-1.59	-14.14	-6.42	8.42
21.5	-15.88	7.37	6.37	-15.88	-8.77	8.10
23.0	-7.83	6.86	5.86	-18.12	-11.14	7.70
24.5	-0.50	6.33	5.33	-19.48	-13.41	7.23
26.0	5.93	5.77	4.77	-20.03	-15.51	6.70
27.5	11.30	5.20	4.20	-19.88	-17.33	6.12
29.0	15.49	4.62	3.62	-19.12	-18.77	5.50
30.5	18.43	4.03	3.03	-17.86	-19.75	4.86
32.0	20.10	3.45	2.45	-16.18	-20.16	4.21
33.5	20.50	2.89	1.89	-14.19	-19.90	3.55
35.0	19.70	2.35	1.35	-11.97	-18.89	2.90

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## CASO G

## CARGA III

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.5	1.37	0.91	-0.09	-0.36	0.10	0.10
3.0	2.48	0.83	-0.17	-0.71	0.20	0.21
4.5	4.02	0.69	-0.31	-1.25	0.35	0.37
6.0	8.48	0.26	-0.74	-2.98	0.83	0.88
7.5	11.69	-0.16	-1.16	-4.62	1.29	1.38
9.0	13.68	-0.58	-1.58	-6.11	1.70	1.87
10.5	14.51	-0.99	-1.99	-7.41	2.06	2.34
12.0	14.25	-1.39	-2.39	-8.45	2.35	2.79
12.5	13.93	-1.52	-2.52	-8.74	2.43	2.93
14.0	12.81	-2.03	-3.03	-9.94	2.77	3.50
15.5	10.81	-2.74	-3.74	-11.63	3.24	4.29
17.0	7.08	-3.42	-4.42	-12.83	3.57	5.03
18.5	1.79	-4.08	-5.08	-13.46	3.75	5.72
20.0	-4.85	-4.71	-5.71	-13.41	3.73	6.74
21.5	-12.60	1.60	0.60	-12.60	3.51	6.89
23.0	-10.89	1.52	0.52	-12.43	3.04	7.36
24.5	-7.14	1.39	0.39	-11.32	2.33	7.75
26.0	-3.70	1.22	0.22	-10.13	1.35	8.04
27.5	0.00	1.00	0.00	-12.95	0.10	8.23
29.0	3.73	0.74	-0.26	-14.72	-1.37	8.32
30.5	7.31	0.43	-0.57	-15.44	-3.03	8.32
32.0	10.52	0.07	-0.93	-15.13	-4.84	8.23
33.5	13.18	-0.33	-1.33	-13.80	-6.74	8.05
35.0	15.13	-0.77	-1.77	-11.81	-8.71	7.78

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## CASO H

## CARGA III

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	4.76	0.76	-0.99	0.27	0.29
1.5	6.49	4.33	0.33	-2.72	0.76	0.80
3.0	11.70	3.90	-0.10	-4.37	1.22	1.31
4.5	15.66	3.48	-0.52	-5.89	1.64	1.80
6.0	18.42	3.07	-0.93	-7.22	2.01	2.27
7.5	20.03	2.67	-1.33	-8.31	2.31	2.72
9.0	20.56	2.28	-1.72	-9.11	2.54	3.15
10.5	22.25	1.60	-2.40	-10.86	3.02	3.91
12.0	22.31	0.91	-3.09	-12.31	3.43	4.68
12.5	21.93	0.68	-3.32	-12.68	3.53	4.92
14.0	19.69	0.02	-3.98	-13.40	3.73	5.62
15.5	15.94	-0.61	-4.61	-13.47	3.75	6.25
17.0	10.89	-1.21	-5.21	-12.78	3.56	6.81
18.5	4.78	-1.77	-5.77	-12.51	3.13	7.30
20.0	-2.14	-2.28	-6.28	-11.56	2.45	7.70
21.5	-9.60	5.25	1.25	-9.60	1.51	8.00
23.0	-5.03	5.04	1.04	-12.59	0.31	8.21
24.5	-0.17	4.78	0.78	-14.52	-1.13	8.32
26.0	4.74	4.48	0.48	-15.40	-2.77	8.33
27.5	9.51	4.13	0.13	-15.25	-4.55	8.25
29.0	13.95	3.74	-0.26	-14.07	-6.44	8.08
30.5	17.86	3.30	-0.70	-11.86	-8.40	7.83
32.0	21.08	2.83	-1.17	-14.13	-10.38	7.49
33.5	23.42	2.33	-1.67	-16.03	-12.29	7.08
35.0	24.76	1.81	-2.19	-17.12	-14.04	6.61

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## CASO I

## CARGA I

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	6.25	2.25	-9.17	2.55	3.18
1.5	8.30	5.54	1.54	-11.02	3.07	3.99
3.0	14.53	4.84	0.84	-12.42	3.46	4.75
4.5	18.78	4.17	0.17	-13.29	3.70	5.45
6.0	21.21	3.54	-0.46	-13.52	3.76	6.10
7.5	21.98	2.93	-1.07	-13.02	3.62	6.69
9.0	21.28	2.36	-1.64	-12.60	3.25	7.19
10.5	19.32	1.84	-2.16	-11.87	2.64	7.61
12.0	16.34	1.36	-2.64	-10.16	1.76	7.94
12.5	15.16	1.21	-2.74	-9.93	1.41	8.02
14.0	11.19	0.80	-3.20	-12.81	0.18	8.22
15.5	6.74	0.44	-3.56	-14.65	-1.28	8.32
17.0	2.03	0.12	-3.88	-15.43	-2.93	8.33
18.5	-2.74	-0.15	-4.15	-15.18	-4.72	8.24
20.0	-7.35	-0.37	-4.37	-13.91	-6.62	8.06
21.5	-11.62	7.26	3.26	-11.62	-8.59	7.80
23.0	-4.16	6.79	2.79	-14.34	-10.56	7.46
24.5	2.69	6.29	2.29	-16.17	-12.46	7.04
26.0	8.74	5.76	1.76	-17.18	-14.19	6.56
27.5	13.82	5.22	1.22	-17.48	-15.65	6.03
29.0	17.82	4.66	0.66	-17.17	-16.75	5.46
30.5	20.66	4.11	0.11	-16.34	-17.38	4.87
32.0	22.31	3.56	-0.44	-15.09	-17.46	4.26
33.5	22.79	3.02	-0.98	-13.51	-16.88	3.65
35.0	22.14	2.51	-1.49	-11.70	-15.55	3.05

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## CASO J

## CARGA I

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.5	5.48	3.65	-0.35	-1.43	0.40	0.41
3.0	9.93	3.31	-0.69	-2.83	0.79	0.82
4.5	13.37	2.97	-1.03	-4.14	1.15	1.23
6.0	15.82	2.64	-1.36	-5.32	1.48	1.62
7.5	17.33	2.31	-1.69	-6.33	1.76	1.99
9.0	17.94	1.99	-2.01	-7.13	1.99	2.34
10.5	19.88	1.38	-2.62	-8.99	2.50	3.05
12.0	20.33	0.74	-3.26	-10.64	2.94	3.76
12.5	20.10	0.53	-3.47	-11.10	3.09	3.99
14.0	18.50	-0.11	-4.11	-12.32	3.43	4.69
15.5	15.45	-0.78	-4.78	-13.23	3.68	5.41
17.0	10.89	-1.42	-5.42	-13.51	3.76	6.06
18.5	5.02	-2.03	-6.03	-13.06	3.64	6.65
20.0	-1.90	-2.60	-6.60	-11.80	3.28	7.16
21.5	-9.62	4.46	0.46	-9.62	2.68	7.58
23.0	-5.99	4.31	0.31	-12.45	1.80	7.91
24.5	-1.94	4.11	0.11	-14.27	0.67	8.15
26.0	2.34	3.87	-0.13	-15.05	-0.68	8.29
27.5	6.66	3.58	-0.42	-14.81	-2.23	8.34
29.0	10.81	3.24	-0.76	-13.51	-3.95	8.29
30.5	14.63	2.87	-1.13	-11.16	-5.80	8.15
32.0	17.91	2.44	-1.56	-13.19	-7.76	7.92
33.5	20.47	1.99	-2.01	-14.79	-9.75	7.61
35.0	22.14	1.49	-2.51	-15.55	-11.70	7.22

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## CASO K

## CARGA II

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	5.96	1.96	-7.20	2.00	2.38
1.5	7.97	5.32	1.32	-9.16	2.55	3.12
3.0	14.05	4.68	0.68	-10.77	3.00	3.83
4.5	18.48	4.06	0.06	-12.02	3.35	4.51
6.0	22.00	3.38	-0.62	-13.07	3.64	5.24
7.5	23.71	2.73	-1.27	-13.50	3.76	5.91
9.0	23.76	2.11	-1.89	-13.24	3.68	6.51
10.5	22.36	1.54	-2.46	-12.18	3.39	7.04
12.0	19.72	1.00	-3.00	-10.23	2.85	7.49
12.5	18.60	0.83	-3.17	-9.93	2.61	7.61
14.0	14.68	0.35	-3.65	-12.67	1.71	7.94
15.5	10.07	-0.08	-4.08	-14.38	0.56	8.16
17.0	4.98	-0.46	-4.46	-15.08	-0.82	8.30
18.5	-0.36	-0.79	-4.79	-14.73	-2.38	8.34
20.0	-5.73	-1.07	-5.07	-13.34	-4.11	8.28
21.5	-10.89	6.83	2.83	-10.89	-5.98	8.14
23.0	-3.78	6.40	2.40	-13.38	-7.95	7.90
24.5	2.93	5.94	1.94	-14.89	-9.94	7.57
26.0	9.03	5.45	1.45	-15.71	-11.87	7.18
27.5	14.32	4.93	0.93	-16.96	-13.67	6.72
29.0	18.66	4.39	0.39	-17.48	-15.22	6.20
30.5	21.93	3.84	-0.16	-17.34	-16.44	5.64
32.0	24.04	3.28	-0.72	-16.66	-17.22	5.06
33.5	24.98	2.73	-1.27	-15.53	-17.48	4.45
35.0	24.76	2.19	-1.81	-14.04	-17.12	3.84

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## CASO L

## CARGA II

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	5.16	4.16	-11.82	3.29	4.40
1.5	6.72	4.48	3.48	-12.94	3.60	5.13
3.0	11.48	3.83	2.83	-13.48	3.75	5.81
4.5	14.43	3.21	2.21	-13.33	3.71	6.42
6.0	15.73	2.62	1.62	-12.40	3.45	6.96
7.5	15.59	2.08	1.08	-10.59	2.95	7.42
9.0	14.22	1.58	0.58	-11.46	2.18	7.79
10.5	11.84	1.13	0.13	-13.68	1.14	8.06
12.0	8.68	0.72	-0.28	-14.87	-0.12	8.24
12.5	7.49	0.60	-0.40	-15.04	-0.59	8.28
14.0	3.63	0.26	-0.74	-14.85	-2.13	8.34
15.5	-0.50	-0.03	-1.03	-13.62	-3.84	8.30
17.0	-4.67	-0.27	-1.27	-11.33	-5.69	8.16
18.5	-8.66	-0.47	-1.47	-13.07	-7.64	7.94
20.0	-12.30	-0.61	-1.61	-14.72	-9.63	7.63
21.5	-15.45	6.52	5.52	-15.45	-11.58	7.24
23.0	-7.81	6.01	5.01	-16.82	-13.40	6.79
24.5	-1.03	5.47	4.47	-17.44	-15.00	6.28
26.0	4.75	4.92	3.92	-17.40	-16.28	5.73
27.5	9.41	4.37	3.37	-16.80	-17.13	5.15
29.0	12.89	3.82	2.82	-15.73	-17.48	4.55
30.5	15.16	3.27	2.27	-14.29	-17.22	3.94
32.0	16.25	2.74	1.74	-12.57	-16.25	3.33
33.5	16.20	2.24	1.24	-10.68	-14.48	2.74
35.0	15.13	1.77	0.77	-8.71	-11.81	2.17

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## VALORES MAXIMOS MAXIMOS POR SOBRECARGA POR VIA

a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00	0.00	7.56	0.00
1.5	10.18	1.41	6.79	-0.35
3.0	18.12	2.81	6.04	-0.69
4.5	23.91	4.22	5.31	-1.08
6.0	27.64	5.63	4.61	-1.78
7.5	29.98	7.03	3.93	-2.43
9.0	30.72	8.44	3.28	-3.11
10.5	30.18	9.85	2.66	-3.84
12.0	28.82	11.25	2.08	-4.54
12.5	28.00	11.72	1.90	-4.77
14.0	24.53	13.13	1.39	-5.43
15.5	19.89	14.53	0.92	-6.06
17.0	14.18	15.94	0.50	-6.66
18.5	7.46	17.35	0.14	-7.21
20.0	0.00	18.75	0.00	7.72
21.5	0.00	20.16	8.22	0.00
23.0	0.00	15.37	7.79	0.00
24.5	5.82	14.20	7.32	-0.14
26.0	12.25	13.02	6.82	-0.48
27.5	18.03	11.85	6.28	-0.87
29.0	22.94	10.67	5.72	-1.31
30.5	26.82	9.50	5.15	-1.79
32.0	29.56	8.32	4.56	-2.30
33.5	31.08	7.15	3.98	-2.84
35.0	31.34	5.97	3.40	-3.40

RA=7.54

RB=8.79

Valores que deben ser multiplicados por P=5.443Tn

\* CARGA DE IMPACTO

El reglamento AASHTO considera para luces continuas usar la longitud de la luz en consideración para momentos positivos y usar un promedio de dos luces adyacentes cargadas para momentos negativos

$$I = 15.24/(L+38)$$

I no mayor de 0.30

\* Momentos positivos y fuerza cortante del primer tramo

$$L = 21.50 \text{ m}$$

$$I = 145.24/(21.5+38)$$

$$I = 0.26$$

\* Momento positivo y fuerza cortante del segundo tramo

$$L = 27.00 \text{ m}$$

$$I = 15.24/(27+38)$$

$$I = 0.23$$

\* Momentos negativos

$$L = (21.5+27)/2$$

$$L = 24.25 \text{ m}$$

$$I = 15.38/(24.25+38)$$

$$I = 0.24$$

Valores que deben ser multiplicados a los obtenidos por el tren de cargas.

## VALORES MAXIMOS MAXIMOS POR SOBRECARGA

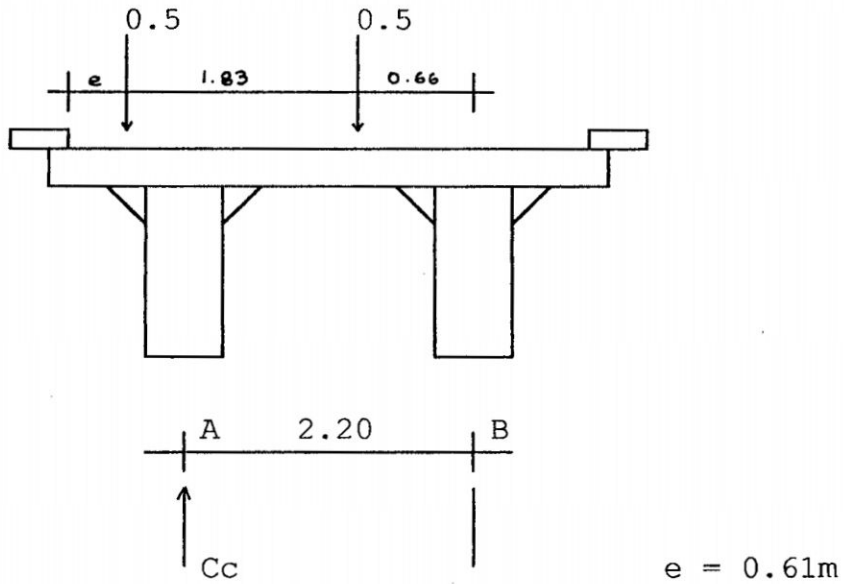
## INCLUYENDO IMPACTO POR VIA

a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00	0.00	9.50	0.00
1.5	12.83	1.75	8.56	0.44
3.0	22.83	3.48	7.61	0.87
4.5	30.13	5.23	6.69	1.36
6.0	34.83	6.98	5.81	2.22
7.5	37.77	8.72	4.95	3.06
9.0	38.71	10.47	4.13	3.92
10.5	38.03	12.21	3.35	4.84
12.0	36.31	13.95	2.62	5.72
12.5	35.28	14.53	2.39	6.01
14.0	30.91	16.28	1.75	6.84
15.5	25.06	18.02	1.16	7.64
17.0	17.87	19.77	0.63	8.39
18.5	9.40	21.51	0.18	9.08
20.0	0.00	23.25	0.00	9.73
21.5	0.00	25.00	10.11	0.00
23.0	0.00	19.06	9.58	0.00
24.5	7.16	17.61	9.00	0.17
26.0	15.07	16.14	8.39	0.59
27.5	22.18	14.69	7.72	1.07
29.0	28.22	13.23	7.04	1.61
30.5	32.99	11.78	6.33	2.20
32.0	36.36	10.32	5.61	2.83
33.5	38.23	8.87	4.90	3.49
35.0	38.55	7.40	4.18	4.18

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

\* COEFICIENTE DE CONCENTRACION DE CARGA

De acuerdo a las características del puente y demás condiciones del reglamento AASHTO puede ser cargado de la siguiente manera.



$$\sum MB = 0$$

$$2.20C_c = 0.50 \cdot 0.66 + 0.50 \cdot (1.83 + 0.66)$$

$$C_c = 0.72$$

Es decir en el caso más crítico una viga absorberá el 72% de la sobrecarga por vía. Este coeficiente de concentración multiplicado a los valores obtenidos por vía serán para diseño de la viga.

