

UNIVERSIDAD NACIONAL
DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Civil



DISEÑO DE UN ACUEDUCTO
METALICO TIPO PUENTE
COLGANTE

TESIS

*Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil*

Edgar R. Huaccho Bustamante

LIMA - PERU

1988

INDICE

	<u>Pag.</u>
<i>INTRODUCCION</i>	01
<u><i>CAPITULO I "INFORMACION BASICA"</i></u>	04
<i>1.0 Generalidades</i>	04
<i>1.1 Ubicación y Acceso</i>	04
<i>1.2 Climatología e Hidrología</i>	05
<i>1.3 Topografía</i>	05
<i>1.4 Geología y Geotecnia</i>	05
<i>1.5 Mecánica de Suelos</i>	08
<u><i>CAPITULO II "DISEÑO DE LA TUBERIA"</i></u>	11
<i>2.0 Generalidades</i>	11
<i>2.1 Diseño Hidráulico</i>	12
<i>2.2 Diseño Estructural</i>	14
<i>2.2.1 Requisitos Prácticos</i>	15
<i>2.2.2 Esfuerzos de flexión y corte</i>	16
<i>2.2.2.1 Carga muerta</i>	17
<i>2.2.2.2 Carga viva</i>	18
<i>2.2.2.3 Carga de viento</i>	18
<i>2.2.2.4 Carga de sismo</i>	22
<i>2.2.3 Cálculos:</i>	26

	<u>Pág</u>
2.2.3.1 Por Esfuerzo Flexionante	27
2.2.3.2 Por Esfuerzo Cortante	28
2.5 Conclusión	30
<u>CAPITULO III " DISEÑO DE LAS PÉNDOLAS "</u>	31
3.0 Generalidades	31
3.1 Diámetro de la Péndola	31
3.2 Número de Péndolas	33
3.3 Longitud de la flecha	33
3.4 Longitudes de las péndolas	34
3.5 Diseño de las Abrazaderas	36
<u>CAPITULO IV " DISEÑO DE LOS CABLES "</u>	44
4.0 Generalidades	44
4.1 Longitud del Cable	44
4.2 Altura de la Torre	45
4.3 Longitud de los Fiaóres	45
4.4 Tracción Max. Horiz. en el Fiaóor	47
4.5 Tracción Max. en el Fiaóor	49
4.6 Tracción Max. de Rotura	50
4.7 Diámetro de Cable	50
4.8 Disposición de los Pernos:	51
4.8.1 En la Unión Péndola y Cables	51
4.8.2 En la Unión Péndola y Tubería	54

	<u>Pág.</u>
<u>CAPITULO V " DISEÑO DE LA CÁMARA DE ANCLAJE "</u>	
5.0 Generalidades	55
5.1 Dimensionamiento	55
5.2 Cargas que actúan	56
5.3 Estabilidad al deslizamiento	57
5.4 Estabilidad al volteo	58
5.5 Estabilidad por presiones en el Terreno	59
<u>CAPITULO VI " DISEÑO DE LA TORRE "</u>	61
6.0 Generalidades	61
6.1 Cargas en la Torre	61
6.2 Dimensionamiento de la Torre	62
6.3 Análisis en el sentido Longitudinal	62
6.3.1 Secciones de tanteo	65
6.3.2 Verificación del Elemento Vertical	66
6.4 Análisis en el Sentido Transversal	67
6.4.1 Cálculo de la Carga Vertical	67
6.4.2 Esfuerzos Producidos por Sismo	67
6.4.3 Esfuerzos producidos por Viento	70
6.4.4 Esfuerzos de Diseño	71
6.5 Verificación de los Elementos:	71
6.5.1 Del Elemento Vertical Crítico	71
6.5.2 Del Elemento Horizontal Crítico	72
6.5.3 Del Elemento Diagonal Crítico	73
6.6 Diseño del Apoyo en la Torre	73

	<u>Páa.</u>
6.6.1 Plancha de Apoyo	73
6.6.2 Pernos de Anclaje	77
<u>CAPITULO VII "DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA "</u>	86
7.0 Generalidades	86
7.1 Diseño del Pilar	87
7.2 Diseño del Muro de Contención	89
7.3 Diseño de la Zapata	100
<u>CAPITULO VIII "ASPECTOS DE MONTAJE"</u>	106
8.0 Generalidades	106
8.1 Condiciones para el Montaje	106
8.2 Montaje del Acueducto	107
8.2.1 Montaje de las Torres	107
8.2.2 Montaje de los Cables	108
8.2.3 Montaje de las Péndolas	109
8.2.4 Montaje de la Tubería	109
8.3 Equipo de Montaje	110
<u>CAPITULO IX " METRADOS Y PRESUPUESTOS"</u>	111
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	113
BIBLIOGRAFIA	115
<u>CAPITULO X "PLANOS"</u>	118

INTRODUCCION

Desde hace varios años en el Perú se viene utilizando con mayor frecuencia una forma de acueducto tipo puente colgante, donde la tubería descansa sobre una estructura reticular (ver fig. N° 1), y son pocos los casos en que se han utilizado acueductos donde se aprovechan las propiedades estructurales de la tubería de acero, trabajando como un puente autosoportante (ver fig. N° 2); existiendo de ambos tipos de acueducto poca o casi ninguna bibliografía.

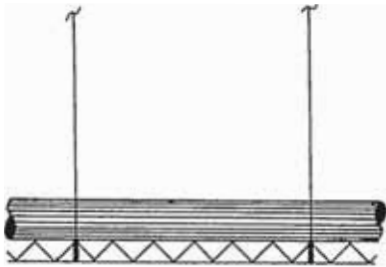


Fig. N° 1
Tipo de Acueducto
con Estructura
Reticular

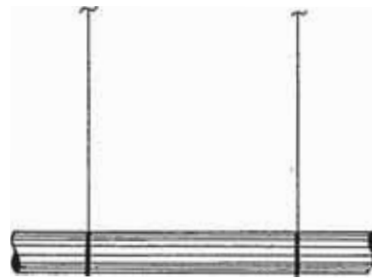


Fig. N° 2
Tipo de Acueducto
con Tubería
Autosoportante

Este trabajo presenta el diseño de un Acueducto Metálico tipo Puente Colgante, y muestra los pasos que se han de seguir; refiriéndose al segundo tipo, es decir con tubería autosoportante.

En el transcurso del trabajo se podrá apreciar dos conceptos importantes referentes al estudio de la Ingeniería Civil:

- Primero, el acero es un material estructural bastante bueno debido a su gran resistencia y poco peso relativo, factores importantes en un diseño; y
- Segundo, mostrar una de las mas bellas y perfectas estructuras, como es el caso de la estructura tipo Puente Colgante. (ver Fig. N° 3).



Fig. N° 3

Vista General de un Acueducto
Tipo Puente Colgante

Las partes en que consta el acueducto y que van a ser diseñadas en el presente trabajo son:

- la tubería,
- las péndolas,
- los cables,
- las cámaras de anclaje;
- y la infraestructura:
- los pilares,
- las zapatas y
- los muros de contención.

El estudio está basado en un caso que se presentó en una zona con problemas geodinámicos, en el pueblo de Tauca, en Ancash.

Debido a que el presente trabajo tiene un carácter didáctico, los planos se presentarán en formato A-4.

Para la realización de la presente Tesis he contado con el asesoramiento del Ing. Luis Zapata Baglietto; en tal sentido debo manifestar mi agradecimiento y reconocimiento por sus enseñanzas, orientación y sugerencias que han hecho posible presentar este trabajo con una metodología práctica para el diseño de este tipo de estructuras.

También debo agradecer a mi esposa Estela Avila López, por su colaboración técnica y apoyo moral a lo largo del desarrollo del presente trabajo.

Asímismo agradezco a la Srta. Rosa Huapalla por el tipeado de la Tesis.

CAPITULO I

INFORMACION BASICA

1.0 GENERALIDADES:

Este capítulo tratará acerca de los estudios básicos que se hicieron para evaluar las condiciones de la zona afectada y del subsuelo de cimentación donde estarán fundadas las obras civiles.

Básicamente, en este caso, el estudio de Geología y Geotecnia definió el tipo de solución estructural al problema hidráulico presentado; y el estudio de Mecánica de Suelos definió los factores para el diseño de las zapatas y muros de contención.

1.1 UBICACION Y ACCESO:

El acueducto a diseñarse se encuentra en el distrito de Taucu, provincia de Pallasca-Ancash. El acceso al pueblo de Taucu es por medio de una carretera afirmada que se desvía de la Panamericana Norte a la altura del Puerto de Chim

bote del cual dista unos 153 Km.

El lugar es llamado "El Quebrado", zona donde se producen constantes deslizamientos de tierra. El acceso a esta zona es por medio de un camino de herradura que sale por la parte Este del pueblo, a unos 5 Km. (ver plano N° 1.1).

1.2 CLIMATOLOGIA E HIDROLOGIA:

En la zona afectada existe una temperatura promedio de 12 C, y no tiene variaciones bruscas de temperatura.

El tramo que se piensa salvar, pertenece al canal "El Pueblo" y tiene un caudal regulado de 2 m³/seg. en la toma con el río Tuctubamba.

1.3 TOPOGRAFIA:

El levantamiento topográfico se hizo, además de la zona afectada, las zonas donde irían las obras civiles.

La escala usada fué de 1:200, y teniendo una cota relativa, B.M.=100.00m., en el Km. 2 + 950 del canal "El Pueblo" (ver Plano N° 1.2).

1.4 GEOLOGIA Y GEOTECNIA:

Los estudios de Geología y Geotecnia solo fueron de campo, debido a que el problema geodinámico de la zona se manifestaba exteriormente y cualquier estudio de laboratorio no

justificaba su costo, además que éstos son muy altos.

Los resultados del estudio (ver Plano N° 1.3) fueron:

- a) La zona de "El Quebrado" está afectada por un proceso de soliflexión (movimiento de masas de tierra), destruyendo unos 200.00 m. de canal en forma constante y con mayor frecuencia en épocas de lluvia.
- b) Estos movimientos tuvieron sus inicios hace unos 50 años, y por unos años se estabilizó la zona, para luego reactivarse hasta la actualidad.
- c) En el tramo de deslizamiento, el canal descansa sobre un material detrítico poco coherente compuesto fundamentalmente por fragmentos de roca centimétricos y abundante cantidad de arena y arcilla.
- d) Debajo de este terreno se encuentra roca del intrusivo granodiorítico cuya presencia se evidencia por afloramientos esporádicos en el área y la presencia de éstos en los flancos del deslizamiento.
- e) El talud sobre el que descansa el canal, tiene una pendiente promedio de 45° .
- f) En la cabecera de estos deslizamientos se forman las llamadas escarpas de deslizamiento friccionante, las cuales llegan a tener saltos de hasta 10.00 m. con planos de deslizamiento de fuerte pendiente e interconectados, los cuales

les aseguran nuevos deslizamientos a producirse.

g) Cuando existen deslizamientos más rápidos en los que se originan esfuerzos tensionales, estos producen grietas perpendiculares a las escarpas de deslizamientos llegando a tener espacios abiertos de hasta 25 cm.

De los párrafos anteriores se deduce que el tramo del canal afectado se encuentra ubicado justamente en la zona donde se encuentran los siguientes problemas:

- desprendimientos activos continuos de tierra;
- terreno arenoso-arcilloso;
- rocas fuertemente cizalladas;
- rocas afectadas por el intemperismo;
- terreno sometido a esfuerzos tensionales;
- terreno sometido a esfuerzos rotacionales;
- etc.

Por lo tanto la zona afectada no es propicia para ningún tipo de edificación perenne, y como no es factible construir otro canal que evite el paso por la zona afectada, solo queda la posibilidad de buscar un nuevo trazo que en vista de la topografía y otras consideraciones técnicas, será un Acueducto del tipo Puente Colgante; partiendo del punto R-1 al punto R-2 (zona de los pilares), puntos que fueron verificados con el estudio de Mecánica de Suelos, (ver plano N°1.2)

1.5 MECÁNICA DE SUELOS:

Para el estudio de Mecánica de Suelos, se hicieron ensayos de laboratorio de las zonas donde se ubicarían las obras civiles. Estos ensayos fueron los siguientes:

1. Ensayo de Corte Directo.
2. Ensayo de Densidades.
3. Ensayo de Agregados.
4. Ensayo Granulométrico.

Además de los estudios, se realizaron "calicatas" en ambos puntos de apoyo, para ver "in situ" la calidad del terreno.

En el estribo R-1, aguas arriba del acueducto, los estudios indicaron la presencia de substrato rocoso, el mismo que aflora unos pocos metros al N.E.

En el estribo R-2, aguas abajo del acueducto, aún cuando no se encontró substrato rocoso, el suelo mostró una buena consistencia, así como poca humedad y ausencia de indicios de cualquier tipo de esfuerzos que insinúen su conexión con la gran masa de deslizamientos activos.

De acuerdo a este estudio de campo, se determinó la capacidad portante admisible (σ_t), del suelo, según (1), y el peso del terreno (γ_t), según (2), obteniéndose:

$$\sigma_t = 3.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1.1)$$

$$\gamma_t = 1.9 \text{ T/m}^3 \quad (1.2)$$

(1), (2) indican la bibliografía correspondiente.

Según los estudios de laboratorio se obtuvieron los siguientes resultados (ver al final del capítulo los cuadros):

$$\text{- Contenido de humedad} = 12.96\% \quad (1.3)$$

$$\text{- Máximo esfuerzo de corte} = 0.93 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1.4)$$

$$\text{- Angulo de fricción interna } \phi = 35^\circ \quad (1.5)$$

$$\text{- Cohesión} \quad c = 0.23 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1.6)$$

$$\text{- Densidad máxima} = 2.25 \text{ grs/cm}^3 \quad (1.7)$$

$$\text{- Densidad mínima} = 1.68 \text{ grs/cm}^3 \quad (1.8)$$

Para el cálculo de la capacidad de carga, se usará la teoría de Terzaghi (3), y el ensayo de Corte Directo, donde la capacidad de carga del suelo (q_c) es igual a:

$$q_c = \frac{2}{3} c N_c^{\gamma} + \gamma_i D_f N_q^{\gamma} + \frac{1}{2} \gamma_i' B N_{\gamma}^{\gamma} \quad (1.9)$$

donde:

q_c = capacidad de carga última del cimiento;

c = cohesión;

γ_i = peso del material;

D_f = profundidad mínima de la zapata;

B = dimensión mínima de la zapata;

N_c^{γ} , N_q^{γ} , N_{γ}^{γ} = factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo respectivamente.

Como "q_c" depende de las dimensiones de la zapata, este cálculo se realizará cuando se aiseñe esta estructura.

Del Capítulo 7.2.8, y del presente capítulo se sabe:

$$\begin{aligned}l &= 6.20 \text{ m.} & \gamma'_t &= 1.9 \text{ T/ m}^3 \\B &= 7.00 \text{ m.} & D_f &= 5.50 \text{ m.} \\ & & \phi &= 35^\circ\end{aligned}$$

usando las Tablas de Terzaghi, se obtiene:

$$N'_c = 20 ; N'_{q'} = 11.5 ; N'_{\gamma'} = 7.5$$

$$\therefore q_c = 20.0 \text{ kg/cm}^2.$$

y la carga actuante sería:

-debido a las cargas.....= 283,082 Kg.

-debido al peso del pilar= 16,654 Kg.

-peso del muro de contención....= 39,580 Kg.

$$Q = 339,316 \text{ Kg.}$$

$$q_a = \frac{Q}{\text{Area}} = 0.78 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo tanto:

$$q_c > q_a$$

CONFORME!!

