社会開発協力部報告書

No. 2

ESTUDIO DE MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA ENTRE SAN BORJA Y TRINIDAD EN LA REPUBLICA DE BOLIVIA (FASE II)

INFORME FINAL

PUENTE TIJAMUCHI
(INFRAESTRUCTURA)

ENERO 1989

AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

SDF
[redacted]
89-017(13/13)

JICA LIBRARY
1075266[5]
19315

ESTUDIO DE MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA ENTRE SAN BORJA Y TRINIDAD EN LA REPUBLICA DE BOLIVIA (FASE II)

INFORME FINAL

PUENTE TIJAMUCHI
(INFRAESTRUCTURA)

ENERO 1989

AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

国際協力事業団
19315

CONTENIDOS

1. ANTECEDENTES 11

2. OBJETIVO 22

3. CONDICIONES DE DISENO 55

1. Condidiones del Programa 55

2. Cargas de Diseno 88

3. Otras Precondidiones 10

4. CONCLUSIONES 12

APENDICES

DISENO DE ESTRIBO 1-1

DISENO DE PILA 2-1

CANTIDAD DE ESTRIBO 3-1

CANTIDAD DE PILA 4-1

1. ANTECEDENTES

El Puente Tijamuchi era un puente que no estaba incluido en el presente Proyecto de Mejoramiento de la Carretera entre San Borja y Trinidad. Empero, debido a la dificultad afrontada por el Servicio Nacional de Caminos para la previsión de fondos de construcción programada en principio, la entidad caminera consideró la conveniencia de incluir dicho puente en este Proyecto.

De tal manera, previa concordancia con la oficina representativa del Banco Interamericano de Desarrollo en Bolivia, el Gobierno de Bolivia solicitó al Gobierno del Japón se incorpore al presente proyecto el costo de construcción y el cronograma de ejecución de la obra de dicho puente. El Gobierno del Japón aceptó esta solicitud.

Previa a la aceptación de dicha solicitud, se realizó el análisis correspondiente de los datos y diseños relativos al Puente Tijamuchi que el Servicio Nacional de Caminos proporcionó a esta Misión, constatándose alguna diferencia de criterio en el método de diseño referente al empuje de tierra que actúa sobre estribo, aplicación de perfil longitudinal, etc, en relación a los puentes diseñados en este Proyecto.

De tal manera para compatibilizar el método de diseño con el del presente proyecto, se decidió revisar el diseño de infraestructura del Puente Tijamuchi.

2. OBJETIVOS

Con el análisis de datos de diseño del Puente Tijamuchi, proporcionados por el Servicio Nacional de Caminos, se constató la diferencia con el presente proyecto en los siguientes aspectos, referente al método de diseño del puente y las condiciones del programa para el diseño de la carretera.

Por consiguiente, se estableció analizar la suficiencia o no de los datos del diseño proporcionados por el Servicio Nacional de Caminos, al realizar las modificaciones correspondientes para adecuar al presente proyecto, y en caso de existir alguna insuficiencia realizar las modificaciones respectivas.

1) Diferencia en las condiciones del Programa

(1) Programa de Perfil Longitudinal

- El Banco de Nivel (B.M.) aplicado por el SNC difiere con el del presente proyecto.

- En cuanto a pendiente longitudinal, tiene la pendiente simétrica de 6% con comba en la parte central del tramo del puente. (En el presente proyecto se aplicó 2.5% de pendiente longitudinal.)

- En cuanto al nivel de elevación, se aseguró 3m. de luz libre entre el nivel de agua programado y borde inferior de viga. (En el presente proyecto se adoptó 1m. de luz libre.)

(2) Configuración topográfica de la sección transversal del rio

- Debido al tiempo considerable que transcurrió desde la ejecución del diseño, difiere en algo en relación al resultado del levantamiento topográfico realizado en el marco del presente proyecto.

(3) Nivel de Aguas para el diseño

- No se puede hacer comparaciones entre el Nivel adoptado en el diseño y el del presente proyecto, debido a la diferencia de B.M. utilizado. (En el presente proyecto se estableció la elevación de 153.53 m.s.n.m. como el nivel de Aguas programadas.)

2) Diferencia en el Método de Diseño

(1) Aplicación del ancho que acciona el empuje de tierra sobre el estribo

- En el diseño se adoptó el ancho de columna como el ancho que acciona el empuje de tierra en la parte posterior de la columna de estribo. (En el presente proyecto se adoptó el ancho de 3 veces mayor al de la columna).

(2) Verificación de pilotes para la fundación de estribos

- No se verificó la capacidad de soporte de los pilotes.

- No se realizó el estudio de perforaciones, por lo que no se confirmó la capa de apoyo de los pilotes.

- Se programaron los pilotes de 15m de longitud.

(3) Verificación de pilotes para la fundación de Pila.

- Se realizó el estudio de perforación, empero, el mismo no alcanzó una profundidad que pueda confirmar la capa de apoyo.

- Se programaron los pilotes de 15m. de largo.

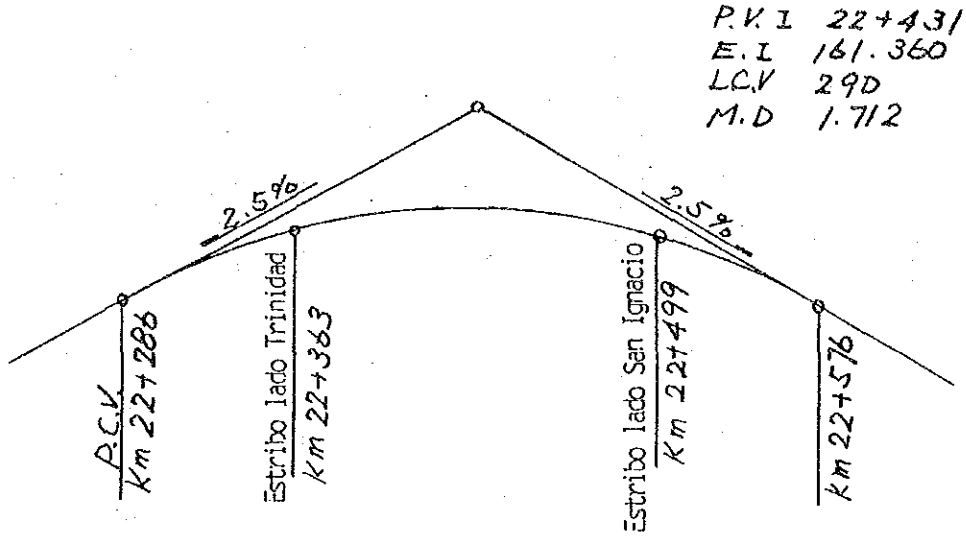
- En cuanto a la capacidad de soporte, se verificó la capacidad total de soporte de pilotes, multiplicando a la cantidad total de pilotes utilizados, en relación al peso global de la pila, empero, no se verificó la capacidad de apoyo por pilote.

(4) Se programó la distribución de pilotes, con la distancia a borde de la zapata de 800 mm. (En este proyecto se adoptó 600 mm.)

3. CONDICIONES DE DISEÑO

1) Condiciones del Programa

(1) Programa del Perfil Longitudinal



(2) Configuración topográfica y Nivel de Aguas programado

En la configuración topográfica de la sección transversal del río, se adopta el resultado del levantamiento topográfico realizado en este proyecto.

Nivel de Aguas programado: 153.53 m.s.n.m.

(3) Programa de estructuras

El programa de estructuras será analizado en base a las condiciones (1) y (2) arriba indicadas, manteniendo la elevación de estructuras del diseño existente tanto para los estribos como para la pila, cuya forma y dimensión se muestra en la Figuras-1 y 2.

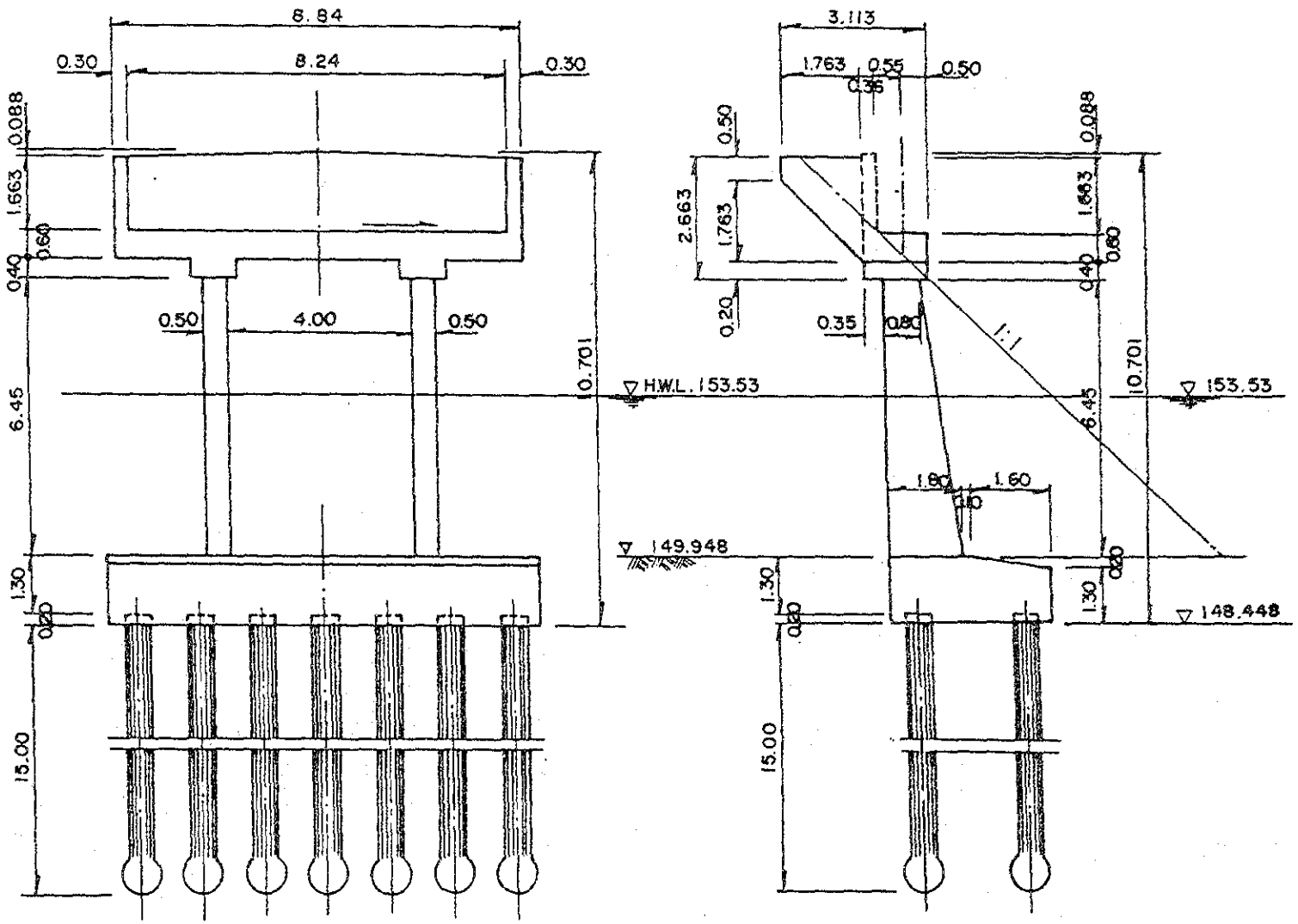


Fig. 1 Esquema de Estructura para Estribo

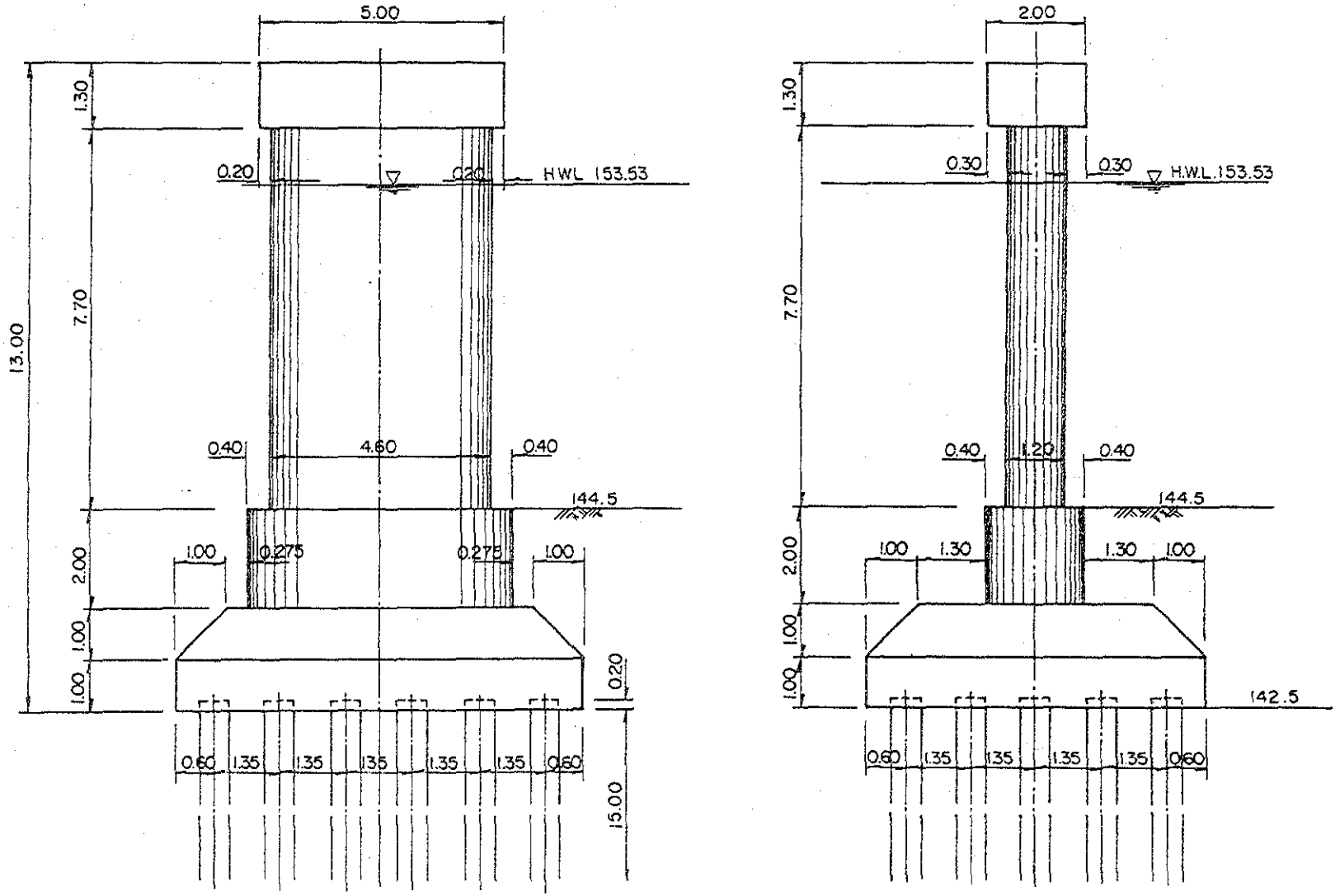


Fig. 2 Esquema de Estructura para Pila

(4) Condiciones de Suelos

Se establece que la condición de suelos es aplicable tanto para la longitud de pilotes como para la capacidad de soporte de los mismos, según el diseño existente.

2) Cargas de Diseño

Para la revisión del diseño de infraestructura del Puente Tijamuchi, se aplicaron las siguientes cargas de diseño que son resultados de cálculos que se indican en el diseño existente sobre la superestructura del mismo puente.

(1) ESTRIBO

Reacción de Superestructura

Carga Muerta	D =	60.15t
Carga Viva	L+i =	70.54t
Total		130.69t

Carga debido al Frenado

En Dirección al Eje del puente

$F = 7.66t$

Carga de Viento sobre la Superestructura

En dirección transversal al Eje del puente

$W_T = 11.58t$

En dirección al Eje de Puente

$W_L = 4.39t$

Carga de viento sobre Carga Viva (WL)

En dirección transversal al Eje de puente

$WL_T = 10.80t$

En dirección al Eje de puente

WL_L = 4.32t

(2) PILA

Reacción de Superestructura

Carga Muerta	D =	819.21t
Carga Viva	L+i =	141.14t
Total		960.35t

Carga debido al Frenado

En dirección al Eje de Puente

F_L = 13.74t

Carga de Viento sobre Superestructura (W)

En dirección transversal al Eje de Puente

W_T = 43.74t

En dirección al Eje de Puente

W_L = 16.60t

Carga de Viento sobre Carga Viva (WL)

En dirección transversal al Eje de Puente

WL_T = 9.96t

En dirección al Eje de Puente

WL_L = 0.62t

Presión de Corriente de Agua

En dirección transversal al Eje de Puente

SF = 2.23t

3) Otras Precondiciones para la revisión de Diseño

1) ESTRIBO

- Se establece que el empuje de tierra que acciona a la parte posterior de columna tendrá un ancho 3 veces mayor al ancho de la columna.

- Se establece por hipótesis, que la fuerza horizontal debido a la fluencia, retracción, variación de temperatura, etc, de superestructura será absorbida por los apoyos.

- Se establece que la longitud y la capacidad de soporte de pilote de fundación serán determinadas después de confirmar la capa de apoyo, previo a la ejecución de la obra.

- En esta revisión se adopta el pilote de 15m. de longitud, de acuerdo al diseño existente, suponiendo que con este pilote se puede esperar la capacidad de soporte de Rt = 108.0 (Ton/Pza).

2) PILA

- En el lanzamiento de viga se adoptará el sistema de volado sucesivo mediante carro (encofrado) deslizante, tal como se ilustra en la Figura - 3.

- Se establece que; se evitará la transmisión del Momento Desequilibrante hacia la pila a tiempo del lanzamiento de viga, utilizando para tal efecto, en forma simultánea los puntales provisionales que se muestran en la Figura - 3.

- Se establece que las influencias debido a la variación de temperatura, fluencia y retracción de superestructura hacia la pila, será absorbida por el apoyo.

- Se establece que la longitud y la capacidad de soporte de pilote de fundación serán determinadas después de confirmar la capa de apoyo, previo a la ejecución de la obra.

- En esta revisión, se adoptó el pilote de 15 m. de longitud, de acuerdo al diseño existente, suponiendo que con este pilote se puede esperar la capacidad de soporte de Rt = 108.0 (Ton/Pza.)

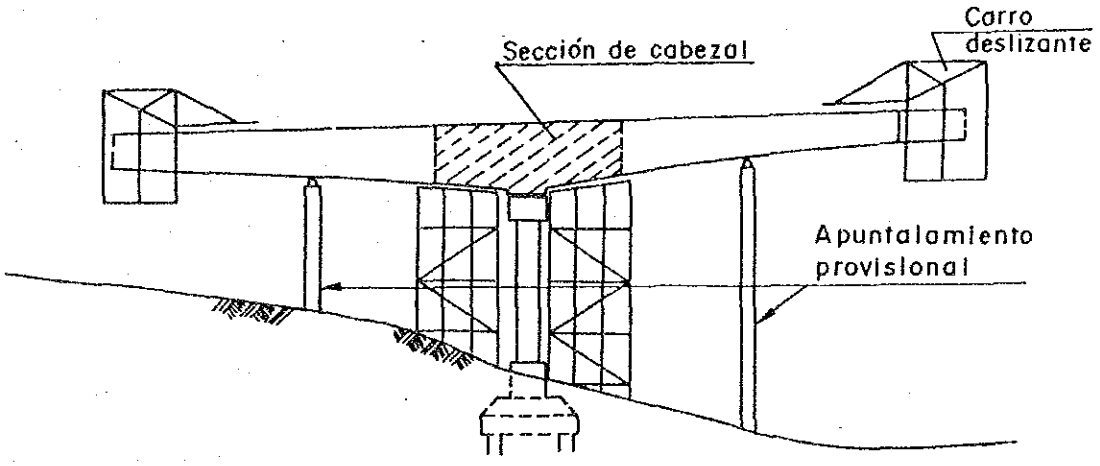


Fig. - 3 Lanzamiento de viga en volado sucesivo.