## VALORES MAXIMOS MAXIMOS POR SOBRECARGA

INCLUYENDO IMPACTO POR VIGA.

a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00	0.00	6.84	0.00
1.5	9.24	1.26	6.16	0.32
3.0	16.44	2.51	5.48	0.63
4.5	21.69	3.77	4.82	0.98
6.0	25.08	5.03	4.18	1.60
7.5	27.19	6.28	3.56	2.20
9.0	27.87	7.54	2.97	2.82
10.5	27.38	8.79	2.41	3.48
12.0	26.14	10.04	1.89	4.12
12.5	25.40	10.46	1.72	4.33
14.0	22.26	11.72	1.26	4.92
15.5	18.04	12.97	0.84	5.50
17.0	12.87	14.23	0.45	6.04
18.5	6.77	15.49	0.13	6.54
20.0	0.00	16.74	0.00	7.01
21.5	0.00	18.00	7.28	0.00
23.0	0.00	13.72	6.90	0.00
24.5	5.16	12.68	6.48	0.12
26.0	10.85	11.62	6.04	0.42
27.5	15.97	10.58	5.56	0.77
29.0	20.32	9.53	5.07	1.16
30.5	23.75	8.48	4.56	1.58
32.0	26.18	7.43	4.04	2.04
33.5	27.53	6.39	3.53	2.51
35.0	27.76	5.33	3.01	3.01

Valores que deben ser multiplicados por  $P=5.443Tn$

## VALORES MAXIMOS MAXIMOS POR SOBRECARGA HS30

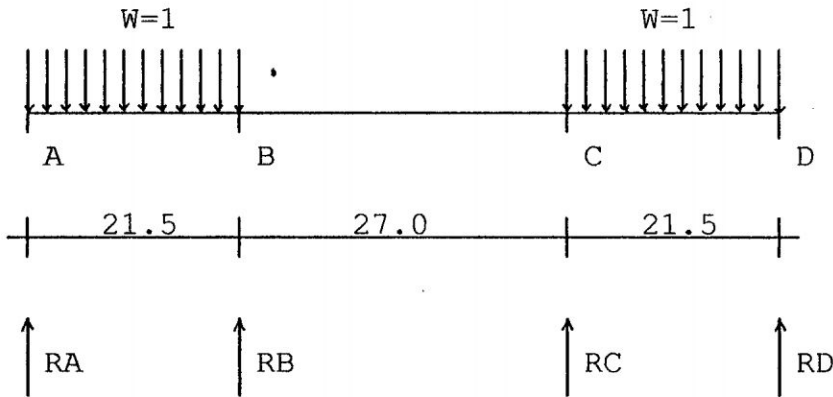
INCLUYENDO IMPACTO POR VIGA.

a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00	0.00	37.23	0.00
1.5	50.29	6.86	33.53	1.74
3.0	89.48	13.66	29.83	3.43
4.5	118.06	20.52	26.24	5.33
6.0	136.51	27.38	22.75	8.71
7.5	148.00	34.18	19.38	11.98
9.0	151.70	41.04	16.17	15.35
10.5	149.03	47.84	13.12	18.94
12.0	142.28	54.65	10.29	22.43
12.5	138.25	56.93	9.36	23.57
14.0	121.16	63.79	6.86	26.78
15.5	98.19	70.60	4.57	29.94
17.0	70.05	77.45	2.45	32.88
18.5	36.85	84.31	0.71	35.60
20.0	0.00	91.12	0.00	38.16
21.5	0.00	97.97	36.93	0.00
23.0	0.00	74.68	37.56	0.00
24.5	28.09	69.02	35.27	0.65
26.0	59.06	63.25	32.88	2.29
27.5	88.93	57.59	30.26	4.19
29.0	110.60	51.87	27.60	6.31
30.5	129.27	46.16	24.82	8.60
32.0	142.50	40.44	21.99	11.10
33.5	149.85	34.78	19.21	13.66
35.0	151.10	29.01	16.38	16.38

\* ANALISIS PARA SOBRECARGA EQUIVALENTE

- ANALISIS PARA CARGA DISTRIBUIDA

MOMENTO POSITIVO PRIMER TRAMO



Usando la ecuación de tres momentos

$M_A=0$

$M_D=0$

TRAMO A-B-C  $97M_B+27M_C=-2484.59$

$M_B=M_C$

$M_B=-20.04$

$M_C=-20.04$

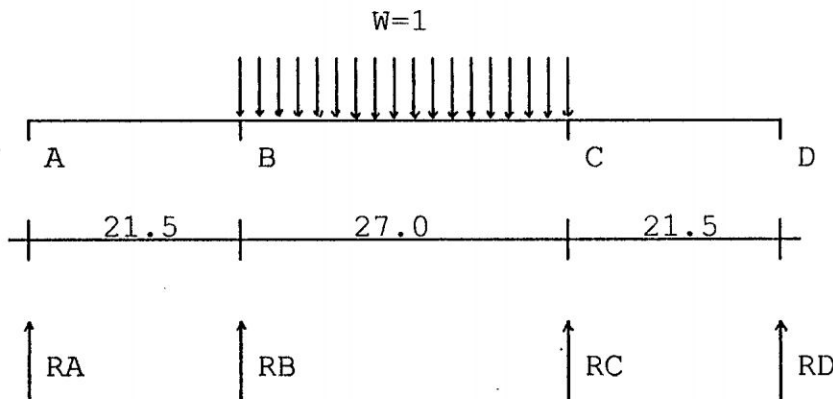
$R_A=9.82$

$R_B=11.68$

$M=9.82x-0.5x^2$

$V=9.82-x$

MOMENTO POSITIVO SEGUNDO TRAMO



Usando la ecuación de tres momentos

$$M_A=0 \quad M_D=0$$

$$\text{TRAMO A-B-C} \quad 97M_B+27M_C=-4920.75$$

$$M_B=M_C$$

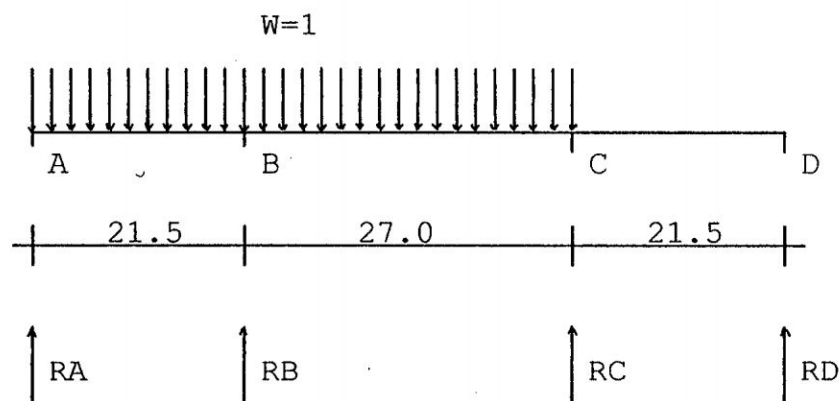
$$M_B=-39.68 \quad M_C=-39.68$$

$$R_A=-1.85 \quad R_B=15.35$$

$$M=-39.68+13.5x-0.5x^2$$

$$V=13.5-x$$

MOMENTO NEGATIVO



Usando la ecuación de tres momentos

$$M_A=0 \quad M_D=0$$

$$\text{TRAMO A-B-C} \quad 97M_B+27M_C=-7405.34$$

$$\text{TRAMO B-C-D} \quad 27M_B+97M_C=-4920.75$$

$$M_B=-67.45 \quad M_C=-31.96$$

$$R_A=7.61 \quad R_B=28.30$$

$$\text{TRAMO AB} \quad M=7.61x-0.5x^2 \quad V=7.61-x$$

$$\text{TRAMO BC} \quad M=-67.45+14.81x-0.5x^2 \quad V=14.81-x$$

## VALORES MAXIMOS PARA CARGA DISTRIBUIDA

a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00		9.82	
1.5	13.61		8.32	
3.0	24.96		6.82	4.61
4.5	34.07		5.32	3.11
6.0	40.92		3.82	1.61
7.5	45.53		2.32	0.11
9.0	47.88		0.82	-1.39
10.5	47.98		-0.68	-2.89
12.0	45.84	19.32	-2.18	-4.39
12.5	44.63	17.00	-2.68	-4.89
14.0	39.48	8.54	-4.18	-6.39
15.5	32.09	-2.17	-5.68	-7.89
17.0	22.44	-15.13	-7.18	-9.39
18.5	10.55	-30.34		-10.89
20.0	-3.60	-47.45		-12.39
21.5	-20.04	-67.45	14.81	-13.89
23.0	-20.56	-46.36	13.31	0.00
24.5	-3.68	-27.52	11.81	0.00
26.0	10.95	-10.93	10.31	0.00
27.5	23.32	3.41	8.81	0.00
29.0	33.45	15.50	7.31	0.00
30.5	41.32	25.34	5.81	0.00
32.0	46.95		4.31	0.00
33.5	50.32		2.81	0.00
35.0	51.45		1.31	0.00

Valores que deben de multiplicarse por  $W=1.429Tn/ml$

## VALORES MAXIMOS PARA CARGA DISTRIBUIDA DE HS30

a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00		14.03	
1.5	19.45		11.89	
3.0	35.67		9.75	6.59
4.5	48.69		7.60	4.44
6.0	58.48		5.46	2.30
7.5	65.06		3.32	0.16
9.0	68.42		1.17	-1.99
10.5	68.56		-0.97	-4.13
12.0	65.51	27.61	-3.11	-6.27
12.5	63.78	24.29	-3.83	-6.99
14.0	56.42	12.20	-5.97	-9.13
15.5	45.86	-3.10	-8.12	-11.27
17.0	32.07	-21.62	-7.18	-13.41
18.5	15.08	-43.36		-15.56
20.0	-5.14	-68.31		-17.71
21.5	-28.64	-96.39	21.16	-19.85
23.0	-29.38	-66.25	19.02	0.00
24.5	-5.26	-39.33	16.88	0.00
26.0	15.65	-15.61	14.73	0.00
27.5	33.33	4.87	12.59	0.00
29.0	47.80	22.15	10.45	0.00
30.5	59.05	36.21	8.30	0.00
32.0	67.09		6.16	0.00
33.5	71.91		4.02	0.00
35.0	73.52		1.87	0.00

## VALORES PARA CARGA PUNTUAL TIPO CUCHILLA

a	Ma	Va+	Va-	MB	MC	RB
0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.5	1.37	0.91	-0.09	-0.36	0.10	0.10
3.0	2.48	0.83	-0.17	-0.71	0.20	0.21
4.5	3.34	0.74	-0.26	-1.03	0.29	0.31
6.0	3.95	0.66	-0.34	-1.33	0.37	0.40
7.5	4.33	0.58	-0.42	-1.58	0.44	0.50
9.0	4.49	0.50	-0.50	-1.78	0.50	0.59
10.5	4.43	0.42	-0.58	-1.92	0.53	0.67
12.0	4.19	0.35	-0.65	-1.99	0.55	0.74
12.5	4.08	0.33	-0.67	-1.99	0.55	0.77
14.0	3.62	0.26	-0.74	-1.94	0.54	0.83
15.5	3.04	0.20	-0.80	-1.79	0.50	0.89
17.0	2.35	0.14	-0.86	-1.53	0.43	0.93
18.5	1.59	0.09	-0.91	-1.15	0.32	0.97
20.0	0.79	0.04	-0.96	-0.65	0.18	0.99
21.5	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
23.0	0.74	0.96	-0.04	-0.71	-0.22	1.00
24.5	1.48	0.92	-0.08	-1.27	-0.47	0.98
26.0	2.20	0.87	-0.13	-1.71	-0.74	0.95
27.5	2.86	0.81	-0.19	-2.02	-1.02	0.91
29.0	3.44	0.76	-0.24	-2.23	-1.30	0.86
30.5	3.91	0.70	-0.30	-2.35	-1.57	0.80
32.0	4.26	0.63	-0.37	-2.37	-1.82	0.74
33.5	4.47	0.57	-0.43	-2.32	-2.03	0.67
35.0	4.55	0.50	-0.50	-2.20	-2.20	0.60

Valores que deben ser multiplicados por  $PM=12.247 \text{ Tn}$

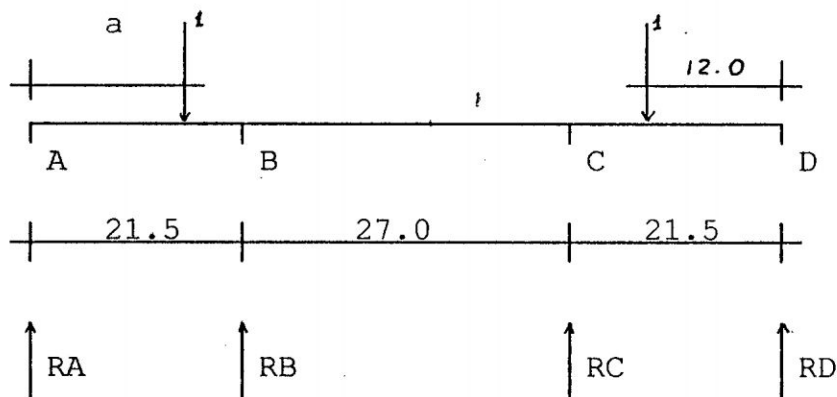
$PV=17.690 \text{ Tn}$

En puentes continuos el reglamento AASHTO permite sólo una carga de cuchilla por carril y ubicada en la ordenada máxima positiva de la línea de influencia que se quiera analizar

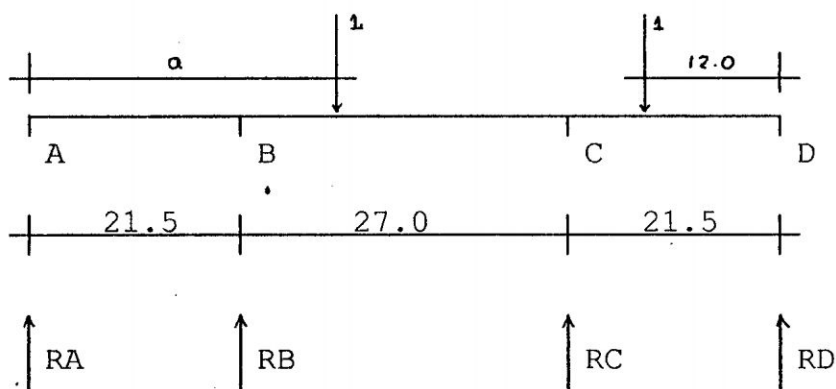
Para momentos negativos en puentes continuos el reglamento AASHTO permite hasta dos cargas de cuchilla por carril ubicándose estas en las dos ordenadas máximas negativas y contiguas de la línea de influencia de la sección que se quiera analizar.

Sin embargo para calcular momentos positivo máximos utilizaremos dos cargas de tal forma que una estática también origina momentos positivos que deben de incrementarse al de la carga móvil.

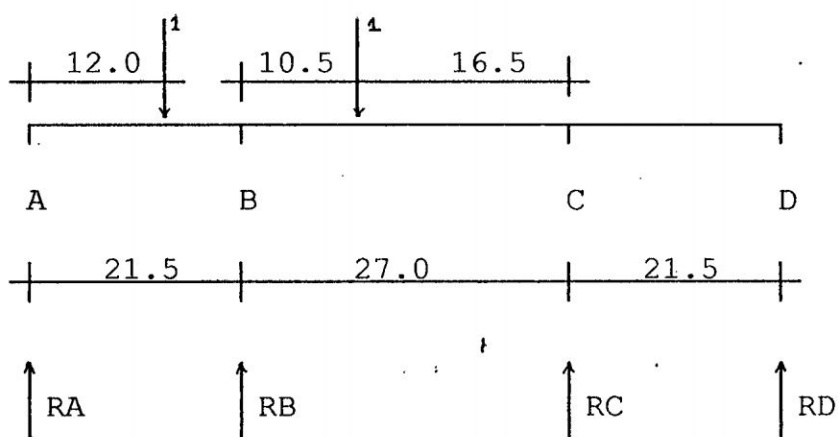
\* MOMENTO POSITIVO PRIMER TRAMO



\* MOMENTO POSITIVO SEGUNDO TRAMO



\* MOMENTO NEGATIVO EN APOYO B

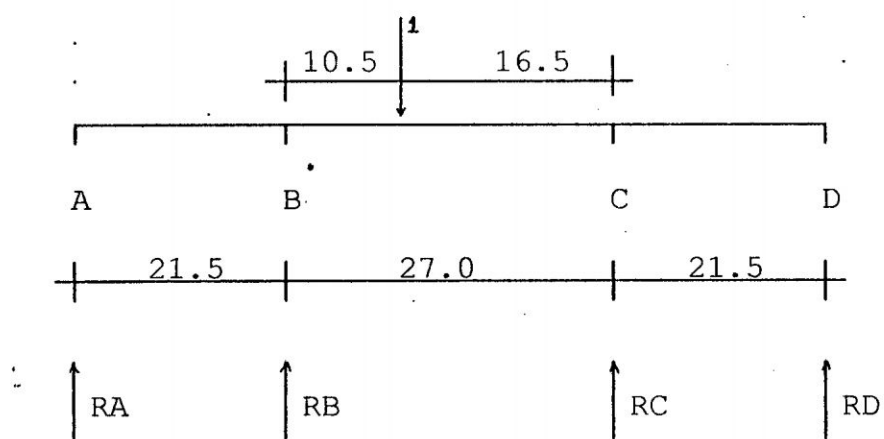


$$M_B = -4.36 \quad M_C = -1.27$$

$$M_{AB} = 0.24x - (x - 12)$$

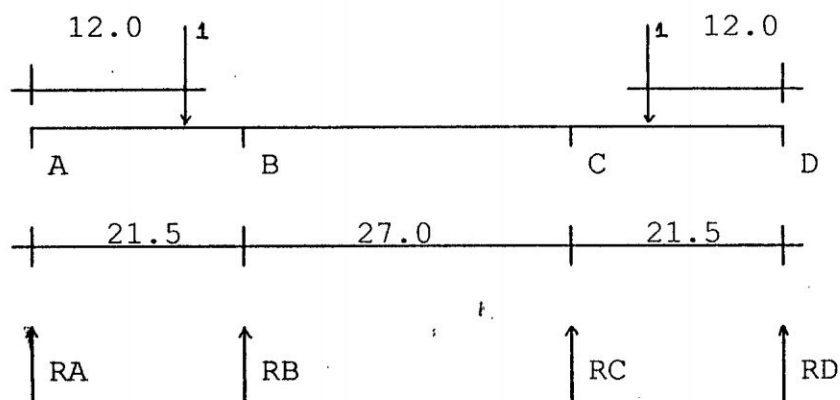
$$M_{BC} = 0.73x - 4.36$$

## \* MOMENTO NEGATIVO PRIMER TRAMO



$$M_B = -2.35$$

## \* MOMENTO NEGATIVO SEGUNDO TRAMO



$$M_B = -1.44$$

$$M_C = -1.44$$

## VALORES MAXIMOS POR CARGA TIPO CUCHILLA

a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00	0.00	1.03	-0.11
1.5	1.41	-0.17	0.94	-0.20
3.0	2.56	-0.33	0.86	-0.28
4.5	3.46	-0.50	0.77	-0.37
6.0	4.10	-0.66	0.69	-0.45
7.5	4.52	-0.83	0.61	-0.53
9.0	4.72	-0.99	0.53	-0.61
10.5	4.70	-1.16	0.45	-0.69
12.0	4.50	-1.32	0.38	-0.76
12.5	4.40	-1.38	0.36	-0.78
14.0	3.98	-1.54	0.29	-0.85
15.5	3.44	-1.70	0.23	-0.91
17.0	2.79	-1.87	0.17	-0.97
18.5	2.06	-2.06	0.12	-1.02
20.0	1.30	-3.20	0.07	-1.07
21.5	0.55	-4.36	1.09	-0.09
23.0	1.14	-3.27	1.05	-0.13
24.5	1.75	-2.17	1.01	-0.17
26.0	2.33	-1.44	0.96	-0.22
27.5	2.86	-1.44	0.90	-0.28
29.0	3.44	-1.44	0.85	-0.33
30.5	3.91	-1.44	0.79	-0.39
32.0	4.26	-1.44	0.72	-0.46
33.5	4.47	-1.44	0.68	-0.52
35.0	4.55	-1.44	0.59	-0.59