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
 AV. TUPAC AMARUS/N. APARTADO 1301 TELEFONO 01-1070 - CABLES: UNI - LIMA - PERU

I N F O R M E

Del: Laboratorio N° 1-Ensayo de Materiales
 A: COPRAP
 Asunto: Ensayo de agregados
 Procedencia: Pueblo de Taucá (Ancash)
 Expediente: 85.244
 Recibo: 10127
 Fecha: 24 de setiembre de 1985

ARENA:

.- Granulometría:	Malla	<u>% Retenido</u>
	N° 4	2.0
	8	8.6
	16	20.6
	30	15.6
	50	16.2
	100	14.8
	+ 100	22.2
.- <u>Peso específico de masa</u> -----		2.52
.- <u>% de absorción</u> -----		3.3
.- Contenido de humedad -----		1.4%
.- <u>Peso unitario suelto</u> -----		1617 Kg/m ³ .
.- Módulo de fineza -----		2.3

PIEDRA (Canto rodado):

.- Granulometría:	Malla	<u>% Retenido</u>
	2"	2.2
	1 1/2"	37.4
	1"	55.8
	3/4"	4.3
	1/2"	0.2
	3/8"	0.0
	1/4"	0.0
	F	0.1
.- <u>Peso específico de masa</u> -----		2.60
.- % de absorción -----		2.4
.- Contenido de humedad -----		0.6%
.- <u>Peso unitario suelto</u> -----		1491 Kg/m .

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
 AV. TUPAC AMARU S/N. APARTADO 1301 TELEFONO 01-1070 - CABLES: UNI - LIMA - PERU

I N F O R M E

Del: Laboratorio N° 1-Ensayo de Materiales
 A: COPRAP
 Asunto: Ensayo de agregados
 Procedencia: Pueblo de Tauca (Ancash)
 Expediente: 85.244
 Recibo: 10127
 Fecha: 24 de setiembre de 1985

ARENA:

<u>Granulometría:</u>	<u>Malla</u>	<u>% Retenido</u>
	N° 4	2.0
	8	8.6
	16	20.6
	30	15.6
	50	16.2
	100	14.8
	+ 100	22.2

.- Peso específico de masa ----- 2.52 ✓
 .- % de absorción ----- 3.3
 .- Contenido de humedad ----- 1.4%
 .- Peso unitario suelto ----- 1617 Kg/m³.
 .- Módulo de fineza ----- 2.3

PIEDRA (Canto rodado):

<u>Granulometría:</u>	<u>Malla</u>	<u>% Retenido</u>
	2"	2.2
	1 1/2"	37.4
	1"	55.8
	3/4"	4.3
	1/2"	0.2
	3/8"	0.0
	1/4"	0.0
	F	0.1

.- Peso específico de masa ----- 2.60 ✓
 .- % de absorción ----- 2.4
 .- Contenido de humedad ----- 0.6%
 .- Peso unitario suelto ----- 1491 Kg/m³.

CAPITULO II

DISEÑO DE LA TUBERÍA

2.0 GENERALIDADES:

Para el diseño de la tubería se ha escogido como material el acero, por ser éste el material indicado para este tipo de estructuras; además debido a su sección circular la tubería de acero tendrá mejor resistencia que cualquier otro material a los esfuerzos de: tracción y compresión, impacto, tensión radial, a flexionarse y ofrecer resistencia total a la carga, doblarse y no romperse; realizando estos esfuerzos en diferentes direcciones y sentidos.

La gran resistencia del tubo de acero permite el uso de espesores delgados con las ventajas consiguientes, aún cuando el espesor mínimo calculado para un caso dado posea resistencia adecuada.

La principal desventaja del tubo de acero es su menor resistencia a la corrosión, pero ésta se puede mejorar con aleaciones de cobre y un buen trabajo con los recubrimientos protectores.

2.1 DISEÑO HIDRAULICO:

El diseño hidráulico de cualquier tipo de acueducto es similar al diseño de canales y conductos circulares; por lo tanto, el cálculo hidráulico se reduce al dimensionamiento de la sección del canal.

Para el cálculo del diámetro interno (d), usaremos la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad (2.1)$$

donde:

Q = caudal que pasa por la tubería;

A = área de la sección de la tubería;

R = radio hidráulico;

S = pendiente;

n = coeficiente de rugosidad.

La pendiente se calcula del Plano N° 1.2; con la cota del punto R-1 de 98.73m., la cota del punto R-2 de 97.30 m. y la distancia entre puntos de 150.00 m., por lo tanto:

$$S = 0.00953 \quad (2.2)$$

Para la rugosidad del canal se usa los valores de los coeficientes de Manning, siendo el valor normal (4) para el acero enclavado y soldado:

$$n = 0.012 \quad (2.3)$$

Del Capítulo 1.2, se sabe que el acueducto tendrá un caudal regulado de:

$$Q = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (2.4)$$

Reemplazando los valores en la Ecuación (2.1) se obtiene el valor del diámetro interno:

$$d = 0.915 \text{ m.}$$

Como la tubería va a estar compuesta de planchas soldadas, se tendrá que buscar la apropiada y que satisfaga con el diámetro a usarse y con las planchas que produce la Siderúrgica de Chimbote; las que tienen las siguientes características:

- largo: 2,400 3,000 3,600 4,800 y 6,000 mm.
- ancho: 920 y 1,220 mm.
- espesor: 2.0 2.5 3.0 4.0 4.5 y 5.0 mm. (2.5)
- punto de fluencia: $f_y = 2,500 \text{ Kg/cm}^2$

Por lo tanto se escogerán las planchas con un largo de 3,000 mm. y un ancho de 1,220 mm., deduciéndose un diámetro interior de:

$$d = 0.955 \text{ m.} \quad (2.6)$$

Conociendo el diámetro, se pueden calcular las otras características de la tubería, usando las fórmulas apropiadas

(5) de la Ingeniería Hidráulica:

- Tirante	$Y = 0.707 \text{ m.}$	(2.7)
- Área	$A = 0.567 \text{ m}^2$	
- Velocidad	$v = 3.527 \text{ m/seg.}$	
- Perim.Mojado	$P = 1.978 \text{ m.}$	
- Radio Hid.	$R = 0.287 \text{ m.}$	
- Diám.Interior	$d = 0.955 \text{ m.}$	

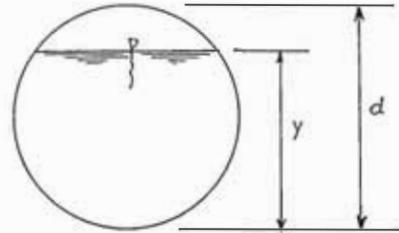


Fig.2-1

2.2 DISEÑO ESTRUCTURAL:

El diseño estructural de la tubería se reduce al cálculo del espesor de la tubería y el espaciamiento entre pernos.

Los cálculos que generalmente se realizan para el diseño estructural son los siguientes:

- Presión interna.
- Presión externa.
- Aumento por corrosión.
- Requisitos prácticos, y
- Esfuerzos de flexión y corte.

De los cuales para este caso se descartan los cálculos de: Presión interna debido a que la tubería trabajará como

un canal y, Presión externa debido a que no va a estar sometida a cargas de tierra u otras que sean importantes y que modifiquen su diseño.

El agregar un espesor arbitrario fijo a la pared del tubo como margen de corrosión influye en el espesor del tubo, pero se debe tener en cuenta que no es una solución al problema de corrosión; por lo tanto, es preferible usar el tubo de espesor calculado y luego aplicar el revestimiento protector apropiado para la condición a que está sometido o usar tuberías de acero con aleaciones que lo protejan de la corrosión.

2.2.1 REQUISITOS PRACTICOS:

Según algunos requisitos prácticos (6) se sigue la regla de que el espesor mínimo en cm. es:

$$t_{\min} = 0.0025 (d + 50.78) \quad (2.8)$$

la que se basa en las siguientes consideraciones:

- la experiencia o preferencia del diseñador;
- práctica de organización o política con base en esta experiencia;
- un conjunto especial de circunstancias que afectan a una instalación particular, por ejemplo: índice elevado de peligro de operación o exposición a elementos destrucu

tivos;

- necesidad de economizar en el costo;
- espesor mínimo práctico para el manejo y la instalación si los otros factores no rigen, etc.

Por lo tanto el espesor mínimo será, para un diámetro interno de 95.5 cm:

con (2.8):

$$t = 4 \text{ mm.} \quad (2.9)$$

2.2.2 ESFUERZO DE FLEXION Y CORTE:

En general, se aplica la teoría de la flexión cuando se soporta un tubo a intervalos, teniendo en cuenta que generalmente se mantiene circular en y entre los soportes cuando está llena; y cuando está parcialmente lleno pierden la redondez, debido a que el esfuerzo máximo en la fibra correspondiente es, generalmente mayor de lo indicado por la fórmula ordinaria de la flexión.

En la fórmula (6) siguiente, si el valor de K es menor que la unidad, entonces se harán los cálculos para el efecto de ovalización, en caso contrario no es necesario:

$$K = \frac{1}{r} \left(\frac{t}{r} \right)^{1/2} \quad (2.10)$$

En caso de que "K" fuese menor a la unidad, se puede multiplicar el momento por la constante máxima 3.88 y diseñar con esa cantidad, dando un valor bastante conservador y aproximado al que resulta de otros estudios (6).

Para los cálculos de momentos y cortantes, se puede analizar sólo un tramo y considerarlo como una viga doblemente empotrada, usando el momento y cortante máximos para los cálculos.

Para los diseños se considerarán las cargas muerta, viva y de sismo o de viento; la carga de hielo no se considerará debido a que no se produce en la zona.

2.2.2.1 CARGA MUERTA (W_D):

Debido a que existirán accesorios, se considerará un 10% más de la carga total; además para el acero se considerará un peso específico de $7,850 \text{ Kg/m}^3$.

$$W_D = 1.10 (\pi \cdot d \cdot t) \gamma_s \quad (2.11)$$

donde:

$$d = 95.5 \text{ cm.} \quad \text{De (2.6)}$$

$$t = 4.0 \text{ mm.} \quad \text{De (2.9)}$$

$$\therefore W_D = 104 \text{ Kg/m} \quad (2.12)$$

2.2.2.2 CARGA VIVA (W_L):

Debido al mantenimiento, se considerará un 10% más de la carga viva. (Peso específico del agua = 1,000 Kg/m³)

$$W_L = 1.10 A \gamma_w$$

donde:

A = área de la sección transversal del tubo.

$$A = 0.567 \text{ m}^2 \quad \text{De (2.7)}$$

$$\therefore W_L = 624 \text{ Kg/m} \quad (2.13)$$

2.2.2.3 CARGAS DE VIENTO (W_w) :

Se considerará para la zona una velocidad promedio del viento de $V = 50 \text{ Km/h}$, según (7); y para el cálculo se usará la siguiente fórmula (8):

$$P = C_p \cdot C_r \cdot q \quad (\text{Kg/m}^2) \quad (2.14)$$

siendo:

$$q = \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma_o}{g} \cdot V^2 \quad (\text{Kg/m}^2) \quad (2.15)$$

donde:

P - sobrecarga sobre la estructura;

C_p = coeficiente de presión que depende de la configuración de la construcción;

C_r = coeficiente de ráfaga;

q = presión dinámica;

γ' = peso específico del aire (Kg/m^3);

g = gravedad específica;

V = velocidad básica del viento

$$V = 50 \text{ Km/h} = 13.889 \text{ m/seg.} \quad (2.16)$$

para condiciones normales (8):

$$\gamma' = 1.23 \text{ Kg}/\text{m}^3 \quad (2.17)$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2 \quad (2.18)$$

en (2.15):

$$q = \frac{V^2}{16} \quad (\text{Kg}/\text{m}^2) \quad (2.19)$$

si V en K.p.h.:

$$q = 0.005 V^2 \quad (\text{Kg}/\text{m}^2) \quad (2.20)$$

Esta fórmula no toma en consideración la altura; en la siguiente tabla están calculadas la Presión Dinámica "q" del viento, donde la velocidad básica de viento es proporcional a la altura sobre el terreno, estando elevada a un exponente "1/ α ". Para una velocidad básica de hasta 100 K.p.h., el exponente es $1/\alpha = 0.30$ y pa-

ra velocidades mayores el exponente varía de 0.30 a 0.20.

TABLA N° 2.1

PRESION DINAMICA "q" EN Kg/m ²								
H (m)	VELOCIDAD EN K.p.h.							
	30	50	70	90	100	110	130	160
De 0 a 10	15	15	25	40	50	60	80	125
de 11 a 30	15	25	45	75	95	115	150	195
de 31 a 50	15	30	60	105	125	145	185	240
de 51 a 100	20	50	95	155	190	220	275	350
de 101 a 150	25	60	120	180	215	250	310	390
de 151 a 200	25	75	145	225	265	300	360	420
más de 200	30	85	165	250	290	325	390	450

H= altura sobre el terreno

Por lo tanto, teniendo en cuenta la teoría anterior, la fuerza transmitida por el viento a los elementos estructurales (tuberías y torres) del acueducto, serán:

$$Fn (Kg) = Cn \cdot q \cdot A \quad (2.21)$$

$$\delta \quad Ww (Kg/m) = Cn \cdot q \cdot d \quad (2.22)$$

d = diámetro del tubo; o

$d =$ peralte del perfil

donde:

$C_n = 0.55$; para tubos con superficies moderada -
mente lisos;

$C_n = 2.80$; para torres. (2.23)

para el cálculo de la altura (H) del acueducto sobre el terreno, se hace uso del Plano Topográfico (ver Plano N° 1.2), donde en el punto "M" se tiene:

- Cota del punto M:

en la tubería = 98.082 m.

en el terreno = 88.000 m.

por lo tanto la altura será la diferencia:

$$H = 10.082 \text{ m.} \quad (2.24)$$

teniendo determinada la velocidad del viento y la altura de la tubería al suelo, se obtiene con la tabla N° 2.1:

$$q = 25 \text{ Kg/m}^2 \quad (2.25)$$

además $C_n = 0.55$ (para tubos)

$d = 95.5 \text{ cm.}$ (de la tubería)

con (2.22): (2.26)

$$W_w = 13.13 \text{ Kg/m}$$

pero la presión de viento no debe ser menor de 15 Kg.

(Tabla N° 2.1):

$$\therefore W_w = 15 \text{ Kg/m} \quad (2.27)$$

2.2.2.4 CARGAS POR SISMO (W_E):

Se considerará por conveniencia de diseño, el efecto de sismo como una carga estática equivalente, y se usará la fórmula de la fuerza sísmica (9) que se adecúa para este caso, y que es usada generalmente para diseños de puentes colgantes.

Para el cálculo de la fuerza sísmica total (E), ésta depende de la longitud entre péndolas, por lo tanto su cálculo se realiza por tanteos junto con los otros cálculos de momentos y cortantes, y deba satisfacer to dos estos esfuerzos.

La fórmula antes mencionada, para el diseño de la fuerza sísmica en Acueductos tipo Puente Colgante (9) - es:

$$E = \phi . K . C . D \quad (2.28)$$

donde:

E = fuerza sísmica total (Kg).

ϕ = coeficiente relativo a la probabilidad sísmica de la región:

$\phi = 2.0$ para estructuras con cimentación de superficie;

$\phi = 2.5$ para estructuras sobre pilotes;

K = coeficiente de absorción de energía de la estructura:

$K = 1.33$ (no tiene variantes para el acueducto);

C = coeficiente representativo de la rigidez de la estructura:

$$C = 0.05 (T)^{1/3} \quad (2.29)$$

T = período natural de vibraciones de la estructura:

$$T = 0.32 \left(\frac{D_c}{P} \right)^{1/2} \quad (2.30)$$

D_c = carga muerta "contribuyente";

P = fuerza en Kgs. necesaria para producir una deflexión lateral de la estructura igual a 1" (2.54 cm.)

$$P = \frac{384}{5} \frac{E_s \delta \cdot I}{l^3} \quad (2.31)$$

E_s = módulo de elasticidad del acero:

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \quad (2.32)$$

I = momento de inercia de la tubería

$$I = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) \quad (2.33)$$

$D = 0.959 \text{ m}$ (diámetro exterior)

$$d = 0.955 \text{ m. (diámetro interior)}$$

$$I = 6.884 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (2.34)$$

l = espaciamiento entre péndolas

Determinación de " D_c ":

Un claro con apoyo fijo en un extremo y un apoyo deslizando en el otro debe tener el peso de toda la superestructura como carga muerta contribuyente para fuerzas longitudinales en el estribo fijo; mientras que una mitad de la carga muerta de la superestructura actúa en cada estribo para fuerzas transversales. Para una armadura como una estructura continua de dos claros, debe usarse la longitud total del puente como longitud contribuyente en la dirección longitudinal.