4. CONCLUSIONES

(1) ESTRIBO

Como consecuencia de haber triplicado el ancho que acciona el empuje de tierra en la parte posterior de la columna, y el consiguiente aumento de fuerza de empuje, se modificó el diseño existente, en la siguiente forma.

- Se modificó la dimensión de la sección de base de columna, aumentando a 0.5 m x 1.8m en vez de 0.5 m x 1.6m adoptado en el diseño existente. Asi mismo, en la armadura del lado de compresión se incrementó el acero principal a ø 25 x 7 pzas. en vez de ø 20 x 7 pzas.

- En cuanto a la fundación, se incrementó el número de pilotes, de 10 pzas (2 filas x 5 pilotes/fila) a 14 pzas (2 filas x 7 pilotes/fila), por lo cual también se modificó la forma y sección de zapata a 3.5m x 9.3m x 1.3m a 1.5m, en vez de 2.95 m x 7m x 1.5m adoptado anteriormente.

- En cuanto al acero de armadura, este ha sido modificado a ø 29 ctc 200mm. en el borde inferior y en sentido al eje del puente, en vez de ø 25 ctc 200mm. tal como se ilustra en la Figura -4.

(2) PILA

- La cantidad de 24 pilotes adoptados en el diseño existente es insuficiente, según el resultado de verificación de capacidad de soporte realizado para cada pilote.

- En consecuencia, la cantidad de pilotes se incrementó a 35 pzas (5 filas x 6 pilotes/fila), en vez de 24 pzas que originalmente estaba previsto, habiendo modificado inclusive la forma y sección de zapata a 6.6m x 7.95m x 2.00m, en vez de 5,65m x 8.35m x 2.00m, tal como se muestra en la Figura - 5.

(3) En la Figura - 4 y 5 se muestra comparativamente la forma y sección de infraestructura, antes y después de la revisión, mostrando, además, en la Figura Anexa - 1, 2 y 3 los planos de diseño, después de la revisión.

Asi mismo, en la Tabla - 1 se indica el volumen de obra de la infraestructura, antes y después de la revisión del diseño.

(4) En cuanto a la capacidad de soporte de pilote de este puente, aún no ha sido confirmada la capa de soporte de pilotes, por lo que se requiere determinar la capacidad de soporte y la longitud de pilotes, realizando el estudio de perforaciones complementarias, previo a la ejecución de la obra.

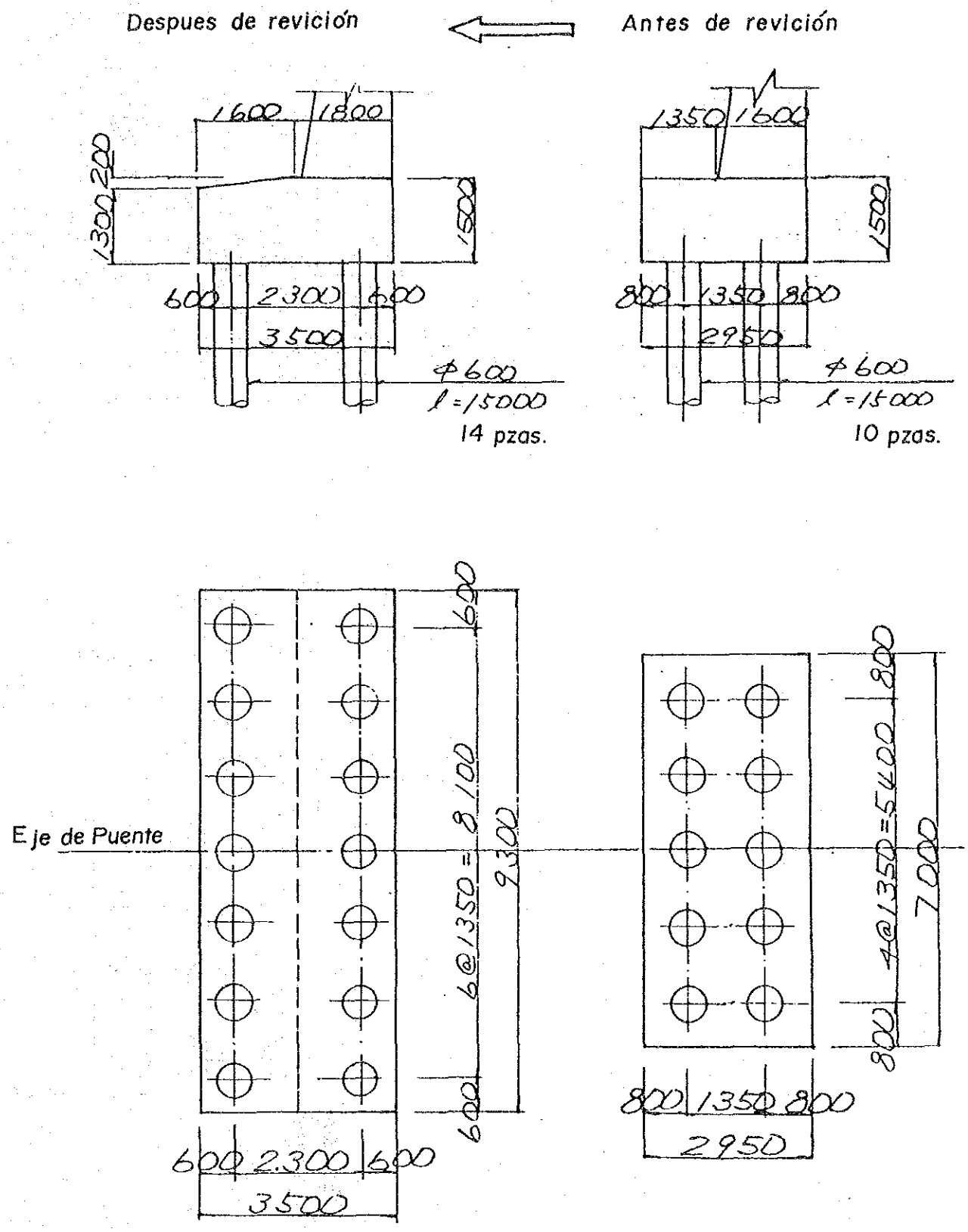


Fig. 4 Forma y Sección de Fundación de Estribo

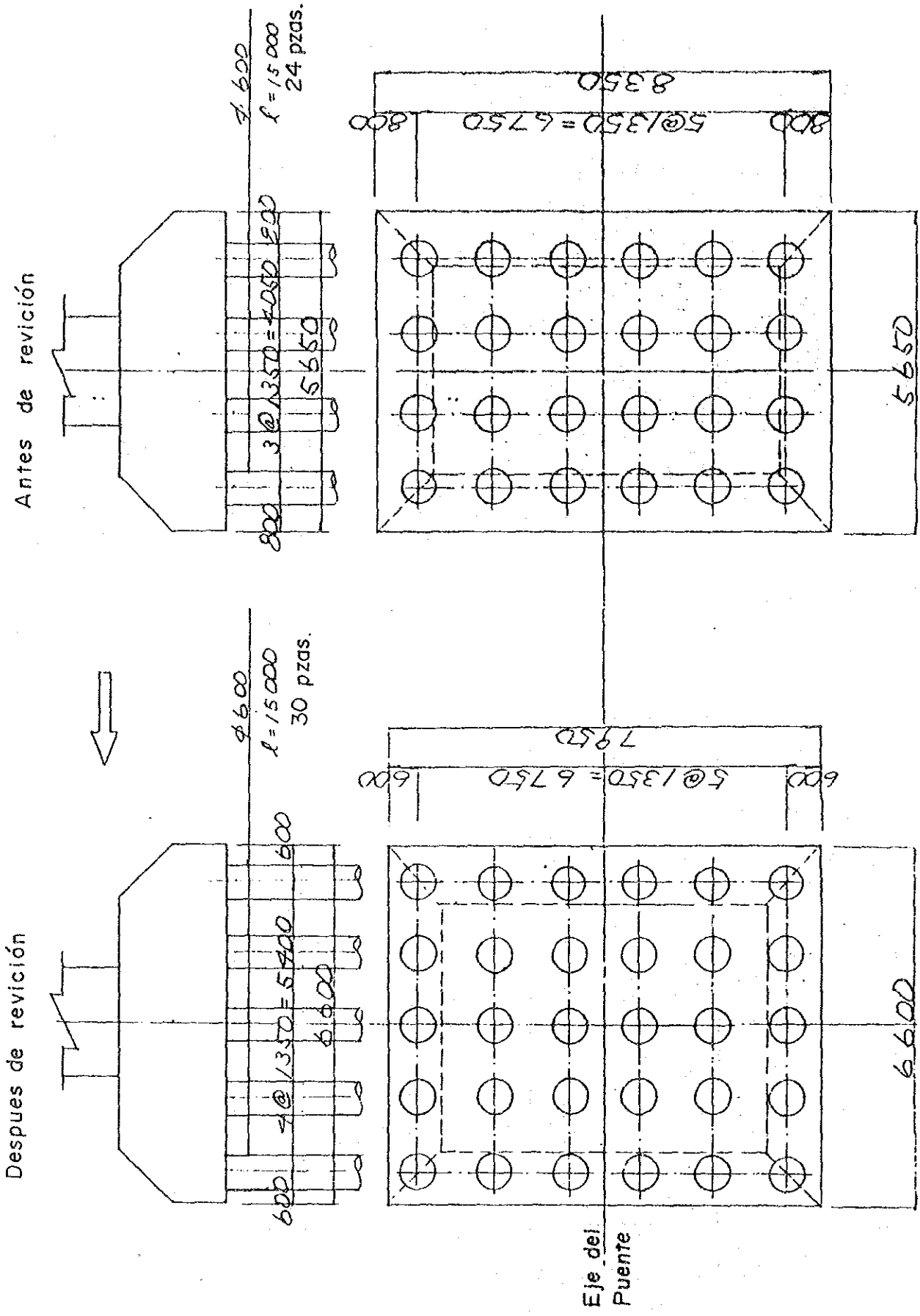
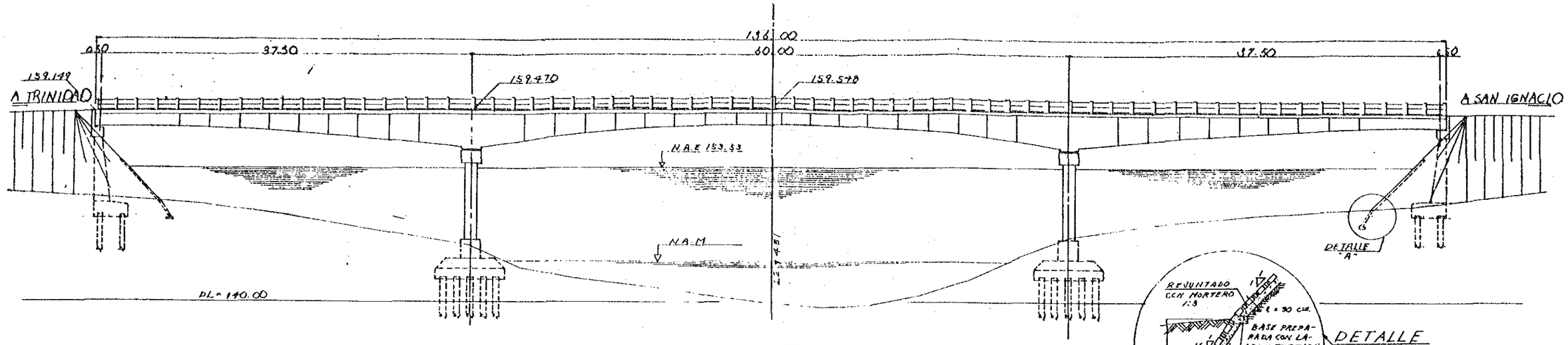


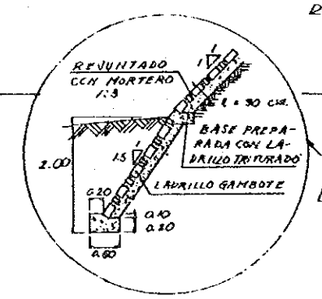
Fig.-5 Forma y Sección de Fundación de Pila

TABLA - 1 INFRAESTRUCTURA: VOLUMEN TOTAL DE LA OBRA

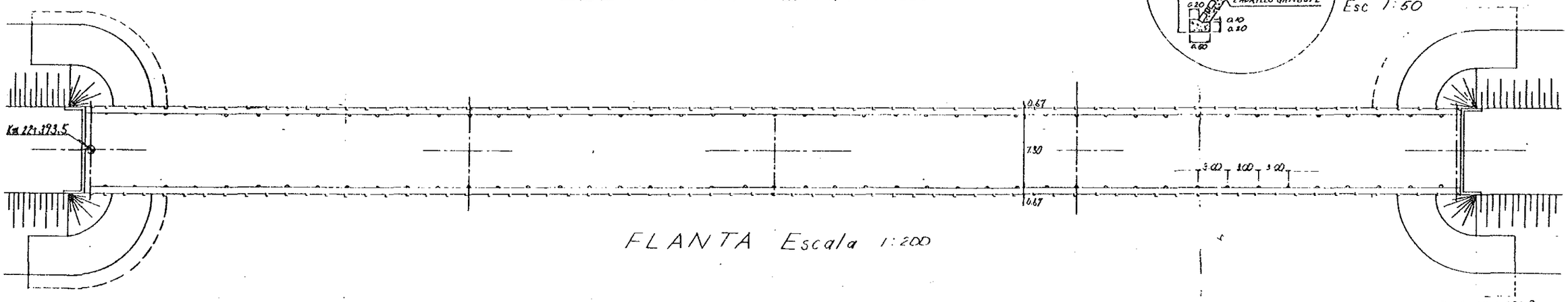
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	
		Antes de la Revisión	Despues de la Revisión
1 Excavación común	m3	863.-	831.2
2 Pilotaje	m	1.020.-	1.320.0
3 Hormigón Simple Tipo "A"	m3	420.-	470.4
4 Acero estructural para item 3	kg	17.694.-	14.462.-
5 Pedraplén (espesor 0.3m)	m2	525.-	525.-
6 Aparatos de apoyo	dm3	157.50	157.50



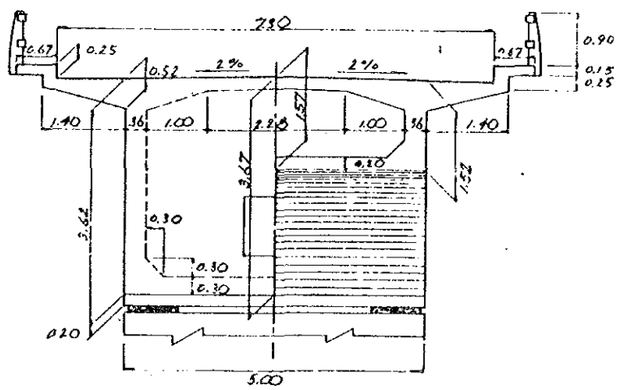
ELEVACION Escala 1:200



DETALLE "A"
Esc 1:50



FLANTA Escala 1:200



SECCION TRANSVERSAL EN PILA Y CLAVE
Escala 1:50

RESUMEN DE CANTIDADES.

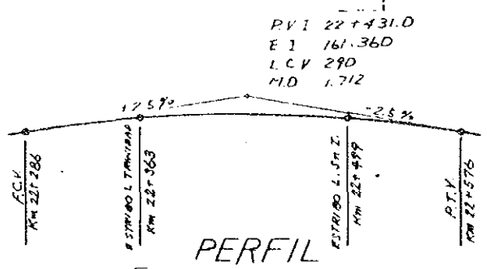
		DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
SUPERESTRUCTURA	1.-	Hormigon Simple R 350"	m^3	670
	2.-	Acero estructural para item 1	Kg	62.710.
	3.-	Cablaje para pretensado	ml	2.490.
	4.-	Barandado	ml	272
	5.-	Tubos de desagoe ø 4"	ml	46.
	6.-	Juntas de dilatacion	ml	1462
INFRAESTRUCTURA	1.-	Excavacion comun	m^3	831.2
	2.-	Pilotaje	ml	1.320.0
	3.-	Hormigon Simple tipo A	m^3	470.4
	4.-	Acero estructural para item 3	Kg	19.462.0
	5.-	Pedraplen (espesor 0.30 m.)	m^2	525.0
	6.-	Aparatos de apoyo	dm^3	157.5

NOTAS

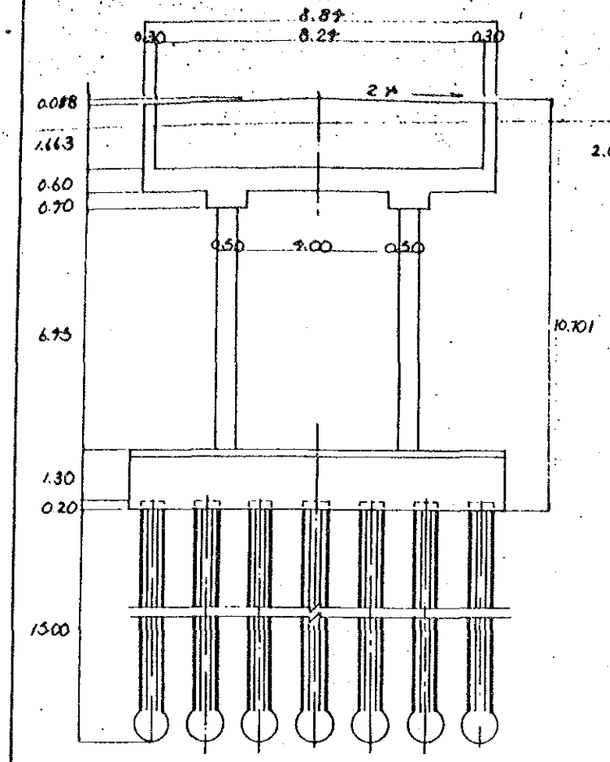
1- Tipo de carga: Camión HS-20 AASHTO-77.
2- Superestructura: Dovelas en voladizos sucesivos vaciadas en sitio y pretensadas.
3- Infraestructura: Pila de hormigón armado y pilotaje.
4- Barandado tipo S.N.C. P-3.
5- Aparatos de apoyo de neopreno tipo compuesto.
6- Dimensiones en metros.