## VALORES MAXIMOS POR CARGA TIPO CUCHILLA

a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00	0.00	1.03	-0.11
1.5	1.41	-0.17	0.94	-0.20
3.0	2.56	-0.33	0.86	-0.28
4.5	3.46	-0.50	0.77	-0.37
6.0	4.10	-0.66	0.69	-0.45
7.5	4.52	-0.83	0.61	-0.53
9.0	4.72	-0.99	0.53	-0.61
10.5	4.70	-1.16	0.45	-0.69
12.0	4.50	-1.32	0.38	-0.76
12.5	4.40	-1.38	0.36	-0.78
14.0	3.98	-1.54	0.29	-0.85
15.5	3.44	-1.70	0.23	-0.91
17.0	2.79	-1.87	0.17	-0.97
18.5	2.06	-2.06	0.12	-1.02
20.0	1.30	-3.20	0.07	-1.07
21.5	0.55	-4.36	1.09	-0.09
23.0	1.14	-3.27	1.05	-0.13
24.5	1.75	-2.17	1.01	-0.17
26.0	2.33	-1.44	0.96	-0.22
27.5	2.86	-1.44	0.90	-0.28
29.0	3.44	-1.44	0.85	-0.33
30.5	3.91	-1.44	0.79	-0.39
32.0	4.26	-1.44	0.72	-0.46
33.5	4.47	-1.44	0.68	-0.52
35.0	4.55	-1.44	0.59	-0.59

Valores que deben ser multiplicados por  $PM=12.247 \text{ Tn}$

$PV=17.690 \text{ Tn}$

## VALORES MAXIMOS POR CARGA TIPO CUCHILLA EQUIVALENTE A HS30

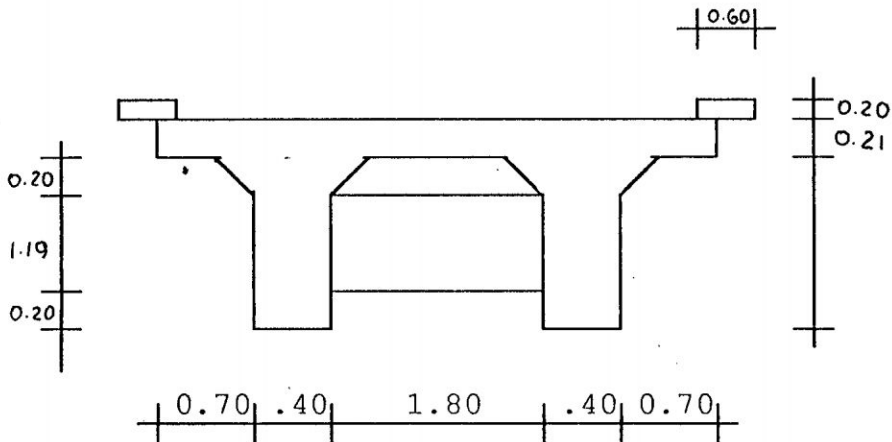
a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00	0.00	18.22	-1.95
1.5	17.27	-2.03	16.63	-3.54
3.0	31.35	-4.04	15.21	-4.95
4.5	42.37	-6.12	13.62	-6.55
6.0	50.21	-8.08	12.21	-7.96
7.5	55.36	-10.17	10.79	-9.38
9.0	57.81	-12.12	9.38	-10.79
10.5	57.56	-14.21	7.96	-12.21
12.0	55.11	-16.17	6.72	-13.44
12.5	53.89	-16.90	6.37	-13.80
14.0	48.74	-18.86	5.13	-15.04
15.5	42.13	-20.82	4.07	-16.10
17.0	34.17	-22.90	3.01	-17.16
18.5	25.23	-25.23	2.12	-18.04
20.0	15.92	-39.19	1.24	-18.93
21.5	6.74	-53.40	19.28	-1.59
23.0	13.96	-40.05	18.57	-2.30
24.5	21.43	-26.58	17.87	-3.01
26.0	28.54	-17.64	16.98	-3.89
27.5	35.03	-17.64	15.92	-4.95
29.0	42.13	-17.64	15.04	-5.84
30.5	47.89	-17.64	13.98	-6.90
32.0	52.17	-17.64	12.74	-8.14
33.5	54.74	-17.64	12.03	-9.20
35.0	55.72	-17.64	10.44	-10.44

## VALORES MAXIMOS MÁXIMO POR SOBRECARGA EQUIVALENTE DE HS30

POR VIA

a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00		32.25	
1.5	36.72		28.52	
3.0	67.02		24.96	
4.5	91.06		21.22	-2.11
6.0	108.69		17.67	-5.66
7.5	120.42		14.11	-9.22
9.0	126.23		10.55	-12.78
10.5	126.12		6.99	-16.34
12.0	120.62		3.61	-19.71
12.5	117.67		2.54	-20.79
14.0	105.16	-6.66		-24.17
15.5	87.99	-23.92		-27.37
17.0	66.24	-44.52		-30.57
18.5	40.31	-68.59		-33.60
20.0	10.78	-107.50		-36.64
21.5		-149.79	40.44	-21.44
23.0		-106.30	37.59	
24.5	15.97	-65.91	34.75	
26.0	44.19	-33.24	31.71	
27.5	68.36	-12.77	28.51	
29.0	89.93		25.49	
30.5	106.94		22.26	
32.0	119.26		18.90	
33.5	126.65		16.05	
35.0	129.24		12.31	

## 4.2.5.3 ANALISIS POR CARGA MUERTA

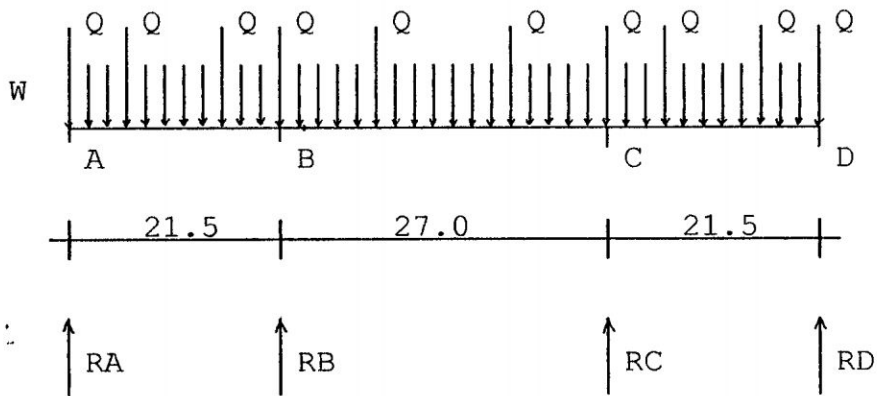


## Metrado de cargas

Vereda	$2.40 \times 0.60 \times 0.20 \times 2$	= 0.58 Tn/ml
Losa	$2.40 \times 4.40 \times 0.21$	= 2.22 Tn/ml
Vigas	$2.40 \times 0.40 \times 1.59 \times 2$	= 3.05 Tn/ml
	$2.40 \times 0.20 \times 0.20 / 2 \times 4$	= 0.19 Tn/ml
Asfalto	$2.00 \times 4.40 \times 0.05$	= 0.44 Tn/ml
Baranda	$0.15 \times 2$	= 0.30 Tn/ml
	$W_D$	= 6.78 Tn/ml

Vigas diafragmas: El reglamento AASHTO considera que la ubicación de estos no deberá exceder los 60 pies ó 18.29 m, en el presente se ubicaran en cada tercera parte de la luz de tal manera que su formación será 0.20 m por debajo de la losa y estará también 0.20 m por encima del nivel más bajo de la viga por lo que las dimensiones serán de 0.25m\*1.19m .

- Peso de la viga diafragma  $2.40 \cdot 0.25 \cdot 1.19 \cdot 1.80 = 1.29 \text{ Tn}$



$$W = 6.78 \text{ Tn/ml}$$

$$Q = 1.29 \text{ Tn}$$

Usando la ecuación de tres momentos

$$M_A = 0$$

$$M_D = 0$$

$$\text{TRAMO A-B-C} \quad 97M_B + 27M_C = -51227.97$$

$$M_B = M_C$$

$$M_B = -413.13 \text{ Tn m}$$

$$M_C = -413.13 \text{ Tn m}$$

$$R_A = 56.25 \text{ Tn}$$

$$R_B = 187.50 \text{ Tn}$$

## VALORES POR PESO PROPIO

a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00		56.25	
1.5	74.81		44.79	
3.0	134.37		34.62	
4.5	178.68		24.45	
6.0	207.72		14.28	
7.5	221.51		4.11	
9.0	218.12			-7.35
10.5	199.47			-17.52
12.0	165.56			-27.69
12.5	150.86			-31.08
14.0	96.59			-41.25
15.5	25.83			-52.71
17.0		-60.87		-62.88
18.5		-162.82		-73.05
20.0		-280.02		-83.22
21.5		-412.83	94.12	-93.39
23.0		-281.53	82.65	
24.5		-165.18	72.48	
26.0		-64.09	62.31	
27.5	21.75		52.14	
29.0	92.34		41.97	
30.5	147.66		31.80	
32.0	185.80		20.34	
33.5	208.68		10.17	
35.0	216.30		0.00	

## VALORES POR PESO PROPIO POR VIGA

a	M+	M-	V+	V-
0.0	0.00		28.13	
1.5	37.41		22.40	
3.0	67.19		17.31	
4.5	89.34		12.23	
6.0	103.86		7.14	
7.5	110.76		2.06	
9.0	109.06			-3.68
10.5	99.74			-8.76
12.0	82.78			-13.85
12.5	75.43			-15.54
14.0	48.30			-20.63
15.5	12.92			-26.36
17.0		-30.44		-31.44
18.5		-81.41		-36.53
20.0		-140.01		-41.61
21.5		-206.84	47.06	-46.70
23.0		-140.77	41.33	
24.5		-82.59	36.24	
26.0		-32.05	31.16	
27.5	10.88		26.07	
29.0	46.17		20.99	
30.5	73.83		15.90	
32.0	92.90		10.17	
33.5	104.34		5.09	
35.0	108.15		0.00	

## \* MOMENTOS FLECTORES PARA DISEÑO

a	(M <sub>D</sub> ) +	(M <sub>L</sub> +M <sub>I</sub> ) +	(M <sub>D</sub> ) -	(M <sub>L</sub> +M <sub>I</sub> ) -
0.0	0.00	0.00		0.00
1.5	37.41	50.29		-6.86
3.0	67.19	89.48		-13.66
4.5	89.34	118.06		-20.52
6.0	103.86	136.51		-27.38
7.5	110.76	148.00		-34.18
9.0	109.06	151.70		-41.04
10.5	99.74	149.03		-47.84
12.0	82.78	142.28		-54.65
12.5	75.43	138.25		-56.93
14.0	48.30	121.16		-63.79
15.5	12.92	98.19		-70.60
17.0		70.05	-30.44	-77.45
18.5		36.85	-81.41	-84.31
20.0			-140.01	-91.12
21.5			-206.84	-97.97
23.0			-140.77	-74.68
24.5		28.09	-82.59	-69.02
26.0		59.06	-32.05	-63.25
27.5	10.88	86.93		-57.59
29.0	46.17	110.60		-51.87
30.5	73.83	129.27		-46.16
32.0	92.90	142.50		-40.44
33.5	104.34	149.50		-34.78
35.0	108.15	151.10		-29.01

## \* FUERZA CORTANTE PARA DISEÑO

a	$(M_D) +$	$(M_L + M_I) +$	$(M_D) -$	$(M_L + M_I) -$
0.0	28.13	37.23		0.00
1.5	22.40	33.53		-1.74
3.0	17.31	29.83		-3.43
4.5	12.23	26.24		-5.33
6.0	7.14	22.75		-8.71
7.5	2.06	19.38		-11.98
9.0		16.17	-3.68	-15.35
10.5		13.12	-8.76	-18.94
12.0		10.29	-13.85	-22.43
12.5		9.43	-15.54	-23.57
14.0		6.86	-20.63	-26.78
15.5		4.57	-26.36	-29.94
17.0		2.45	-31.44	-32.88
18.5		0.71	-36.36	-35.60
20.0			-41.61	-38.16
21.5	47.06	39.63	-46.70	
23.0	41.33	37.56		
24.5	36.24	35.27		-0.65
26.0	31.16	32.88		-2.29
27.5	26.07	30.26		-4.19
29.0	20.99	27.60		-6.31
30.5	15.90	24.82		-8.60
32.0	10.14	21.99		-11.10
33.5	5.09	19.21		-13.66
35.0	0.00	16.38		-16.38

## 4.2.5.4 COMBINACION DE SOLICITACIONES

## MOMENTOS PARA DISEÑO

a	M+	M-	M <sub>U</sub> +	M <sub>U</sub> -
0.0	0.00		0.00	
1.5	87.70		157.59	
3.0	156.67		281.22	
4.5	207.40		371.94	
6.0	240.37		430.79	
7.5	258.76		464.65	
9.0	260.76		470.61	
10.5	248.77		452.56	
12.0	225.06		415.89	
12.5	213.68		397.60	
14.0	169.49	-15.44	325.30	-75.42
15.5	111.11	-57.68	229.54	-136.17
17.0	39.61	-107.89	112.20	-207.38
18.5		-165.72		-288.51
20.0		-231.13		-379.44
21.5		-304.81		-481.16
23.0		-215.45		-344.81
24.5		-151.61		-256.91
26.0	27.01	-95.30	86.30	-178.71
27.5	97.81	-46.71	202.49	-110.63
29.0	156.77	-5.70	299.65	-52.36
30.5	203.10		376.06	
32.0	235.40		429.52	
33.5	254.19		460.32	
35.0	259.25		467.98	

## FUERZA CORTANTE PARA DISEÑO

a	$V_U^+$	$V_U^-$
0.0	117.23	
1.5	101.77	
3.0	87.13	
4.5	72.75	
6.0	58.57	
7.5	44.66	
9.0	30.25	38.04
10.5	17.04	52.42
12.0		66.60
12.5		71.27
14.0		84.84
15.5		99.14
17.0		112.11
18.5		124.40
20.0		136.77
21.5	144.41	
23.0	135.37	
24.5	123.53	
26.0	111.75	
27.5	99.45	
29.0	87.09	
30.5	74.45	
32.0	60.83	
33.5	48.24	
35.0	35.49	

Donde:

$$V_U = 1.3 (V_D + 5/3 (V_L + V_I))$$

$$M_U = 1.3 (M_D + 5/3 (M_D + M_I))$$

$M_D$  = Momento flector por carga muerta

$M_D + M_I$  = Momento flector por carga viva más impacto

Para el diseño de la sección se deberá calcular el ancho efectivo en la losa que resultará de las siguientes expresiones.

a.- El ancho efectivo de las vigas T simétricas no excederá de un cuarto de la luz de la viga.

b.- La porción que sobresale a cada lado del alma no excederá de 8 veces el espesor del ala.

c.- La porción que sobresale a cada lado del alma no excederá de la mitad de la distancia libre de la viga adyacente.

entonces.

a.-  $b = L/4$                        $b = 21.5/4$                        $b = 5.375m$

b.- ancho que sobresale = 0.90m

$$8hf = 8 * 0.21 = 1.68m \text{ usar } 0.90m$$

$$b = 2 * 0.90 + 0.40$$

$$b = 2.20m$$

c.- ancho que sobresale = 0.90m

$$\text{mitad de distancia libre} = 1.80/2 = 0.90m \text{ usar } 0.90m$$

$$b = 2 * 0.90 + 0.40$$

$$b = 2.20m$$

por tanto el ancho efectivo será de 2.20m

## 4.2.5.5 DISEÑO POR CARGAS DE SERVICIO

El diseño por cargas de servicio consistirá en obtener el peralte necesario para producir una falla balanceada.