Como para el acueducto se está analizando solo un tramo, y como una viga doblemente empotrada, entonces se considerará todo el peso de la carga muerta como carga contribuyente.

El cálculo de la carga sísmica se efectúa teniendo en cuenta que la carga unitaria que resulte será la que corresponde a la longitud entre péndolas dada; esto quiere decir que si se tiene otro espaciamiento

resultará otra carga unitaria por carga sísmica.

Como por razones constructivos el espaciamiento entre péndolas no deberá ser mayor de 10.00 m., se hará el cálculo para esta longitud.

Por lo tanto se tiene:

- con (2.28):

$$E = \phi \quad K \quad C \quad D'$$

- para el acueducto:

$$\phi = 2.0 \quad \text{y} \quad K = 1.33$$

- se sabe que:

$$\delta = 1'' = 0.0254 \text{ m.}$$

$$l = 10.00 \text{ m.}$$

$$E_s = 2.1 \times 10^{10} \text{ Kg/m.}^2$$

$$I = 6.884 \times 10^{-4} \text{ m.}^4$$

- en (2.31):

$$P = 28,200 \text{ Kg.}$$

- cálculo de la carga contribuyente:

$$W_b = 104 \text{ Kg/m.}$$

$$W_l = 624 \text{ Kg/m.}$$

como la carga viva es permanente se le considera -
también en la carga contribuyente:

$$D_c = 7,280 \text{ Kg}$$

- en (2.30):

$$T = 0.1626$$

- en (2.29)

$$G = 0.0273$$

- en la carga muerta, en forma análoga:

$$D = D_c = 7,280 \text{ Kg}$$

- en (2.28):

$$E = 529 \text{ Kg}$$

- para $l = 10.00 \text{ m.}$:

$$W_E = 53 \text{ Kg/m} \quad (2.35)$$

- Análogamente se tiene que, para una longitud de 6.00 m. resulta:

$$- W_E = 38 \text{ Kg/m} \quad (l = 6.00\text{m}) \quad (2.36)$$

2.2.3 CÁLCULOS:

Se tiene que para una longitud de 10.00 m:

$$W_D = 104 \text{ Kg/m}$$

$$W_L = 624 \text{ Kg/m}$$

$$W_w = 15 \text{ Kg/m}$$

$$W_E = 53 \text{ Kg/m}$$

Entonces la carga última sería:

$$W_u = W_L + W_D + W_E$$

$$W_u = 781 \text{ Kg/m.} \quad (2.37)$$

Cálculo para la condición lleno a la mitad; con la ecuación

(2.10):

$$K = \frac{1}{r} \sqrt{\frac{t}{r}}$$

$$r = D/2 = 47.95 \text{ cm.}$$

$$t = 4 \text{ mm.}$$

$$\therefore K = 1.91 > 1.0$$

como "K" es mayor que la unidad, entonces la condición lleno a la mitad no causará esfuerzos superiores que la condición lleno. Por seguridad se empleará una constante de 1.5 que multiplicará al momento.

2.2.3.1 CALCULO DEL ESFUERZO FLEXIONANTE

Para los cálculos se analizará un tramo y se le considerará como una viga doblemente empotrada.

Debe cumplirse según el AISC (14):

$$f_b \leq F_b \quad (2.38)$$

siendo:

$$f_b = \frac{M \cdot c}{I} \quad (2.39)$$

$$F_b = 0.60 F_y \text{ (según AISC)} \quad (2.40)$$

$$M = \frac{W_u \cdot l^2}{12} \times (1.5) \quad (2.41)$$

donde:

$f_b = \text{Esf. Unit. flexionante actuante.}$

$F_b = \text{Esf. Unit. flexionante permisible.}$

como:

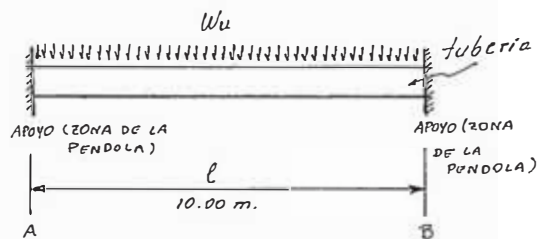
$$l = 10.00 \text{ m.}$$

$$\bar{W}_u = 781 \text{ Kg/m.}$$

$$F_y = 2,500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = D/2 = 47.95 \text{ cm.}$$

$$I = 68,837.897 \text{ cm}^4$$



en (2.41):

$$M = 9,762.50 \text{ Kg.m.}$$

en (2.39):

$$f_b = 680 \text{ Kg/cm}^2$$



con (2.40):

$$F_b = 1,500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_b < F_b$$

CONFORME!!

2.2.3.2 CALCULO DEL ESFUERZO CORTANTE:

Debe cumplirse que, según el AISC (14):

$$\frac{fv}{F} + \frac{fb}{F} \leq 1.0 \quad (2.42)$$

siendo:

$$f_v = \frac{V \cdot Q}{I \cdot t} \quad (2.43)$$

$$F_v = 0.45 F_y \quad (2.44)$$

$$V = \frac{W_u \cdot l}{2} \quad (2.45)$$

$$Q = \frac{\pi}{4} \left(\frac{D + d}{2} \right)^3 \cdot \frac{t}{D} \cdot \left[1 + \left(\frac{2t}{D - d} \right) \right] \quad (2.46)$$

donde:

f_v = Enf. Unit. cortante actuante

F_v = Esf. Unit. cortante permisible

Q = Momento estático de la tubería

t = Espesor de la tubería ($t = 4$ m.m.)

V = Cortante producido en la tubería

en (2.45):

$$V = 3,905 \text{ Kg.}$$

con (2.46):

$$Q = 2,871.274 \text{ cm}^3$$

en (2.43):

$$f_v = 407 \text{ Kg/cm}^2$$

con (2.44):

$$F_v = 1,125 \text{ Kg/cm}^2$$

en (2.42):

$$\frac{407}{1,125} + \frac{680}{1,500} = 0.815$$

$$\therefore 0.815 < 1.0$$

CONFORME !!

2.5 CONCLUSION:

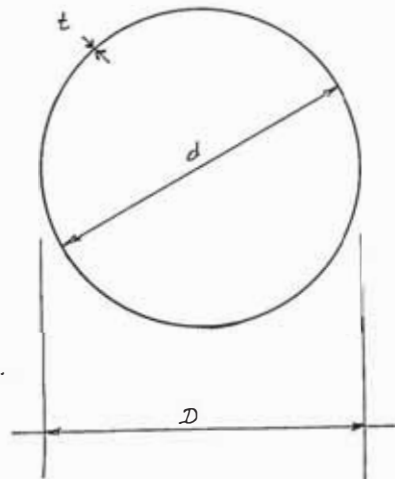
Si bien es cierto la distancia entre péndolas puede ser la calculada anteriormente ($l = 10.00 \text{ m.}$); cuando se diseñen las péndolas, dará el espaciamiento que definirá esta longitud.

Hasta el momento se tiene diseñado:

$$D = 95.9 \text{ cm.}$$

$$d = 95.4 \text{ cm.}$$

$$t = 0.40 \text{ cm.}$$



CAPITULO III

DISEÑO DE LAS PÉNDOLAS

3.0 GENERALIDADES:

Las péndolas tienen por objeto transmitir las cargas - producidas en la tubería hacia el cable. Si la péndola no se dobla alrededor de una polea, una tubería o un carrete, el diseño se hará simplemente mediante su resistencia a la tracción; como sucede en el presente trabajo.

3.1 DIAMETRO DE LA PÉNDOLA:

El diámetro de la péndola está en función de la longitud de tubería que va a soportar, además se debe buscar un diámetro apropiado que satisfaga los requisitos técnicos y económicos, así como también facilite el montaje del acueducto.

Teniendo en cuenta lo anteriormente manifestado, resulta que la longitud óptima es:

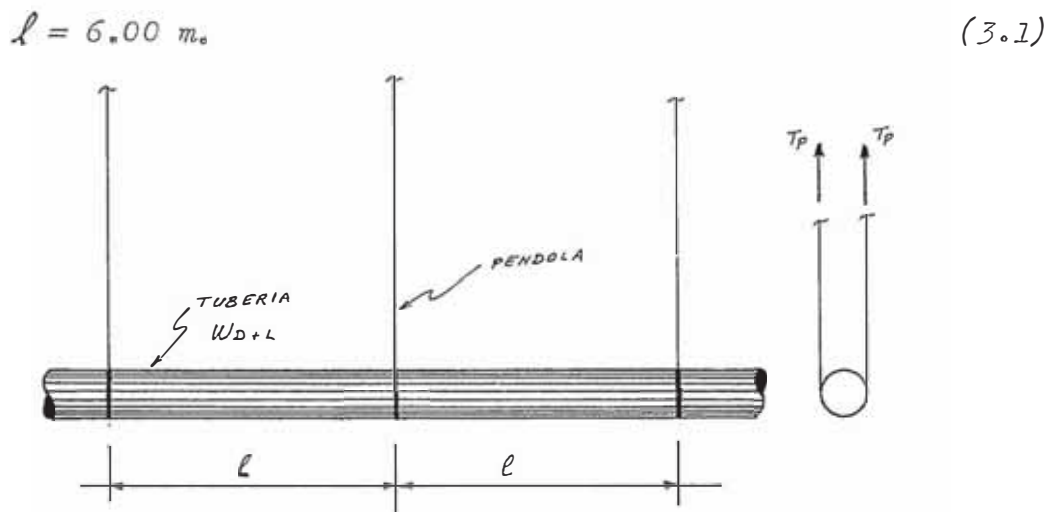


Fig. Nº 3.1 Espaciamiento entre Péndolas y
Esfuerzo de la Péndola

3.1.1 CALCULO DEL ESFUERZO DE TRACCION (T_p):

$$T_p = \frac{1}{2} W \cdot l \quad (3.2)$$

donde:

$$W = W_D + W_L$$

$$W_D = 104 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L = 624 \text{ Kg/m.}$$

$$\therefore T_p = 2,184 \text{ Kg.} \quad (3.3)$$

3.1.2 CALCULO DEL ESFUERZO DE TRACCION DE ROTURA (T_R):

Se sabe que:

$$T_R = T_p \times C.S. \quad (3.4)$$

donde:

C.S. = Coeficiente de seguridad (10)

C.S. = 6.0

$$\therefore T_R = 13,104 \text{ Kg.} \quad (3.5)$$

Usando cables de PROLANSA (10); se escoge:

Serie 6 x 19 Alma de fibra - Tipo cobra:

$$\text{Diámetro} = 5/8'' \quad (3.6)$$

$$\text{Peso} = 0.98 \text{ Kg/m.}$$

$$T_R \text{ efectivo} = 15,150 \text{ Kg.}$$

3.2 NUMERO DE PENOLAS (Np):

Haciendo el análisis para un lado del acueducto:

$$N_p = \frac{L}{l} - 1 \quad (3.7)$$

donde:

$$L = 150.00 \text{ m.}$$

$$l = 6.00 \text{ m.}$$

$$\therefore N_p = 24 \text{ péndolas} \quad (3.8)$$

3.3 LONGITUD DE LA FLECHA ("f"):

Las proporciones preferidas para la flecha del cable en puentes colgantes (9), están en el intervalo de 1:9 a 1:11. Para el acueducto, se trabajará con la proporción 1:10:

$$\frac{f}{L} = \frac{1}{10} \quad (3.10)$$

$$L = 150.00 \text{ m.}$$

$$\therefore f = 15.00 \text{ m.} \quad (3.11)$$

3.4 LONGITUD DE LAS PENDOLAS (LP):

Debido a la simetría existente en el acueducto se podrá trabajar simplemente con la mitad de un lado del acueducto (ver fig. N° 3.2).

Se sabe además que la curvatura del cable se asemeja a una parábola de segundo grado cuya ordenada viene dada por la Ecuación de la parábola, cuando el origen de coordenadas está en el centro del acueducto (11), siendo:

$$Y_i = \frac{4 \cdot f \cdot X_i^2}{L^2} \quad (3.12)$$

donde:

Y_i = ordenada de la parábola del cable a la distancia X_i ,

f = flecha del cable (mitad del eje menor)

X_i = distancia del centro a la péndola "i",

L = longitud del eje mayor

$$\therefore Y_i = X_i^2 / 375 \quad (3.13)$$

Con la ecuación (3.13) se elabora - la tabla N° 3.1. Estas longitudes están consideradas del eje del cable al eje del acueducto, pero como tendrán su doblez antes del eje del cable y, en la parte superior de la tubería; entonces estas longitudes tendrán incluida lo que corresponde - al amarre. La unión de la péndola con la tubería y con el cable se diseñarán en el siguiente capítulo.

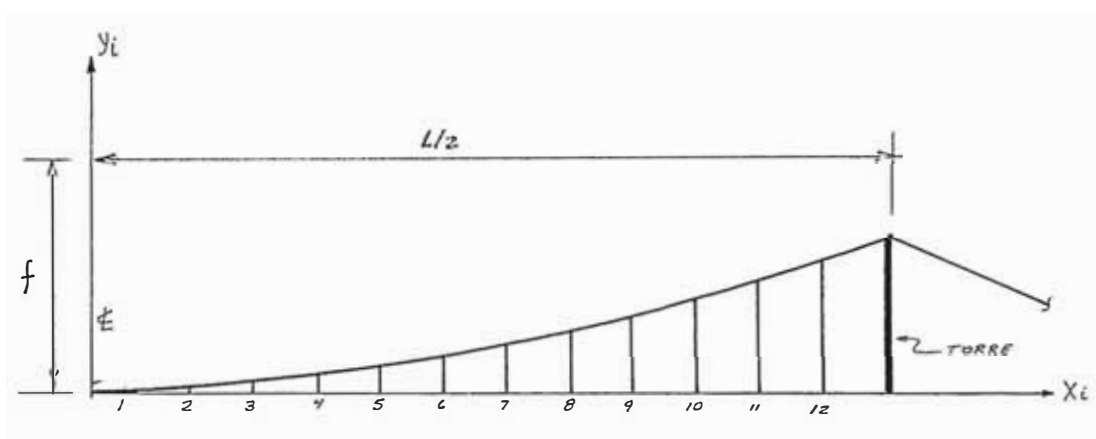


Fig. N° 3.2 Disposición de las Péndolas entre la Torre y el Centro de Luz

Teniendo en cuenta la disposición de los cables mostrada en la fig. N° 3.2 y con la ecuación (3.13) se elabora - la Tabla N° 3.1

TABLA N° 3.1

N° De Péndola	Distancia al ϕ (m.)	Longitud de la Péndola (m.)
1	3.00	0.024
2	9.00	0.216
3	15.00	0.600
4	21.00	1.176
5	27.00	1.944
6	33.00	2.904
7	39.00	4.056
8	45.00	5.400
9	51.00	6.936
10	57.00	8.664
11	63.00	10.584
12	69.00	12.696
	SUMA =	55.20 m.