REFERENCIAS

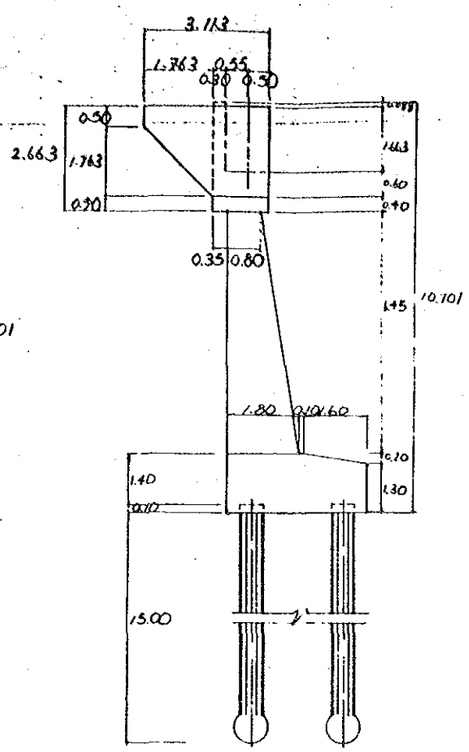
Topografia proporcionada por distrito Eem. D-9.
Estudio de suelos proporcionado por el laboratorio de suelos del S.N.C.



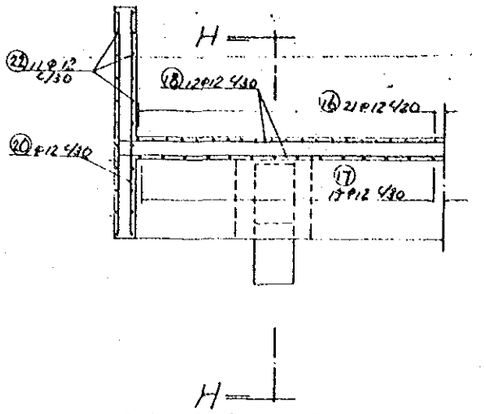
PERFIL
Escalas: H = 1/200 ; V = 1/30



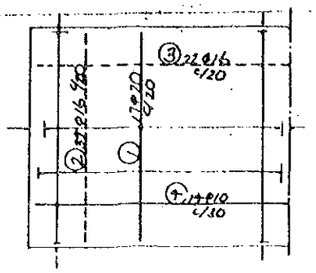
ELEVACION Esc. 1:75



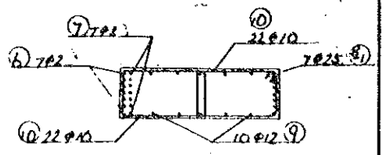
VISTA LATERAL Esc. 1:75



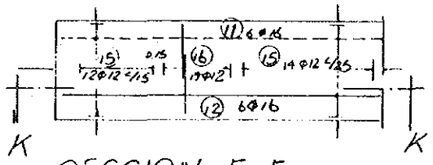
SECCION F-F Esc. 1:40



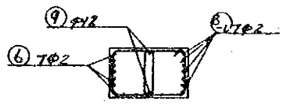
SECCION G-G Esc 1:40



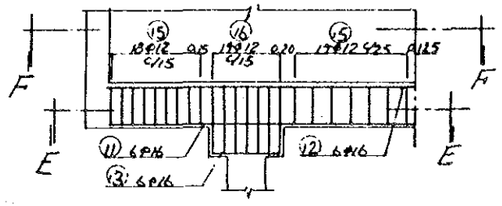
SECCION I-I Esc. 1:30



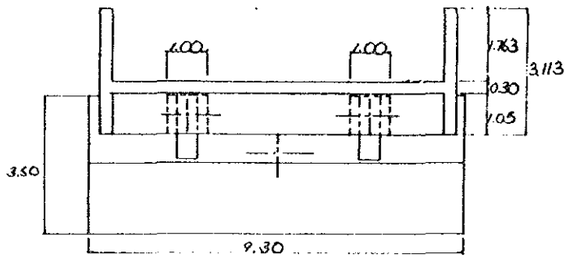
SECCION E-E Esc. 1:40



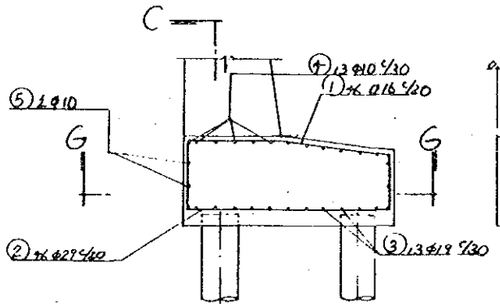
SECCION J-J Esc. 1:30



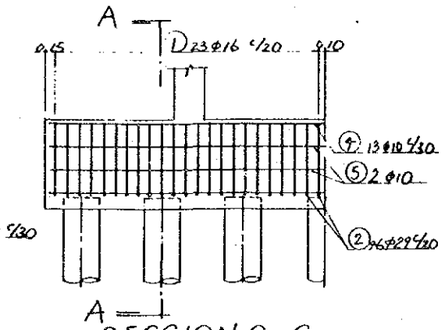
SECCION K-K Esc 1:40



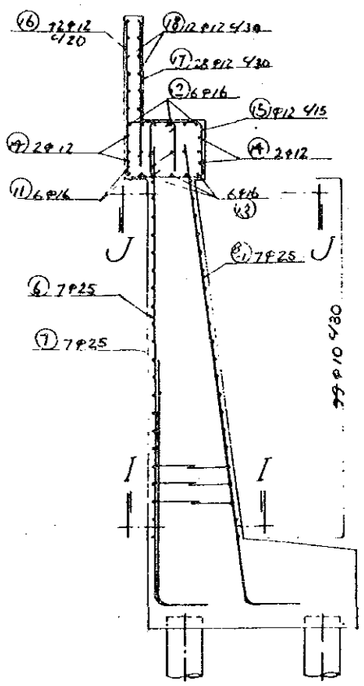
PLANTA Esc. 1:75



SECCION A-A Esc 1:50



SECCION C-C Esc 1:50



SECCION H-H Escala 1:50

NOTAS

1- Tipo de carga: Camion HS-20 AASHTO -77

2- Estribos de hormigón tipo "A" con resistencia cilindrica caracteristica de 210 kg/cm² a los 28 dias.

CANTIDADES.

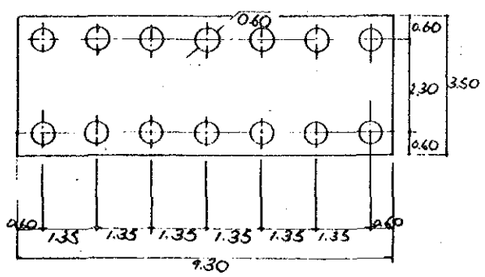
1- HORMIGON SIMPLE TIPO "A" UN ESTRIBO 71.0 m³

2- ACERO ESTRUCTURAL UN ESTRIBO 4162.0 kg

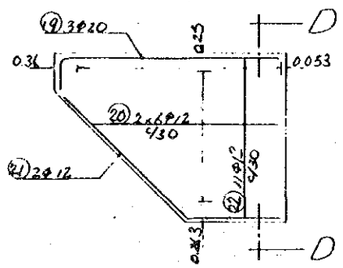
3- HORMIGON SIMPLE TIPO "B" UN PILOTE 4.905 m³

4- ACERO ESTRUCTURAL UN PILOTE 449.8 kg

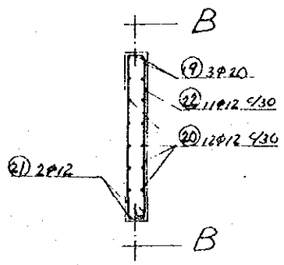
5.- NEOPRENO TIPO COMPUESTO. 2 (50 x 25 x 4.5 cm³)



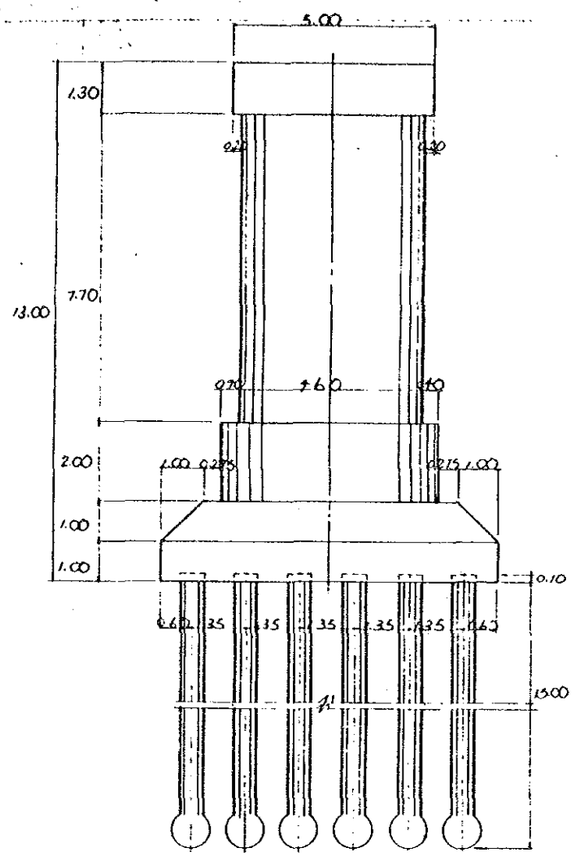
CABEZAL PILOTES Esc. 1:75



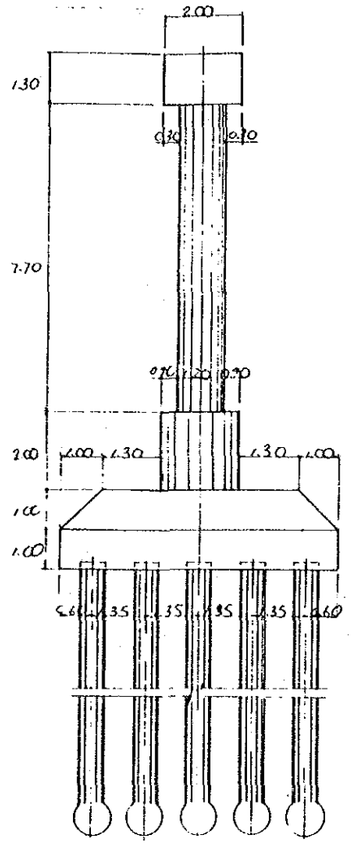
SECCION B-B Esc 1:40



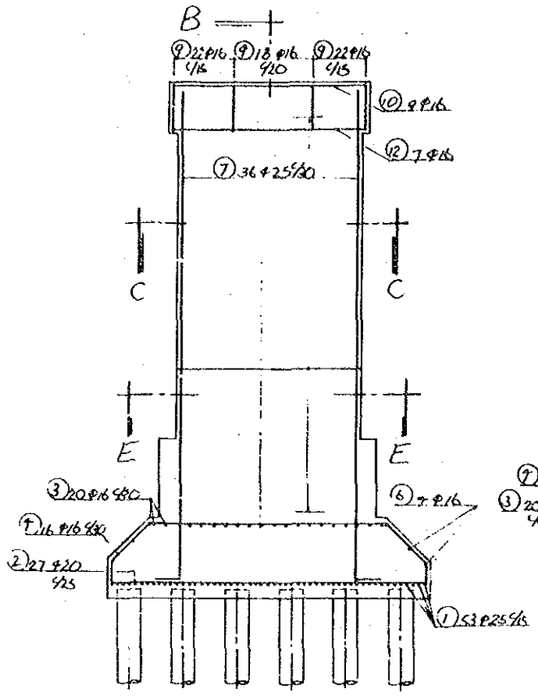
SECCION D-D Escala 1:40



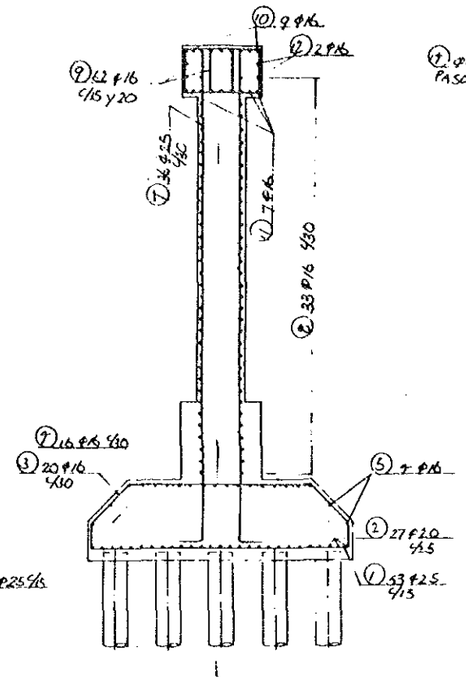
ELEVACION Esc. 1:75



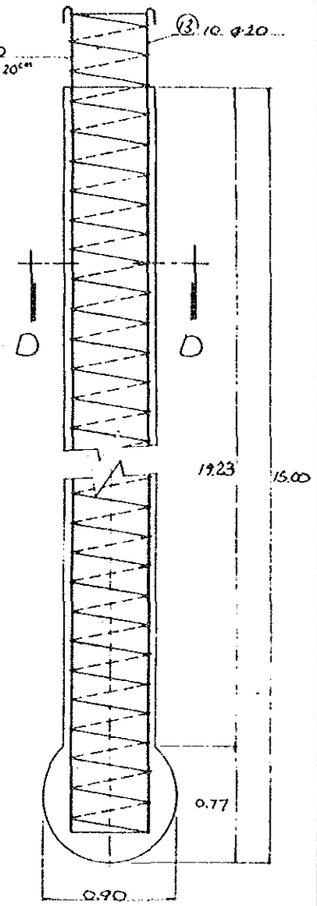
VISTA LATERAL
Esc. 1:75



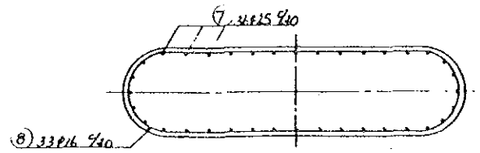
SECCIO A-A
Esc. 1:75



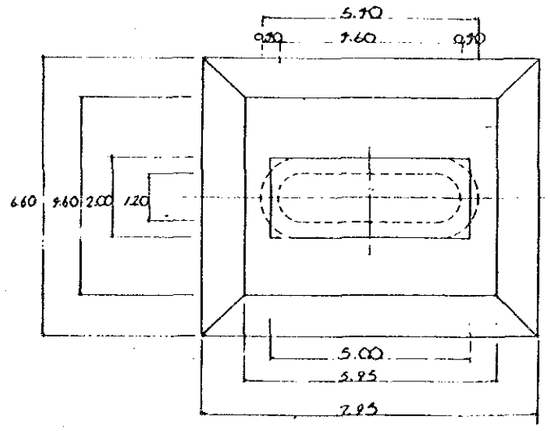
SECCION B-B
Esc 1:75



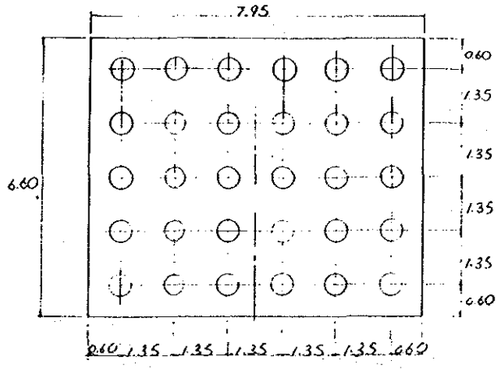
PILOTE TIPO
Esc 1:20



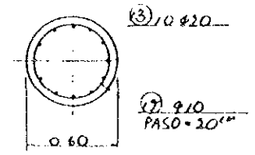
SECCION C-C y E-E
Esc. 1:40



PLANTA Esc 1:75



PLANTA CABEZAL
PILOTE Esc 1:75



SECCION D-D

NOTAS.

1- Pilas de hormigón Armado Tipo "A" con resistencia cilíndrica característica de 210 Kg/cm² a los 28 días
2- Pilote tipo FRANKI o similar de hormigón armado tipo "B" con resistencia cilíndrica característica de 180 kg/cm² a los 28 días.
4- Acero estructural de alta resistencia con límite de fluencia de 4200 kg/cm².

CANTIDADES.

1.- HORMIGON SIMPLE TIPO "A" PARA UNA PILA	165. -	m³
2 - ACERO ESTRUCTURAL PARA UNA PILA	5569 -	kg
3.- HORMIGON SIMPLE TIPO "B" PARA UN PILOTE	4.905	m³
4.- ACERO ESTRUCTURAL PARA UN PILOTE	779.8	kg
5.- NEOPRENO TIPO COMPUESTO -2(150×50×4.50 cm)		dm³

ESTUDIO DE MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA ENTRE SAN BORJA Y TRINIDAD (FASE-II)

MEMORIA DE CALCULO PARA LA REVISION DEL:

DISEÑO DE ESTRIBO

PUENTE TIJAMUCHI

CONTENIDO

ESTRIBO

PRECONDICION..... 1-1

1. ESQUEMA DE ESTRUCTURA..... 1-1
2. CARGAS DE DISEÑO..... 1-3
3. ANALISIS DE ESTABILIDAD..... 1-4
4. DISEÑO DE CABEZAL..... 1-12
5. DISEÑO DE COLUMNAS..... 1-14
6. DISEÑO DE FUNDACION (ZAPATA)..... 1-16

PRECONDICIONES PARA LA REVISION DE DISEÑO

1) ESTRIBO

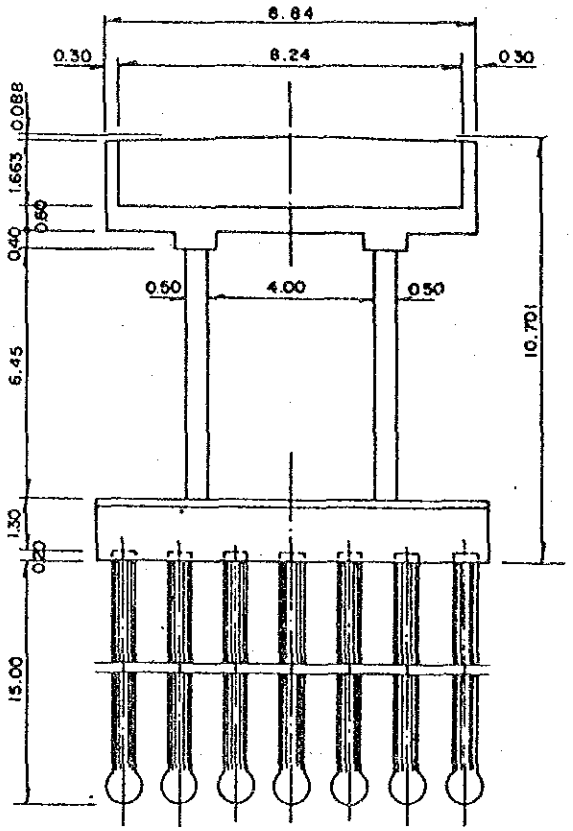
- Se establece que el empuje de tierra que acciona a la parte posterior de columna tendrá un ancho 3 veces mayor al ancho de la columna.

- Se establece por hipótesis, que la fuerza horizontal debido a la fluencia, retracción, variación de temperatura, etc, de superestructura será absorbida por los apoyos.