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

$$fc = 0.4f'c$$

$$fc = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs = 0.5fy$$

$$fs = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 15000\sqrt{f'c}$$

$$Ec = 217370 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = Es/Ec$$

$$n = 9.66$$

$$r = fs/fc$$

$$r = 25.00$$

$$k = n/(n+r)$$

$$k = 0.2787$$

$$j = 1-k/3$$

$$j = 0.9071$$

\* MOMENTO POSITIVO MAXIMO

$$d^2 = 2*M/(fc*k*j*b)$$

$$M = 260.76*10^5 \text{ kg cm.}$$

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

$$d = 105.65 \text{ cm}$$

\* MOMENTO NEGATIVO MAXIMO

$$d^2 = 2*M/(fc*k*j*b)$$

$$M = 304.81*10^5 \text{ kg cm.}$$

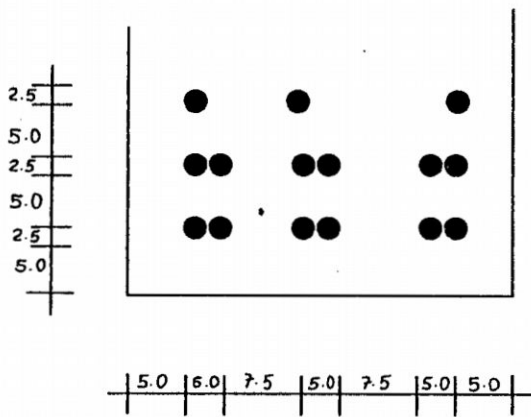
$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 267.89 \text{ cm}$$

Peralte real en momentos positivo máximo

Se ha considerado acero No 8 en tres capas

## Disposición de acero



- Peralte para las tres capas

$$d = 180 - 12.25$$

$$d = 167.25 \text{ cm.}$$

- Peralte para dos capas

$$d = 180 - 10$$

$$d = 170 \text{ cm.}$$

- Peralte para una sola capa (válido también para momento negativo)

$$d = 180 - 7.25$$

$$d = 173.75 \text{ cm.}$$

\* En el momento positivo el  $d$  real es mayor que el  $d$  balanceado lo que significa una falla por fluencia del acero la que se recomienda.

\* En el momento negativos el  $d$  real es menor que el de balanceado, este hecho originará una falla por aplastamiento del concreto hecho que no es recomendable o simplemente indica la necesidad de usar acero en compresión.

## 4.2.5.6 DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA

## ACERO LONGITUDINAL

$$M_u = 1.3(MD + 5/3(ML + MI))$$

$$M_u = \phi * A_s * f_y * (d - A_s * f_y / (1.7 * f'_c * b))$$

$M_u$  = Momento último resistente

$\phi$  = factor de reducción por flexión (0.90)

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 220 \text{ cm} \text{ ó } 40 \text{ cm}$$

$$d = 167.25 \text{ ó } 170.00 \text{ ó } 173.75 \text{ cm}$$

Acero máximo para falla por tracción

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta * f'_c / f_y * 6000 / (6000 + f_y)$$

$$\beta = 0.85$$

$$\rho_b = 0.0213$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.0159$$

$$A_{s \text{ max+}} = 0.0159 * 220 * 167.25$$

$$A_{s \text{ max+}} = 585.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max-}} = 0.0159 * 40 * 173.75$$

$$A_{s \text{ max-}} = 110.51 \text{ cm}^2$$

## ACERO POSITIVO (b=220 cm)

a	Mu	d	As	As No 8	usar	As real
0.0	0.00	173.75	0.00	0.00	6	30.42
1.5	157.59	173.75	24.17	4.76	6	30.42
3.0	281.22	170.00	44.38	8.75	12	60.84
4.5	371.94	170.00	58.97	11.63	12	60.84
6.0	430.79	167.75	69.69	13.75	15	76.05
7.5	464.65	167.75	75.31	14.85	15	76.05
9.0	470.61	167.75	76.30	15.05	15	76.05
10.5	452.056	167.75	73.30	14.46	15	76.05
12.0	415.89	167.75	67.23	13.26	15	76.05
12.5	397.60	167.75	64.21	12.66	15	76.05
14.0	325.30	167.75	52.33	10.32	12	60.84
15.5	229.54	170.00	36.13	7.13	12	60.84
17.0	112.20	173.75	17.17	3.38	6	30.42
18.5					6	30.42
20.0					6	30.42
21.5					6	30.42
23.0					6	30.42
24.5					6	30.42
26.0	86.30	173.75	13.19	2.60	6	30.42
27.5	202.49	170.00	31.83	6.28	12	60.84
29.0	299.65	170.00	47.34	9.34	12	60.84
30.5	376.06	167.25	60.66	11.96	12	60.84
32.0	429.52	167.75	69.48	13.70	15	76.05
33.5	460.32	167.75	74.59	14.71	15	76.05
35.0	467.98	167.75	75.86	14.96	15	76.05

## ACERO NEGATIVO (b=40cm)

a	Mu	d	As	As No 8	usar	As real
0.0						
1.5						
3.0						
4.5						
6.0						
7.5						
9.0						
10.5						
12.0						
12.5						
14.0	75.42	173.75	11.72	2.31	6	30.42
15.5	136.17	173.75	21.52	4.24	6	30.42
17.0	207.38	173.75	33.47	6.60	12	60.84
18.5	288.51	173.75	47.80	9.43	12	60.84
20.0	379.44	173.75	64.90	12.80	18	91.26
21.5	481.16	173.75	85.69	16.90	18	91.26
23.0	344.81	173.75	58.24	11.49	18	91.26
24.5	256.91	173.75	42.12	8.31	12	60.84
26.0	178.71	173.75	28.59	5.63	6	30.42
27.5	110.63	173.75	17.35	3.42	6	30.42
29.0	52.36	173.75	8.08	1.59	6	30.42
30.5						
32.0						
33.5						
35.0						

## ACERO MINIMO.

Según el AASHTO para vigas T donde el alma está sometido a esfuerzos de tracción este será calculado usando la cuantía de  $14/f_y$  además como ancho se usará el espesor del alma.

$$A_s \text{ min+} = 14/f_y * b * d$$

$$A_s \text{ min+} = 14/4200 * 40 * 173.75$$

$$A_s \text{ min+} = 23.16 \text{ cm}^2$$

Según el ACI el área de acero mínimo se obtendrá de la siguiente expresión

$$A_s \text{ min+} = 0.7 * \sqrt{f'c} / f_y * b * d$$

$$A_s \text{ min+} = 0.7 * \sqrt{210} / 4200 * 40 * 173.75$$

$$A_s \text{ min+} = 16.78 \text{ cm}^2$$

Para el presente se usará 6 varillas de As No 8 que hace un total de  $30.42 \text{ cm}^2$ , este mismo acero se usará en la compresión del momento negativo

No existe cuantía mínima de compresión, sin embargo algunos autores recomiendan usar la cuantía por temperatura por lo tanto se tiene lo siguiente

$$A_s \text{ min-} = 0.0018 * b * d$$

$$A_s \text{ min-} = 0.0018 * 40 * 173.75$$

$$A_s \text{ min-} = 12.51 \text{ cm}^2$$

Se usará 3 As No 8 con un área total de  $15.21 \text{ cm}^2$

## DISTRIBUCION DEL ACERO

Debido a la cantidad de barras en total de 15 para el acero positivo se justificará los espaciamentos anteriormente

detallados, las barras se agrupan en paquetes de dos por lo tanto el área de cada paquete será de  $10.14 \text{ cm}^2$  con un diámetro representativo de:

$$\pi * D^2 / 4 = 10.14$$

$$D = 3.59 \text{ cm}$$

El espaciamiento horizontal entre dos paquetes está dado por:

$$* 1.5D = 1.5 * 3.59 = 5.40 \text{ cm.}$$

$$* 1.5 * 2.54 = 3.81 \text{ cm}$$

En ambos casos no supera los 7.50 cm disponibles por lo que el espaciamiento horizontal se considera correcto.

El espaciamiento vertical mínimo considera 2.5 cm mientras que se ha dispuesto de 5 cm teniendo en cuenta que los empalmes serán en forma vertical entonces recién se tendrá los 2.5 cm mínimo requerido de espaciamiento.

#### LONGITUD DE DESARROLLO EN BARRAS SOMETIDAS A TRACCION

El reglamento ACI considera lo siguiente:

$$Ldb = 0.06 * Ab * fy / \sqrt{f'c}$$

$$Ldb = 0.0006 * db * fy$$

donde

Ldb = Longitud de desarrollo básico

db = Diámetro de la varilla

Ab = Area de la varilla

entonces:

$$Ldb = 0.06 * 5.07 * 4200 / 210$$

$$Ldb = 88.17 \text{ cm}$$

$$Ldb = 0.006 * 3.59 * 4200$$

$$Ldb = 90.45 \text{ cm}$$

En el presente usaremos como  $Ldb = 0.90 \text{ m}$

- Para acero inferior se considera  $Ld = Ldb$

$$Ld = 0.90 \text{ m}$$

- Para acero negativo considerar  $Ld = 1.4 * Ldb$

$$Ld = 1.25 \text{ m}$$

En ambos casos  $Ld$  es la longitud de desarrollo

#### CORTE DE FIERRO

Para interrumpir el tendido de acero en la viga es necesario efectuar un corte de fierro en forma adecuada. Con la ayuda del diagrama de momentos (muy proporcional al diagrama de acero) a fin de hacer las interpolaciones necesarias se asumirá una variación lineal cada 1.5 m de acuerdo a los cuadros mostrados de acero positivo y negativo.

#### PARA ACERO POSITIVO

CANTIDAD As No 8	PUNTO TEORICO DE CORTE
6	1.95 m
12	4.75 m
15	9.00 m
12	12.90 m
6	15.95 m
6	27.35 m
12	30.50 m
15	35.00 m

- Para cortar de 12 varillas 6 se considera lo siguiente

$$a = 1.95-d$$

$$a = 1.95-1.75$$

$$a = 0.20 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 4.75-Ld$$

$$a = 4.75-0.90$$

$$a = 4.85 \text{ m} \quad \text{se considera } a = 0.20 \text{ m}$$

- Para cortar de 15 varillas 6 se considera lo siguiente

$$a = 4.75-d$$

$$a = 4.75-1.75$$

$$a = 3.00 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 9.00-Ld$$

$$a = 9.00-0.90$$

$$a = 8.10 \text{ m} \quad \text{se considera } a = 3.00 \text{ m}$$

- Para cortar de 15 varillas 3 se considera lo siguiente

$$a = 12.90+d$$

$$a = 12.90+1.75$$

$$a = 14.65 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 9.00+Ld$$

$$a = 9.00+0.90$$

$$a = 9.90 \text{ m} \quad \text{se considera } a = 14.65 \text{ m}$$

- Para cortar de 12 varillas 6 se considera lo siguiente

$$a = 15.95+d$$

$$a = 15.95+1.75$$

$$a = 17.70 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 12.90 + Ld$$

$$a = 12.90 + 0.90$$

$$a = 13.80 \text{ m} \quad \text{se considera } a = 17.70 \text{ m}$$

- Para cortar de 12 varillas 6 se considera lo siguiente

$$a = 27.35 - d$$

$$a = 27.35 - 1.75$$

$$a = 25.60 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 30.50 - Ld$$

$$a = 30.50 - 0.90$$

$$a = 29.60 \text{ m} \quad \text{se considera } a = 25.60 \text{ m}$$

- Para cortar de 15 varillas 3 se considera lo siguiente

$$a = 30.50 - d$$

$$a = 30.50 - 1.75$$

$$a = 28.75 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 35.00 - Ld$$

$$a = 35.00 - 0.90$$

$$a = 34.10 \text{ m} \quad \text{se considera } a = 28.75 \text{ m}$$

## PARA ACERO NEGATIVO

CANTIDAD As No 8	PUNTO TEORICO DE CORTE
3	14.50 m
6	16.60 m,
12	19.65 m
18	21.50 m
12	22.85 m
6	25.80 m
3	27.85 m

- Para cortar de 6 varillas 3 se considera lo siguiente

$$a = \text{PI}-d$$

$$a = 12.50-1.75$$

$$a = 18.75 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 16.60-Ld$$

$$a = 16.00-1.25$$

$$a = 15.35\text{m} \quad \text{se considera } a = 15.35\text{m}$$

- Para cortar de 12 varillas 6 se considera lo siguiente

$$a = 16.60-d$$

$$a = 16.60-1.75$$

$$a = 14.85 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 19.65-Ld$$

$$a = 19.65-1.25$$

$$a = 18.40\text{m} \quad \text{se considera } a = 14.85\text{m}$$

- Para cortar de 18 varillas 6 se considera lo siguiente

$$a = 19.65-d$$

$$a = 19.65 - 1.75$$

$$a = 17.90 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 21.00 - Ld$$

$$a = 21.00 - 1.25$$

$$a = 19.75\text{m} \quad \text{se considera } a = 17.90\text{m}$$

- Para cortar de 18 varillas 6 se considera lo siguiente

$$a = 22.85 + d$$

$$a = 22.85 + 1.75$$

$$a = 24.60 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 21.00 + Ld$$

$$a = 21.00 + 1.25$$

$$a = 23.25\text{m} \quad \text{se considera } a = 24.60\text{m}$$

- Para cortar de 12 varillas 6 se considera lo siguiente

$$a = 25.80 + d$$

$$a = 25.80 + 1.75$$

$$a = 27.55 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 22.85 + Ld$$

$$a = 22.85 + 1.25$$

$$a = 24.10\text{m} \quad \text{se considera } a = 22.85\text{m}$$

- Para cortar de 6 varillas 3 se considera lo siguiente

$$a = PI + d$$

$$a = 30.50 + 1.75$$

$$a = 32.25 \text{ m } \acute{o}$$

$$a = 27.85 + Ld$$

$$a = 27.85 + 1.25$$

$a = 29.10\text{m}$  se considera  $a = 32.85\text{m}$

#### ACERO DE REPARTICION

El acero de repartición longitudinal será considerado para prevenir grietas por cambios de temperatura y puede considerarse como:

$$A_{sl} = 10\% A_s$$

$A_{sl}$  = Acero de repartición longitudinal

$A_s$  = Acero de la viga principal

entonces

$$A_{sl} = 0.1 * (18 * 5.07)$$

$$A_{sl} = 9.13 \text{ cm}^2$$

Se considera 8 varillas de  $A_s$  No 4 con un total de  $10.16 \text{ cm}^2$  siendo el espaciamiento de  $30.5 \text{ cm}$ .

El espaciamiento no debe ser mayor de  $30 \text{ cm}$  ni mayor de  $b=40\text{cm}$ , considerando un exceso de  $0.5 \text{ cm}$  no afecta considerablemente.

#### ACERO VERTICAL

El acero vertical será diseñado para soportar valores de Fuerza Cortante anteriormente calculados lo que indica en el diseño determinar valores del espaciamiento en la que se ha considerado como  $A_s$  No 3.

El espaciamiento entre estribos esta dado por:

$$s = \phi * A_v * f_y * d * / (V_u - \phi * V_c)$$

donde

$s$  = Espaciamiento entre estribos

$A_v$  = Area del acero vertical

$f_y$  = Límite de fluencia del acero

$d$  = Peralte efectivo de la sección

$V_u$  = Fuerza cortante última de diseño

$V_c$  = Resistencia última de concreto a fuerza cortante

$\phi$  = Factor de reducción por corte ( $\phi=0.85$ )

teniendo:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 173.75 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 0.40 \cdot 1.7375$$

$$V_c = 53.39 \text{ Tn}$$

El espaciamiento está controlado por:

$$S_{\max} = d/2$$

$$S_{\max} = 173.75/2$$

$$S_{\max} = 86.875 \text{ cm } \acute{o}$$

$$S_{\max} = A_v \cdot f_y / (3.5 \cdot b)$$

$$S_{\max} = 1.42 \cdot 4200 / (3.5 \cdot 40)$$

$$S_{\max} = 42.60 \text{ cm} \quad \text{se usará } S_{\max} = 40 \text{ cm}$$

El primer espaciamiento será calculado para el valor de  $a$  la distancia  $d$  del apoyo.

Del cuadro de  $V_u$  para diseño puede interpolarse para un  $a=d$  cuyo valor es 99.45 Tn.

## FUERZA CORTANTE PARA DISEÑO

a	Vu (Tn)	S (cm)	Sreal (cm)
0.0	117.23		15.00
1.7375	99.45	16.39	15.00
3.0	87.13	21.27	15.00
4.5	72.75	32.58	30.00
6.0	58.57	68.55	40.00
7.5	44.66		40.00
9.0	30.25		40.00
10.5	52.42	131.49	40.00
12.0	66.60	42.18	40.00
12.5	71.27	34.48	30.00
14.0	84.84	22.52	20.00
15.5	99.14	16.49	15.00
17.0	112.11	13.27	10.00
18.5	124.40	11.20	10.00
19.765	134.83	9.88	10.00
21.5	144.41		10.00
23.235	135.37	9.61	10.00
24.5	123.53	11.32	10.00
26.0	111.75	13.34	10.00
27.5	99.45	16.39	15.00
29.0	87.09	21.29	20.00
30.5	74.45	30.66	30.00
32.0	60.83	58.30	40.00
33.5	48.24	349.73	40.00
35.0	35.49		40.00

El espaciamiento de estribos con As No 3 tendrá las siguientes características de eje a eje.

## PRIMER TRAMO

Espaciamientos: 30 a 0.15, 05 a 0.30, 16 a 0.40, 05 a 0.30,  
8 a 0.20, 10 a 0.15, 45 a 0.10m

## SEGUNDO TRAMO

Espaciamientos: 45 a 0.10, 20 a 0.15, 05 a 0.30, 11 a 0.40,  
01 a 0.20, 11 a 0.40, 05 a 0.30, 20 a 0.15,  
45 a 0.10m.