3.5 DISEÑO DE LAS ABRAZADERAS:

Las abrazaderas son accesorios que van en la parte superior de las péndolas (ver fig. 3.2 A) y unen a éstas con el cable.

Para el diseño de las abrazaderas será necesario descomponer vectorialmente la fuerza de tracción de la péndola...

(T_p), en un vector tangente al cable (T_1) y otro perpendicular a la tangente (T_2).

Gráficamente:

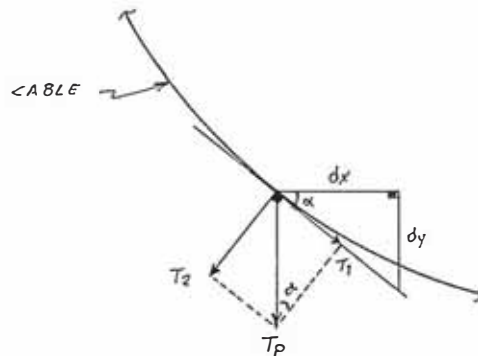


Fig. 3.3

La abrazadera con sus respectivos pernos debe producir una fuerza de fricción en el cable de magnitud igual o mayor que el producido por la componente vectorial tangente al cable.

3.5.1 CÁLCULO DE LA TRACCIÓN TANGENTE AL CABLE (T_1):

De la fig. N° 3.3:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dx} \quad (3.14)$$

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{T_1}{T_p} \quad (3.15)$$

derivando la ecuación (3.12):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\theta f x}{L^2} \quad (3.16)$$

igualando: (3.14) y (3.16):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{8 f K}{L^2}$$

$$f = 15.00 \text{ m. de (3.11)}$$

$$L = 150.00 \text{ m.}$$

$$\therefore \operatorname{tg} \alpha = \frac{X_i}{187.5}$$

$$T_1 = T_p \operatorname{sen} \alpha \quad \text{De (3.15)}$$

$$T_p = 2,184 \text{ Kg.} \quad \text{De (3.3)}$$

TABLA N° 3.2

Péndola N°	X_i (m.)	" α "	T_1 (Kg.)	$P_1 = 10 T.$ (Kg.)
1	3.0	0°54'59.96"	35	350
2	9.0	2°44'53.12"	105	1,050
3	15.0	4°34'26.12"	181	1,810
4	21.0	6°23'25.78"	243	2,430
5	27.0	8°11'39.35"	311	3,110
6	33.0	9°58'54.59"	379	3,790
7	45.0	13°29'44.60"	510	5,100
8	51.0	15°12'58.70"	573	5,730
9	57.0	16°54'33.30"	641	6,410
10	63.0	18°34'20.40"	696	6,960
11	69.0	20°12'13.00"	754	7,540
12	75.0	21°48'05.07"	811	8,110

3.5.2 ESFUERZOS EN LAS ABRAZADERAS

La fuerza de fricción viene dada por las siguientes fórmulas (12):

$$F_f = P_1 \times C_f \quad (3.18)$$

$$F_f = T_1 \times C.S. \quad (3.19)$$

donde:

F_f = fuerza de fricción;

P_1 = fuerza absorbida por los pernos;

T_1 = fuerza de tracción ejercida por el cable;

C_f = coeficiente de fricción;

$C.S.$ = coeficiente de seguridad;

para metal sobre metal (11):

$$C_f = 0.15$$

para este caso se tiene (12):

$$C.S. = 1.5$$

igualando (3.18) y (3.19), y despejando P_1 :

$$P_1 = T_1 \cdot \frac{C.S.}{C_f}$$

$$P_1 = 10 T_1 \quad (3.20)$$

los valores de los esfuerzos en las abrazaderas (P_1) se encuentran tabuladas en la Tabla N° 3.2

3.5.2.1 DISEÑO DE LOS PERNOS POR CORTE:

Los pernos a usarse según el AISC, serán de grado 5 (A-525), perno con el roscado incluido en los planos de corte, con conexión tipo fricción.

Según el AISC, se tiene que:

$$F_v = 1,055 \text{ Kg/cm}^2 \quad (3.21)$$

$$f_v = \frac{P}{n \cdot A_v} \quad (3.22)$$

donde:

F_v = Esf. Unit. permisible en corte.

f_v = Esf. Unit. actuante en corte.

P = carga que actúa en el perno.

$n \cdot A_v$ = Area total resistente al corte.

n = número de pernos.

-CALCULO EN LA ABRAZALERA N° 12:

Usando pernos de ϕ 7/8"

área del perno $A_v = 3,88 \text{ cm}^2$

de (3.22):

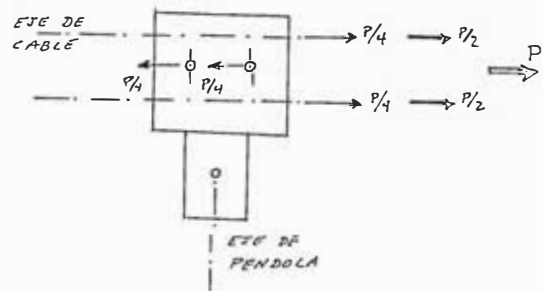
$$n = \frac{P_1}{f_v \times A_v}$$

$$f_v = F_v = 1,055 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_v = 3,88 \text{ cm}^2$$

$$P_1 = 8,110 \text{ Kg.}$$

$$\therefore n \approx 2 \text{ pernos}$$



De la misma forma se calculan los pernos para las otras abrazaderas, elaborándose la Tabla N° 3.3:

TABLA N° 3.3

Abrazadera N°	P_1 (Kg)	N° De Pernos:	f_v (Kg/cm ²)	f_p (Kg/cm ²)
1	350	1 de 3/8"	491	525
2	1,050	1 de 1/2"	829	1,181
3	1,810	1 de 5/8"	915	1,629
4	2,430	2 de 1/2"	959	1,367
5	3,110	1 de 7/8"	802	1,999
6	3,790	1 de 7/8"	977	2,436
7	5,100	1 de 1"	1,007	2,868
8	5,730	2 de 3/4"	1,005	2,148
9	6,410	2 de 7/8"	826	2,060
10	6,960	2 de 7/8"	897	2,237
11	7,540	2 de 7/8"	972	2,423
12	8,110	2 de 7/8"	1,045	2,606

$$F_v = 1,055 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_p = 3,375 \text{ Kg/cm}^2$$

3.5.2.2 VERIFICACION DE LOS PERNOS POR APLASTAMIENTO:

El esfuerzo de aplastamiento ocurre entre los pernos y las placas, donde debe cumplirse que (13):

$$f_p \leq F_p \quad (3.23)$$

siendo:

$$f_p = \frac{P}{\sum d \cdot t} = \frac{P}{n(d \cdot t)} \quad (3.24)$$

$$F_p = 1.35 F_y = 3,375 \text{ Kg/cm}^2 \quad (3.25)$$

donde:

f_p = Esf.Unit.actuante en compresión;

F_p = Esf.Unit.permisible en compresión;

t = espesor de la plancha;

d = diámetro del perno.

con la ecuación (3.24), se ha construido en la Tabla N° 3.3 la columna de los Esf.Unit.actuantes en compresión (f_p), donde se puede apreciar que todos los esfuerzos son menores al permisible (F_p); para esto se ha usado planchas con un espesor de:

$$t_p = 7 \text{ mm.} \quad (3.26)$$

-CALCULO EN LA ABRAZADERA N° 12-

Se sabe que:

$$t = 7 \text{ mm.}$$

$$P = 8,110 \text{ Kg.}$$

$$n = 2 \text{ pernos}$$

$$d = 7/8''$$

por lo tanto:

con (3.24):

$$f_p = 2,606 \text{ Kg/cm}^2$$

y con (3.25)

$$F_p = 3,375 \text{ Kg/cm}^2$$

entonces con (3.23):

$$f_p < F_p$$

CONFORME!!

CAPITULO IV

DISEÑO DE LOS CABLES

4.0 GENERALIDADES:

Los cables serán los encargados de recepcionar las cargas transmitidas por las péndolas; por lo tanto, los cables estarán sujetos a una tracción la cual será transmitida hasta la cámara de anclaje.

Para el cálculo será necesario determinar la tracción máxima en el cable, para lo cual se calculará la tracción máxima horizontal, obtenida sumando las cargas producidas por sobrecarga y peso propio.

Con la tracción máxima del cable, afectado por un coeficiente de seguridad, se ingresa a las tablas donde se obtiene el diámetro a usarse.

4.1 LONGITUD DEL CABLE:

La longitud del cable viene dada por (11):

$$L_c = L \left(1 + \frac{8}{3} n^2 - \frac{32}{5} n^4 \right) \quad (4.1)$$

siendo:

$$n = \frac{f}{L}$$

donde:

$$f = 15.00 \text{ m.}$$

$$L = 150.00 \text{ m.}$$

$$\rightarrow n = 0.10$$

$$\therefore L_c = 153.904 \text{ m.} \quad (4.2)$$

4.2 ALTURA DE LA TORRE (H_T):

La altura de la torre puede calcularse usando la fórmula (3.13) para $X_i = 75.00 \text{ m.}$

con (3.13):

$$H_T = \frac{X_i^2}{375} \quad (4.3)$$

$$H_T = 15.00 \text{ mts.} \quad (4.4)$$

4.3 LONGITUD DE LOS FIADORES (L_f):

Los fiadores son la continuación del cable y llegan hasta las cámaras de anclaje. El cálculo de su longitud

se hace usando la figura N° 4.1

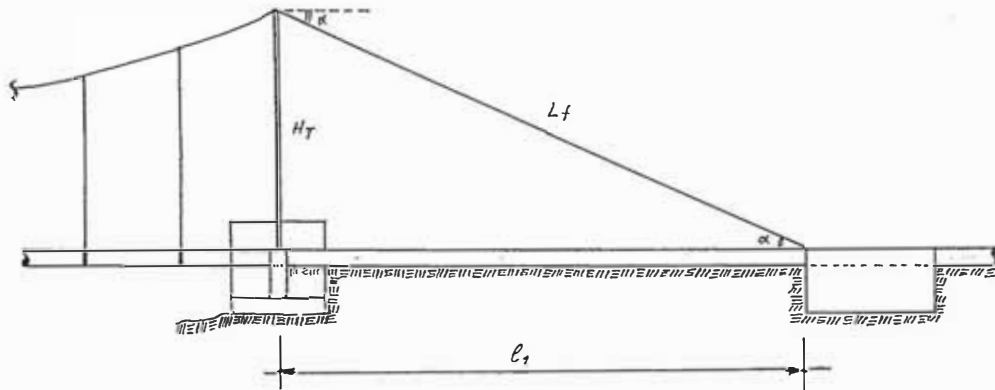


Fig. N° 4.1 Zona del Fictor

del gráfico:

$$L_f = \left(H_T^2 + l_1^2 \right)^{1/2} \quad (4.5)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H_T}{l_1} \quad (4.6)$$

se sabe que:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\partial . f . x}{L^2} \quad \text{de (3.16)}$$

$$\text{si: } x = 75.00 \text{ m.}$$

$$f = 15.00 \text{ m.}$$

$$L = 150.00 \text{ m.}$$

$$\therefore \operatorname{tg} \alpha = 0.40 \quad (4.7)$$

en (4.6):

$$\text{en (4.5): } l_1 = 37.50 \text{ m.} \quad (4.8)$$

$$L_f = 40.389 \text{ m.} \quad (4.9)$$

4.4 TRACCION MAXIMA HORIZONTAL EN EL FIADOR (Hm):

Se calculará para un lado del acueducto; por lo tanto el número de cables y diámetros que resulten, será el correspondiente a cada lado del acueducto; para esto se tomará la mitad de las cargas unitarias calculadas anteriormente; para el cálculo se usará:

$$H_m = H_{pp} + H_{sc} + H_t + H_p + H_c \quad (4.10)$$

donde:

H_m = tracción máxima horizontal total

H_{pp} = T máx. horiz. por peso propio

H_{sc} = T máx. horiz. por sobrecarga

H_t = T máx. horiz. por temperatura

H_p = T máx. horiz. por p.p. de la péndola

H_c = T máx. por p.p. del cable.

4.4.1 TRACCION MAX. HORIZ. POR PESO PROPIO (Hpp):

Se sabe que:

$$H_{pp} = \frac{W_D \cdot L^2}{8 \cdot f} \quad \text{de (11)} \quad (4.11)$$

donde:

$$W_D = W_D / 2 = 52 \text{ Kg/m.}$$

$$W_D = 104 \text{ Kg/m.}$$

$$\therefore H_{pp} = 9,750 \text{ Kg.} \quad (4.12)$$

4.4.2 TRACCION MAX. HORIZ. POR SOBRECARGA (Hsc):

Por ser el agua una carga permanente, el cálculo se hace de igual forma que para el caso del cálculo por peso propio:

$$H_{sc} = \frac{W_L \cdot L^2}{8 \cdot f} \quad (4.13)$$

donde:

$$W_L = W_L / 2 = 312 \text{ Kg/m}$$

$$W_L = 624 \text{ Kg/m.}$$

$$\therefore H_{sc} = 58,500 \text{ Kg.} \quad (4.14)$$

4.4.3 TRACCION MAX. HORIZ. POR TEMPERATURA (Ht):

Un cálculo práctico (12), indica que esta fuerza varía entre el 0.5 y 2% de las tracciones producidas por peso propio y sobrecarga. Se considerará 1.5%.

$$H_t = 1.5\% (H_{pp} + H_{sc}) \quad (4.15)$$

$$\therefore H_t = 1,024 \text{ Kg.}$$

4.4.4 TRACCION MAX. HORIZ. DEBIDO AL CABLE (Hc):

Teniendo en cuenta el orden de las cargas que se tiene, se hace un tanteo para el cálculo del cable a usarse, saliendo este de 4 cables del 3/4", con peso de 8.5 Kg/m; por cada cable; por lo tanto, para:

4 ϕ 1 3/4":

$$W_c = 4 \times 8.30 = 33.20 \text{ Kg/m.}$$

con (4.11):

$$H_c = \frac{W_c \cdot L^2}{8 \cdot f}$$

resulta:

$$\therefore H_c = 6,225 \text{ Kg.} \quad (4.16)$$

4.4.5 TRACCION MAX.HORIZ.DEBIDO A LAS PENLOLAS (Hp)

Esta carga no es significativa, por lo tanto solo se tomará un 2% de la carga total del cable:

$$H_p = 2\% H_c$$

$$\therefore H_p = 125 \text{ Kg.} \quad (4.17)$$

* por lo tanto la Tracción Máxima Horizontal en el cable, viene a ser:

$$\underline{H_m = 75,624 \text{ Kg.}} \quad (4.18)$$

4.5 TRACCION MAXIMA EN EL FIALOR (Tm):

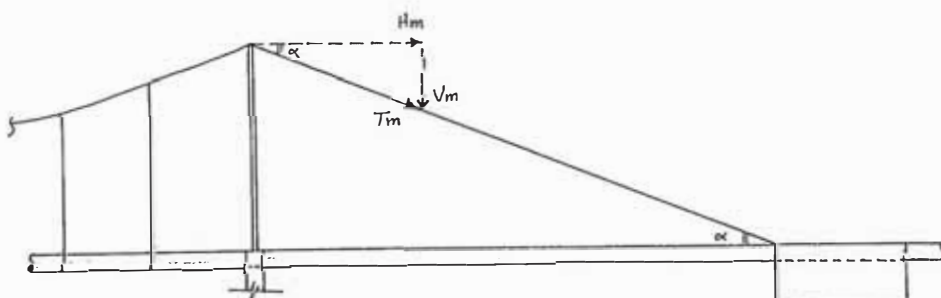


Fig. N° 4.2

De la figura anterior:

$$T_m = H_m \cdot \sec \alpha \quad (4.19)$$

además se sabe que:

$$\operatorname{tg} \alpha = 0.40 \quad (4.7)$$

$$\sec \alpha = \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} = 1.077$$

en (4.19):

$$T_m = 81,450 \text{ Kg.} \quad (4.20)$$

4.6 TRACCION MAXIMA DE ROTURA (T_R):

$$T_R = T_m \cdot C.S \quad \text{de (3.4)}$$

$$C.S = 6.0 \quad \text{de (10)}$$

$$\therefore T_R = 488,700 \text{ Kg.} \quad (4.21)$$

4.7 DIAMETRO DEL CABLE:

Usando 4 cables (10) de alma de acero, Tipo B0a , Serie 6 x 19 :