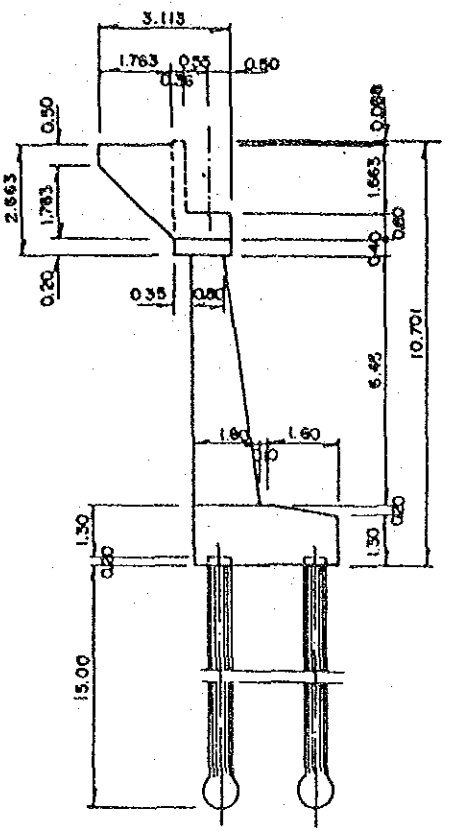
- Se establece que la longitud y la capacidad de soporte de pilote de fundación serán determinadas después de confirmar la capa de apoyo, previo a la ejecución de la obra.

- En esta revisión se adopta el pilote de 15m. de longitud, de acuerdo al diseño existente, suponiendo que con este pilote se puede esperar la capacidad de soporte de Rt = 108.0 (Ton/Pza).

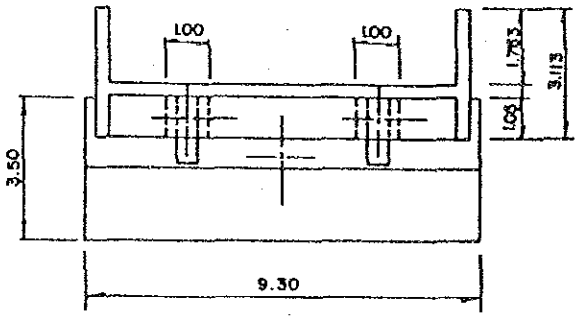
1. ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA



ELEVACION



VISTA LATERAL



PLANTA

2. CARGAS DE DISEÑO

Diseño de Fuerzas para Superestructura

a) Reacción de la Superestructura

Carga Muerta (D)	60.15t
Carga Viva (L+I)	70.54t
Reacción Total	130.687t

b) Fuerza Longitudinal por carga viva

Fuerza Longitudinal (F)	7.66t

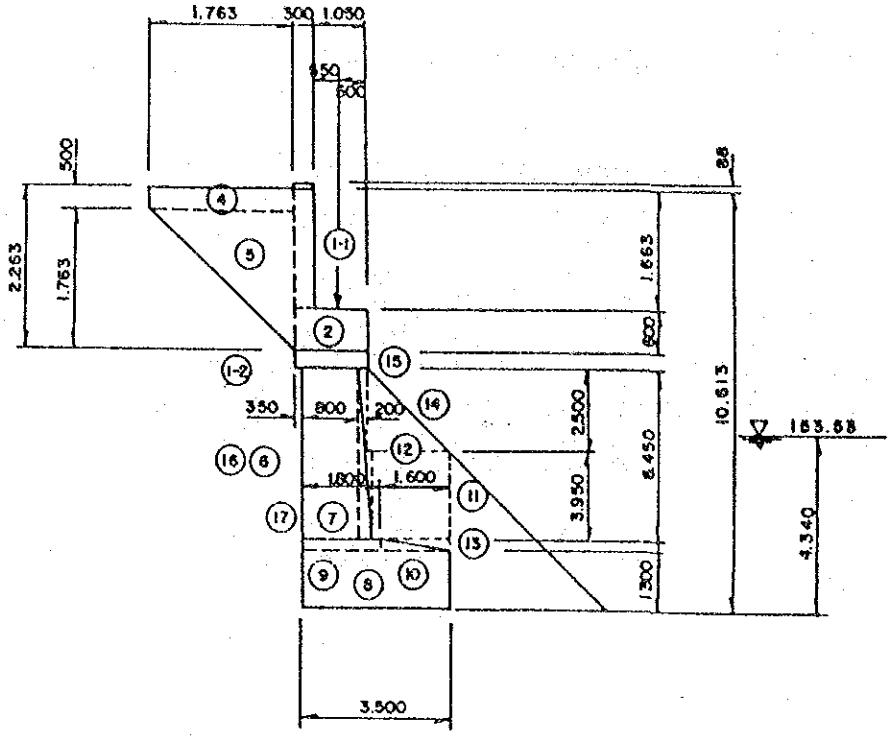
c) Fuerza del viento sobre la Superestructura (W)

Fuerza Transversal	11.58t
Fuerza Longitudinal	4.39t

d) Fuerza del viento sobre la carga viva (WL)

Fuerza Transversal	10.8t
Fuerza Longitudinal	4.32t

3. ANALISIS DE ESTABILIDAD



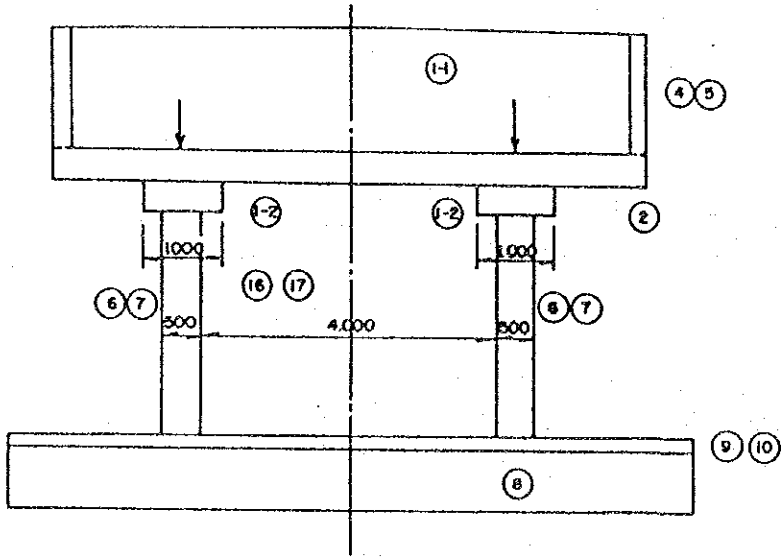


Tabla - 1

		V	X	V-X
1-1	8.84x(1.75+1.663)x1/2 x0.3x2.4	10.862	3.700	40.189
1-2	0.40x1.35x1.00x2.4x2	2.592	3.175	8.230
2	8.84x0.60x1.35x2.4	17.189	3.175	54.562
3	(1.05x1.663x0.3)x2x2.4	2.514	3.025	7.605
4	(1.763x0.50x0.3)x2x2.4	1.269	4.732	6.005
5	(1/2x1.763x1.763x0.3)2x2.4	2.238	4.438	9.932
6	(0.80x6.45x0.50)x2x2.4	12.384	3.100	38.390
7	(1/2x1.0x6.45x0.50)x2x2.4	7.740	2.367	18.321
8	1.30x9.30x3.50x2.4	101.556	1.750	177.723
9	1.70x0.20x9.30x2.4	7.589	2.650	20.111
10	1/2x0.20x2.10x9.30x2.4	4.018	1.200	4.822
11	1.70x9.30x3.95x1.8	112.409	0.850	95.548
12	(0.61x9.30x3.95x1.8)x1/2	20.167	1.903	38.378
13	(1.80x0.20x9.30x1.8)x1/2	3.013	0.600	1.808
14	1/2x2.39x2.50x9.30x1.8	50.011	1.593	79.668
15	1/2x0.20x2.50x9.30x1.8	4.185	2.567	10.743
16	0.80x6.85x8.30x1.8	81.871	3.100	253.800
17	1/2x1.00x6.85x8.30x1.8	51.170	2.366	121.068
Peso Total del Hormigón y del Suelo		492.772		986.903
-6	1.257x3.50x0.5x1.00x2	4.400	2.871	12.632
-7	0.543x3.50x0.5x1.00x2x1/2	0.950	2.062	1.959
-8	1.30x9.30x1.50x1.00	42.315	1.750	74.051
-9	1.90x0.20x9.30x1.00	3.534	2.550	6.084
-10	1/2x0.20x1.60x9.30x1.00	1.488	1.067	1.588
-11	1.70x9.30x3.50x0.9	49.802	0.850	42.332
-12	0.543x9.30x3.50x0.9x1/2	7.953	1.780	14.156
-13	1.60x0.20x9.30x0.9x1/2	1.339	0.533	0.714
-16	1.207x3.50x8.30x0.9	31.557	2.871	90.600
-17	1/2x0.543x3.50x8.30x0.9	7.098	2.062	14.636
Subpresión Total		-150.436		-258.752
Resultante del Peso del Hormigón, Suelo y Subpresión		342.336		728.151

Punto de Acción de la resultante

1) Peso del Hormigón y del Suelo

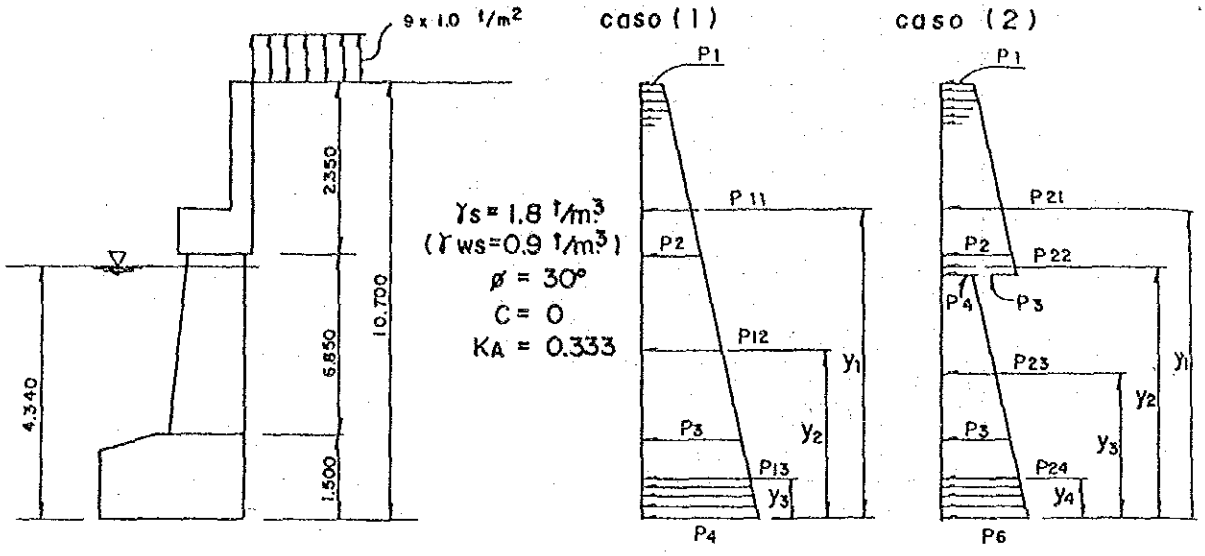
$$X = \frac{986.903}{492.772} = 2.002m(-0.252m)$$

2) Peso del Hormigón y del Suelo + Subpresión

$$X = \frac{728.151}{342.336} = 2.127m\ (-0.377m)$$

4) Presión de la tierra (E)

Presión de la tierra



Caso (1) sin agua

Presión de la tierra a diferentes profundidades

p1 = (γ*Z+q)*KA = 1.0x0.333 = 0.333t/m

p2 = (1.8x2.35+1.0)x0.333 = 1.742t/m

p3 = (1.8x9.20+1.0)x0.333 = 5.847t/m

p4 = (1.8x10.70+1.0)x0.333 = 6.747t/m

(Empujes de tierra)

P11 = 1/2*(P1+P2)*h*L

= 1/2*(0.333+1.742)x2.35x8.84 = 21.553t

P12 = 1/2x(1.742+5.847)x6.85x(0.5x3)x2 = 77.977t

P13 = 1/2x(5.847+6.747)x9.30x1.50 = 87.843t

(Punto de aplicación del empuje a patir de la base de la zapata)

$$Y1 = \frac{2.35\ x(2x0.333+1.742)}{3x(0.333+1.742)} + (685+1.50) = 9.259m$$

$$Y2 = \frac{6.85\ x(2x1.742+5.847)}{3x(1.742+5.847)} + 1.5 = 4.307m$$

$$Y3 = \frac{1.50\ x(2x5.847+6.747)}{3x(5.847+6.747)} = 0.732m$$

Caso (2) con agua

Presión de la tierra a diferentes profundidades

$p1 = 0.333t/m^2$

$p2 = 1.742t/m^2$

$p3 = (1.8x5.70+1.0)x0.333 = 3.750t/m^2$

$p4 = (0.9x5.70+1.0)x0.333 = 2.041t/m^2$

$p5 = (0.9x9.20+1.0)x0.333 = 3.090t/m^2$

$p6 = (0.9x10.70+1.0)x0.333 = 3.540t/m^2$

Empujes de tierra

P21 = P11 = 21.553t

P22 = 1/2x(1.742+3.750)x3.35x(0.5x3)x2 = 27.597t

P23 = 1/2x(2.041+3.09)x3.50x(0.5x3)x2 = 26.938t

P24 = 1/2x(3.090+3.540)x1.5x9.30 = 46.244t

(Punto de aplicación del empuje a partir de la base de la zapata)

Y1 = 9.259m

$$Y2 = \frac{3.35x(2x1.742+3.75)}{3x(1.742+3.75)} + 5.00 = 6.471m$$

$$Y3 = \frac{3.35x(2x2.041+3.090)}{3x(2.041+3.090)} + 1.50 = 3.131m$$

$$Y4 = \frac{1.50x(2x3.09+3.54)}{3x(3.09+3.54)} = 0.733m$$

Fuerza horizontal y Momento flector debido a la Presión de tierra.

Caso (1) sin agua

H = P11+P12+P13

= 21.553+77.977+87.843 = 187.373t

M = 21.553x9.259+77.977x4.301+87.843x0.732 = 599.239t.m

Caso (2) con agua

H = 21.553+27.597+26.938+46.244 = 122.312t

M = 21.553x9.259+27.597X6.471+26.938X3.131+
46.244x0.733 = 496.379m

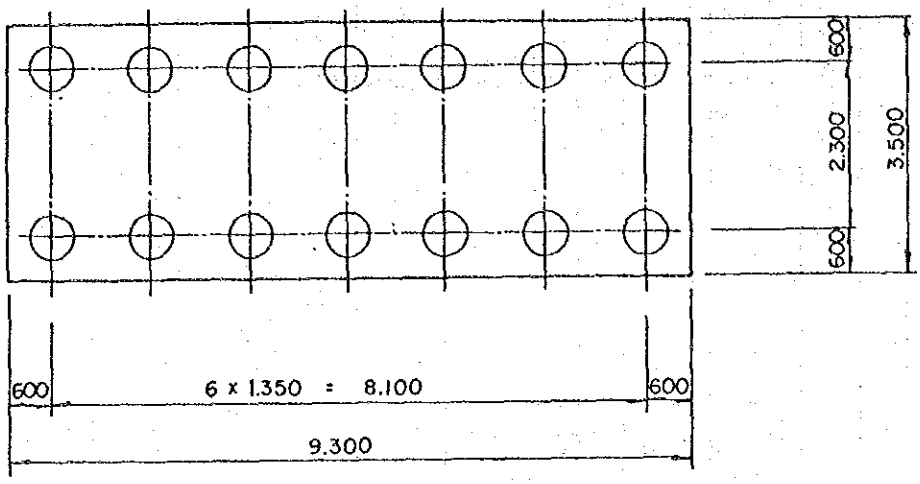
Tabla 2 5)Fuerza total y combinación de carga en el punto " C "

(C:Centro de parte inferior de zapata)

		Longitudinal						Transversal	
		N (t)	H (t)	x (m)	y (m)	M (t·m) N·x	M (t·m) H·y	H (t)	M=HY (t·m)
Peso propio estribo	(D+B)	(492.772) 342.336		(-0.252) -0.377		(-124.178) -129.061			
Reaccion	(D)	60.15		-1.25		-75.188			
Superestructura	(L+I)	70.54		-1.25		-88.175			
Fuerza longitudinal	(CF)		7.66		9.10		69.706		
Fuerza de viento	(W)		4.39		9.10		39.949	11.58	113.252
Fuerza de viento	(WL)		4.32		9.10		39.312	10.80	105.624
Empuje de tierra	(E)		(187.373) 122.312				(599.239) 496.379		
Grupo I J=100% D+(L+I)+CF+E+B		(623.462) 473.042	(195.033) 129.972			(439.822) 332.073			
Grupo II J=125% D+E+B+W		(552.922) 402.502	(191.763) 126.702			(439.822) 332.073		11.58	113.252
Grupo III J=125% D+(L+I)+CF+E+B+03W+WL		(623.462) 473.042	(200.670) 135.609			(432.702) 324.952		10.80	105.624

Nota: N:Carga axial. H:Fuerza horizontal. M:Momento de flexion
Valores en ( )* no incluye fuerza boyante.
J=Porcentaje de esfuerzo unitario basico

b) Distribución de los Pilotes



$\phi = 23.96°$

$$E = 1 - 23.96 \times \frac{(7-1)x2+(2-1)x7}{90 \times 7 \times 2} = 0.64$$

Por consiguiente, la capacidad de carga de cada pilote (Ra) es:

$$Ra = R*E = 108.22 \times 0.64 = 69.3t$$

Verificación de la estabilidad

$$P = \frac{N}{n} + \frac{Mx*y}{Ix} + \frac{My*x}{Iy}$$

Donde:

P = Carga vertical (máxima o minima) sobre cada pilote (t)

N = Carga axial (t)

M = Momento (t*m)

n = Número de pilotes

Ix(Iy) = Momento de Inercia del grupo de pilotes respecto al eje x(y)

Ix = $7x(1.15)^2 x2 = 18.515m^4$

Iy = $\{2x(4.05)^2 + 2x(2.70)^2 + 2x(1.35^2)\}x2 = 102.060m^4$

x(y) = Distancia desde el eje x(y) al pilote (m)

Grupo I

(B≠0) $P_{max} = \frac{473.042}{14} + \frac{273.655 \times 1.15}{18.515} = 50.8t$ < Pa = 69.3t

$P_{min} = \frac{473.042}{14} - \frac{273.655 \times 1.15}{18.515} = 16.8t$

(B=0) $P_{max} = \frac{623.462}{14} + \frac{381.404 \times 1.15}{18.515} = 68.2t$

$P_{min} = \frac{623.462}{14} - \frac{381.404 \times 1.15}{18.515} = 20.8t$

< Pa = 69.3t

Grupo II

(B≠0) $P_{max} = \frac{420.502}{14} + \frac{332.073 \times 1.15}{18.515} + \frac{113.252 \times 4.05}{102.060} = 53.9t$

$P_{min} = \frac{420.502}{14} - \frac{332.073 \times 1.15}{18.515} - \frac{113.252 \times 4.05}{102.060} = 3.7t$

< 69.3x1.25 = 86.6t

(B=0) $P_{max} = \frac{552.922}{14} + \frac{439.822 \times 1.15}{18.515} + \frac{113.252 \times 4.05}{102.060} = 71.3t$

$P_{min} = \frac{552.922}{14} - \frac{439.822 \times 1.15}{18.515} - \frac{113.252 \times 4.05}{102.060} = 7.7t$

< 69.3X1.25 = 86.6t

Grupo III

(B≠0) $P_{max} = \frac{473.042}{14} + \frac{324.952 \times 1.15}{18.515} + \frac{105.624 \times 4.05}{102.060} = 58.2t$

$P_{min} = \frac{473.042}{14} - \frac{324.952 \times 1.15}{18.515} - \frac{105.624 \times 4.05}{102.060} = 9.4t$