**4.2.6 DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMAS**

\* Momentos por peso propio

$$W_D = 0.25 \cdot 1.19 \cdot 2.4$$

$$W_D = 0.71 \text{ Tn/ml}$$

$$M_D = W_D \cdot L^2 / 8$$

(considerado como simplemente apoyado)

$$M_D = 0.71 \cdot 1.80^2 / 8$$

$$M_D = 0.29 \text{ Tn m}$$

\* Momento debido a Sobrecarga HS30

Las vigas diafragmas no son monolíticos con la losa sobre el cual actúa el tren de cargas por lo que no es posible determinar el momento producido efectuando un análisis individual en forma lineal, entonces es necesario analizar la estructura como un todo en forma tridimensional, esto se consigue haciendo uso del Método de Elementos Finitos tema que no interviene en el presente tema de tesis, sin embargo el caso mas crítico con fines prácticos podemos considerar como si las

ruedas de la sobrecarga actuara directamente sobre la viga diafragma entonces se tendria lo siguiente.

$$P=10.886 \text{ Tn}$$

$$L= 1.80 \text{ m}$$

Si la carga antes mencionada actuaría sobre la parte central se tendría lo siguiente.

$$M_L=P*L/4$$

$$M_L=10.886*1.80/4$$

$$M_L=4.90 \text{ Tn m}$$

Para el efecto dinámico se considerara 30% de ML

$$M_I=0.30*4.90$$

$$M_I=1.47 \text{ Tn m}$$

Entonces momento de diseño  $M_u$  es

$$M_u=1.3*(M_D+5/3*(M_L+M_I))$$

$$M_u=1.3*(0.29+5/3*(4.90+1.47))$$

$$M_u=14.18 \text{ Tn m}$$

$$M_u=\phi*As*fy*(d-As*fy/(1.7*f`c*b))$$

$$d=113 \text{ cm}$$

$$b=25 \text{ cm}$$

$$As=3.32 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

\* Según ACI

$$\rho=0.7*\sqrt{(f`c)}/fy$$

$$\rho=0.0024$$

$$As_{min} = 0.0024 * 25 * 113$$

$$As_{min} = 6.82 \text{ cm}^2$$

\* Según AASHTO

$$\rho = 14 / f_y$$

$$\rho = 0.0033$$

$$As_{min} = 0.0033 * 25 * 113$$

$$As_{min} = 9.42 \text{ cm}^2$$

En ambos casos el  $As_{min}$  es superior al acero requerido por lo que para el diseño de vigas diafragmas prevalece la disposición de acero mínimo, por lo que será armado de la siguiente manera

$y(1) = 5.80 \text{ cm}$	$As(1) = 8.00 \text{ cm}^2$	4As No 5
$y(2) = 32.65 \text{ cm}$	$As(1) = 2.54 \text{ cm}^2$	2As No 4
$y(2) = 59.60 \text{ cm}$	$As(1) = 2.54 \text{ cm}^2$	2As No 4
$y(4) = 86.35 \text{ cm}$	$As(1) = 2.54 \text{ cm}^2$	2As No 4
$y(5) = 113.20 \text{ cm}$	$As(1) = 8.00 \text{ cm}^2$	4As No 5

De la descripción anterior del acero y esta analizada como columna se tiene que:

$$M_U = 49.00 \text{ Tn m} \quad \text{y} \quad F_U = 0.00$$

siendo muy superior a la probable sollicitación, el acero vertical de estribos estará dado por el siguiente espaciamiento de eje a eje.

As N° 3: 1 a 0.05, 7 a 0.30 y 1 a 0.05m.

El momento torsor que se produce en la viga principal tiene la siguiente expresión y que a su vez cada viga diafragma lo absorbe de tal manera que estos ya son momentos flectores.

$$M_t = 0.7 M^- \cdot L$$

$M^-$  = momento negativo en la losa

$L$  = separación entre vigas diafragmas

$$M_t = 0.7 \cdot 3.34 \cdot 9.00$$

$$M_t = 21.04 \text{ Tn m}$$

El  $M_u$  en la viga diafragma sería

$$M_u = 1.7 M_t$$

$$M_u = 35.44 \text{ Tn m} < 49.00 \text{ Tn m}$$

#### 4.2.7 DISEÑO DE APOYO FIJO

En la estructuración del puente se ha considerado apoyo fijo a un intermedio, es decir aquella que tendrá conexión con los pilares.

Para el diseño se considera las siguientes fuerzas verticales:

A Peso del puente  $P_D = 187.50 \text{ Tn}$

B Peso por carga viva

- Peso por sobrecarga HS30  $PL = 8.79P$

Siendo  $P = 5.443 \text{ Tn}$   $PL = 47.84 \text{ Tn}$

- Peso por sobrecarga equivalente

. Por carga distribuida  $PL_1 = 28.70W$

Siendo  $W = 1.429 \text{ Tn/ml}$   $PL_1 = 41.01 \text{ Tn}$

. Por carga tipo cuchilla  $PL_2 = 2P_v$

Siendo  $P_v=17.690$  Tn                       $PL_2=35.38$  Tn

Por tanto  $PL=PL_1+PL_2$

$PL=41.01+35.30$

$PL=76.39$  Tn

C Reacción por impacto

$PI=0.23*PL$

$PI=0.23*76.39$

$PI=17.57$

D Carga total

$PT=PD+PL+PI$

$PT=PD+PL+PI$

$PT=187.50+76.39+17.57$

$PT=281.46$  Tn

Carga por viga

$PT=281.46/2$

$PT=140.73$  Tn

Como dispositivo se usará planchas de neopreno que deberán cumplir los siguientes requerimientos de la AASHTO.

- Deflexión permisible                      ,  $\delta/t=0.15$

- Dimensión mínima    =5t

El diseño consistirá en calcular las dimensiones y calidad del apoyo.

\* Ancho del apoyo

Se considera el ancho de la viga  $a=40$  cm (15.75 in)

\* Largo del apoyo

$b=PT/(f_c*a)$

$f_c=0.4f'_c$

$f_c=0.4*210$

$$f_c = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 140730 / (84 * 40)$$

$$b = 41.88 \text{ cm}$$

Se usará  $b = 60 \text{ cm}$  (23.62 in)

\* Espesor de apoyo

Se considerará como  $t = 5 \text{ cm}$

\* Dureza del apoyo

- Esfuerzo de compresión  $\sigma_c = PT / (a * b)$

$$\sigma_c = 140730 / (40 * 60)$$

$$\sigma_c = 58.64 \text{ kg/cm}^2 \quad (833 \text{ psi})$$

- Factor de forma

$$F_f = (a * b) / (2 * (a + b) * t)$$

$$F_f = (40 * 60) / (2 * (40 + 60) * 5)$$

$$F_f = 2.40$$

Con los valores de  $\sigma_c$  y  $F_f$  se entra a unos ábacos y se obtiene la dureza con la deformación.

Como resultado se tiene para una dureza de 60 se produce una deformación de 18% mayor de 15%.

Es necesario mejorar el  $F_f$  reduciendo el espesor, esto se conseguirá poniendo una placa metálica de acero intermedio por lo que  $F_f = 2 * 2.4$

$$F_f = 4.8$$

Con los nuevos valores de  $\sigma_c$  y  $F_f$  la deformación para una dureza de 60 es menor del 10%

\* Dispositivo de anclaje, se considera como pernos cuya denominación es A-307 para resistir el cortante de sismo.

Peso total del puente  $P=6.78*70+1.29*10$

$P=487.50 \text{ Tn}$

$EQ=0.1*P$

$EQ=0.1*487.50$

$EQ=48.75 \text{ Tn}$

$As=EQ/fv$

$As=48.75/700$

$As=13.92 \text{ cm}^2$

En total se usará 4 N° 8 con un área total de 20.28 cm<sup>2</sup> en cada apoyo se colocará 2 N° 8.

#### 4.2.8 DISEÑO DE APOYO MOVIL

\*\* SOBRE EL ESTRIBO A

Para el diseño se consideran las siguientes fuerzas

A Peso del puente por viga  $PD= 28.13 \text{ Tn}$

B Reacción por carga viva incluyendo impacto por viga

- Por sobrecarga HS30  $PL+PI=37.23 \text{ Tn}$

- Por sobrecarga equivalente  $PL+PI=20.32 \text{ Tn}$

C Carga total  $PT=PD+PL+PI$

$PT=28.13+37.23$

$PT=65.36 \text{ Tn}$

Como dispositivo se usará planchas de neopreno que deberán cumplir los siguientes requerimientos de la AASHTO.

- Deformación permisible  $\Delta/t=0.5$

- Deflexión permisible  $\delta/t=0.15$
- Dimensión mínima  $=5t$
- Variación de temperatura  $=20^{\circ}\text{C}$

El diseño consistirá en calcular las dimensiones y calidad del apoyo.

\* Ancho del apoyo

Se considera el ancho de la viga  $a=40$  cm (15.75 in)

\* Largo del apoyo

$$b=PT/(f_c*a)$$

$$f_c=84 \text{ kg/cm}^2$$

$$b=65360/(84*40)$$

$$b=19.45 \text{ cm}$$

Se usará  $b=40$  cm (15.75 in)

\* Espesor de apoyo

$$t=0.012*\text{Long. viga} > 0.5 \text{ in}$$

$$t=0.012*21.5/.3048$$

$$t=0.85 \text{ in}$$

Se considerará como  $t=5$  cm

\* Dureza del apoyo

$$\text{- Esfuerzo de compresión } \sigma_c=PT/(a*b)$$

$$\sigma_c=65360/(40*40)$$

$$\sigma_c=40.85 \text{ kg/cm}^2 \quad (580 \text{ psi})$$

- Factor de forma

$$F_f=(a*b)/(2(a+b)*t)$$

$$F_f=(40*40)/(2*(40+40)*5)$$

$$Ff=2.00$$

Con los valores de  $\sigma_c$  y  $Ff$  se entra a unos ábacos y se obtiene la dureza con la deformación.

Como resultado se tiene para una dureza de 60 se produce una deformación de 17% mayor de 15%.

Es necesario mejorar el  $Ff$  reduciendo el espesor, esto se conseguirá poniendo una placa metálica de acero intermedio por lo que  $Ff=2*2.0$

$$Ff=4.0$$

Con los nuevos valores de  $\sigma_c$  y  $Ff$  la deformación para una dureza de 60 es del orden de 7%

\* Desplazamiento máximo

$$\Delta_{max}=(PD*e)/(5*a*b)*(k/l) \text{ en unidades inglesas}$$

$k=1.9$  si temperatura mínima 20°F

$l=160$  si la dureza del neopreno es 60

$$\Delta_{max}=(28130*2.2*1.97)/(5*15.75*15.75)*(1.9/160)$$

$$\Delta_{max}=1.77 \text{ in}$$

$$\Delta_{max}=2.96 \text{ cm}$$

\* Desplazamiento producido:

- Por temperatura

$$\Delta l=0.00001*\Delta T*L$$

$$\Delta l=0.00001*20*2150$$

$$\Delta l=0.43 \text{ cm}$$

- Por fragua

$$\Delta_2 = 0.0002 * L$$

$$\Delta_2 = 0.0002 * 2150$$

$$\Delta_2 = 0.43 \text{ cm,}$$

- Por creep del concreto

$$\Delta_3 = 2 * \Delta_2$$

$$\Delta_3 = 2 * 0.43$$

$$\Delta_3 = 0.86 \text{ cm}$$

Desplazamiento total

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$$

$$\Delta = 0.43 + 0.43 + 0.83$$

$$\Delta = 1.72 \text{ cm}$$

entonces  $\Delta_{max} > \Delta$

- Condición del AASHTO

$$\Delta / e < 0.5$$

$$0.34 < 0.5$$

Además la dimensión mínima  $5 * t$  es  $25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$

\*\* SOBRE EL PILAR C

Para el diseño se asume las mismas dimensiones del pilar B

\* Desplazamiento máximo

$$\Delta_{max} = (PD * e) / (5 * a * b) * (k / l) \text{ en unidades inglesas}$$

$k = 1.9$  si temperatura mínima  $20^\circ \text{F}$

$l = 160$  si la dureza del neopreno es 60

$$\Delta_{\max} = (93750 * 2.2 * 1.97) / (5 * 15.75 * 15.75) * (1.9 / 160)$$

$$\Delta_{\max} = 2.59 \text{ in}$$

$$\Delta_{\max} = 6.59 \text{ cm}$$

\* Desplazamiento producido:

- Por temperatura

$$\Delta_1 = 0.00001 * \Delta T * L$$

$$\Delta_1 = 0.00001 * 20 * 2700$$

$$\Delta_1 = 0.54 \text{ cm}$$

- Por fragua

$$\Delta_2 = 0.0002 * L$$

$$\Delta_2 = 0.0002 * 2700$$

$$\Delta_2 = 0.54 \text{ cm}$$

- Por creep del concreto

$$\Delta_3 = 2 * \Delta_2$$

$$\Delta_3 = 2 * 0.54$$

$$\Delta_3 = 1.08 \text{ cm}$$

Desplazamiento total

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$$

$$\Delta = 0.54 + 0.54 + 1.08$$

$$\Delta = 2.16 \text{ cm}$$

entonces  $\Delta_{\max} > \Delta$

- Condición del AASHTO

$$\Delta/e < 0.5$$

$$0.34 < 0.5$$

Además la dimensión mínima  $5*t$  es  $25\text{cm} < 40\text{cm}$

\*\* SOBRE EL ESTRIBO D

\* Desplazamiento producido:

- Por temperatura

$$\Delta_1 = 0.00001 * \Delta T * L$$

$$\Delta_1 = 0.00001 * 20 * 4850$$

$$\Delta_1 = 0.97 \text{ cm}$$

- Por fragua

$$\Delta_2 = 0.0002 * L$$

$$\Delta_2 = 0.0002 * 4850$$

$$\Delta_2 = 0.97 \text{ cm}$$

- Por creep del concreto

$$\Delta_3 = 2 * \Delta_2$$

$$\Delta_3 = 2 * 0.97$$

$$\Delta_3 = 1.94 \text{ cm}$$

Desplazamiento total

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$$

$$\Delta = 0.97 + 0.97 + 1.94$$

$$\Delta = 3.88 \text{ cm}$$

- Condición del AASHTO

Espesor mínimo  $e=2*\Delta$

$$e=2*3.88$$

$$e=7.76 \text{ cm}$$

En total se usará 3 planchas de neopreno 40cm\*40cm\*2.5cm con dos planchas intermedias de acero 40cm\*40cm\*1/32in haciendo un espesor total de 7.76 cm.

Además la dimensión mínima  $5*7.76$  es 38.80cm < 40cm

### 4.3 INFRAESTRUCTURA

#### 4.3.1 PILAR

##### 4.3.1.1 FUERZAS QUE ACTUAN

Para el diseño se considera las siguientes fuerzas verticales:

A. Carga permanente  $P_D=187.50 \text{ Tn.}$

B. Sobrecarga  $P_L=76.39 \text{ Tn.}$

C. Impacto  $P_I=0.24*P_D$

$$P_I=18.33 \text{ Tn.}$$

D. Subpresión del Agua

$$\text{Pilar enterrado} = 12.60 \text{ m}^3$$

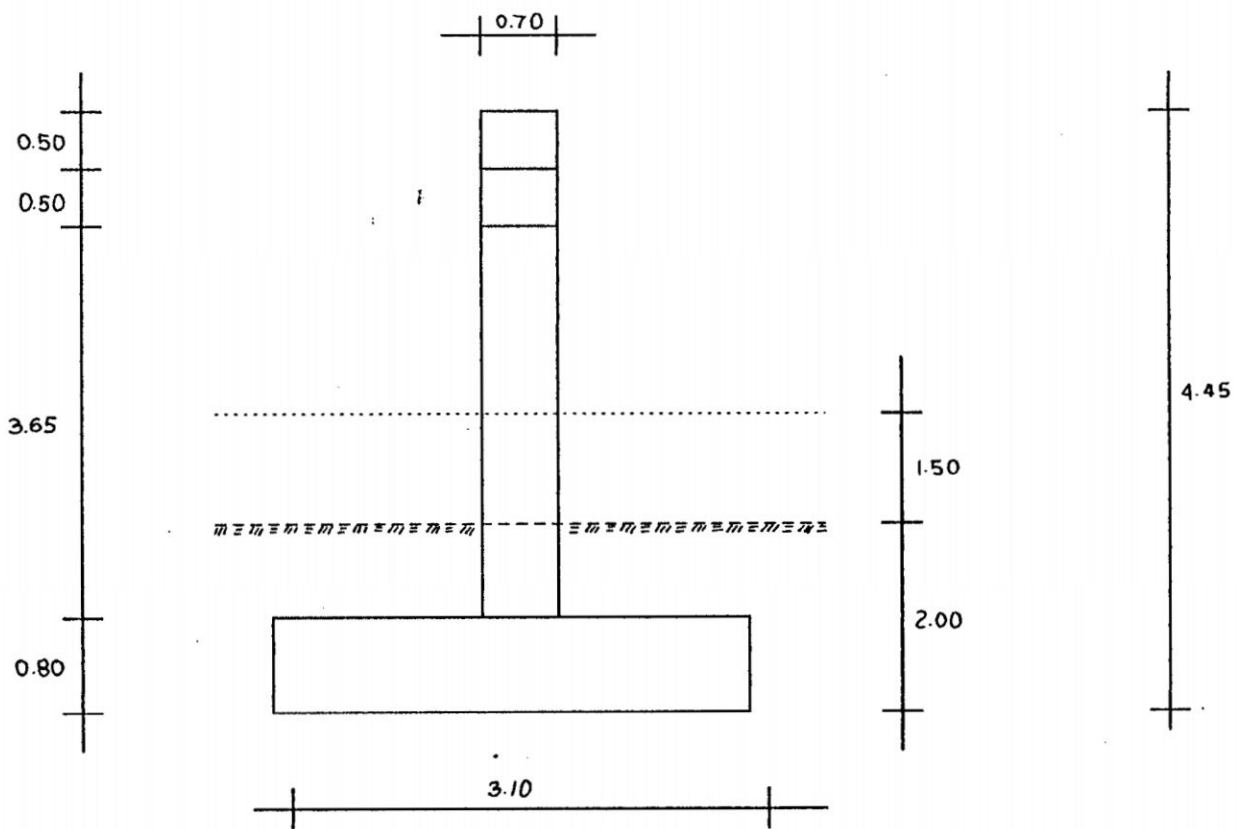
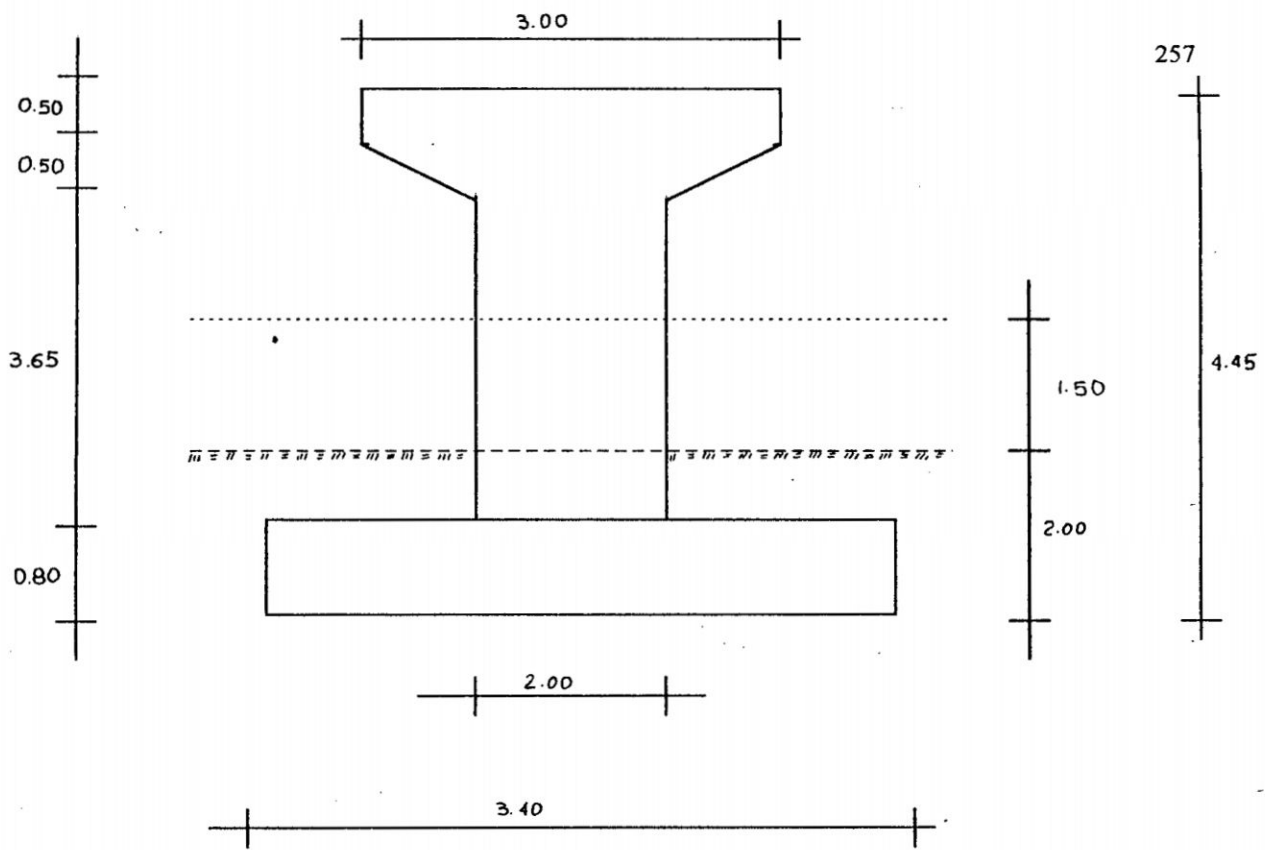
$$\text{Pilar sumergido} = 2.10 \text{ m}^3$$

$$B=0.50*12.60+1.00*2.10$$

$$B=8.34 \text{ Tn.}$$

E. Peso del Pilar

$$P_P=43.07 \text{ Tn.}$$



Para el diseño se consideran las siguientes fuerzas horizontales:

A. Fuerza Sísmica de la superestructura

$$EQ=0.10 \cdot P_D$$

$$EQ=18.75 \text{ Tn actúa a } 1.21 \text{ m del fondo de la viga}$$

B. Fuerza Sísmica de la Infraestructura

COLUMNA  $EQ=0.10 \cdot P$

$$EQ=0.10 \cdot 16.88$$

$$EQ=1.68 \text{ Tn actúa a } 2.46 \text{ m de la base de columna}$$

PILAR  $EQ=4.31 \text{ Tn actúa a } 1.52 \text{ m de la base.}$

C. Existen fuerzas adicionales como: empuje de tierra, fuerzas de fricción, fuerzas longitudinales de carga viva, fuerzas de viento, fuerza debido al empuje de agua, fuerza centrífuga y fuerza debido a hielos que no se es necesario considerarlos en este caso particular por ser insignificantes frente a las otras sollicitaciones.

D. Coeficiente de fricción entre el suelo y pilar.

#### 4.3.1.2 ESTABILIDAD DEL PILAR

El Reglamento AASTHO considera 10 combinaciones entre la mas importantes se tiene.

$$\text{GRUPO VII} = D+E+B+SF+EQ$$

E = Empuje de tierra

SF = Presión del flujo de agua

El análisis se efectuará en el eje longitudinal del puente por ser el más crítico en la estabilidad de pilar.

$$P_R = P_D + P_P - B$$

$$P_R = 187.50 + 43.07 - 8.34$$

$$P_R = 222.23 \text{ Tn}$$

$$F_D = 18.75 + 4.31$$

$$F_D = 23.06 \text{ Tn}$$

$$FSD = \mu * P_R / F_D = 0.5 * 222.23 / 23.06$$

$$FSD = 4.81 > 1.5$$

$$M_R = 222.23 * 3.10 / 2$$

$$M_R = 344.45 \text{ Tn m}$$

$$M_V = 18.75 * (5.50 + 1.21) + 4.37 * 1.52$$

$$M_V = 132.36 \text{ Tn m}$$

$$FSV = M_R / M_V = 344.45 / 132.36$$

$$FSV = 2.60 > 2.00$$

$$\text{Ubicación de } P_R \quad z = (M_R - M_V) / P_R$$

$$z = 0.95 \text{ m}$$

$$e = 3.10 / 2 - 0.95$$

$$e = 0.60 \text{ m}$$

límite de tercio central  $e = 3.10 / 6 = 0.52 \text{ m}$

por tanto cae fuera del tercio central.

El triángulo de presiones con el esfuerzo de terreno y  $P_R$  es:

$$(3 * 0.95) * 4.40 / 2 * \sigma_t = 222.23$$

$$\sigma_t = 35.44 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzo reducido en el terreno

$$\sigma_t = 35.44 / 1.33$$

$$\sigma_t = 26.65 \text{ Tn/m}^2$$

GRUPO X = D+L+I+E

$$P_v = (187.50 + 43.07) + 76.39 + 18.33$$

$$P_v = 325.29 \text{ Tn}$$

Esfuerzo en el terreno

$$\sigma_t = 325.29 / (4.40 * 3.10)$$

$$\sigma_t = 23.84 \text{ Tn/m}^2$$

#### 4.3.1.3 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

- ACERO ESTRUCTURAL EN COLUMNA

$$\text{GRUPO VII} = 1.3(0.75 * D + E + SF + EQ)$$

$$P_u = 1.3(0.75 * 204.38)$$

$$P_u = 199.27 \text{ Tn}$$

$$M_u = 1.3(1.88 * 2.46 + 18.75 * 5.91)$$

$$M_u = 149.43 \text{ Tn m}$$

$$e = 0.75 \text{ m}$$

No existe corrección por esbeltez debido a sección robusta utilizada.

Para el análisis se considerara  $A_s$  min.

$$A_s \text{ min.} = 0.01 * 200 * 70$$

$$A_s \text{ min.} = 140 \text{ cm}^2 \cong 28 \text{ As N}^\circ 8$$

El espaciamiento será de la siguiente manera.

$$Y(1)=07.5 \text{ cm} \quad As=11 \text{ N}^\circ 8$$

$$Y(2)=20.0 \text{ cm} \quad As=02 \text{ N}^\circ 8$$

$$Y(3)=35.0 \text{ cm} \quad As=02 \text{ N}^\circ 8$$

$$Y(4)=50.0 \text{ cm} \quad As=02 \text{ N}^\circ 8$$

$$Y(5)=62.5 \text{ cm} \quad As=11 \text{ N}^\circ 8$$

Efectuando el diagrama de interacción se tiene:

$$\text{si } c=16.35 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } M_U=187.95 \text{ Tn m}$$

$$P_U=251.05 \text{ Tn}$$

$$e=74.87 \text{ cm}$$

$$\phi=0.73$$

Los valores obtenidos de  $M_U$  y  $P_U$  del diagrama de interacción son mayores al de las cargas actuantes.

Como refuerzo horizontal se usará lo siguiente

As N° 3 : 1@0.05m, 10@0.10m, 10@0.15m, resto a 0.30m

• ACERO ESTRUCTURAL EN ZAPATA

$$P_U=1.3(D+5/3(L+I))$$

$$P_U=470.92 \text{ Tn}$$

$$\sigma_u=34.52 \text{ Tn/m}^2$$

$$M_u=24.89 \text{ Tn m/ml}$$

$$d=72.5 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } As=9.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$As \text{ min}=13.05 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ usar } As \text{ N}^\circ.8 @ 0.35 \text{ m}$$

Verificación por Corte

$$V_U = 34.52 * 0.475 * 4.40$$

$$V_U = 72.15 \text{ Tn}$$

$$V_{UC} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{(210) * 10 * 0.725 * 4.40}$$

$$V_{UC} = 208.25 \text{ Tn} > V_U$$

Verificación por punzonamiento

$$\begin{aligned} \text{Area punzonada} &= 2(2.725 + 1.425) * 0.725 \\ &= 6.02 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$V_{RES} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{(210) * 10 * 6.02}$$

$$V_{RES} = 786.02 \text{ Tn.}$$

$$V_{PUN} = 34.52 * (4.40 * 3.10 - 2.725 * 1.425)$$

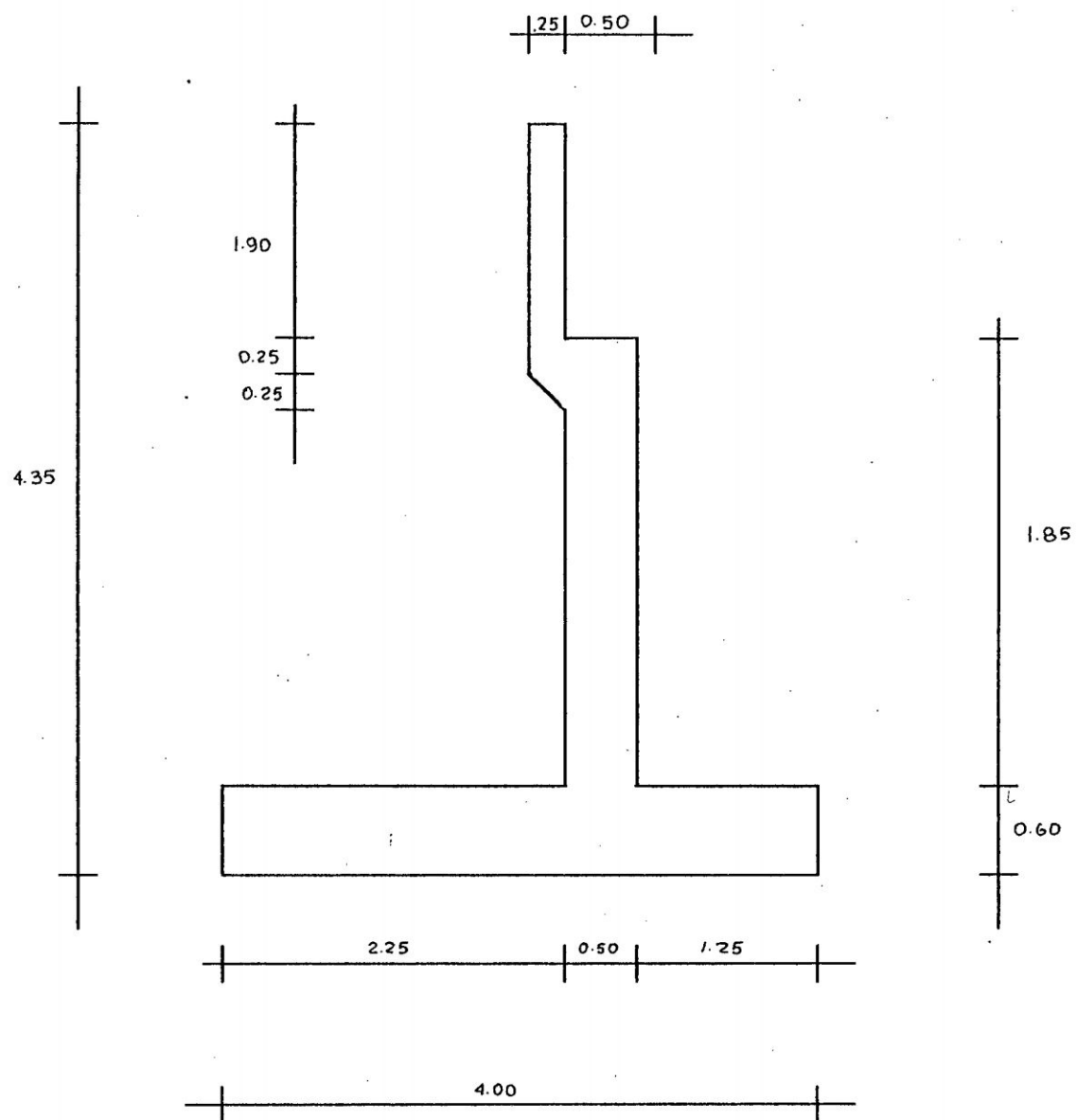
$$V_{PUN} = 336.81 \text{ Tn.} < V_{RES}$$

#### 4.3.2 ESTRIBO

##### 4.3.2.1 FUERZAS QUE ACTUAN

Para el diseño se considera las siguientes fuerzas:

Reacción por carga muerta	= 28.13 Tn/viga
Reacción por carga viva + impacto	= 37.23 Tn/viga
Reacción por carga muerta	= 11.25 Tn/ml
Reacción por carga viva + impacto	= 14.89 Tn/ml
Peso específico de concreto armado	= 2.40 Tn/m <sup>3</sup>
Peso específico del relleno	= 1.70 Tn/m <sup>3</sup>
Angulo de fricción interna del relleno	= 33°
Coeficiente de empuje activo del relleno	= 0.295
Sobrecarga	= 1.00 Tn/m <sup>2</sup>



Fuerza de frenado =  $0.05 \cdot (1.429 \cdot 7.97 + 12.247) / 5$   
 = 0.24 Tn/ml a 1.80 m de la coronación del  
 parapeto.

Fuerza sísmica de la superestructura =  $0.10 \cdot 11.25$   
 = 1.13 Tn/ml a 1.20 m del  
 fondo de viga.

Fuerza sísmica de la infraestructura

PANTALLA EQ=0.10\*3.59

EQ=0.36 Tn actúa a 1.57 m de la base de la pantalla.

ESTRIBO EQ=0.10\*9.34

EQ=0.93 Tn actúa a 1.02 m de la base de zapata.

Coefficiente de fricción del suelo = 0.5

#### 4.3.2.2 ESTABILIDAD DEL ESTRIBO

ESTRIBO CONCLUIDO SIN PUENTE

DESCRIPCION	FUERZA	Z	MOMENTO
Peso propio	9.34	1.86	17.37
Peso relleno	14.54	2.88	41.88
Sobrecarga	2.25	2.88	6.48
	Fv = 26.13		Mr = 65.73
Empuje relleno	4.85	1.47	7.13
Empuje sobrecarga	1.30	2.20	2.86
	Fd = 6.15		Mv = 9.99

F.S.V. =  $Mr/Mv = 65.73/9.99$

F.S.V. = 6.58 > 2.00

$$F.S.D. = \mu * F_v / F_d = 0.5 * 26.13 / 6.15$$

$$F.S.D. = 2.12 > 1.50$$

$$\text{Ubicación de } F_v \quad z = (M_r - M_v) / F_v$$

$$z = 2.13 \text{ m}$$

$$e = 0.13 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max.} = 7.80 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{\min.} = 5.26 \text{ Tn/m}^2$$

#### ESTRIBO CONCLUIDO CON PUENTE Y SISMO

DESCRIPCION	FUERZA	Z	MOMENTO
Peso propio	9.34	1.86	17.37
Peso relleno	14.54	2.88	41.88
Sobrecarga	2.25	2.88	6.48
Reacción por C. M.	11.25	1.50	16.88
	$F_v = 37.38$		$M_r = 82.61$
Empuje relleno	4.85	1.47	7.13
Empuje sobrecarga	1.30	2.20	2.86
Fza sismo superest.	1.13	3.70	4.18
Fza sismo infraest.	0.95	1.02	0.95
	$F_d = 8.21$		$M_v = 15.12$

$$F.S.V. = 5.46 > 2.00$$

$$F.S.D. = 2.27 > 1.50$$

$$\sigma_{\max.} = 12.00 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{\min.} = 6.68 \text{ Tn/m}^2$$

reduciendo la amplificación de 133% se tiene

$$\sigma_{\max.} = 9.02 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{\min.} = 5.02 \text{ Tn/m}^2$$

## ESTRIBO CONCLUIDO CON PUENTE Y FUERZA DE FRENADO

DESCRIPCION	FUERZA	Z	MOMENTO
Peso propio	9.34	1.86	17.37
Peso relleno	14.54	2.88	41.88
Sobrecarga	2.25	2.88	6.48
Reacción por C. M.	11.25	1.50	16.88
Reacción por C. V.	14.89	1.50	22.34
	$F_v = 52.27$		$M_r = 104.95$
Empuje relleno	4.85	1.47	7.13
Empuje sobrecarga	1.30	2.20	2.86
Fuerza de frenado	0.24	6.20	1.49
	$F_d = 6.39$		$M_v = 11.48$

$$F.S.V. = 9.14 > 2.00$$

$$F.S.D. = 4.09 > 1.50$$

$$\sigma_{max.} = 17.18 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{min.} = 8.95 \text{ Tn/m}^2$$

reduciendo la amplificación de 125% se tiene

$$\sigma_{max.} = 13.74 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{min.} = 7.16 \text{ Tn/m}^2$$

Es importante mencionar que se ha prescindido de la fuerza de fricción en los apoyos por haberse proyectado en el diseño estos de neopreno que finalmente serán los que disipen desplazamientos debido a cambios de temperaturas, encogimiento de fragua y encogimiento de postensado.