- diámetro = 1 3/4" (44.45 mm)

- peso = 8.30 Kg/m. (de cada alambre)

- T_R efectiva = 123,740 Kg.

$$\therefore \text{ Se usará 4 cables de 1 3/4" } \quad (4.22)$$

4.8 DISPOSICION DE LOS PERNOS:

4.8.1 EN LA UNION PERNOLO Y CABLES:

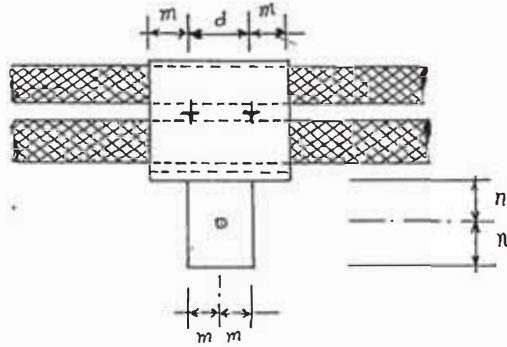


Fig.4.3

según el AISC (13); recomienda:

a) Distancia entre los pernos (d):

$$d \geq \frac{8}{3} \cdot \phi \quad \phi \quad (4.23)$$

$$d \geq 3 \cdot \phi \quad (\text{de preferencia}) \quad (4.24)$$

b) Distancia mínima (m) al borde paralelo a la carga será la que se indica en la Tabla N° 4.1:

TiBLA N° 4.1

Diámetro del perno		Dist. min(m) para huecos punsonados talaños	
mm.	pul.	(a)	(b)
12.5	1/2"	22.5	20.0
16.0	5/8"	27.5	22.5
20.0	1/4"	32.0	25.0
22.5	7/8"	37.5	27.5
25.0	1"	45.0	32.0
27.5	1 1/8"	50.0	37.5
32.0	1 1/4"	57.5	41.0
32	1 1/4"	45 x ϕ	32 x ϕ

(a) bordes cizallados;

(b) bordes rolados de planchas o barras, o bordes cortados a gas.

c) La distancia mínima (n) al borde perpendicular a la carga será:

- en conexiones de miembros a tracción, donde no haya más de dos pernos en una línea paralela a la dirección del esfuerzo (n) será:

$$n \geq \frac{Ap}{t}$$

(4.25)

donde:

AP - área de la sección transversal del perno

t - espesor de la plancha

- cuando se coloquen más **de** dos conectores en la -
dirección del esfuerzo regirán las normas dadas
en (b).

Por lo tanto:

a) la distancia entre pernos será: (ver Tabla N° 3.3)

-para el caso de un perno de 1":

$$d = 8 \text{ cm.}$$

-para el caso de dos pernos de 7/8"

$$d = 7 \text{ cm.}$$

b) la distancia al borde paralelo a la carga:

-para el caso de un perno de 1": $m = 4.5 \text{ cm}$

-para el caso de dos pernos de 7/8": $m = 4.0 \text{ cm.}$

c) la distancia al borde perpendicular a la carga

-para el caso de un perno de 1" y plancha de 5/8"

$$n \geq \frac{5.07}{0.95} = 5.33$$

$$0.95$$

$$n = 5.5 \text{ cm.}$$

para el caso de dos pernos de 7/8" y plancha de 5/8":

$$n \geq \frac{3.88}{0.95} = 4.08$$
$$n = 4.5 \text{ cm.}$$

4.8.2 UNION DE LA PERNOCLA CON LA TUBERIA:

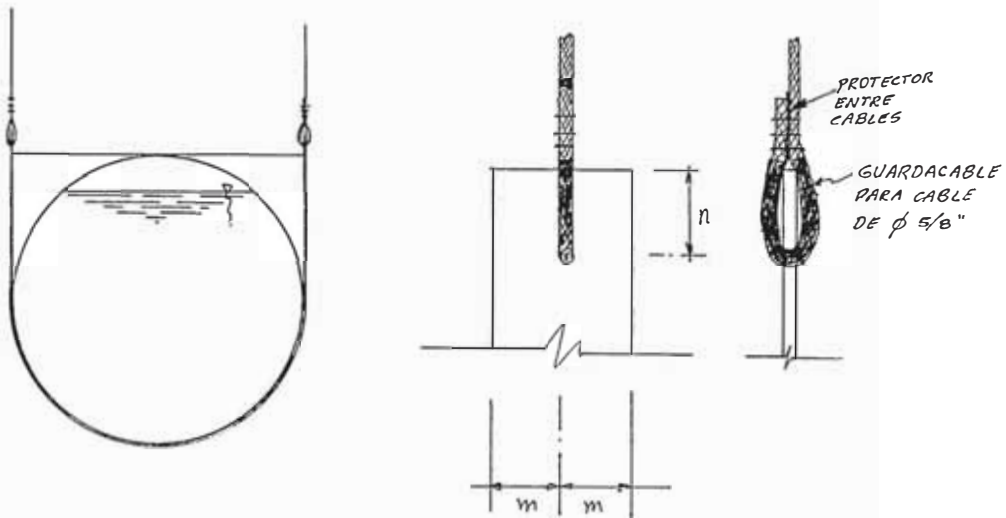


Fig.4.4

Análogamente al caso anterior, se obtiene:

$$m = 4.5 \text{ cm}$$

$$n = 5.5 \text{ cm}$$

CAPITULO V

DISEÑO DE LA CÁMARA DE ANCLAJE

5.0 GENERALIDADES:

Las cámaras de anclaje son bloques de concreto ciclópeo cuyo objetivo es resistir la fuerza proveniente del flujo.

El diseño se basa en encontrar las dimensiones que satisfagan los requisitos de estabilidad de la cámara.

Para el dimensionamiento de la cámara se debe tener en cuenta la topografía del lugar, que generalmente limita las dimensiones.

5.1 DIMENSIONAMIENTO:

Debido a que el canal se encuentra en la ladera del cerro, el terreno limitará el ancho de la cámara a una dimensión no mayor de 8.00 m.

Luego de varios tanteos, las dimensiones de la cámara fueron:

$$\begin{aligned} \text{largo } (\ell) &= 11.50 \text{ m.} \\ \text{ancho } (a) &= 6.00 \text{ m.} \\ \text{alto } (h) &= 4.00 \text{ m.} \end{aligned} \quad (5.1)$$

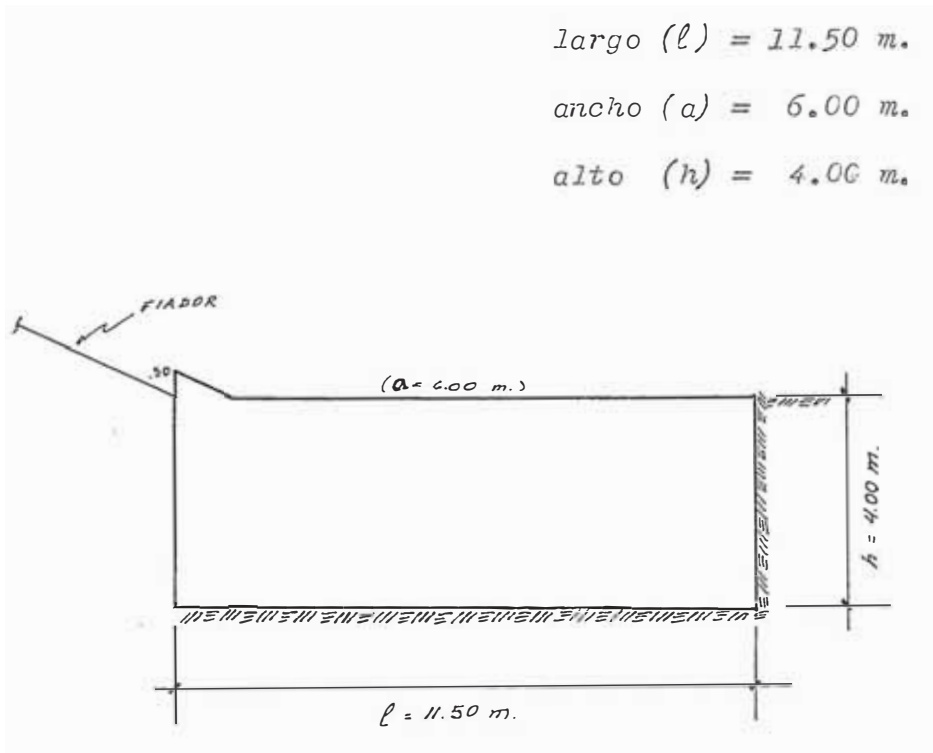


Fig. N° 5.1
VISTA LONGITUDINAL

5.2 CARGAS QUE ACTUAN EN LA CÁMARA:

Las cargas que actúan son debido a las provenientes - del acueducto y los de la cámara misma (peso propio).

Las cargas provenientes del acueducto son:

$$\begin{aligned} H_m &= 75,624 \text{ Kg.} && \text{de (4.18)} \\ T_m &= 81,450 \text{ Kg.} && \text{de (4.20)} \\ V_m &= 30,251 \text{ Kg.} && (5.2) \end{aligned}$$

La carga proveniente de la cámara de anclaje es:

$$Q = \ell \cdot a \cdot h \cdot \gamma_{cc} \quad (5.3)$$

donde:

γ_{cc} = Peso específico del concreto ciclópeo.

$$\gamma_{cc} = 2.3 \text{ T/m}^3$$

$$\therefore Q = 654,800 \text{ Kg.} \quad (5.4)$$

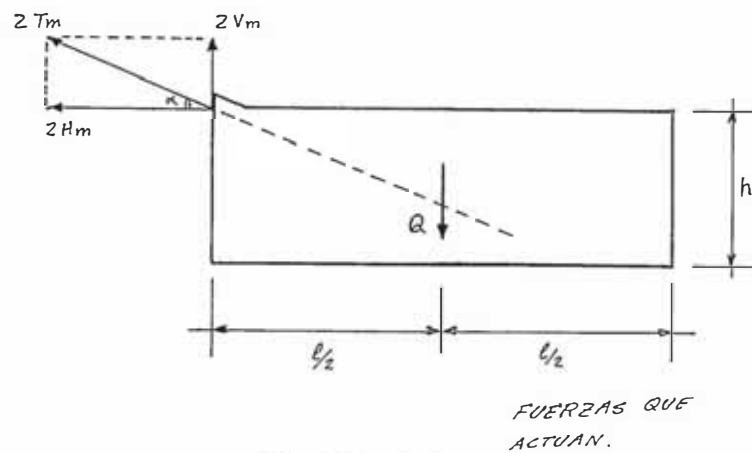


Fig. Nº 5.2

5.3 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Debe cumplirse que: (15)

$$\frac{\sum F_v \cdot C_f}{\sum F_h} \geq F.S.D. \quad (5.5)$$

donde:

$F.S.D. \geq 1.5$ (Factor de seguridad al deslizamiento)

$\sum F_v$ = suma de fuerzas verticales;

$\sum F_h$ = suma de fuerzas horizontales;

C_f = coeficiente de fricción;

$$C_f = .55 \text{ (suelo granular.)}$$

$$C_f = .45 \text{ (suelo granular limoso)}$$

$$C_f = .35 \text{ (suelo limoso)}$$

$$\therefore \frac{(Q - 2 V_m) \cdot C_f}{2 H_m} = 1.71$$

$$1.71 > 1.50$$

CONFORME!!

5.4 ESTABILIDAD AL VOLTEO:

Debe cumplirse que (15):

(5.6)

$$\frac{M_r}{M_v} \geq F.S.V.$$

Donde:

M_r = momento resistente al volteo

M_v = momento de volteo

$F.S.V = 1.75$ a 2.00

$F.S.V = 2.00$

De la fig. 5.2:

$$\frac{M_r}{M_v} = \frac{Q \cdot (l/2)}{2 \cdot H_m \cdot h} = 6.0$$

$$\therefore 6.0 > 2.00$$

CONFORME!!

5.5 ESTABILIDAD POR PRESIONES SOBRE EL TERRENO:

Se sabe que:

$$\sigma = \frac{N}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right) \quad (5.7)$$

donde:

σ = esfuerzos que se producirán en el terreno

$N = \sum F_v$ = carga normal al plano

A = área de contacto con el terreno

e = excentricidad

l = longitud de la cámara

siendo:

$$e = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_r}{\sum F_v} - \frac{M_v}{\sum F_v} \right) \quad (5.8)$$

reemplazando en (5.8), los valores hallados anteriormente se tiene:

$$e = 0.448 \text{ m.} \quad (5.9)$$

en (5.7):

$$\sigma_1 = 1.027 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0.638 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 3.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{de (1.1)}$$

$$\sigma_1 < \sigma_t$$

CONFORME!!

$$\sigma_2 < \sigma_t$$

CONFORME!!

CAPITULO VI

DISEÑO DE LAS TORRES

6.0 GENERALIDADES:

Las torres esquemáticamente son dos columnas unidas entre si por elementos (enlaces diagonales y horizontales), que forman una armadura vertical.

Esta armadura está sometida a la compresión vertical que transmiten los cables a la torre, y también a las fuerzas horizontales de viento y sismo que actúan sobre ella - (la armadura), y sobre el acueducto.

6.1 CARGAS EN LA TORRE:

En la torre actúan las siguientes cargas:

-En el sentido longitudinal: las producidas por el cable y el fiador; y

-en el sentido transversal: las producidas por las cargas de viento y sismo.

6.2 DIMENSIONAMIENTO DE LA TORRE:

El dimensionamiento que se presenta (ver fig. N° 6.1) se refiere a medidas entre ejes. En la misma figura se puede apreciar la ubicación de la tubería en el pilar.