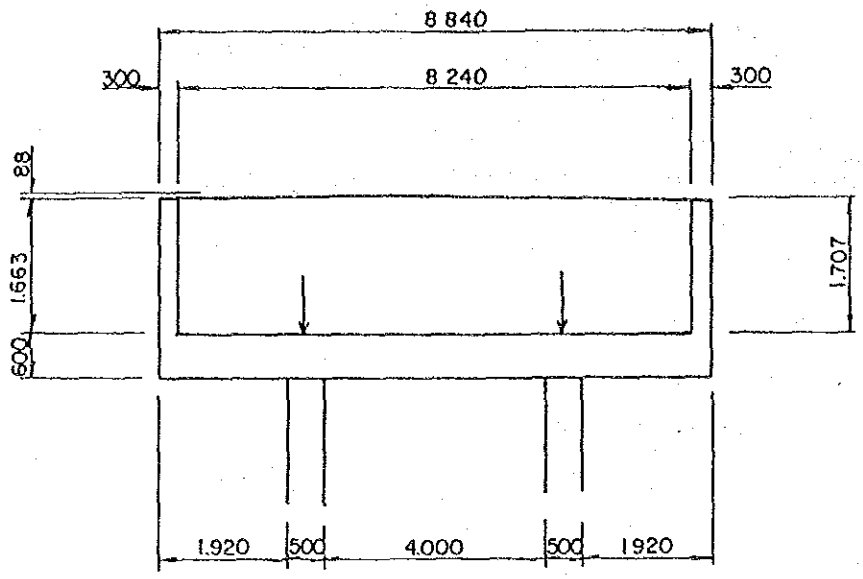
< 69.3x1.25 = 86.6t

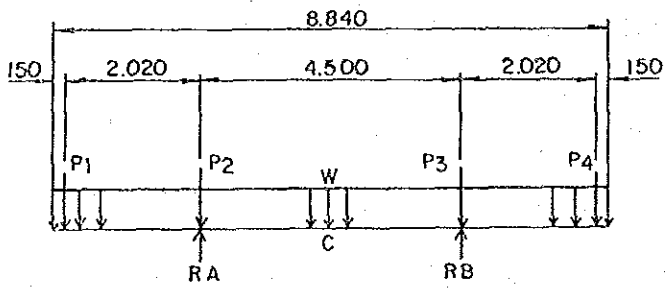
(B=0) $P_{max} = \frac{623.462}{14} + \frac{432.702 \times 1.15}{18.515} + \frac{105.624 \times 4.05}{102.060} = 75.6t$

$P_{min} = \frac{623.462}{14} - \frac{432.702 \times 1.15}{18.515} - \frac{105.624 \times 4.05}{102.060} = 13.4t$

< 69.3X1.25 = 86.6t

4. DISEÑO DE CABEZAL





$W = 1.707 \times 0.30 \times 2.4 + 0.60 \times 1.35 \times 2.4 = 3.173$ t/m

$P1 = 1.663 \times 0.3 \times 1.05 \times 2.4$

$P2 = 130.687 \times 1/2 = 65.34$t

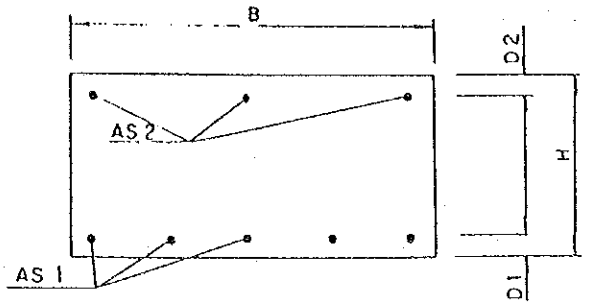
$RA = RB = 3.173 \times 8.24 \times 1/2 + 1.257 + 65.34 = 79.670$t

$MA = (P1 \cdot a + \frac{W l^2}{2}) = -(1.257 \times 2.020 + \frac{3.173 \times 2.17}{2})^2$

$= -10.010$ t.m

$Mc = P1 \times 1/2 \times 4.50 - P1 \times (2.02 + 4.5/2) + 3.173$

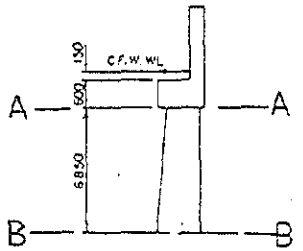
$\times (2.17 + 4.5/2) \times 2.25 - \frac{3.173 \times 4.42^2}{2} = -1.978$ t.m



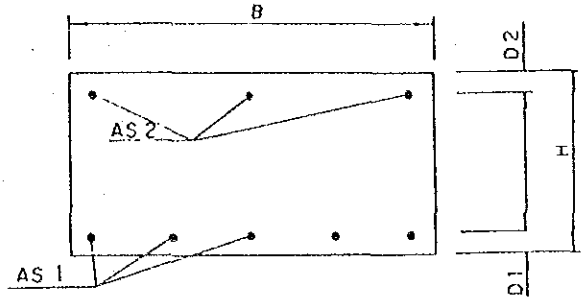
	Unidad		
M	t.m.	10.01	
N	t	-	
S	t	-	
B	cm.	135.	
H	cm.	60	
D_1	cm.	6	
D_2	cm.	-	
As_1	cm^2	ø 16 - 6 Pzas. 12.066	
As_2	cm^2	-	
D	cm.	54	
N P	Kg/cm^2	0.024827	
MD/BD^2	Kg/cm^2	254	
S/BD	Kg/cm^2	-	
C		10.7	
S		647	
Fc	Kg/cm^2	27.3	
Fs	Kg/cm^2	1,644.5	
V	Kg/cm^2	-	
Fca	Kg/cm^2	80	80
Fsa	Kg/cm^2	1680	1680
Va	Kg/cm^2	3.65	3.65

Donde : Fc : Tensión de compresión
Fs : Tensión de tracción
V : Tensión de corte
Fca: Tensión admisible de compresión
Fsa: Tensión admisible de tracción
Va : Tensión admisible de corte

M : Momento flector
N : Carga axial
S : Fuerza de corte
As1: Acero de refuerzo
As : Acero de refuerzo



		A — A						B — B					
		N (t)	H (t)	X	Y	M (t·m) NX	M (t·m) HY	N (t)	H (t)	X	Y	M (t·m) NX	M (t·m) HY
Pesopropio	D+B	36.66		-0.65		-23.829		(86.70) 81.21		-0.63 -0.67		(-54.621) -54.410	
Reaccion Super estructura	D	60.15		0.10		6.015		60.15		-0.4		-24.060	
	L+I	70.54		0.10		7.054		70.54		-0.4		-28.216	
Fueza longitudinal	CF		7.66		1.15		8.809		7.66		7.60		58.216
Fueza de viento	W		4.39		1.15		5.049		4.39		7.60		33.364
Fueza de viento	WL		4.32		1.15		4.967		4.32		7.60		32.832
Empuja de tierra	E		21.553		0.91		19.613		(99.53) 76.08				(385.962) 299.877
Grupo I		167.350	29.213			17.662		(21.739) 211.900	(107.19) 83.74			(336.962) 299.877	
Grupo II		96.810	25.943			6.848		(146.850) 141.360	(103.920) 80.470			(340.326) 303.244	
Grupo III		167.350	34.850			24.144		(217.390) 211.900	(112.827) 89.377			(379.803) 342.721	



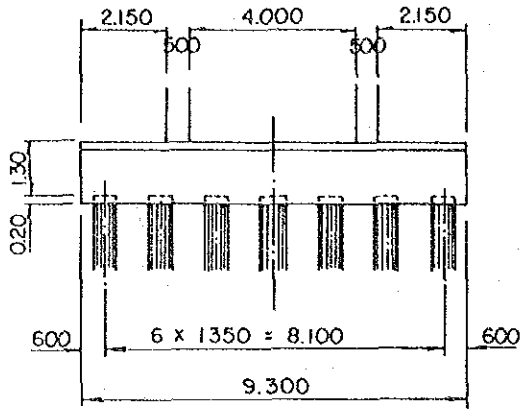
	Unidad	Grupo I			
		A - A	B - B	B - B	
M	t.m.	8.831	168.481	149.939	
N	t	83.675	108.695	105.950	
S	t	14.606	53.595	41.870	
B	cm	50.000	50.000	50.000	
H	cm	80.000	180.000	180.000	
D_1	cm		9.400	9.400	
D_2	cm		9.400	9.400	
A_{s1}	cm^2		71.400	71.40	
A_{s2}	cm^2		35.700	35.70	
D	cm		170.600	170.60	
NP	Kg/cm^2				
M/BD^2	Kg/cm^2				
S/BD	Kg/cm^2				
C					
K					
F_c	Kg/cm^2	Todo tension	65.6	59.1	
F_s	Kg/cm^2	de Compresion	939.0	791.0	
V	Kg/cm^2		6.3	4.9	
F_{ca}	Kg/cm^2	80.00	80.00	80.00	
F_{sa}	Kg/cm^2	1680.00	1680.00	1680.00	
V_a	Kg/cm^2	3.365	3.365	3.365	

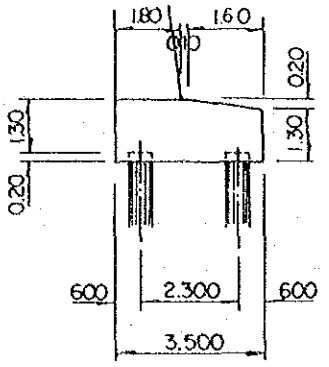
Donde:
F_c : Tension de compresion
F_s : Tension de traccion
V : Tension de corte
F_{ca}: Tension admisibla de compression
F_{sa}: Tension admisibla de traccion
V_a : Tension admisibla de corte

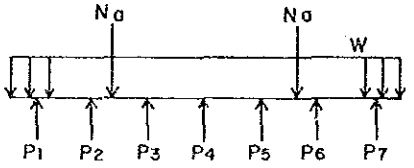
M : Momento flector
N : Carga axial
S : Fuerza de corte
A_{s1}: Acero de refuerzo
A_{s2}: Acero de refuerzo

6 Diseño de Fundacion

1) En Direccion Transversal al Eje del Puente







$$Pi = \left(\frac{N}{n} \pm \frac{MX_i}{I_y}\right) \times 2$$

$$n \cdot P = \frac{N}{n} \pm \frac{M y_i}{I X}$$

N = Carga axial (t.)
n = Numero de pilotes
M = Momento Flector (t.m.)
Iy = Momento de inercia con respecto al eje "Y" (m^2)
Ix = Momento de inercia con respecto al eje "X" (m^2)
Xi = Distancia desde el eje axial "Y" al pilote (m)
Yi = Distancia desde el eje axial "X" al pilote (m)

TABLA - 3

FUERZA AXIAL DE LA COLUMNA

		Na.	Nb.
Fuerza axial	D	30.075	30.075
	L+I	35.270	35.270
Peso Propio de la columna	D	28.390	28.390
	B	- 2.675	- 2.675
Fuerza de Viento	W	21.307	-21.307
	WL	19.872	-19.872
Grupo I J = 100% D + (L + I) + B	B ≠ 0	91.060	91.060
	B = 0	93.375	93.375
Grupo II J = 125% D + W + B	B ≠ 0	77.097	34.483
	B = 0	79.772	37.158
Grupo III J = 125% D+(L+I)+ B + 0.3W + WL	B ≠ 0	117.324	64.796
	B = 0	119.999	67.471
Peso Propio de la zapata	D	46.880 t/m	
	B	15.600 t/m	

Tabla 4

REACCION DE PILOTE

Unidad: ton.

		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Grupo I	B ≠ 0	67.577	67.577	67.577	67.577	67.577	67.577	67.577
	B = 0	89.066	89.066	89.066	89.066	89.066	89.066	89.066
Grupo II	B ≠ 0	66.488	63.492	60.496	57.500	54.504	51.508	48.512
	B = 0	87.977	84.981	81.985	78.989	75.993	72.997	70.000
Grupo III	B ≠ 0	76.372	73.166	70.371	67.577	64.783	61.988	59.194
	B = 0	97.449	94.655	91.860	89.066	86.272	83.477	80.683

El resultado de cálculos de Momento Flector y Fuerza de Carga se expresan en los siguientes diagramas:

B ≠ 0

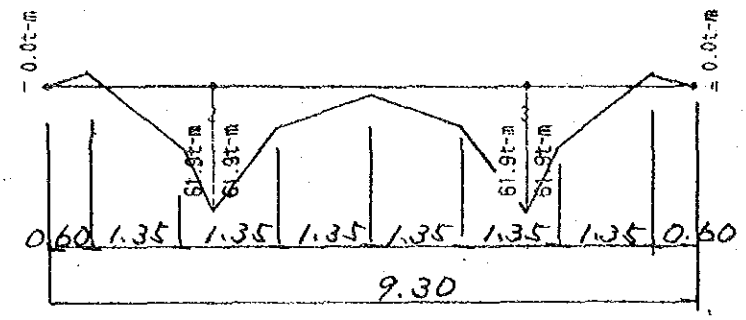


Diagrama de Momento Flector (M)

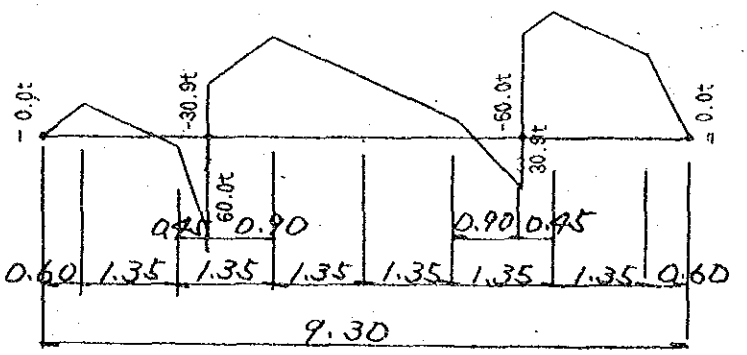


Diagrama de Esfuerzo Cortante

DIAGRAMAS DE ESFUERZO CORTANTE (S)

Estado de Carga: CASO 1

	DISTANCIA (Extremo I) (m)	MOMENTO FLECTOR (Ton. m)	ESFUERZO CORTANTE (Ton)	CARGA AXIAL (Ton.)
Elemento No. 1	*	(1 2) *		
Extremo I [1]	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.800	5.630	18.768	0.000
	1.950	31.758	6.581	0.000
Extremo J [2]	2.400	61.962	60.082	0.000
Elemento No. 2	*	(2 5) *		
Extremo I [2]	0.000	61.962	30.986	0.000
	0.000	21.407	59.138	0.000
	2.250	4.296	33.789	0.000
	3.600	21.407	8.439	0.000
Extremo J [3]	4.500	61.962	30.986	0.000
Elemento No. 3	*	(3 1) *		
Extremo I [3]	0.000	61.962	60.082	0.000
	0.450	31.758	74.158	0.000
	1.800	5.630	48.809	0.000
Extremo J [4]	2.400	0.000	0.000	0.000

B = 0

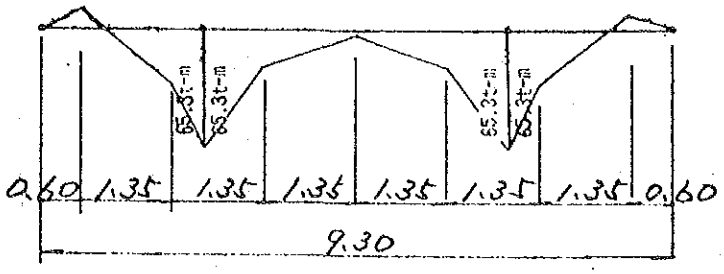


Diagrama de Momento Flector (M)

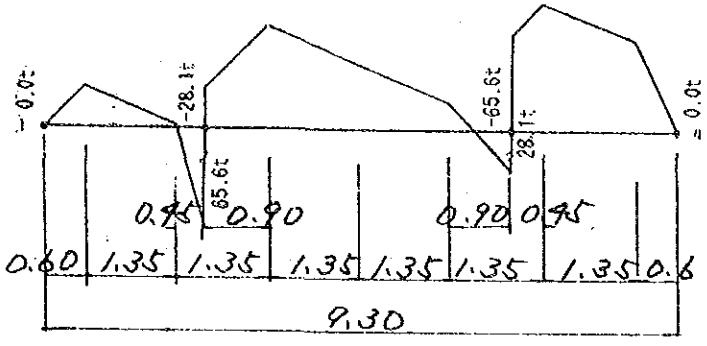


Diagrama de Esfuerzo Cortante (S)

DIAGRAMAS DE ESFUERZO CORTANTE (S)

Estado de Carga: CASO 2

	DISTANCIA (Extremo I) (m)	MOMENTO FLECTOR (Ton. m)	ESFUERZO CORTANTE (Ton)	CARGA AXIAL (Ton.)
Elemento No. 1	*	(1 2)	*	
Extremo I [1]	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.600	8.438	28.128	0.000
	1.950	31.109	2.850	0.000
Extremo J [2]	2.400	65.384	65.620	0.000
Elemento No. 2	*	(2 5)	*	
Extremo I [2]	0.000	65.384	28.119	0.000
	0.900	21.091	70.311	0.000
	2.250	3.690	44.533	0.000
	3.600	21.091	18.755	0.000
Extremo J [3]	4.500	65.384	28.119	0.000
Elemento No. 3	*	(3 1)	*	
Extremo I [3]	0.000	65.384	65.620	0.000
	0.450	31.109	86.716	0.000
	1.800	8.438	60.938	0.000
Extremo J [4]	2.400	0.000	0.000	0.000

ESTADO DE CARGA EN LAS DIFERENTES SECCIONES

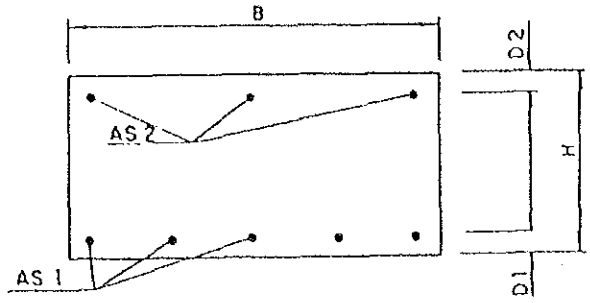
Tipo de Carga: 1 Estado de Carga: Caso 1

ELEMENTO	DISTANCIA DESDE EL PUNTO a (m)	CARGA AXIAL (t)	ESFUERZO CORTANTE (t)	MOMENTO (t.m)
1	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.300	0.000	-9.836	-1.475
	0.600	0.000	-19.673	-5.902
2	0.000	0.000	15.848	-5.902
	0.675	0.000	-6.284	-2.674
	1.350	0.000	-28.416	-14.385
3	0.000	0.000	85.195	-14.385
	0.675	0.000	-29.899	-14.735
	1.350	0.000	-52.301	-12.916
4	0.000	0.000	30.951	-12.917
	0.675	0.000	8.819	0.506
	1.350	0.000	-13.313	-1.011
5	0.000	0.000	13.313	-1.011
	0.675	0.000	-8.819	0.506
	1.350	0.000	-30.951	-12.917
6	0.000	0.000	52.031	-12.917
	0.675	0.000	29.900	-14.735
	1.350	0.000	-85.194	-14.385
7	0.000	0.000	28.416	-14.385
	0.675	0.000	6.284	-2.674
	1.350	0.000	-15.848	-5.902
8	0.000	0.000	19.673	-5.902
	0.300	0.000	9.836	-1.475
	0.600	0.000	0.000	0.000