## 4.3.2.3 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

## • VERIFICACION POR CORTE EN PANTALLA

SEGÚN AASHTO

ESTRIBO CONCLUIDO CON PUENTE Y FUERZA DE FRENADO

$$Vud = 1.3*(L+I+1.3B+LF)$$

$$Vud = 1.3*(0.295*1.00*(3.80-0.42)+1.3*0.295*1.70*(3.80-0.42)^2/2+0.24)$$

$$Vud = 6.45 \text{ Tn}$$

$$Vuc = 0.85*0.53*\sqrt{(210)*10*1.00*0.42}$$

$$Vuc = 27.42 \text{ Tn}$$

$$Vud < Vuc$$

SEGÚN ACI

ESTRIBO CONCLUIDO SIN PUENTE

$$Vud = 1.7Ct+1.7Cv$$

$$Vud = 1.7*(0.295*1.70*(3.80-0.42)^2/2)+1.7*(0.295*1.00*(3.80-0.42))$$

$$Vud = 6.56 \text{ Tn}$$

$$Vuc = 27.42 \text{ Tn}$$

$$Vud < Vuc$$

## • VERIFICACION POR CORTE EN PUNTA

SEGÚN AASHTO

ESTRIBO CON PUENTE Y FUERZA DE FRENADO

$$Vud = 1.3(B)$$

$$Vud = 1.3*(17.18*0.73)$$

$$Vud = 16.30 \text{ Tn}$$

$$Vuc = 33.95 \text{ Tn}$$

$$Vud < Vuc$$

SEGÚN ACI

ESTRIBO CON PUENTE Y FUERZA DE FRENADO

$$Vud = 1.7Ct - 0.9Cm$$

$$Vud = 1.7 * (17.18 * 0.73) - 0.9 * (2.40 * 0.60 * 0.73)$$

$$Vud = 20.37 \text{ Tn}$$

$$Vuc = 33.95 \text{ Tn}$$

$$Vud < Vuc$$

• VERIFICACION POR CORTE EN TALON

SEGÚN AASTHO

ESTRIBO CON PUENTE Y SISMO

$$Vu = 1.3(D+L+I+B)$$

$$Vu = 1.3 * (1.0 * (3.80 * 1.70 + 0.6 * 2.4) * 3.6 + 1.0 * (1.00 * 2.25) + 0)$$

$$Vu = 26.03 \text{ Tn}$$

$$Vuc = 33.95 \text{ Tn}$$

$$Vud < Vuc$$

SEGÚN ACI

ESTRIBO CONCLUIDO SIN PUENTE

$$Vu = 1.7Cv + 1.4Cm - 1.4Ct$$

$$Vu = 1.7 * (1.00 * 2.25) + 1.4 * (3.80 * 1.70 * 2.25 + 0.60 * 2.40 * 2.25) - 0$$

$$Vu = 26.06 \text{ Tn}$$

$$Vuc = 33.95 \text{ Tn}$$

$$Vu < Vuc$$

• ACERO ESTRUCTURAL EN PANTALLA

SEGÚN ACI

ESTRIBO CONCLUIDO SIN PUENTE

$$M_u = 1.7C_t + 1.7C_v$$

$$M_u = 1.7 * (0.295 * 1.70 * 3.80^3 / 6) + 1.7 * (0.295 * 1.00 * 3.80^2 / 2)$$

$$M_u = 11.42 \text{ Tn m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 42.5 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } A_s = 7.25 \text{ cm}^2$$

SEGÚN AASHTO

ESTRIBO CONCLUIDO CON PUENTE Y FUERZA DE FRENADO

$$M_u = 1.3(1.3B + L + I + LF)$$

$$M_u = 1.3 * (1.3 * (0.295 * 1.70 * 3.80^3 / 6) + 1.0 * (0.295 * 1.00 * 3.80^2 / 2) + 0.24 * 5.60)$$

$$M_u = 12.26 \text{ Tn m}$$

$$P_u = 1.3 * (0.75D + L + I)$$

$$P_u = 1.3 * (0.75 * 11.25 + 14.49)$$

$$P_u = 30.33 \text{ Tn}$$

$$e = 0.40 \text{ m}$$

Analizando exclusivamente a flexión se tiene

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 42.5 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } A_s = 7.80 \text{ cm}^2$$

Si se toma  $A_s$  min de columna se tiene

$$A_s \text{ min} = 0.005 * 100 * 50$$

$$A_s \text{ min} = 25 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de la siguiente armadura

$$A_s = 25 \text{ cm}^2 \text{ como principal es decir } A_s \text{ N}^\circ 8 @ 0.20 \text{ m}$$

$$A_s = 12.5 \text{ cm}^2 \text{ como secundario es decir } A_s \text{ N}^\circ 8 @ 0.40 \text{ m}$$

El análisis de la sección como columna indica los siguientes valores de resistencia.

$$\text{- Flexión pura } \mu = 20.60 \text{ Tn m}$$

Para  $c = 8.70 \text{ cm}$  se tiene

$$\mu = 30.27 \text{ Tn m} \quad P_u = 75.72 \text{ Tn} \quad e = 40.00 \text{ cm} \quad \phi = 0.76$$

Los valores de resistencia son mayores a la de las solicitaciones pudiendo incrementarse en 28% para iniciar la falla de la sección.

ESTRIBO CONCLUIDO CON SISMO Y SIN CARGA VIVA

$$\mu = 1.3(1.3*(0.295*1.70*3.80^3/6)+(1.13*(1.20+2.05)+0.36*1.57))$$

$$\mu = 13.26 \text{ Tn m}$$

Momento resistente > Momento con sismo

• ACERO ESTRUCTURAL EN PUNTA

SEGÚN ACI

$$\mu = 1.7C_t - 0.9C_m$$

$$\mu = 1.7(15.89*1.25*0.64) - 0.9(0.60*2.40*1.25^2/2)$$

$$\mu = 20.60 \text{ Tn m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 52.5 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } A_s = 10.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.0018*100*52.5$$

As min = 9.36 cm<sup>2</sup> se usará As N° 6 @ 0.25 m

• ACERO ESTRUCTURAL EN TALON

SEGÚN ACI

$$M_u = 1.7C_v + 1.4C_m - 1.4C_t$$

$$M_u = 1.7(1.00 * 2.25^2 / 2) + 1.4(3.80 * 1.70 + 0.60 * 2.40) * 2.25^2 / 2 + 0$$

$$M_u = 15.36 \text{ Tn m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 52.5 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } A_s = 8.93 \text{ cm}^2$$

As min = 9.36 cm<sup>2</sup> se usará As N° 6 @ 0.30 m

#### 4.4 COSTOS Y PRESUPUESTO

##### 4.4.1 METRADO Y PRESUPUESTO

##### 4.4.2 REQUERIMIENTO DE INSUMOS

##### 4.4.3 ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDAS	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>01.00</u>	<u>OBRAS PROVISIONALES</u>					3314,29
01.01	ALMACEN, OFICINA Y CASETA	GLB	1,00	1944,67	1944,67	
01.02	CARTEL DE OBRA	GLB	1,00	1369,62	1369,62	
<u>02.00</u>	<u>TRABAJOS PRELIMINARES</u>					24882,79
02.01	TRANSPORTE DE EQUIPO Y MAQUINARIA	GLB	1,00	1300,00	1300,00	
02.02	NIVELACION, TRAZO Y REPLANTEO	M2	400,00	1,36	544,00	
02.03	FALSO PUENTE	GLB	1,00	23038,79	23038,79	
<u>03.00</u>	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>					8700,70
03.01	EXCAVACION DE ZANJAS Y ZAPATAS	M3	250,00	18,75	4687,50	
03.02	RELLENO MANUAL CON MATERIAL PROPIO	M3	80,00	10,94	875,20	
03.03	RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO	M3	100,00	31,38	3138,00	
<u>04.00</u>	<u>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</u>					1527,59
04.01	SOLADO PARA ZAPATAS	M2	86,50	17,66	1527,59	
<u>05.00</u>	<u>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</u>					170636,56
05.01	ZAPATAS: CONCRETO f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	M3	57,30	234,54	13439,14	
05.02	ZAPATAS: ACERO f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup>	KG	1565,00	2,37	3709,05	
05.03	ESTRIBOS-ALETAS: CONCRETO f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	M3	19,80	306,64	6071,47	
05.04	ESTRIBOS-ALETAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	133,50	24,19	3229,37	
05.05	ESTRIBOS-ALETAS: ACERO f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup>	KG	1740,00	2,37	4123,80	
05.06	PILARES: CONCRETO f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	M3	14,10	288,30	4065,03	
05.07	PILARES: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	53,80	21,79	1172,30	
05.08	PILARES: ACERO f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup>	KG	1709,00	2,37	4050,33	
05.09	VIGAS: CONCRETO f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	M3	100,50	251,61	25286,81	
05.10	VIGAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	550,10	34,58	19022,46	
05.11	VIGAS: ACERO f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup>	KG	18131,00	2,37	42970,47	
05.12	LOSA-VEREDA: CONCRETO f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	M3	82,00	251,61	20632,02	
05.13	LOSA-VEREDA: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	339,30	24,96	8468,93	
05.14	LOSA-VEREDA: ACERO f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup>	KG	6074,00	2,37	14395,38	
<u>06.00</u>	<u>VARIOS</u>					32006,48
06.01	APOYO FIJO	GLB	1,00	3664,22	3664,22	
06.02	APOYO MOVIL	GLB	1,00	10763,26	10763,26	
06.03	BARANDA	GLB	1,00	16101,98	16101,98	
06.04	RECUBRIMIENTO ASFALTICO	M2	281,60	4,89	1377,02	
06.05	TUBERIA DE DRENAJE	UN	40,00	2,50	100,00	
	COSTO DIRECTO					241068,41
	COSTO INDIRECTO (20% C. D.)					48213,68
	SUB TOTAL					289282,09
	I. G. V. (18%)					52070,78
	COSTO TOTAL					341352,87

**REQUERIMIENTO DE MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
MADERA TORNILLO	P2	4705,6581	2,10	9881,88
CALAMINA	UND	20,0000	11,00	220,00
TRIPLAY 12MM	UND	19,0000	45,00	855,00
CLAVOS	KG	301,3205	1,90	572,51
ALAMBRE	KG	2129,7411	1,90	4046,51
PERNO Y ARANDELA	UND	15,0000	4,50	67,50
PINTURA	GLN	3,0000	30,00	90,00
CAL	BLS	8,1081	7,40	60,00
CORDEL	ML	80,0000	0,20	16,00
MADERA EUCALIPTO	P2	19500,0000	1,00	19500,00
MATERIAL SELECCIONADO	M3	330,0000	20,00	6600,00
AGUA	M3	51,3988	5,00	256,99
CEMENTO PORTLAND T-1	BLS	2699,0454	15,30	41295,39
HORMIGON	M3	11,4180	25,00	285,45
ARENA GRUESA	M3	119,1780	30,00	3575,34
PIEDRA CHANCADA	M3	243,9090	40,00	9756,36
ACÉRO fy=4200 kg/cm2	KG	31166,9333	1,35	42075,36
TRIPLAY 19 MM	UND	118,4370	72,00	8527,46
NEOPRENO DUREZA 60	CM3	92160,0000	0,15	13824,00
PLANCHA DE ACERO (40*40*2)	UND	8,0000	15,00	120,00
ACERO DE ANCLAJE 1"	UND	4,0000	20,00	80,00
PLANCHA DE ACERO (40*60*2)	UND	4,0000	20,00	80,00
PERFILES H (4**4**1/2") H=0,80 M	UND	72,0000	65,00	4680,00
TUBO F° 2"	ML	281,6000	21,50	6054,40
BASE METALICA (8**8**1/2")	UND	72,0000	12,00	864,00
BASE METALICA (4**4**1/2")	UND	72,0000	3,00	216,00
PERNOS (DIAMETRO 5/8")	UND	432,0000	4,00	1728,00
SOLDADURA	EST	1,0000	500,00	500,00
ASFALTO RC-250	GLN	14,6432	2,50	36,61
TUBO PVC 4"	ML	12,0000	3,00	36,00
<b>TOTAL</b>				<b>175900,77</b>

**REQUERIMIENTO DE MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
CAPATAZ	H.H.	422,9253	9,43	3988,19
OPERARIO	H.H.	2374,0886	8,57	20345,94
OFICIAL	H.H.	2249,7757	7,70	17323,27
PEÓN	H.H.	3552,9185	6,87	24408,55
MANO DE OBRA-T	GLB	1,0000	300,00	300,00
<b>TOTAL</b>				<b>66365,95</b>

**REQUERIMIENTO DE EQUIPO**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
HERRAMIENTAS	GLB	1,0000	6653,91	6653,91
MEZCLADORA	H.M.	129,1255	18,50	2388,82
VIBRADORA	H.M.	116,5845	5,50	641,22
COMPACTADORA	H.M.	5,6320	9,00	50,69
MOTOBOMBA	H.M.	18,3360	10,00	183,36
HERRAMIENTAS-T	GLB	1,0000	1000,00	1000,00
TEODOLITO Y NIVEL	H.M.	8,0000	20,00	160,00
<b>TOTAL</b>				<b>11077,99</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

274

PARTIDA	:	06.04	RECUBRIMIENTO ASFALTICO
COSTO POR	:	M2	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	200,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					2,18
ASFALTO RC-250	GLN	0,0500	2,50	0,13	
PIEDRA CHANCADA	M3	0,0400	40,00	1,60	
ARENA GRUESA	M3	0,0150	30,00	0,45	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					2,06
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0040	9,43	0,04	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,0400	8,57	0,34	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,0400	7,70	0,31	
PEON	5,0 H.H.	0,2000	6,87	1,37	
<b>3. EQUIPO</b>					0,65
HERRAMIENTAS	%	5,0000	2,06	0,10	
MEZCLADORA	0,5 H.M.	0,0200	18,50	0,37	
PLANCHA COMPACTADORA	0,5 H.M.	0,0200	9,00	0,18	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>4,89</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA	:	06.05	TUBERIA DE DRENAJE
COSTO POR	:	UND	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	50,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					0,90
TUBO PVC 4"	ML	0,3000	3,00	0,90	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					1,52
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0160	9,43	0,15	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,1600	8,57	1,37	
OFICIAL	0,0 H.H.	0,0000	7,70	0,00	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					0,08
HERRAMIENTAS	%	5,0000	1,52	0,08	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>2,50</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

275

PARTIDA : 06.02 APOYO MOVIL  
 COSTO POR : GLB  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 3,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					10528,00
NEOPRENO DUREZA 60	CM3	69120,0000	0,15	10368,00	
PLANCHA DE ACERO (40*60*2)	CM3	2,0000	20,00	40,00	
PLANCHA DE ACERO (40*40*2)	CM3	8,0000	15,00	120,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					224,06
CAPATAZ	1,0 H.H.	2,6667	9,43	25,15	
OPERARIO	2,0 H.H.	5,3333	8,57	45,71	
OFICIAL	3,0 H.H.	8,0000	7,70	61,60	
PEON	5,0 H.H.	13,3333	6,87	91,60	
<b>3. EQUIPO</b>					11,20
HERRAMIENTAS	%	5,0000	224,06	11,20	
<b>COSTO TOTAL</b>					10763,26

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA : 06.03 BARANDA  
 COSTO POR : GLB  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 1,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					14102,40
TUBO F° F° 2"	ML	281,6000	21,50	6054,40	
PERFILES H (4**4**1/2") H=0,80 M	UND	72,0000	65,00	4680,00	
BASE METALICA (8**8**1/2")	UND	72,0000	12,00	864,00	
BASE METALICA (4**4**1/2")	UND	72,0000	3,00	216,00	
PERNOS (DIAMETRO 5/8")	UND	432,0000	4,00	1728,00	
SOLDADURA	EST	1,0000	500,00	500,00	
PINTURA	GLN	2,0000	30,00	60,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					1666,32
CAPATAZ	1,0 H.H.	8,0000	9,43	75,44	
OPERARIO	8,0 H.H.	64,0000	8,57	548,48	
OFICIAL	8,0 H.H.	64,0000	7,70	492,80	
PEON	10,0 H.H.	80,0000	6,87	549,60	
<b>3. EQUIPO</b>					333,26
HERRAMIENTAS	%	20,0000	1666,32	333,26	
<b>COSTO TOTAL</b>					16101,98

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

276

PARTIDA : 05.14 LOSA-VEREDA: ACERO fy=4200 kg/cm2  
 COSTO POR : KG  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 200,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					1,54
ALAMBRE	KG	0,0500	1,90	0,10	
ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	1,0700	1,35	1,44	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					0,69
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0040	9,43	0,04	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,0400	8,57	0,34	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,0400	7,70	0,31	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					0,14
HERRAMIENTAS	%	20,0000	0,69	0,14	
<b>COSTO TOTAL</b>					2,37