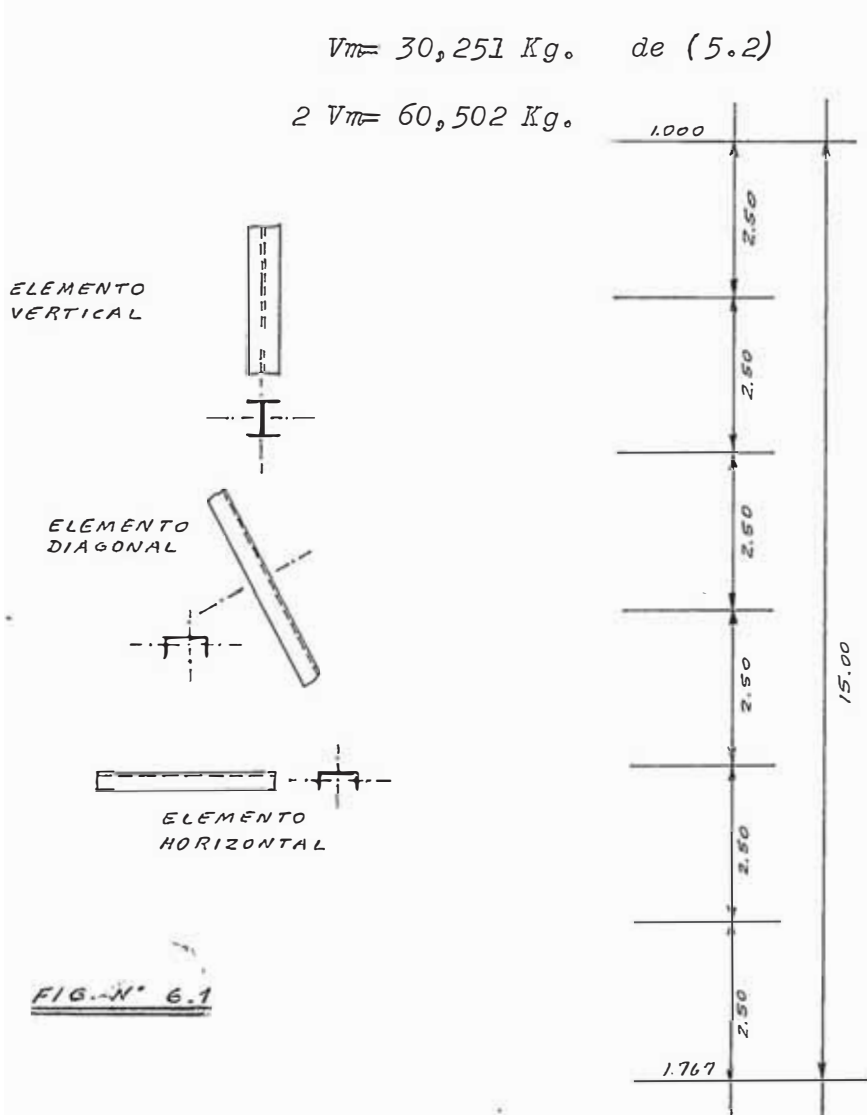
6.3 ANALISIS EN EL SENTIDO LONGITUDINAL:

Las cargas producidas por el cable y el fiador en la torre es igual a $2 V_m$, (ver fig. N° 6.2), donde:

$$V_m = 30,251 \text{ Kg. de (5.2)}$$

$$2 V_m = 60,502 \text{ Kg.}$$

(6.1)



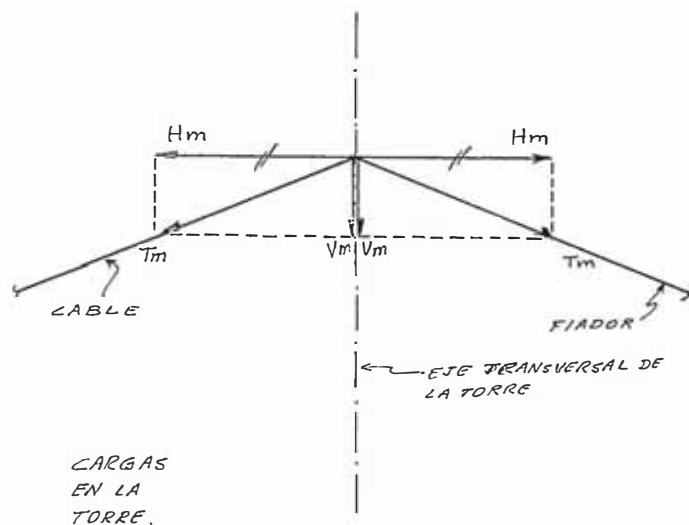


Fig.Nº 6.2

Ubicando la sección del perfil a usarse, de tal forma que el eje "y" se encuentre en la misma dirección longitudinal del acueducto, se tiene:

-longitud de arriostre alrededor del eje "x" (6.2)

$$l_x = 15.00 \text{ m.}$$

-longitud de arriostre alrededor del eje "y" (6.3)

$$l_y = 2.50 \text{ m.}$$

Para los diseños se usarán las Especificaciones dadas por el AISC (8ª Edición); donde para el diseño de columnas en compresión axial, se usarán las siguientes fórmulas:

$$\text{si: } \frac{Kl}{r} \leq C_c \quad F_a = \frac{F_y}{F.S.} \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{Kl/r}{C_c} \right)^2 \right] \quad (6.4)$$

$$\text{si: } \frac{Kl}{r} > C_c \quad F_a = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} \quad (6.5)$$

donde: $\frac{Kl}{r} \leq 200$ (6.6)

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \cdot \frac{(Kl/r)}{C_c} - \frac{1}{8} \left(\frac{Kl/r}{C_c} \right)^3$$
 (6.7)

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}}$$
 (6.8)

para el diseño, la ecuación básica es:

$$f_a = \frac{P}{A}$$
 (6.9)

y debe cumplirse siempre que:

$$f_a \leq F_a$$
 (6.10)

donde:

f_a = Esf. Unit. actuante en compresión.

F_a = Esf. Unit. permisible en compresión.

C_c = Relación de esbeltez de columna.

E = Módulo de elasticidad del acero.

F_y = Punto de fluencia del acero.

siendo:

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

$$F_y = 2,500 \text{ Kg/cm}^2$$

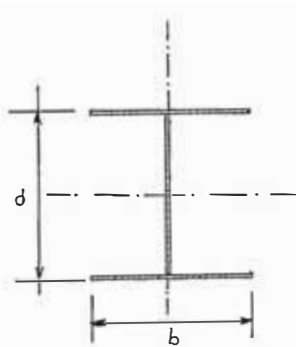
$$C_c = 128.767$$
 (6.11)

6.3.1 SECCIONES DE TANTEO:

Como la columna en la dirección longitudinal se encuentra sin arriostre, entonces será necesario poner en esa dirección el mayor momento de inercia del perfil es cogido.

Luego de una serie de tanteos, se ha visto conveniente usar, según (14) las tablas:

-Como elemento vertical:



CS 40 x 149 (6.12)

$$\begin{aligned} A &= 189.9 \text{ cm}^2 & I_x &= 51,213.4 \text{ cm}^4 \\ d &= 40.9 \text{ cm.} & I_y &= 17,727.6 \text{ cm}^4 \\ b &= 40.5 \text{ cm.} & r_x &= 17.36 \text{ cm.} \\ \text{Peso} &= 149.1 \text{ Kg/m.} & r_y &= 9.66 \text{ cm.} \end{aligned}$$

-Como elemento horizontal:

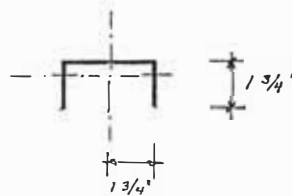
2 L₅ 1 3/4" x 1 3/4" x 1/4" (6.13)

$$A = 10.518 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 1.344 \text{ cm.}$$

$$r_y = 3.380 \text{ cm.}$$

$$\text{Peso} = 8.24 \text{ Kg/m.}$$

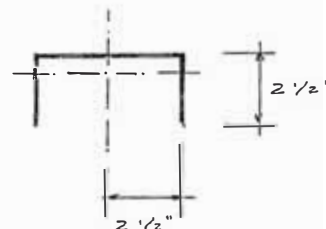


-Como elemento diagonal:

2 L₅ 2 1/2" x 2 1/2" x 3/8" (6.14)

$$A = 22.367 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 1.913 \text{ cms.}$$



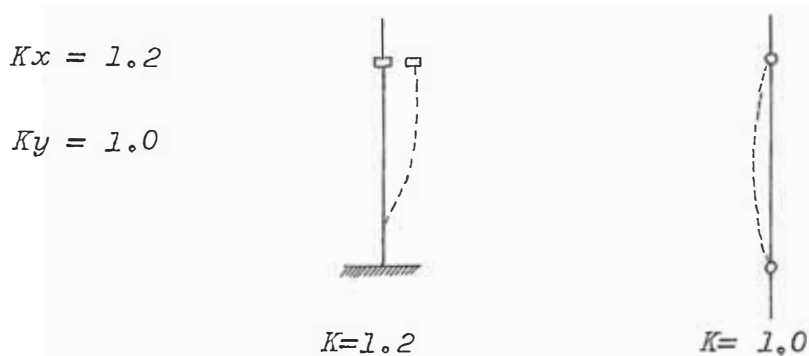
$$r_y = 4.811 \text{ cm}$$

$$\text{Peso} = 17.56 \text{ Kg/m.}$$

Los arriostramientos horizontales y diagonales se rán los encargados de tomar las cargas axiales producidas por el viento y sismo; y las columnas se encargarán de tomar las cargas verticales producidas por el cable y el fiador.

6.3.2 VERIFICACION DEL ELEMENTO VERTICAL:

Para el valor del factor de longitud efectiva (K) se tomará el siguiente valor recomendado (14):



además:

$$l_x = 1,500 \text{ cm. de (6.2)}$$

$$l_y = 250 \text{ cm. de (6.3)}$$

y con CS 40 x 149 se tiene:

$$K_x \cdot l_x / r_x = 103.69 < C_c \rightarrow \text{crítico}$$

$$K_y \cdot l_y / r_x = 25.88 < C_c$$

usando el valor crítico en la ecuación (6.7):

$$F.S.= 1.903$$

en (6.4):

$$F_a = 887.815 \text{ Kg/cm}^2 \quad (6.15)$$

de (6.1) : $P= 2 V_m= 60,502 \text{ Kg.}$

de (6.12) : $A= 189.9 \text{ cm}^2$

en (6.9) : $f_a=318.60 \text{ Kg/cm}^2$

• • $f_a < F_a$ CONFORME!!

por lo tanto, queda verificado su diseño en el sentido = longitudinal.

6.4 ANÁLISIS EN EL SENTIDO TRANSVERSAL:

Se considerará a la torre como una armadura sometida a cargas verticales (V_r), y a cargas horizontales producidas por el viento o sismo.

6.4.1 CÁLCULO DE LA CARGA VERTICAL:

Se sabe que:

$$V_r = 2 V m = 60,502 \text{ Kg.} \quad \text{de} \quad (6.1)$$

Los resultados se pueden apreciar en la fig.6.3

6.4.2 ESFUERZOS PRODUCIDOS POR SISMO:

Los esfuerzos producidos por sismo son debidos a cargas

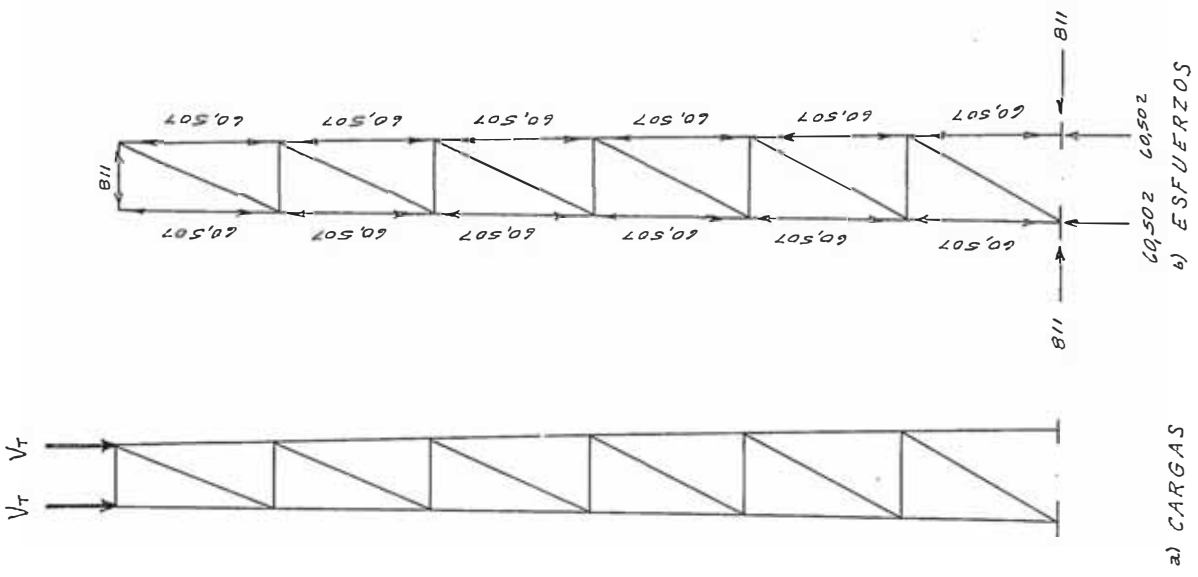


FIG. N° 6.3 CARGAS VERTICALES

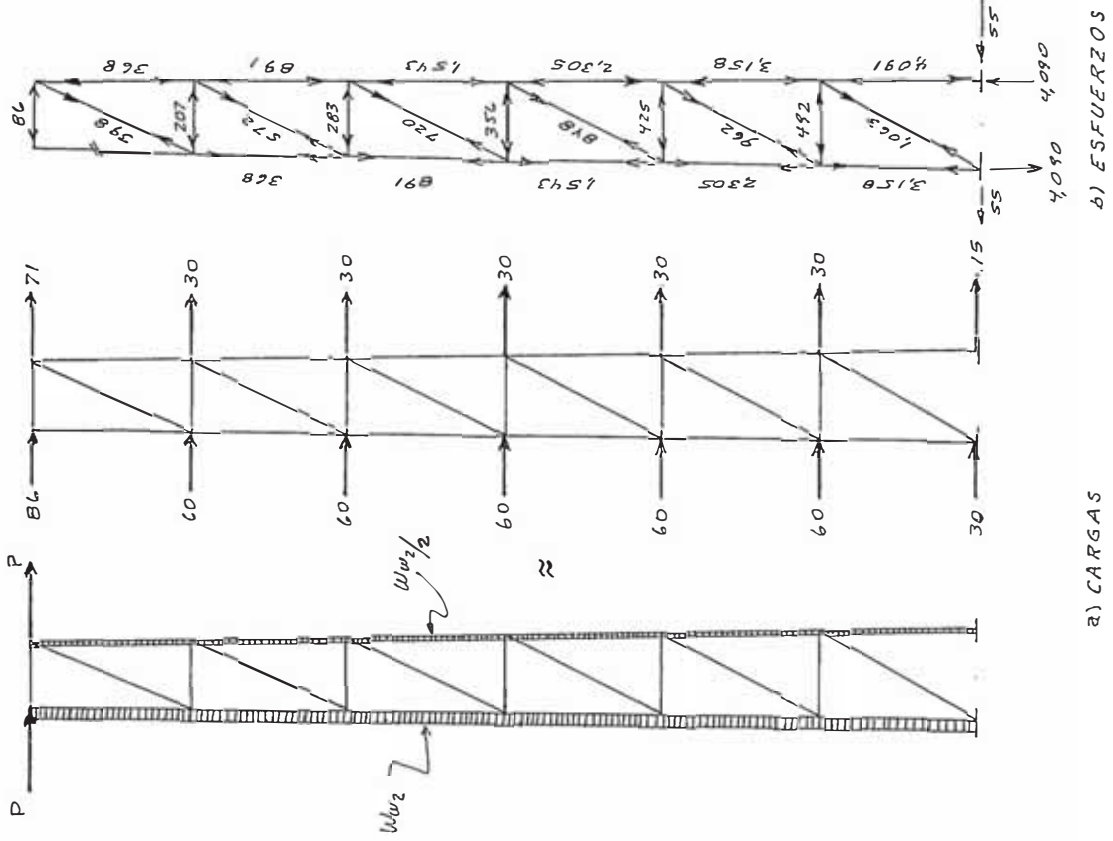


FIG. N° 6.4 CARGAS POR VIENTO

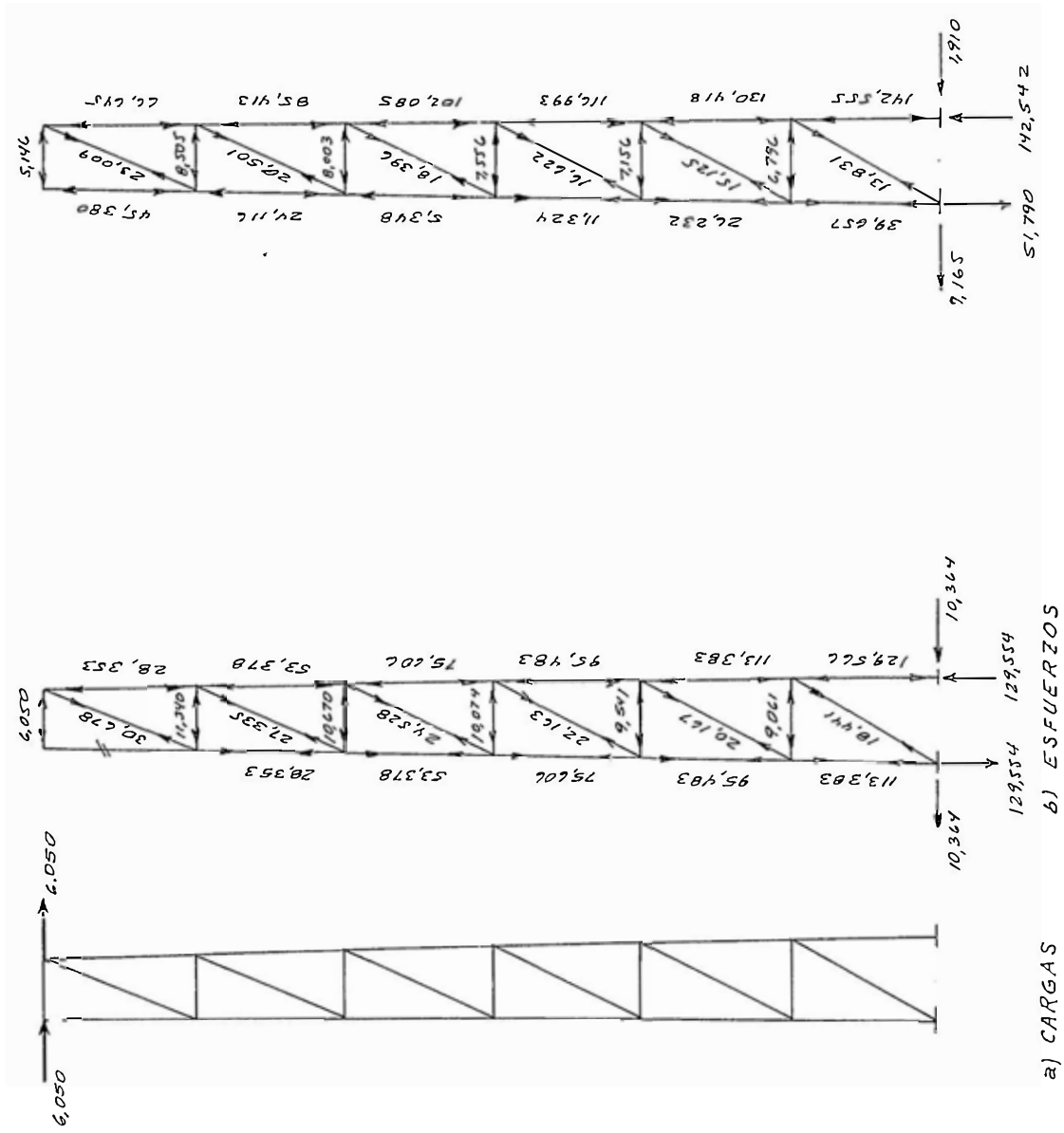


FIG. N° 6.5 CARGAS POR SISMO

FIG. N° 6.6 COMBINACION DE ESFUERZOS . AFECTADOS POR UN COEFICIENTE DE 0.75

provenientes del acueducto (tubería) y las cargas de la misma torre.

En este caso las cargas de la misma torre no producen esfuerzos significativos y los provenientes del acueducto se consideran un 10% de la carga vertical transmitida (V_T) en la cumbre de la torre. Se entiende que la masa está colocada allí por los cables.

$$F = 10\% V_T = 6,050 \text{ kg.}$$

El análisis se puede apreciar en la fig. N° 6.4.

6.4.3 ESFUERZOS PRODUCIDOS POR VIENTO:

Los esfuerzos producidos por viento en la torre son: una proveniente del acueducto y otra que soporta la misma torre.

La carga proveniente del acueducto será solamente un 10% del total, debido a que será el pilar (base de la torre) lo que tome esta carga.

$$W_{w1} = 15 \text{ Kg/m de (2.27)}$$

La carga de la torre se calcula con la ecuación (2.22):

$$W_{w2} = C_n \cdot q \cdot d.$$

donde:

$$C_n = 2.80 \text{ (para torres)}$$

$$q = 25 \text{ Kg/m}^2 \text{ de la tabla (2.1)}$$

$$d = 0.342 \text{ m. peralte de la viga.}$$

$$\therefore W_w \bar{z} = 24 \text{ Kg/m} \quad (16.16)$$

6.4.4 ESFUERZOS DE DISEÑO:

Estos resultarán de la comparación de los esfuerzos máximos de cada elemento, con uno creado a partir de la superposición de los efectos de la carga vertical con los esfuerzos de sismo o viento (el que fuera mayor) y multiplicado por un coeficiente de 0.75 (14) (ver fig. N° 6.6).

obteniéndose como resultado final, los siguientes esfuerzos máximos:

$$\text{Para el elemento vertical: } P_1 = 142,555 \text{ Kg.} \quad (6.17a)$$

$$\text{Para el elemento horizontal: } P_2 = 11,340 \text{ Kg.} \quad (6.17b)$$

$$\text{Para el elemento diagonal: } P_3 = 30,678 \text{ Kg.} \quad (6.17c)$$

$$\text{Cortante máximo en la base: } H^3 = 10,364 \text{ Kg.} \quad (6.18)$$

$$\text{Tracción máximo en la base: } T = 142,542 \text{ Kg.} \quad (6.19)$$

6.5 VERIFICACION DE LOS ELEMENTOS:

6.5.1 VERIFICACION DEL ELEMENTO VERTICAL CRITICO:

Se sabe que:

$$F_a = 887.815 \text{ Kg/cm}^2 \text{ de (6.15)}$$

además:

$$P_1 = 142,555 \text{ Kg.} \quad (\text{compresión})$$

$$A = 189.90 \text{ cm}^2 \quad \text{de (6.12)}$$

$$y \quad f_a = P_1 / A$$

$$f_a = 750.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_a < F_a \quad ; \text{CONFORME!}$$

6.5.2 VERIFICACION DEL ELEMENTO HORIZONTAL CRITICO:

Características del elemento crítico:

$$P_2 = 11,340 \text{ Kg. (compresión)}$$

$$L_x = L_y = 1.067 \text{ m.}$$

en este caso:

$$K_x = K_y = 1.0$$

Características del elemento estructural:

$$2 L_s \ 1 \ 3/4" \times \ 1 \ 3/4" \times \ 1/4"$$

$$A = 10.518 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 1.344 \text{ cm}$$

$$r_y = 3.380 \text{ cm.}$$

según el AISC:

$$K_x \cdot l_x / r_x = 79.39 \quad \text{CRITICO!}$$

$$K_y \cdot l_y / r_y = 31.57$$

$$\text{con (6.7): } F.S. = 1.87$$

$$\text{con (6.4): } F_a = 1,087 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{con (6.9): } f_a = 1,078 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\cdot \quad F_a > f_a \quad ; \text{CONFORME!}$$

6.5.3 VERIFICACION DEL ELEMENTO DIAGONAL CRITICO:

$$P_3 = 30,678 \text{ Kg (en tracción)}$$

para una sección neta (14):

$$F_t = 0.60 F_y \quad (6.20)$$

$$F_t = 1,500 \text{ Kg/cm}^2$$

y

$$f_t = \frac{P_T}{A} \quad (6.21)$$

usando: 2 L_s 2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"

$$\text{Area} = 22.367 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 17.56 \text{ Kg/cm.}$$

$$f_t = P_3/A = 1,371.57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_t < F_t \quad ; \text{ CONFORME!}$$

6.6 DISEÑO DEL APOYO EN LA TORRE:

6.6.1 PLANCHA DE APOYO:

Esta se usa con la finalidad de distribuir las cargas provenientes de la columna, sobre una área suficiente del apoyo (pilar de concreto armado)

Debe cumplirse que:

$$F_p \geq f_p \quad (6.22)$$

$$f_p = \frac{P}{A_1} \quad (6.23)$$

$$\text{Si } A_1 = A_2 \quad F_p = 0.35 f'c \quad (6.24)$$

$$\text{Si } A_1 < A_2 \quad F_p = 0.35 f'c \sqrt{A_2/A_1} \leq 0.7 f'c \quad (6.25)$$

siendo:

F_p = Esf. Unit. permisible de contacto.

f_p = Esf. Unit. actuante de contacto.

R = Resultante de las fuerzas verticales.

A_1 = Area de la plancha de acero.

A_2 = Area del apoyo de concreto.

6.6.1.1 CALCULO DE LA RESULTANTE (R):

a) *Peso propio: usando la figura 6.1#*

Elemento vertical; con (6.12):

$$P_{p1} = (30) \times (149.1 \text{ Kg/m}) = 4,473 \text{ Kg.}$$

Elemento horizontal, con (6.13):

$$P_{p2} = (7) \times (8.24 \text{ Kg/cm}) = 58 \text{ Kg.}$$

Elemento diagonal, con (6.14):

$$P_{p3} = (33.3) \times (17.56 \text{ Kg/cm}) = 585 \text{ Kg.}$$

$$P_p = P_{p1} + P_{p2} + P_{p3} \quad (6.26)$$

$$\therefore P_p = 5,116 \text{ Kg.}$$

el peso propio soportado por un apoyo, sería la mitad de (6.26):

$$R = 2,558 \text{ Kg.} \quad (6.27)$$

b) La carga transmitida sería:

$$P_c = 142,542 \text{ Kg. de (6.19)}$$

$$R = R_1 + P_c$$

$$\therefore R = 145,100 \text{ Kg.}$$

(6.28)

6.6.1.2 DIMENSIONAMIENTO DE LA PLANCHA:

Considerando el caso $A_2 > A_1$:

Dimensiones (mm.)

$$b = 405$$

$$d = 409$$

$$B = 605$$

$$c = 709$$

$$D = 805$$

$$E = 909$$

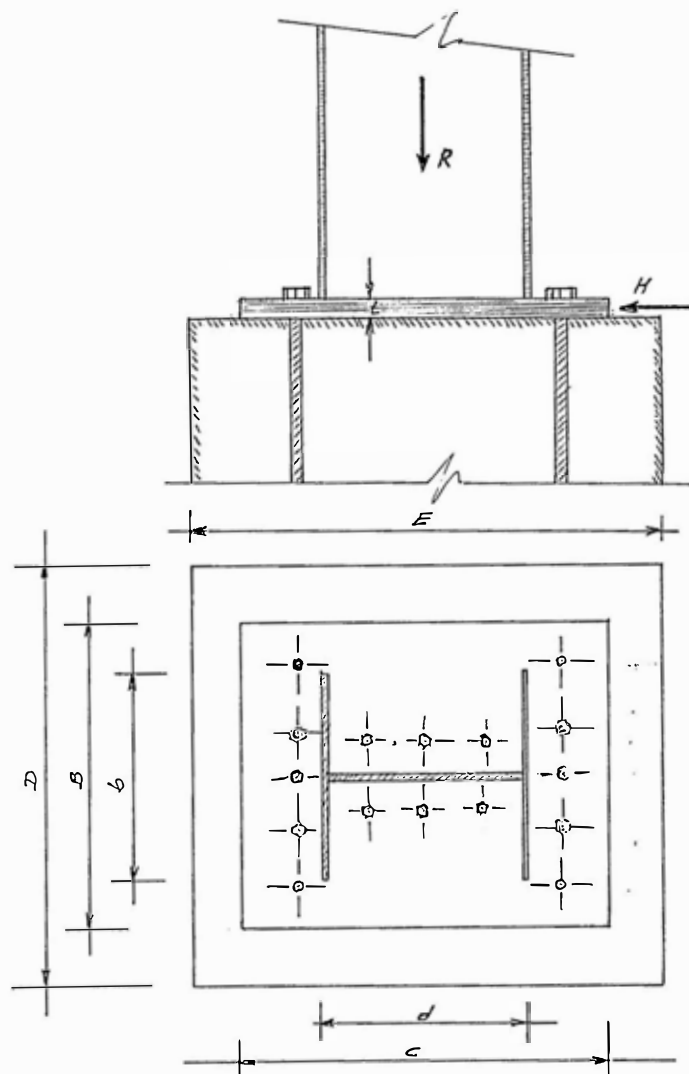


Fig. 6.7 APOYO DE LA TORRE.

DIMENSIONAMIENTO

se tiene:

$$A_1 = B \times C = 4,289.45 \text{ cm}^2 \quad (\text{plancha})$$

$$A_2 = D \times E = 7,317.45 \text{ cm}^2 \quad (\text{apoyo})$$

$$f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2 \quad (6.29)$$

con (6.25):

$$F_p = 80 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0.7 f_c = 122.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (6.30)$$

con la Ec. (6.23):

$$f_p = \frac{R}{A_1}$$

$$f_p = 33.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore F_p > f_p$$

¡ CONFORME !

6.6.1.3 ESPESOR DE LA PLANCHA (t):

Para el cálculo del espesor de la plancha se usa las siguientes fórmulas(14):

-en el sentido de la dimensión "C"

$$t_1 = \sqrt{\frac{3 \cdot f_p \cdot m^2}{F_b}} \quad (6.31)$$

-en el sentido de la dimensión "B"

$$t_2 = \sqrt{\frac{3 \cdot f_p \cdot n^2}{F_b}} \quad (6.32)$$

siendo:

$$F'b = 0.75 Fy = 1,875 \text{ Kg/cm}^2 \quad (6.33)$$

como la carga R , se distribuye uniformemente sobre la plancha, sin flexión, en una área de:

$$.95 d \times .80 b = 38.855 \times 32.4 \quad (6.34)$$

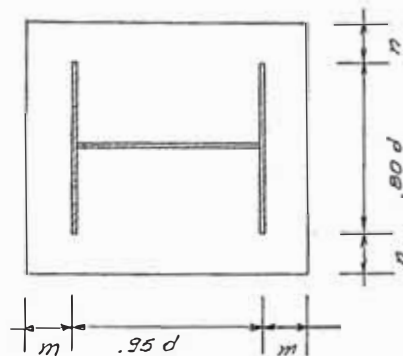


Fig. Nº 6.8

de la fig. 6.8 y fig. 6.7 y con (6.34); se tiene:

$$m = 16.0 \text{ cm.} \quad (6.35)$$

$$n = 13.9 \text{ cm.}$$

con los valores hallados, en (6.31) y (6.32):

$$t_1 = 3.7 \text{ cm} \quad \text{CRITICO !!}$$

$$t_2 = 3.2 \text{ cm.}$$

$$t = 37 \text{ m.m.} \quad (6.36)$$

Se deberá usar una plancha de acero de

$$\# 60.5 \times 70.9 \times 3.7 \text{ cm.}$$

6.6.2 PERNOS DE ANCLAJE:

Se considerarán las cargas producidas por la torre en

la base, y las producidas por el acueducto en la zona de la base, (ver fig. N° 6.9)

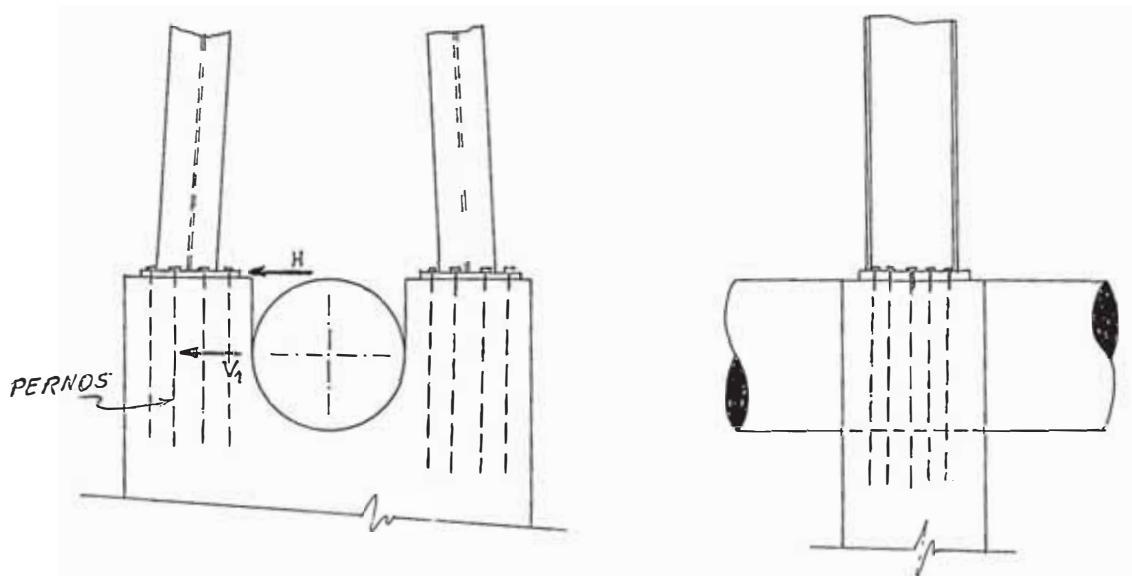


FIG. N° 6.9 ESFUERZOS EN LOS PERNOS.