ESTADO DE CARGA EN LAS DIFERENTES SECCIONES

Tipo de Carga: 2 Estado de Carga: Caso 2

ELEMENTO	DISTANCIA DESDE EL PUNTO a (m)	CARGA AXIAL (t)	ESFUERZO CORTANTE (t)	MOMENTO (t.m)
1	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.300	0.000	-14.033	-2.105
	0.600	0.000	-28.066	-8.420
2	0.000	0.000	25.660	-8.420
	0.675	0.000	-5.914	-1.755
	1.350	0.000	-37.488	-16.404
3	0.000	0.000	94.536	-16.404
	0.675	0.000	-30.000	-15.835
	1.350	0.000	-61.574	-15.071
4	0.000	0.000	40.426	-15.071
	0.675	0.000	8.853	1.560
	1.350	0.000	-22.721	-3.120
5	0.000	0.000	22.721	-3.121
	0.675	0.000	-8.852	1.560
	1.350	0.000	-40.426	-15.071
6	0.000	0.000	61.574	-15.071
	0.675	0.000	30.000	-15.835
	1.350	0.000	-94.535	-16.404
7	0.000	0.000	37.488	-16.404
	0.675	0.000	5.914	-1.755
	1.350	0.000	-25.660	-8.420
8	0.000	0.000	28.066	-8.420
	0.300	0.000	14.033	-2.105
	0.600	0.000	0.000	0.000

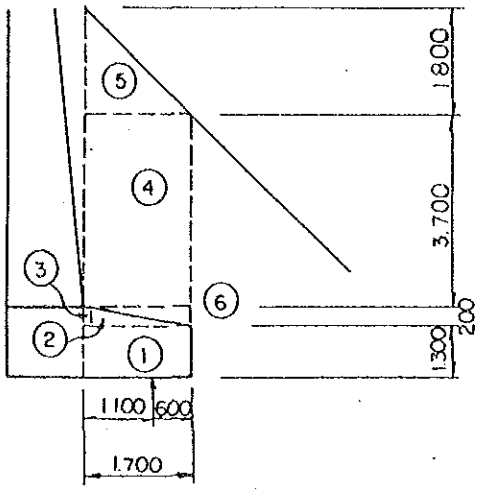


	Unidad				
		B ≠ 0	B = 0		
M	t.m.	61.9	65.3		
N	t	0	0		
S	t	60.0	65.6		
B	cm	315.0	315.0		
H	cm	150.0	150.0		
D_1	cm	15.0	15.0		
D_2	cm	10.0	10.0		
A_{s1}	cm^2	φ 19 31.79	φ 19 31.79		
A_{s2}	cm^2	0	0		
D	cm	135.0	135.0		
NP	Kg/cm^2				
M/BD^2	Kg/cm^2				
S/BD	Kg/cm^2				
C		15.0	18.7		
K		93.5	93.5		
F_c	Kg/cm^2	16.3	17.2		
F_s	Kg/cm^2	1512.0	1595.0		
V	Kg/cm^2	1.4	1.5		
F_{ca}	Kg/cm^2	80.0	80.0		
F_{sa}	Kg/cm^2	1680.0	1680.0		
V_a	Kg/cm^2	3.365	3.365		

Donde:
F_c : Tension de compresion
F_s : Tension de traccion
V : Tension de corte
F_{ca}: Tension admisibla de compression
F_{sa}: Tension admisibla de traccion
V_a : Tenslon admisibla de corte

M : Momento tlector
N : Carga axial
S : Fuerza de corte
A_{s1}: Acero de refuerzo
A_{s2}: Acero de refuerzo

2) En Dirección Longitudinal al Eje del Puente



Fórmula	V	X	M = V*X
1 1.70x1.30x9.30x2.4	49.327	0.85	41.928
2 1/2x0.20x1.60x9.30x2.4	3.571	0.63	2.249
3 0.10x0.20x9.30x2.4	0.446	0.05	0.022
4 1.70x3.70x9.30x1.8	105.295	0.85	89.501
5 1/2x1.80x1.70x1.8	18.727	0.57	10.674
6 1/2x0.20x1.60x9.30x1.8	2.678	1.16	3.106
Total	180.044		147.480

	Reacción de Pilote	N	X	Momento
Grupo I	68.2 x 7	477.4	1.1	525.14
Grupo II	66.8 x 7	467.6	1.1	514.36
Grupo III	54.0 x 7	378.0	1.1	415.80

Esfuerzo Cortante y Momento Flector Confirmado

Grupo I	M = 525.14 - 147.48 = 377.66t.m S = 477.40 - 180.04 = 297.36t
Grupo II	M = 514.36 - 147.48 = 366.88t.m S = 467.60 - 180.04 = 287.56t
Grupo III	M = 415.80 - 147.48 = 268.32t.m S = 378.00 - 180.04 = 197.96t

ESTUDIO DE MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA ENTRE SAN BORJA Y TRINIDAD (FASE – II)

MEMORIA DE CALCULO PARA LA REVISION DEL:

DISEÑO DE PILA

PUENTE TIJAMUCHI

PILA

-CONTENIDO-

PRECONDICION..... 2-1

1. ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA..... 2-2
2. CARGAS DE DISEÑO..... 2-3
3. ANALISIS DE ESTABILIDAD..... 2-4
4. CALCULO DE COLUMNAS..... 2-9
5. CALCULO DE FUNDACION (ZAPATA)..... 2-11

PRECONDICIONES PARA LA REVISION DEL DISEÑO

PILA

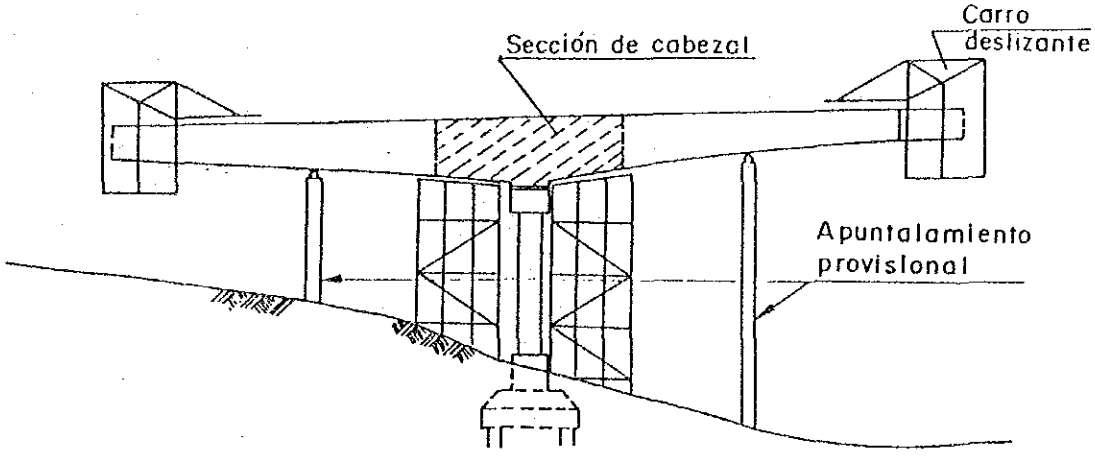
- En el lanzamiento de viga se adoptará el sistema de volado sucesivo mediante carro (encofrado) deslizante.

- Se establece que se evitará la transmisión del Momento Desequilibrante hacia la pila, a tiempo del lanzamiento de viga, utilizando para tal efecto, en forma simultánea, los puntales provisionales.

- Se establece que las influencias debido a la variación de temperatura, fluencia y retracción de superestructura hacia la pila, será absorbida por el apoyo.

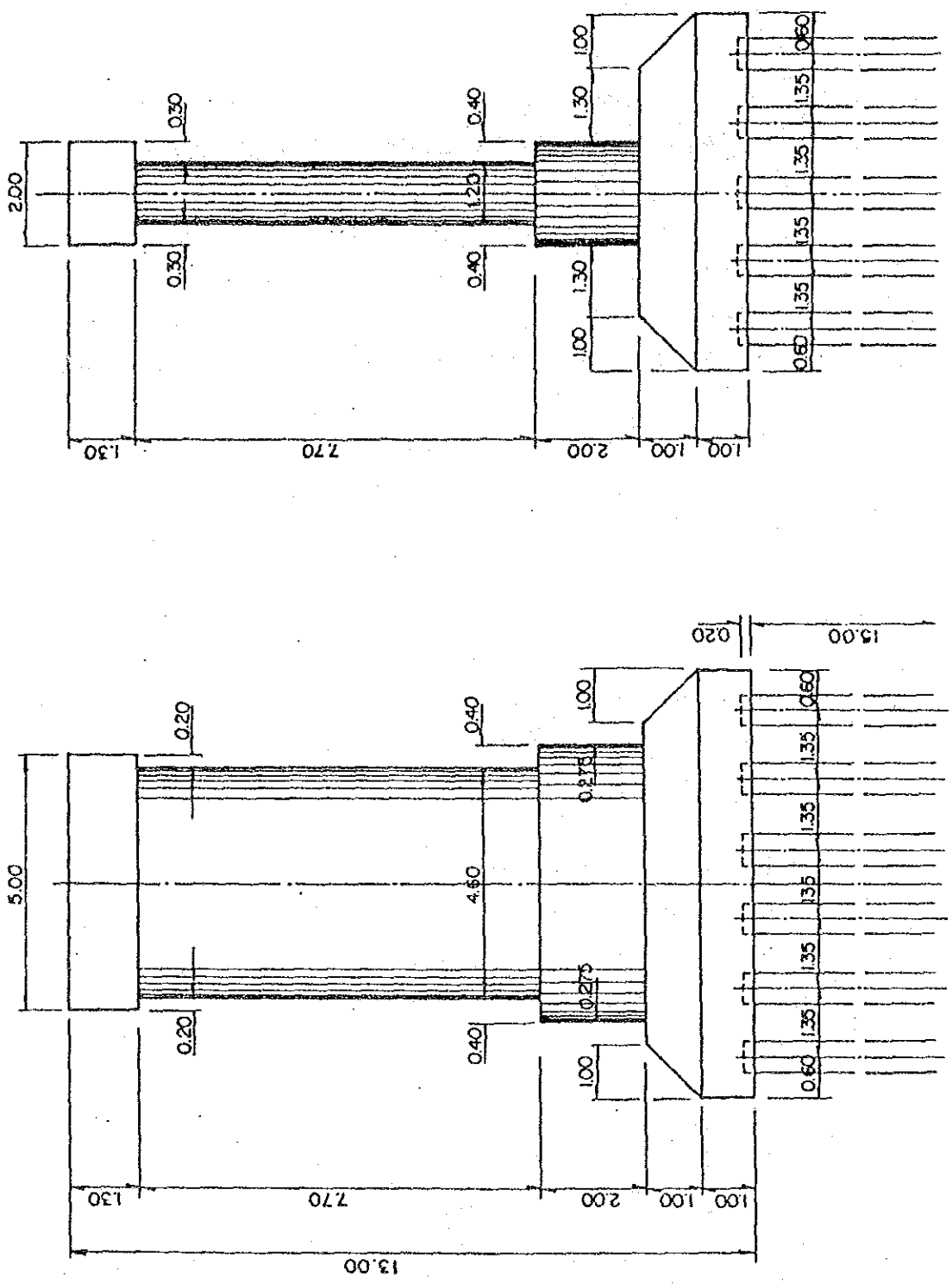
- Se establece que la longitud y la capacidad de soporte de pilote de fundación serán determinadas después de confirmar la capa de apoyo, previo a la ejecución de la obra.

- En esta revisión se adopta el pilote de 15 m. de longitud de acuerdo al diseño existente, suponiendo que con este pilote se puede esperar la capacidad de soporte de Rt = 108.0 (Ton/Pza)



1. Esquema de Estructura

PILA PUENTE TIJAMUCHI



2. CARGAS DE DISEÑO

1. Diseño de Fuerza para Superestructura

a) Reacción de Superestructura

Carga Muerta (D) D = 819.21t

Carga Viva (L+I) = 141.14t

Reacción Total = 960.35t

b) Fuerza Longitudinal por carga viva (Fl)

Fuerza Longitudinal = 13.74t

c) Viento sobre la Superestructura (W)

Transversal W = 43.74t

Longitudinal W1 = 16.60t

d) Viento sobre la Carga Viva (WL)

Transversal W = 14.70t

Longitudinal W = 5.88t

e) Viento sobre la Infraestructura (WD)

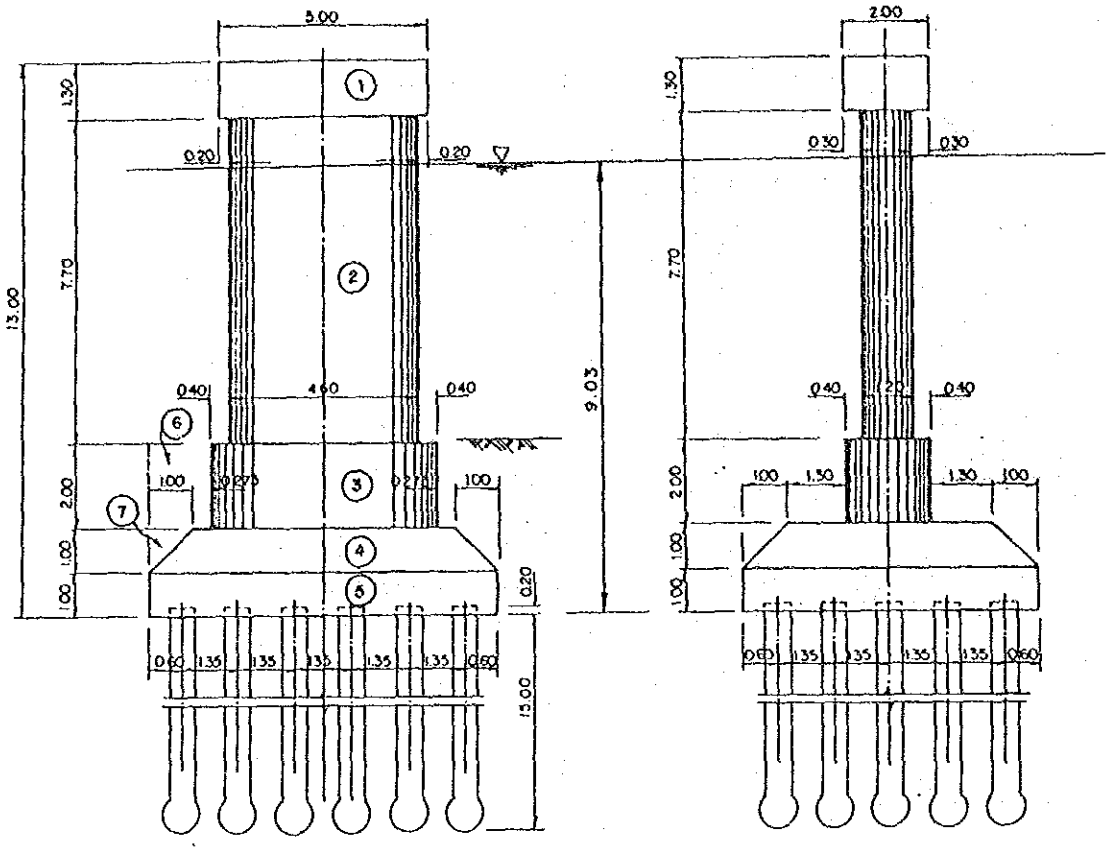
Transversal W = 0.62t

Longitudinal W = 9.96t

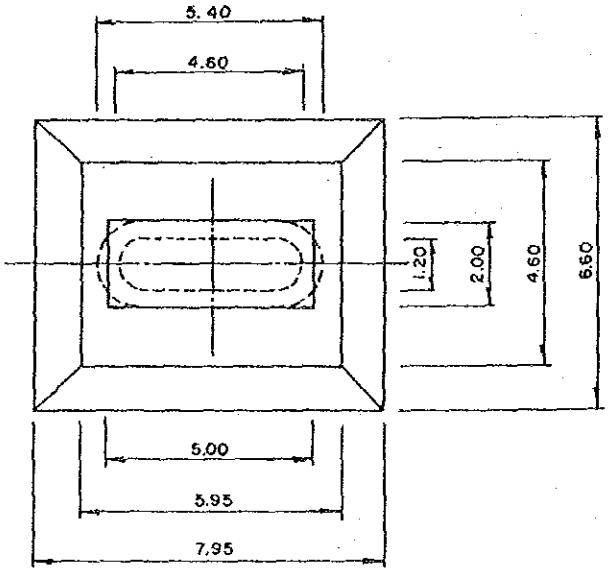
f) Fuerza de la Corriente (SF)

Transversal = 2.25t

3. Analisis de Estabilidad



ELEVACION VISTA LATERAL



PLANTA

FORMULA

1.	1.30x2.00x5.00x2.4	= 31.200t
2.	$(1/4x\pi x1.20^2+3.40x1.20)x7.70x2.4$	= 96.299t
3.	2.00x5.40x2.00x2.4	= 51.840t
4.	1/6x1.00x{4.60x5.95+(4.60+6.60)x(5.95 +7.95)+7.95x6.60}x2.4	= 94.208t
5.	6.60x7.95x1.00x2.4	= 125.928t
6.	(6.60x7.95-2.00x5.40)x2.00x1.8	= 150.012t
7.	{6.60x7.95x1.00-94.208/2.40}x1.8	= 23.790t

Peso Total de Hormigón y Suelo = 573.277t

-2	$(1/4x\pi x1.20^2+3.4x1.2)x7.03x1.0$	= -47.211t
-3	2.0x5.4x2.0x1.0	= -21.600t
-4	94.208x1/2.4x1.0	= -39.253t
-5	125.928x1/2.4x1.0	= -52.470t
-6	150.012x1/1.8x0.9	= -75.006t
-7	23.79x1/1.8x0.9	= -11.895t

Subpresión Total =-247.435t

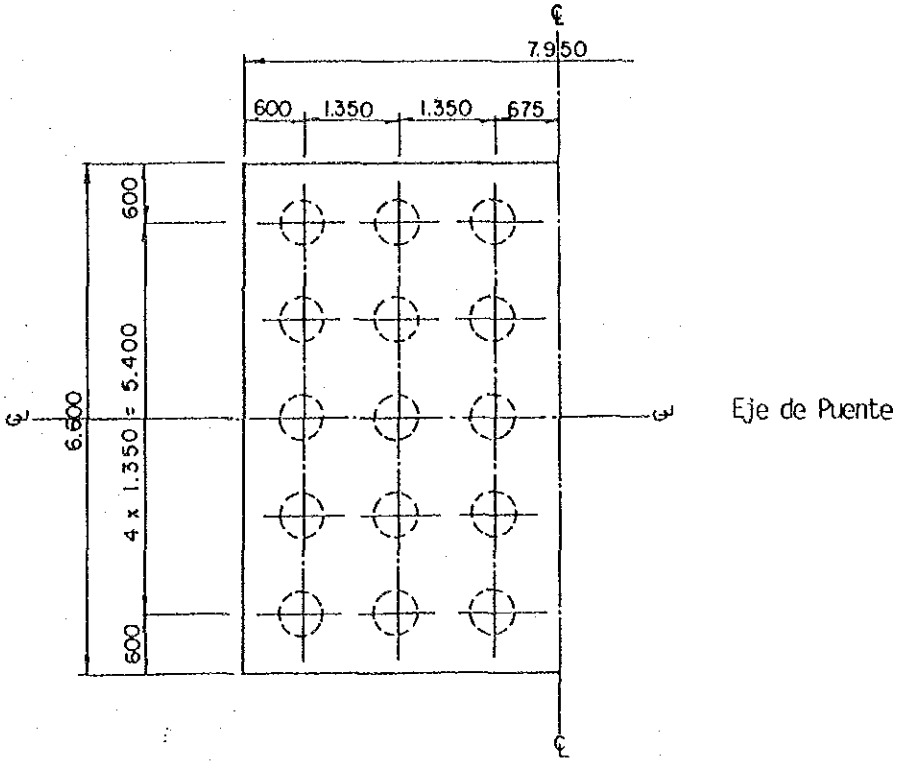
Resultante del Peso de Hormigón, Suelo y Subpresión = 325.842t