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA : 06.01 APOYO FIJO  
 COSTO POR : GLB  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 8,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					3576,00
NEOPRENO DUREZA 60	CM3	23040,0000	0,15	3456,00	
PLANCHA DE ACERO (40*60*2)	UND	2,0000	20,00	40,00	
ACERO DE ANCLAJE (DIAMETRO 1")	UND	4,0000	20,00	80,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					84,02
CAPATAZ	1,0 H.H.	1,0000	9,43	9,43	
OPERARIO	2,0 H.H.	2,0000	8,57	17,14	
OFICIAL	3,0 H.H.	3,0000	7,70	23,10	
PEON	5,0 H.H.	5,0000	6,87	34,35	
<b>3. EQUIPO</b>					4,20
HERRAMIENTAS	%	5,0000	84,02	4,20	
<b>COSTO TOTAL</b>					3664,22

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

277

PARTIDA : 05.12 LOSA-VEREDA: CONCRETO f c=210 kg/cm2  
 COSTO POR : M3  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 20,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					196,54
ARENA GRUESA	M3	0,4200	30,00	12,60	
PIEDRA CHANCADA	M3	0,8500	40,00	34,00	
AGUA	M3	0,1840	5,00	0,92	
CEMENTO PORTLAND T-1	BL	9,7400	15,30	149,02	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					43,30
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0400	9,43	0,38	
OPERARIO	2,0 H.H.	0,8000	8,57	6,86	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,4000	7,70	3,08	
PEON	12,0 H.H.	4,8000	6,87	32,98	
<b>3. EQUIPO</b>					11,77
HERRAMIENTAS	%	5,0000	43,30	2,17	
MEZCLADORA	1,0 H.M.	0,4000	18,50	7,40	
VIBRADORA	1,0 H.M.	0,4000	5,50	2,20	
<b>COSTO TOTAL</b>					251,61

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA : 05.13 LOSA-VEREDA: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO  
 COSTO POR : M2  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 12,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					12,92
TRIPLAY 19 MM	UND	0,1100	72,00	7,92	
MADERA TORNILLO	P2	2,2000	2,10	4,62	
CLAVOS	KG	0,1000	1,90	0,19	
ALAMBRE	KG	0,1000	1,90	0,19	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					11,47
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0667	9,43	0,63	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,6667	8,57	5,71	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,6667	7,70	5,13	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					0,57
HERRAMIENTAS	%	5,0000	11,47	0,57	
<b>COSTO TOTAL</b>					24,96

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

278

PARTIDA : 05.10 VIGAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO  
 COSTO POR : M2  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 10,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					20,12
TRIPLAY 19 MM	UND	0,1100	72,00	7,92	
MADERA TORNILLO	P2	5,5000	2,10	11,55	
CLAVOS	KG	0,1000	1,90	0,19	
ALAMBRE	KG	0,2400	1,90	0,46	
				0,00	
				0,00	
				0,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					13,77
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0800	9,43	0,75	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,8000	8,57	6,86	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,8000	7,70	6,16	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					0,69
HERRAMIENTAS	%	5,0000	13,77	0,69	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>34,58</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA : 05.11 VIGAS: ACERO fy=4200 kg/cm2  
 COSTO POR : KG  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 200,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					1,54
ALAMBRE	KG	0,0500	1,90	0,10	
ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	1,0700	1,35	1,44	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					0,69
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0040	9,43	0,04	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,0400	8,57	0,34	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,0400	7,70	0,31	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					0,14
HERRAMIENTAS	%	20,0000	0,69	0,14	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>2,37</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

279

PARTIDA : 05.08 PILARES: ACERO fy=4200 kg/cm2  
 COSTO POR : KG  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 200,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>1,54</b>
ALAMBRE	KG	0,0500	1,90	0,10	
ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	1,0700	1,35	1,44	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>0,69</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0040	9,43	0,04	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,0400	8,57	0,34	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,0400	7,70	0,31	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>0,14</b>
HERRAMIENTAS	%	20,0000	0,69	0,14	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>2,37</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA : 05.09 VIGAS: CONCRETO f c=210 kg/cm2  
 COSTO POR : M3  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 20,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>196,54</b>
ARENA GRUESA	M3	0,4200	30,00	12,60	
PIEDRA CHANCADA	M3	0,8500	40,00	34,00	
AGUA	M3	0,1840	5,00	0,92	
CEMENTO PORTLAND T-1	BL	9,7400	15,30	149,02	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>43,30</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0400	9,43	0,38	
OPERARIO	2,0 H.H.	0,8000	8,57	6,86	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,4000	7,70	3,08	
PEON	12,0 H.H.	4,8000	6,87	32,98	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>11,77</b>
HERRAMIENTAS	%	5,0000	43,30	2,17	
MEZCLADORA	1,0 H.M.	0,4000	18,50	7,40	
VIBRADORA	1,0 H.M.	0,4000	5,50	2,20	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>251,61</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

280

PARTIDA	:	05.06	PILARES: CONCRETO f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>
COSTO POR	:		
ESPECIFICACIONES	:	M3	
RENDIMIENTO DIARIO	:	12,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					196,54
ARENA GRUESA	M3	0,4200	30,00	12,60	
PIEDRA CHANCADA	M3	0,8500	40,00	34,00	
AGUA	M3	0,1840	5,00	0,92	
CEMENTO PORTLAND T-1	BL	9,7400	15,30	149,02	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					72,15
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0667	9,43	0,63	
OPERARIO	2,0 H.H.	1,3333	8,57	11,43	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,6667	7,70	5,13	
PEON	12,0 H.H.	8,0000	6,87	54,96	
<b>3. EQUIPO</b>					19,61
HERRAMIENTAS	%	5,0000	72,15	3,61	
MEZCLADORA	1,0 H.M.	0,6667	18,50	12,33	
VIBRADORA	1,0 H.M.	0,6667	5,50	3,67	
<b>COSTO TOTAL</b>					288,30

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA	:	05.07	PILARES: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO
COSTO POR	:	M2	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	15,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					12,15
TRIPLAY 19 MM	UND	0,1100	72,00	7,92	
MADERA TORNILLO	P2	1,7000	2,10	3,57	
CLAVOS	KG	0,2700	1,90	0,51	
ALAMBRE	KG	0,0800	1,90	0,15	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					9,18
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0533	9,43	0,50	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,5333	8,57	4,57	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,5333	7,70	4,11	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					0,46
HERRAMIENTAS	%	5,0000	9,18	0,46	
<b>COSTO TOTAL</b>					21,79

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

281

PARTIDA	:	05.04	ESTRIBOS-ALETAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO
COSTO POR	:	M2	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	12,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					12,15
TRIPLAY 19 MM	UND	0,1100	72,00	7,92	
MADERA TORNILLO	P2	1,7000	2,10	3,57	
CLAVOS	KG	0,2700	1,90	0,51	
ALAMBRE	KG	0,0800	1,90	0,15	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					11,47
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0667	9,43	0,63	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,6667	8,57	5,71	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,6667	7,70	5,13	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					0,57
HERRAMIENTAS	%	5,0000	11,47	0,57	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>24,19</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA	:	05.05	ESTRIBOS-ALETAS: ACERO fy=4200 kg/cm2
COSTO POR	:	KG	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	200,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					1,54
ALAMBRE	KG	0,0500	1,90	0,10	
ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	1,0700	1,35	1,44	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					0,69
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0040	9,43	0,04	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,0400	8,57	0,34	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,0400	7,70	0,31	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					0,14
HERRAMIENTAS	%	20,0000	0,69	0,14	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>2,37</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

282

PARTIDA : 05.02 ZAPATAS: ACERO fy=4200 kg/cm2  
 COSTO POR : KG  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 200,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>1,54</b>
ALAMBRE	KG	0,0500	1,90	0,10	
ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	1,0700	1,35	1,44	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>0,69</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0040	9,43	0,04	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,0400	8,57	0,34	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,0400	7,70	0,31	
PEON	0,0 H.H.	0,0000	6,87	0,00	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>0,14</b>
HERRAMIENTAS	%	20,0000	0,69	0,14	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>2,37</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA : 05.03 ESTRIBOS-ALETAS: CONCRETO f c=210 kg/cm2  
 COSTO POR : M3  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 10,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>196,54</b>
ARENA GRUESA	M3	0,4200	30,00	12,60	
PIEDRA CHANCADA	M3	0,8500	40,00	34,00	
AGUA	M3	0,1840	5,00	0,92	
CEMENTO PORTLAND T-1	BL	9,7400	15,30	149,02	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>86,57</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0800	9,43	0,75	
OPERARIO	2,0 H.H.	1,6000	8,57	13,71	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,8000	7,70	6,16	
PEON	12,0 H.H.	9,6000	6,87	65,95	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>23,53</b>
HERRAMIENTAS	%	5,0000	86,57	4,33	
MEZCLADORA	1,0 H.M.	0,8000	18,50	14,80	
VIBRADOR	1,0 H.M.	0,8000	5,50	4,40	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>306,64</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

283

PARTIDA : 04.01 SOLADO PARA ZAPATA  
 COSTO POR : M2  
 ESPECIFICACIONES : CEMENTO:HORMIGON 1:12 E=4"  
 RENDIMIENTO DIARIO : 100,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					9,24
AGUA	M3	0,0120	5,00	0,06	
CEMENTO PORTLAND T-1	BL	0,3840	15,30	5,88	
HORMIGON	M3	0,1320	25,00	3,30	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					6,61
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0080	9,43	0,08	
OPERARIO	3,0 H.H.	0,2400	8,57	2,06	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,0800	7,70	0,62	
PEON	7,0 H.H.	0,5600	6,87	3,85	
<b>3. EQUIPO</b>					1,81
HERRAMIENTAS	%	5,0000	6,61	0,33	
MEZCLADORA	1,0 H.M.	0,0800	18,50	1,48	
<b>COSTO TOTAL</b>					17,66

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA : 05.01 ZAPATAS: CONCRETO f c=210 kg/cm2  
 COSTO POR : M3  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 25,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					196,54
ARENA GRUESA	M3	0,4200	30,00	12,60	
PIEDRA CHANCADA	M3	0,8500	40,00	34,00	
AGUA	M3	0,1840	5,00	0,92	
CEMENTO PORTLAND T-1	BL	9,7400	15,30	149,02	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					25,83
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,0320	9,43	0,30	
OPERARIO	2,0 H.H.	0,6400	8,57	5,48	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,3200	7,70	2,46	
PEON	8,0 H.H.	2,5600	6,87	17,59	
<b>3. EQUIPO</b>					12,17
HERRAMIENTAS	%	5,0000	25,83	1,29	
MEZCLADORA	1,0 H.M.	0,3200	18,50	5,92	
VIBRADOR	1,0 H.M.	0,3200	5,50	1,76	
MOTOBOMBA	1,0 H.M.	0,3200	10,00	3,20	
<b>COSTO TOTAL</b>					234,54

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA	:	03.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	284
COSTO POR	:	M3		
ESPECIFICACIONES	:			
RENDIMIENTO DIARIO	:	6,00		

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>1. MATERIALES</u>					0,00

<u>2. MANO DE OBRA</u>					10,42
CAPATAZ	0,1	H.H.	0,1333	9,43	1,26
OPERARIO		H.H.	0,0000	8,57	0,00
OFICIAL		H.H.	0,0000	7,70	0,00
PEON	1,0	H.H.	1,3333	6,87	9,16

<u>3. EQUIPO</u>					0,52
HERRAMIENTAS		%	5,0000	10,42	0,52

<b>COSTO TOTAL</b>					<b>10,94</b>
--------------------	--	--	--	--	--------------

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA	:	03.03	RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO
COSTO POR	:	M3	
ESPECIFICACIONES	:		
RENDIMIENTO DIARIO	:	7,00	

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>1. MATERIALES</u>					22,00

MATERIAL SELECCIONADO		M3	1,1000	20,00	22,00
-----------------------	--	----	--------	-------	-------

<u>2. MANO DE OBRA</u>					8,93
CAPATAZ	0,1	H.H.	0,1143	9,43	1,08
OPERARIO		H.H.	0,0000	8,57	0,00
OFICIAL		H.H.	0,0000	7,70	0,00
PEON	1,0	H.H.	1,1429	6,87	7,85

<u>3. EQUIPO</u>					0,45
HERRAMIENTAS		%	5,0000	8,93	0,45

<b>COSTO TOTAL</b>					<b>31,38</b>
--------------------	--	--	--	--	--------------

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

285

PARTIDA : 02.03 FALSO PUENTE  
 COSTO POR : GLB  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 1,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					20545,00
MADERA EUCALIPTO	P2	19500,0000	1,00	19500,00	
ALAMBRE	KG	400,0000	1,90	760,00	
CLAVOS	KG	150,0000	1,90	285,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					2375,04
CAPATAZ	1,0 H.H.	8,0000	9,43	75,44	
OPERARIO	5,0 H.H.	40,0000	8,57	342,80	
OFICIAL	5,0 H.H.	40,0000	7,70	308,00	
PEON	30,0 H.H.	240,0000	6,87	1648,80	
<b>3. EQUIPO</b>					118,75
HERRAMIENTAS	%	5,0000	2375,04	118,75	
<b>COSTO TOTAL</b>					23038,79

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA : 03.01 EXCAVACION DE ZANJAS Y ZAPATAS  
 COSTO POR : M3  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 3,50

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					0,00
<b>2. MANO DE OBRA</b>					17,86
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,2286	9,43	2,16	
OPERARIO	0,0 H.H.	0,0000	8,57	0,00	
OFICIAL	0,0 H.H.	0,0000	7,70	0,00	
PEON	1,0 H.H.	2,2857	6,87	15,70	
<b>3. EQUIPO</b>					0,89
HERRAMIENTAS	%	5,0000	17,86	0,89	
<b>COSTO TOTAL</b>					18,75

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

286

PARTIDA : 02.01 TRANSPORTE DE EQUIPO Y MAQUINARIA  
 COSTO POR : GLB  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 8,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>1. MATERIALES</u>					0,00

<u>2. MANO DE OBRA</u>					300,00
MANO DE OBRA-T	GLB	1,0000	300,00	300,00	

<u>3. EQUIPO</u>					1000,00
HERRAMIENTAS-T	GLB	1,0000	1000,00	1000,00	

<u>COSTO TOTAL</u>					1300,00
--------------------	--	--	--	--	---------

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA : 02.02 NIVELACION TRAZO Y REPLANTEO  
 COSTO POR : M2  
 ESPECIFICACIONES :  
 RENDIMIENTO DIARIO : 400,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<u>1. MATERIALES</u>					0,28

CLAVOS	KG	0,0050	1,90	0,01	
CAL	BL	0,0200	7,40	0,15	
CORDEL	ML	0,1900	0,20	0,04	
MADERA TORNILLO	P2	0,0400	2,10	0,08	

<u>2. MANO DE OBRA</u>					0,65
APATAZ	1,0 H.H.	0,0200	9,43	0,19	
OPERARIO	1,0 H.H.	0,0200	8,57	0,17	
OFICIAL	1,0 H.H.	0,0200	7,70	0,15	
PEON	1,0 H.H.	0,0200	6,87	0,14	

<u>3. EQUIPO</u>					0,43
HERRAMIENTAS	%	5,0000	0,65	0,03	
TEODOLITO Y MIRA	1,0 H.M.	0,0200	20,00	0,40	

<u>COSTO TOTAL</u>					1,36
--------------------	--	--	--	--	------

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

287

PARTIDA : 01.01 ALMACEN Y CASETA DE GUARDIANIA  
 COSTO POR : GLB  
 ESPECIFICACIONES : 100 M2  
 RENDIMIENTO DIARIO : 1,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>1548,00</b>
MADERA TORNILLO	P2	400,0000	2,10	840,00	
CALAMINA	UND	20,0000	11,00	220,00	
TRIPLAY E=12MM	UND	10,0000	45,00	450,00	
CLAVOS	KG	10,0000	1,90	19,00	
ALAMBRE	KG	10,0000	1,90	19,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>377,78</b>
CAPATAZ	0,1 H.H.	0,8000	9,43	7,54	
OPERARIO	2,0 H.H.	16,0000	8,57	137,12	
OFICIAL	2,0 H.H.	16,0000	7,70	123,20	
PEON	2,0 H.H.	16,0000	6,87	109,92	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>18,89</b>
HERRAMIENTAS	%	5,0000	377,78	18,89	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>1944,67</b>

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS: PUENTE DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA : 01.02 CARTEL DE OBRA  
 COSTO POR : UND  
 ESPECIFICACIONES : 7.20\*3.60  
 RENDIMIENTO DIARIO : 1,00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. PARCIAL	SUB TOTAL
<b>1. MATERIALES</b>					<b>922,50</b>
MADERA TORNILLO	P2	200,0000	2,10	420,00	
TRIPLAY E=12MM	UND	9,0000	45,00	405,00	
PERNO Y ARANDELA	UND	15,0000	4,50	67,50	
PINTURA	GLN	1,0000	30,00	30,00	
<b>2. MANO DE OBRA</b>					<b>406,47</b>
CAPATAZ	0,3 H.H.	2,4000	9,43	22,63	
OPERARIO	3,0 H.H.	24,0000	8,57	205,68	
OFICIAL	2,0 H.H.	16,0000	7,70	123,20	
PEON	1,0 H.H.	8,0000	6,87	54,96	
<b>3. EQUIPO</b>					<b>40,65</b>
HERRAMIENTAS	%	10,0000	406,47	40,65	
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>1369,62</b>

## CAPITULO V : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 CONCLUSIONES

- Para el análisis estructural de puentes continuos es necesario la utilización de programas de computo que no son muy complicados de elaborarlos si se usan como base el método de la ecuación de tres momentos puesto que ella nos ofrece directamente los valores de los momentos.
- En cuanto a la sobrecarga equivalente de diseño es decir a la carga uniforme distribuida y carga tipo cuchilla estos tienen su importancia únicamente cuando se evalúa el momento negativo máximo que se produce en los apoyos intermedios.
- Diseñar la losa de la superestructura considerando que las cargas se distribuyen en ambos sentidos no solo es mas complicado el análisis tal como lo indica Pigeaud sino que también resultan antieconómicos en comparación a lo que