FUERZA TOTAL Y COMBINACION DE CARGA EN EL PUNTO "C"

(C: Centro de la parte interior de la zapata)

		LONGITUDINAL						TRANSVERSAL	
		N (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M(t.m) N*X	M(t.m) H*Y	H (t)	M = H*J (t*m)
Peso Propio de Pila	(D + B)	(573.277) 325.842							
Reacción	(D)	819.21							
Superestructura	(L + I)	141.14							
Fuerza Longitudinal	(CF)		13.74		13.15		180.681		
Fuerza de Viento	(W)		16.60		13.15		218.290	43.740	656.100
Fuerza de Viento	(WL)		5.88		13.15		77.322	14.700	220.500
Fuerza de Viento	(WD)		9.96		11.75		117.030	0.620	7.285
Fuerza de la Corriente	SF				4.25			2.250	9.562
Grupo I J = 100% D + (L+I) + CF + B		(1533.627) 1286.192	13.74				180.681	2.250	9.562
Grupo II J = 125% D + B + N		(1392.487) 1145.052	16.60				218.290	43.740	656.100
Grupo III J = 125% D+(L+I)+CF+B + 0.3W + WL		(1533.627) 1286.192	24.60				440.520	28.442	434.177

Distribución de los Pilotes



ϕ = 23.96m

$$E = 1 - 23.96 \times \frac{(5-1)6+(6-1)5}{90 \times 6 \times 5} = 0.565$$

Ra = 108.22 x 0.565 = 61.1t

Verificación de la estabilidad

$$P = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx*y}{Ix} \pm \frac{My*x}{Iy}$$

$$Ix = (6x2.70^2 + 6x1.35^2)x2 = 109.35 \text{ m2}$$

$$Iy = (4x3.375^2 + 4x2.025^2 + 4x0.675^2)x2 = 125.575 \text{ m2}$$

Grupo I

$$(B \neq 0) \quad \begin{matrix} P_{max} \\ P_{min} \end{matrix} = \frac{1286.192}{30} + \frac{180.003 \times 2.70}{109.35} + \frac{9.562 \times 3.375}{127.575} = \begin{matrix} 47.6t \\ 38.2 \end{matrix}$$

< 61.1t/Pza.

$$(B=0) \quad \begin{matrix} P_{max} \\ P_{min} \end{matrix} = \frac{1.533.627}{30} + 4.44 + 0.25 = \begin{matrix} 55.8t \\ 46.4t \end{matrix} < 61.1t/Pza.$$

Grupo II

$$(B \neq 0) \quad \begin{matrix} P_{max} \\ P_{min} \end{matrix} = \frac{1145.052}{30} + \frac{218.29 \times 2.70}{109.35} + \frac{656.10 \times 3.375}{127.575} = \begin{matrix} 60.9t \\ 15.4t \end{matrix}$$

< 61.1 x 1.25 = 82.6

$$(B=0) \quad \begin{matrix} P_{max} \\ P_{min} \end{matrix} = \frac{1392.487}{30} + 5.39 + 17.39 = \begin{matrix} 69.2t \\ 23.7t \end{matrix} < 82.6t$$

Grupo III

$$(B \neq 0) \quad \begin{matrix} P_{max} \\ P_{min} \end{matrix} = \frac{1286.192}{30} + \frac{440.520 \times 2.70}{109.35} + \frac{434.177 \times 3.375}{127.575} = \begin{matrix} 65.2t \\ 20.5t \end{matrix}$$

< 82.6t

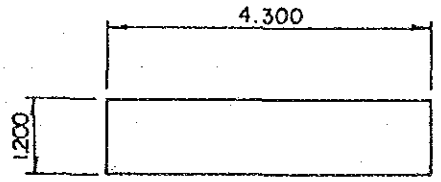
$$(B=0) \quad \begin{matrix} P_{max} \\ P_{min} \end{matrix} = \frac{1533.627}{30} + 10.88 + 11.49 = \begin{matrix} 52.4t \\ 28.8t \end{matrix} < 82.6t$$

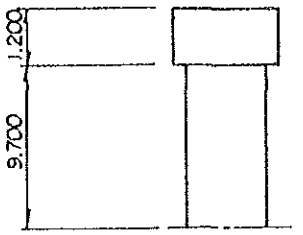
4. CALCULO DE COLUMNAS

Sección Convertida

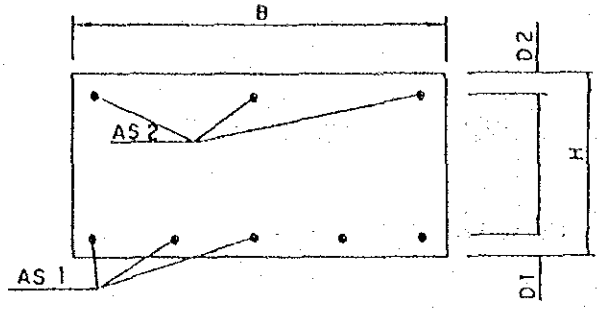
A = 1/4x1.20 xπ+3.4x1.2 = 5.211 m2

= 5.211 / 1.20 = 4.34 $\doteq$ 4.3 m





		N (t)	H (t)	Y (m)	M = H*Y (t*m)
Peso Propio del Estribo	(D - B)	(622.777) 363.381			
Reacción	(D)	819.21			
Superestructura	(L + I)	141.14			
Fuerza Longitudinal	(CF)		13.74	13.15	180.681
Fuerza de Viento	(W)		16.60	13.15	218.290
Fuerza de Viento	(WL)		5.88	13.15	77.322
Grupo I J = 100% D + (L+I) + CF + B		(1583.127) 1323.731			258.003
Grupo II J = 125% D + B + W		(1441.987) 1182.591			218.290
Grupo III J = 125% D+(L + I)+CF+B+0.3W+WL		(1583.127) 1323.731			323.490



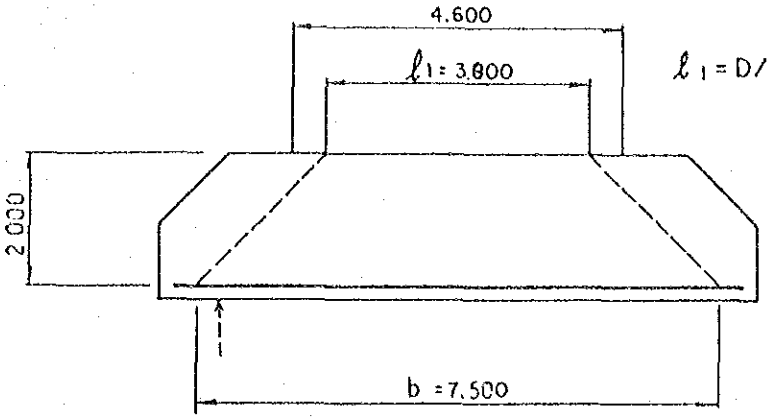
	Unidad		
M	t.m.	258,003	
N	t	1,583.130	
S	t	-	
B	cm.	430	
H	cm.	120	
D1	cm.	10	
D2	cm.	0	
As1	cm^2	ø 25 - 14 68.726	
As2	cm^2	-	
D	cm.	110	
N P	Kg/cm^2	0.0218	
MD/BD^2	Kg/cm^2	4.959	
S/BD	Kg/cm^2	-	
C		113	
S		- 28	
Fc	Kg/cm^2	56	
Fs	Kg/cm^2	- 139	
V	Kg/cm^2		
Fca	Kg/cm^2		80
Fsa	Kg/cm^2		1680
Va	Kg/cm^2		3.65

Donde : Fc : Tension de compresion
Fs : Tension de traccion
V : Tension de corte
Fca: Tension admisible de compresion
Fsa: Tension admisible de traccion
Va : Tension admisible de corte

M : Momento flector
N : Carga axial
S : Fuerza de corte
As1: Acero de refuerzo
As : Acero de refuerzo

5. CALCULO DE FUNDACION (ZAPATA)

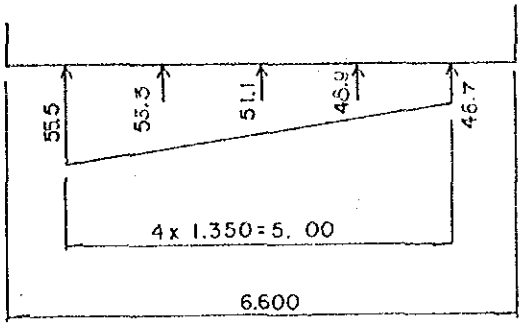
Ancho Efectivo

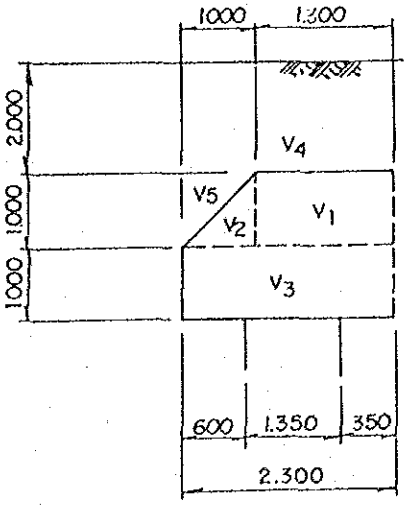


$\ell_1 = D/10 \times 2 + 3.40 = 3.80$

Reaccion del Pilote

Grupo II (B = 0)





Peso de Fundación

$V1 = 1.30 \times 1.0 \times 5.95 \times 2.4 = 18.564t$

$V2 = 1/2 \times 1.0 \times 7.283 \times 2.4 = 8.740t$

$V3 = 1.00 \times 2.30 \times 7.95 \times 2.4 = 48.884t$

$\sum V = 71.188t$

$M = V1 \times \ell 1 + V2 \times \ell 2 + V3 \times \ell 3$

$= 18.564 \times 0.65 + 8.74 \times 1.63 + 43.884 \times 1.3 = 83.362t$

$S = 18.564 + 8.74 + 43.884 = 71.188t$

Momento y Corte por Reacción de Pilote

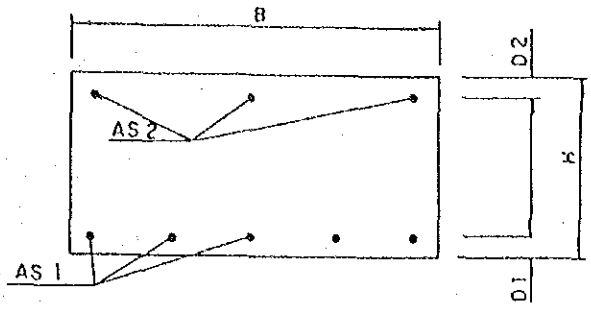
$M = 55.5 \times 6 \times 1.70 + 53.3 \times 6 \times 0.35 = 678.03t.m$

$S = 55.5 \times 6 + 53.3 \times 6 = 652.8t$

Esfuerzo Cortante y Momento Flector Confirmado

$\sum M = 678.03 - 83.362 = 594.668t.m$

$\sum S = 652.80 - 71.188 = 581.612t$



	Unidad				
M	t.m.	594.67			
N	t	0			
S	t	581.6			
B	cm	750			
H	cm	200			
D_1	cm	15			
D_2	cm	-			
A_{s1}	cm^2	245.10			
A_{s2}	cm^2	0			
D	cm	185			
NP	Kg/cm^2	-			
M/BD^2	Kg/cm^2	-			
S/BD	Kg/cm^2	-			
C		-			
K		-			
F_c	Kg/cm^2	24.0			
F_s	Kg/cm^2	1408.0			
V	Kg/cm^2	4.20			
F_{ca}	Kg/cm^2	80	80		
F_{sa}	Kg/cm^2	1680	1680		
V_a	Kg/cm^2	3.65	3.65		

Donde:
F_c : Tension de compresion
F_s : Tension de traccion
V : Tension de corte
F_{ca}: Tension admisibla de compression
F_{sa}: Tension admisibla de traccion
V_a : Tension admisibla de corte

M : Momento flector
N : Carga axial
S : Fuerza de corte
A_{s1}: Acero de refuerzo
A_{s2}: Acero de refuerzo

ESTUDIO DE MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA ENTRE SAN BORJA Y TRINIDAD (FASE – II)

CALCULO DE CANTIDADES

PARA ESTRIBO

(PUENTE TIJAMUCHI)

ENERO 1989

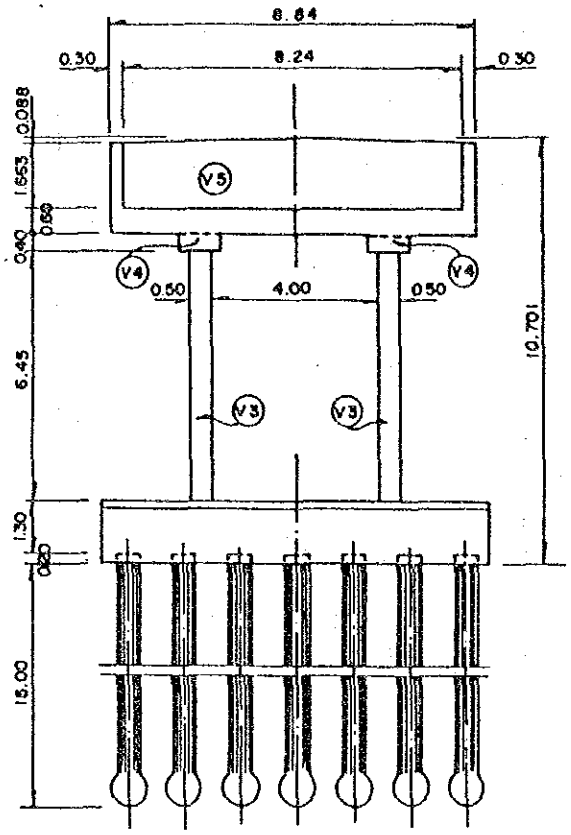
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

ESTRIBO

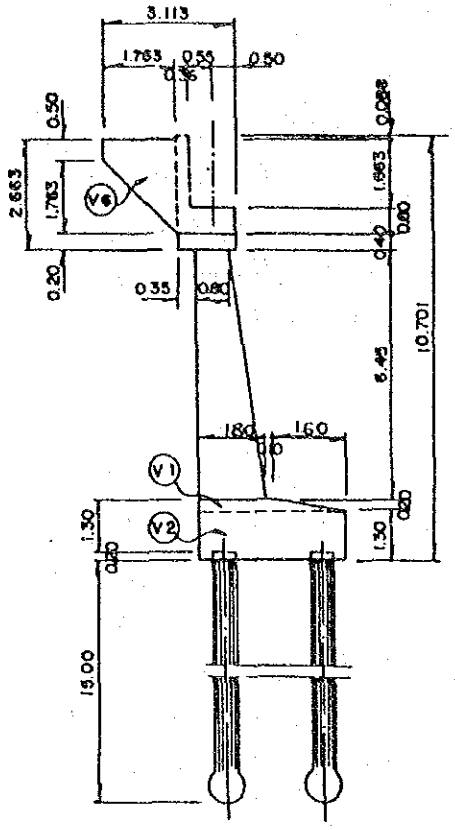
Por Estribo

ITEM		UNIDAD	CANTIDAD
Hormigón		m3	71.0
Encofrado		m2	152.21
Acero de Refuerzo		kg	4,162.0
Movimiento de tierra	Excavación	m3	113.3 (68.0)
	Relleno	m3	64.3 (28.9)
	Remoción de tierra excedente	m3	49.0 (39.1)
Pilote de Fundación	Hormigón	m3	61.67
	Acero de Refuerzo	kg	6,297.0
	Longitud Total		210

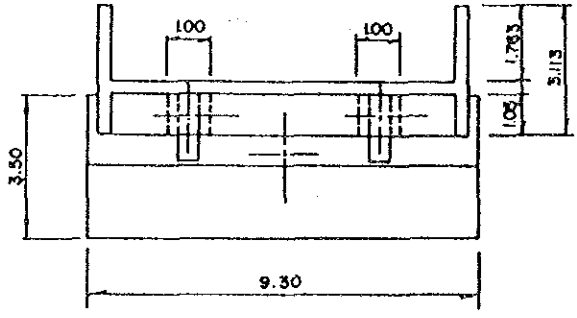
Nota.- La Cantidad entre parentésis corresponde al estribo A2.



ELEVACION



VISTA LATERAL



PLANTA

1. HORMIGON

Zapata

V1 = 1/2 x (1.90 + 3.50) x 0.20 x 9.30 = 5.02 m3

V2 = 1.30 x 3.50 x 9.30 = 42.32 m3

47.34 m3

Cuerpo del Estribo

V3 = 1/2 x (0.8 + 1.8) x 6.45 x 0.5 x 2 = 8.39 m3

V4 = 1.35 x 1.00 x 0.40 x 2 = 1.08 m3

Asiento de Viga

V5 = 1.35 x 0.60 x 8.84 = 7.16 m3

Pantalla Posterior

V6 = 1/2 x (1.663 + 1.751) x 4.12 x 0.30 x 2 = 4.22 m3

V7 = {1/2x(0.5+2.263)x1.763+1.663x1.35}x0.3x2 = 2.81 m3

23.66 m3

$\sum V$ = 71.0m3

2. ENCOFRADO

Alero

A1 ={(0.50x1.763+1/2x1.763)x2+(0.50+$\sqrt{2}$ x1.763)x0.3}x2 = 11.54 m2

A2 = 1.663 x 1.05 x 4 = 6.99 m2

Pantalla Posterior

A3 = 1/2x(1.751+1.663)x4.12x4+1.663x0.3x2 = 29.13 m2

Asiento de Viga

A4 = 0.6x8.84+1.35x0.60x2+1.35x8.84-1.35x1.0 x2+(1.35+1.00)x2x0.40+(1.35x1.00-0.8x0.5)x2= 21.82 m2

Columna

A5 = {1/2x(0.8+1.80)x6.45x2+0.5x6.45+0.50 x$\sqrt{0.80 + 6.45^2}$}x2 = 46.51 m2

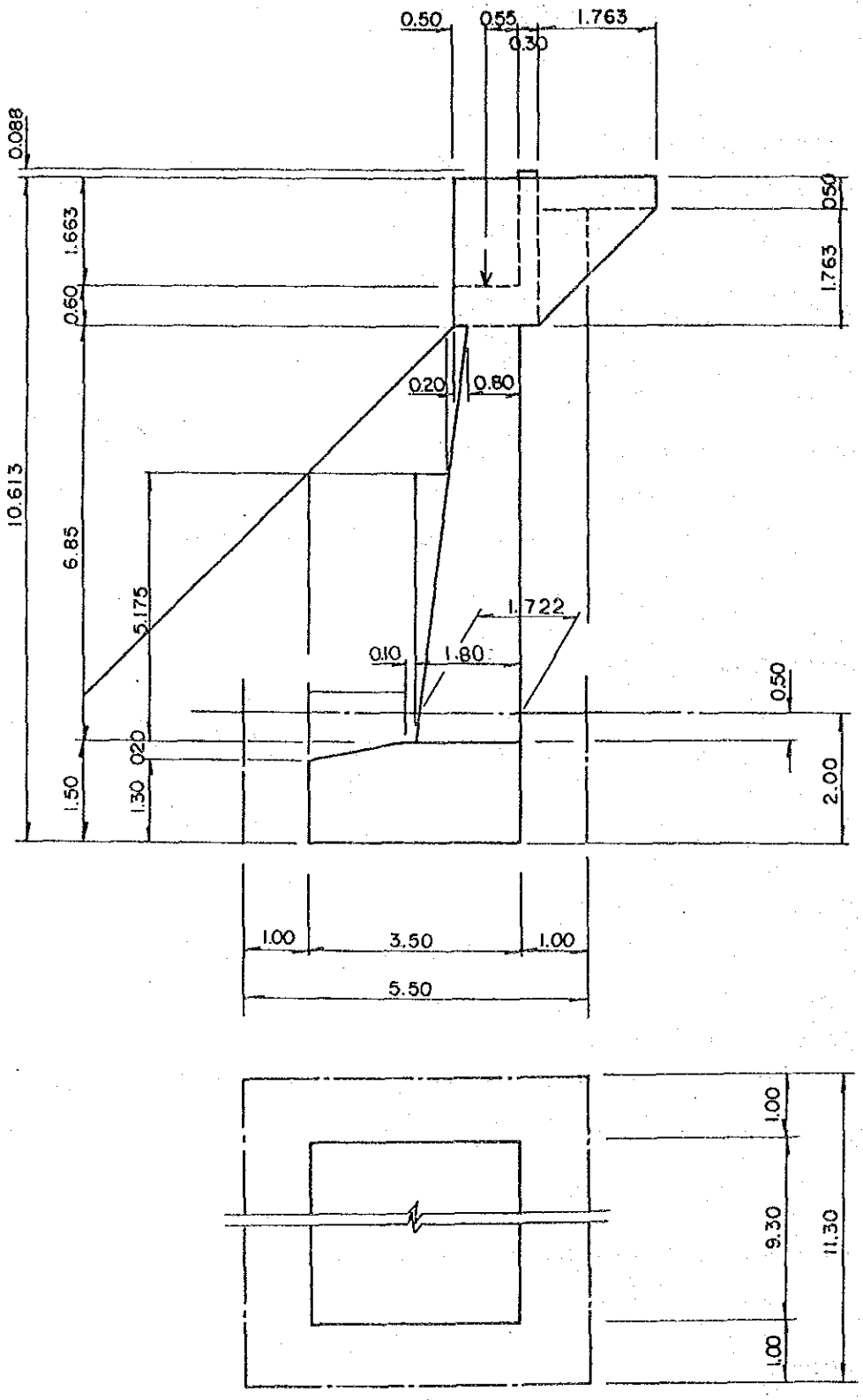
Zapata

A6 = 1.50x9.3+1.3x9.3+1/2x(1.90+3.50)x0.20x2 + 3.50x1.30x2 = 36.22 m2

$\sum A$ = 152.21 m2

Movimiento de Tierra

ESTRIBO A-1



1) Excavación

$Va = 5.50 \times 10.30 \times 2.00 = 113.3\ m3$

2) Remoción de tierra excedente

Columna

$V1 = 1/2x(1.542+1.60)x1.20x0.50x2 = 1.89\ m3$

Zapata

$V2 = 1/2x(3.50+1.70)x0.20x9.30 = 4.84\ m3$

$V3 = 3.50x1.30x9.30 = 42.32\ m3$

$Vb = \Sigma\ 1\sim3 = 49.05\ m3$

3) Relleno

$Vc = Va - Vb$

$= 113.3 - 49.05 = 64.25\ m3$

Pilote de Fundación

ø 600 x 15.00m x 14 pzas.

Hormigón

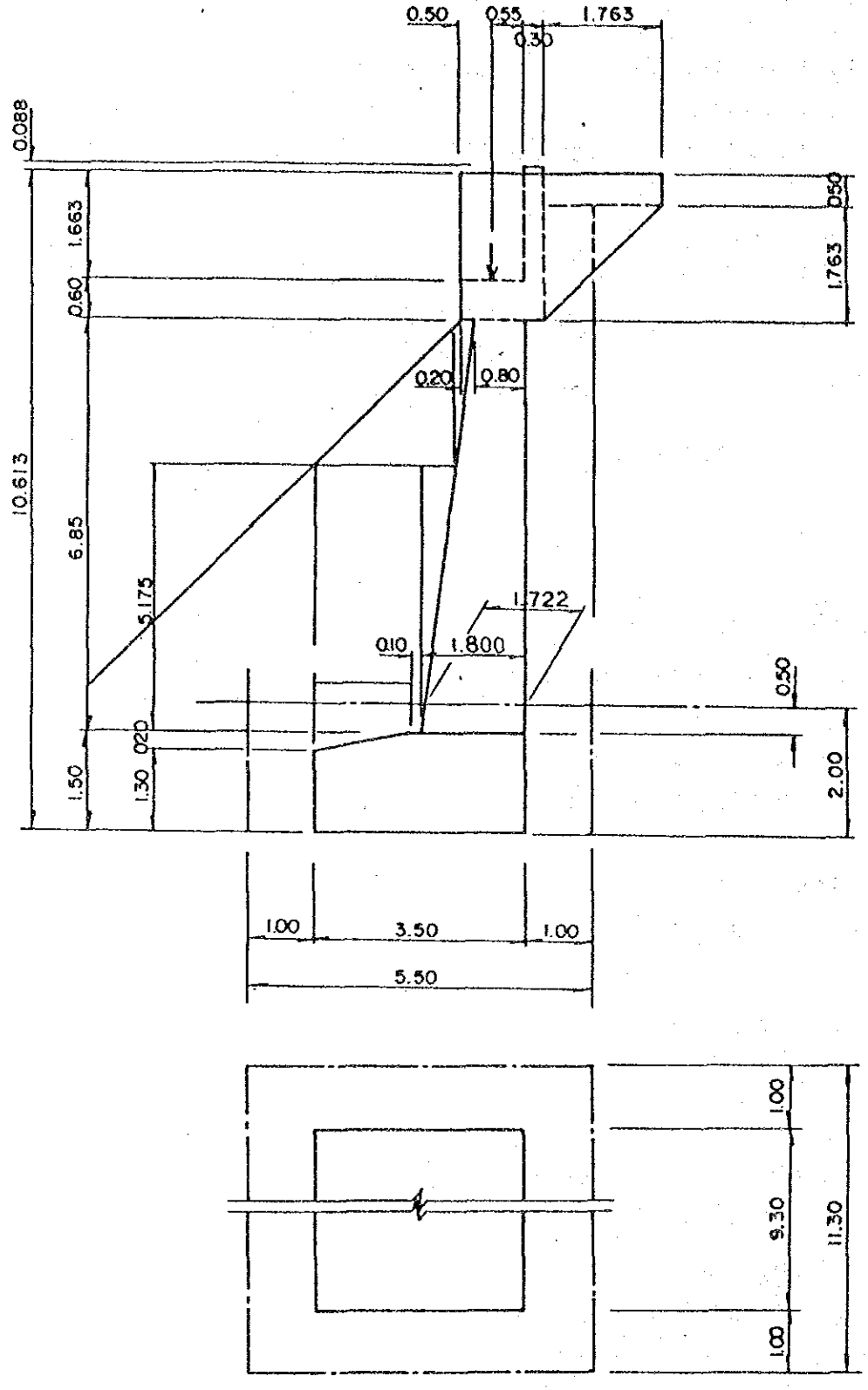
$V = (1/4x\pi x0.6^2 x14.23+1/6x\pi x0.90^3)x14 = 61.67\ m3$

Longitud Total

$L = 15.0 \times 14 = 210.0\ m.$

Movimiento de Tierra

ESTRIBO A-2



1) Excavación

$Va = 5.50 \times 10.30 \times 1.20$ = 67.98 m3

2) Remoción de tierra excedente

Zapata

$Vb = 3.50 \times 9.30 \times 1.20$ = 39.06 m3

3) Relleno

$Vc = Va - Vb$

$= 67.98 - 39.06$ = 28.92 m3

Pilote de Fundación

ø 600 x 15.00m x 14 pzas.

Hormigón

$V = (1/4 \times \pi \times 0.6^2 \times 14.23 + 1/6 \times \pi \times 0.90^3) \times 14$ = 61.67 m3

Longitud Total

$L = 15.0 \times 14$ = 210.0 m

CANTIDAD DE ACERO DE REFUERZO PARA ESTRIBO

	ø (mn)	No.	Long./ (m)	Longitud Total (m)	(kg)	
1	16	46	6.21	285.66	451	
2	29	46	3.40	156.40	791	
3	19	13	9.20	119.60	267	
4	10	13	9.20	119.60	189	
5	10	4	9.20	36.80	58	
6	25	14	9.20	128.80	512	
7	28	14	5.00	70.00	278	
8	25	14	9.20	128.80	512	
9	12	20	6.50	130.00	116	
10	10	44	1.35	118.80	73	
11	16	6	8.25	49.50	78	
12	16	6	8.25	49.50	78	
13	16	12	0.95	11.40	18	
14	12	4	8.25	33.00	29	
15	12	64	3.00	192.00	171	
16	12	28	3.80	106.40	95	
16	12	42	2.60	109.20	97	
17	12	28	2.60	72.80	65	
18	12	12	8.75	105.00	93	
19	20	6	3.45	20.70	57	
20	12	24	2.23	53.52	48	
21	12	4	2.60	10.40	9	
22	12	12	3.75	45.00	40	
22	12	8	5.20	41.60	37	

4162 kg

(PILOTES PARA ESTRIBO)

	ø (mm)	No.	Long./ (m)	Longitud Total (m)	(kg)
1	20	140	16.30	2282.00	5637
2	10	14	76.42	1069.88	660

6297 kg

ESTUDIO DE MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA ENTRE SAN BORJA Y TRINIDAD (FASE – II)

CALCULO DE CANTIDADES

PARA PILA

(PUENTE TIJAMUCHI)

ENERO 1989

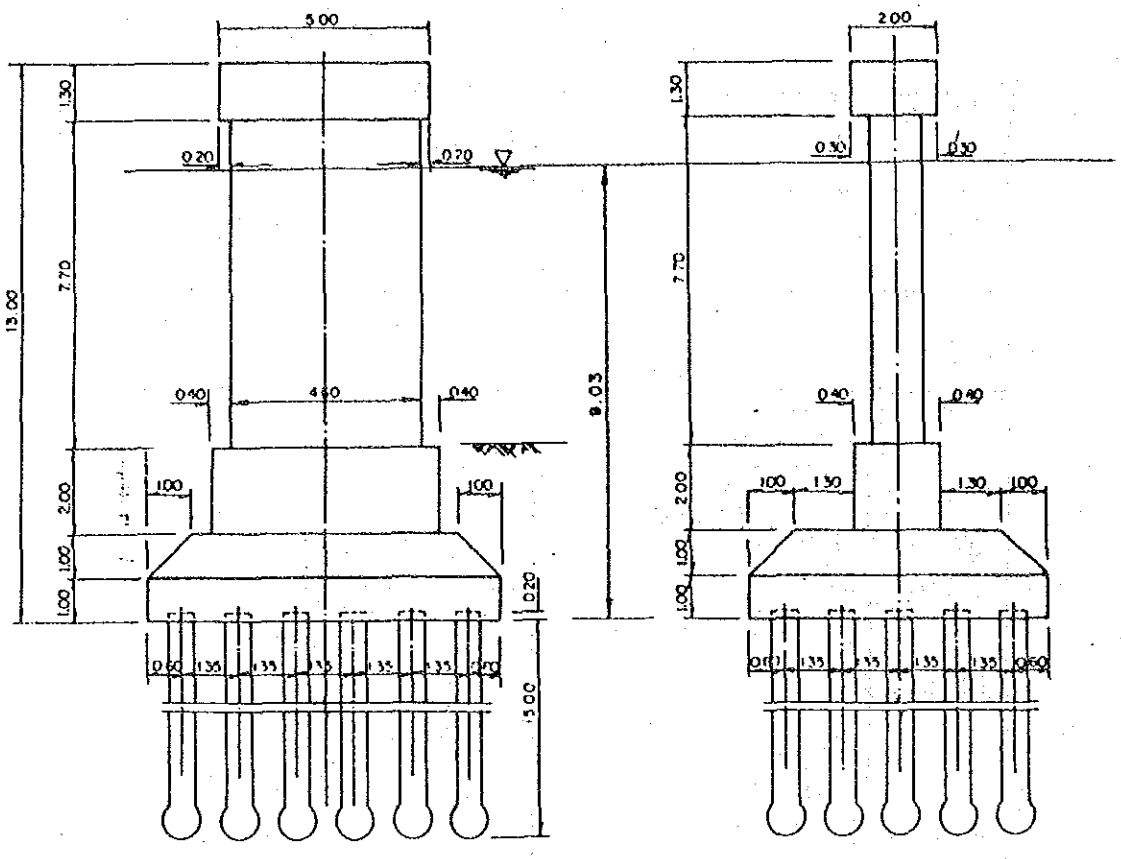
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

PILA

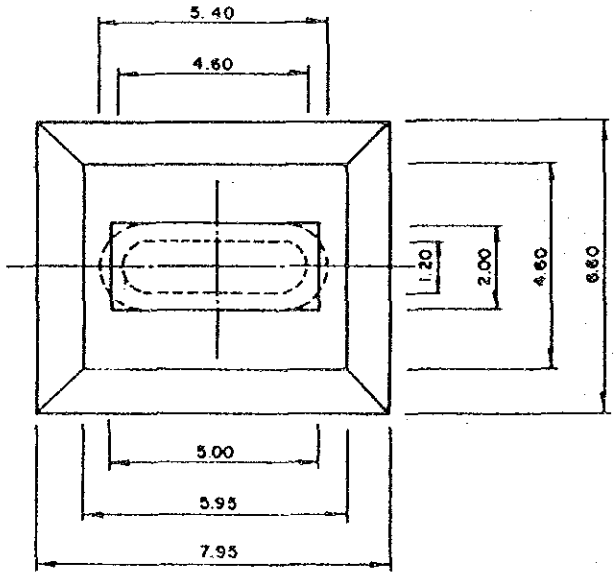
Por pila

ITEM		UNIDAD	CANTIDAD
Hormigón		m3	164.72
Encofrado		m2	195.15
Acero de Refuerzo		kg	5569
Movimiento de tierra	Excavación	m3	290.9 (359.4)
	Relleno	m3	185.3 (246.8)
	Remoción de tierra excedente	m3	105.6 (112.6)
Pilote de Fundación	Hormigón	m3	132.15
	Acero de Refuerzo	kg	13494.0
	Longitud Total	m	450.0

Nota.- La Cantidad entre parentésis corresponde a pila A2.



ELEVACION VISTA LATERAL



PLANTA

1. HORMIGON

Cabezal

V1 = 5.00x1.30x2.00 = 13.00 m3

Columna

V2 = (1/4xπx1.20 x3.40x1.20)x7.70 = 40.12 m3

Base de columna

V3 = (1/4xπx2.0^2+3.40x2.00)x2.00 = 19.88 m3

Zapata

V4 = 1/6x1.00x{6.60x7.95+(4.60+6.60)
x (5.95+7.95)+4.60x5.95} = 39.25 m3

Zapata

V5 = 6.60x7.95x1.00 = 52.47 m3

V =164.72m3

2. ENCOFRADO

Cabezal

A1 = 5.00x2.00-(1/4xπx 1.20+3.40x1.20) = 4.79 m2

A2 = (5.00+2.00) x 2 x 1.3 = 18.20 m2

Columna

A3 = 3.40x7.70x2 = 52.36 m2

Columna Circular

A4 = πx1.2x7.70 = 29.03 m2

A5 = πx2.0x2+3.40x2.0x2 = 26.17 m2

Zapata

A6 = 1.0x$\sqrt{2}$x{1/2x(66x4.6)+1/2x(7.95+5.95)}x2 = 35.50 m2

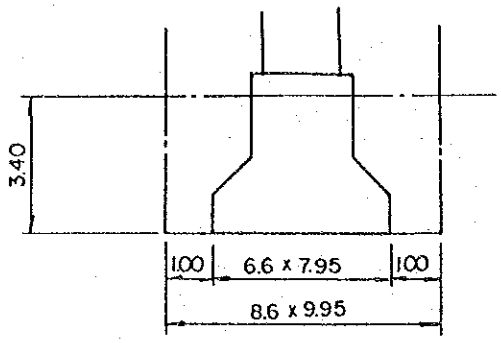
Zapata

A7 = (6.60+7.95)x2x1.00 = 29.100m2

A = 195.15 m2

3. MOVIMIENTO DE TIERRA

Pila P1



Excavación

$V = 8.60 \times 9.95 \times 3.40$ = 290.9 m3

Relleno

$V = 290.0 - 39.25 - 52.47$

$-(1/4\pi \times 2.0^2 + 3.4 \times 2.0) \times 1.4$ = 185.3 m3

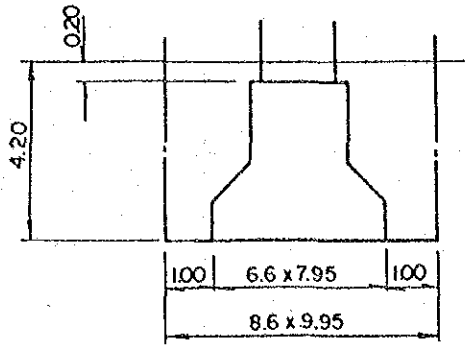
Remoción de tierra

$V = 290.9 - 185.3$ = 105.6 m3

4. PILOTE DE FUNDACION

$V = (1/4\pi \times 0.60^2 \times 14.23 + 1/6\pi \times 0.90^3) \times 30$ = 132.154 m3

Pila P2



Excavación

$V = 8.60 \times 9.95 \times 4.20$ = 359.4 m3

Relleno

$V = 359.4 - 39.25 - 52.47 - 19.88$

$-(1/4\pi x1.20^2 + 1.2x3.40)x0.20$ = 246.8 m3

Remoción de tierra excedente

$V = 359.4 - 246.8$ = 112.6 m3

Pilote de Fundación

$V = (1/4\pi x0.60^2 x14.23 + 1/6\pi x0.90^3)x30$ = 132.154 m3

CANTIDAD DE ACERO DE REFUERZO PARA PILA

	ø (mn)	No.	Long./ (m)	Longitud Total (m)	(kg)	
1	25	53	6.50	344.5	1369	
2	20	27	7.85	211.95	525	
3	16	20	8.78	175.60	277	
4	16	16	10.13	162.08	256	
5	16	4	6.85	27.40	43	
6	16	4	6.00	24.00	38	
7	25	36	12.80	460.80	1774	
8	16	34	11.18	380.12	601	
9	16	62	5.32	329.12	522	
10	16	9	4.90	44.10	70	
11	16	7	4.90	34.30	54	
12	16	2	12.60	25.20	40	
(PILOTE)					5569 kg	
13	20	300	16.30	4890	12079	
14	10	30	76.42	22926	1415	
					13494 kg	

JICA