El acueducto transmite un cortante debido a la fuerza del viento (V_1)

$$V_1 = Ww \times L/2 \quad (6.37)$$

$$Ww = 15 \text{ Kg/m.}$$

$$\therefore V_1 = 1,125 \text{ Kg.} \quad (6.38)$$

esta cortante V_1 producido por el acueducto, parte será tomado por el concreto y parte por los pernos de anclaje.

El cortante tomado por el concreto es V_c , y el cortante tomado por los pernos es H_2 , siendo:

$$H_2 = V_1 - V_c \quad (6.39)$$

se sabe que (15):

$$v = \frac{V_c}{b \cdot d} \quad (6.40)$$

$$v_c = 0.29\sqrt{f_c} = 3.84 \text{ Kg/cm}^2 \quad (6.41)$$

donde:

v = Esf. Unit. actuante en corte en el concreto.

v_c = Esf. Unit. permisible en corte en el concreto.

con (6.40):

$$v = \frac{V_1}{bd}$$

$$b = 95.9 \text{ cm}$$

$$d = 80.5 \text{ cm}$$

$$V_1 = 1,125 \text{ Kg.}$$

$$\rightarrow v = 0.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore v_c > v$$

¡CONFORME!

esto quiere decir que el concreto tomará todo el esfuerzo cortante producido por el acueducto, en la base.

6.6.2.1 ESFUERZO DE TRACCION EN LOS PERNOS :

Debe cumplirse : $F_t \geq f_t$ (6.42)

donde : $F_t = 1,400 \text{ Kg / cm}^2$ Pernos A - 307

y : $f_t = T / A_t$ 16.44

F_t = Esf. Unit. permisible en tracción.

f_t = Esf. Unit. actuante en tracción.

A_t = Area total de los pernos.

T = Fuerza de tracción en la base.

$T = 142,542 \text{ Kg.}$ De (6.19)

Usando 12 pernos de $\varnothing 1 \frac{3}{8}''$ ($A_v = 9,58 \text{ cm}^2$)

$A_t = 114.96 \text{ cm}^2$

$f_t = 1,240 \text{ Kg./ cm}^2$ (6.45)

$F_t > f_t$ CONFORME "

6.6.2.2 ESFUERZO CORTANTE EN LOS PERNOS :

Debe cumplirse : $F_v \geq f_v$ (6.46)

donde : $F_v = 700 \text{ Kg./cm}^2$ Pernos A - 307

y : $f_v = H / n.A_v$

F_v = Esf. Unit. permisible en corte.

f_v = Esf. Unit. actuante en corte.

H = Fuerza cortante.

n = Número de pernos

A_v = Area de un perno.

$H = 10,365 \text{ Kg.}$ De (6.48)

$n.A_v = 114.96 \text{ cm}^2$ 12 pernos de $\varnothing 1 \frac{3}{8}''$

$f_v = 90.16 \text{ Kg./ cm}^2$.

$F_v > f_v$ CONFORME."

6.6.2.3 LONGITUD DE DESARROLLO DE LOS PERNOS:

Según el AISC : para varillas N° 11 ó menores:

$$l_d = 0.06 A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c} \quad (6.54)$$

$$l_d = 0.0057 d_b \cdot f_y \quad (6.55)$$

y , se tiene que :

$$A_b = 9.58 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2,500 \text{ Kg / cm}^2 .$$

$$f'_c = 175 \text{ Kg / cm}^2$$

$$d_b = 3.49 \text{ cm.}$$

$$\text{con (6.54) :} \quad l_d = 109 \text{ cm.}$$

$$\text{con (6.55) :} \quad l_d = 50 \text{ cm.}$$

$$l_d = 109 \text{ cm.}$$

debido a la presencia de la tubería empotrada en la base de la torre se asumirá:

$$l_d = 120 \text{ cm.}$$

6.6.2.5 RIGIDIZADORES PARA PERNOS :

Los pernos llevarán rigidizadores de planchas de 1/2" (ver planos).

En la zona de contacto de la plancha de asiento con el pilar, llevará una capa de concreto rico (Grout).

CAPITULO VII

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

7.0 GENERALIDADES:

Generalmente la infraestructura para un acueducto consta del pilar donde va anclada la torre de acero y, la zapata donde descansa el pilar la que distribuirá las fuerzas en el terreno y le dará estabilidad al acueducto; en el presente trabajo también se diseñará un muro de contención, debido a los problemas de deslizamientos existentes en la zona y que pueden dañar a la torre y/o pilar.

Por lo tanto, la infraestructura comprende las siguientes estructuras:

- pilar;
- zapata; y
- muro de contención.

Todas estas estructuras son de concreto armado, y sus

especificaciones técnicas son las del Código del A.C.I.

7.1 DISEÑO DEL PILAR:

Según los estudios de campo y de Mecánica de Suelos, la altura del pilar será de 3.00 m., y soportará las cargas - provenientes de la torre; las otras dimensiones fueron de terminadas en el diseño de las planchas (ver fig. 7.1)

Las cargas que soportará, serán las calculadas en el - capítulo 6.4.4, siendo cada una de ellas igual a:

$$P = 142,542 \text{ Kg.}$$

(7.0)

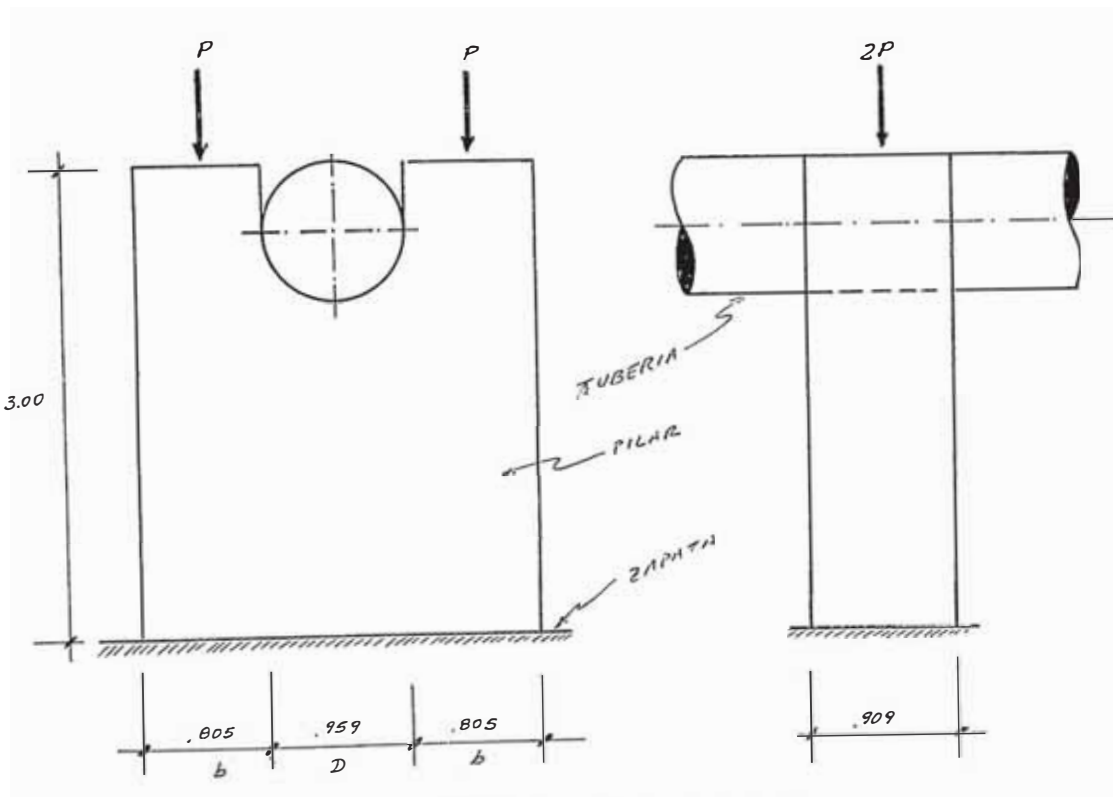


Fig. N° 7.1 Vistas del Pilar

Primero se determinará si el pilar trabaja como columna; con

la siguiente relación:

$$\text{si } \frac{L}{b} > 10, \text{ entonces:} \quad (7.1)$$

se diseña como una columna;

$$\therefore \frac{L}{b} = 3.73 < 10$$

entonces solo está trabajando el concreto a compresión (generalmente sucede este caso).

Como se está trabajando con:

$$f^c = 175 \text{ Kg./cm}^2 \quad (7.2)$$

el esfuerzo actuante será: (17)

$$f_c = \frac{P}{\phi A} \quad (7.3)$$

donde:

$$\phi = 0.85$$

$$A = 90.9 \times 80.5 \text{ cm}^2$$

en (7.3):

$$f_c = 22.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f^c > f_c$$

CONFORME!!

7.2 DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN:

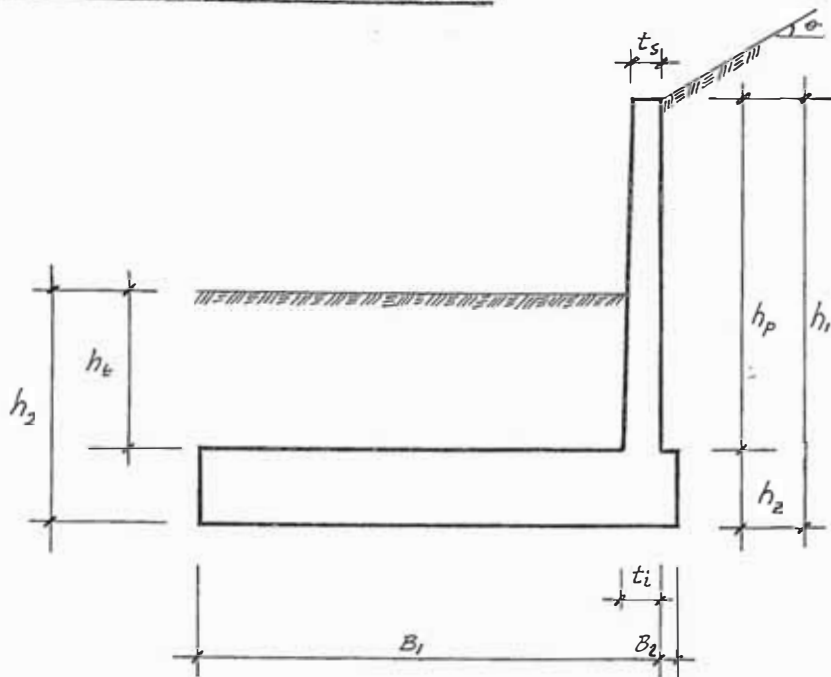


Fig. N° 7.2

DATOS:

$$\phi = 30^\circ$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$h_p = 4.50 \text{ m.}$$

$$h_t = 1.00 \text{ m.}$$

$$F.S.D. = 1.5$$

$$F.S.V. = 1.75 \text{ a } 2.00$$

$$f = 0.45$$

$$\gamma_m = 2.0 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_t = 1.9 \text{ T/m}^3$$

INCOGNITAS:

$$t_s$$

$$t_i$$

$$h_z$$

$$B_1$$

$$B_2$$

El ancho del muro de contención será, según las necesidades de protección igual a:

$$a_z = 7.00 \text{ m.}$$

TABLA N° 7.1

Valores de f

Tipo de suelo	f
Granular	0.55
G - L	0.45
Limoso	0.35

TABLA N° 7.2

Valores de K y j

$f \cdot c$ (Kg/cm ²)	K (Kg/cm ²)	j -
175	9.77	0.909
210	12.34	0.904
280	18.21	0.892
350	24.04	0.885

-Cálculo del coeficiente de empuje activo (k_a):

$$k_a = \cos \theta \left(\frac{\cos \theta - (\cos^2 \theta - \cos^2 \beta)^{1/2}}{\cos \theta + (\cos^2 \theta - \cos^2 \beta)^{1/2}} \right) \quad (7.4)$$

$$k_a = 0.44$$

7.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA PANTALLA:

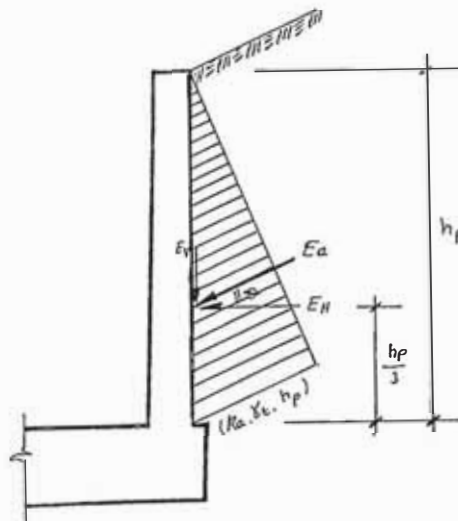


Fig. N°. 7.3

Momento Máximo en la pantalla:

$$M \text{ máx.} = E_H \cdot \frac{hp}{3} \quad (7.5)$$

$$E_H = E_a \cdot \cos \theta$$

$$E_a = \frac{1}{2} (K_a \cdot \gamma_t \cdot hp) \quad hp = 8.46 \text{ Tn.}$$

$$\therefore E_H = 7.33 \text{ T.}$$

$$\text{y } M \text{ máx.} = 11.0 \text{ T-m.}$$

además el peralte mínimo en la pantalla será:

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M \text{ máx.}}{K \cdot b}} \quad (.7.7)$$

donde:

$$K = 9.77 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{de la tabla N}^\circ 7.1)$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$\therefore d_{min} = 34. \text{ cm.}$$

usando un recubrimiento de 7.5 cm.:

$$t_i = 34 + 7.5 = 41.5 \text{ cm.}$$

como esta medida resulta de un primer tanteo, las medidas finales resultan ser:

$$t_i = 0.60 \text{ m.}$$

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

y la altura de la zapata será:

$$h_z = 1.00 \text{ m.} \quad (7.9)$$

además:

$$h_1 = h_p + h_z = 5.50 \text{ m.}$$

7.2.2 DIMENSIONAMIENTO DE B_1 :

Debe cumplirse que:

$$\frac{H_r}{H_a} \geq F.S.D. \quad (7.10)$$

donde:

$$H_r = fN = f \cdot B_1 \cdot \gamma_m \cdot h_1$$

$$H_r = 4.95 B_1 \quad (a)$$

$$y: H_a = \frac{1}{2} (K_a \cdot \gamma \cdot h_1) h_1 \cdot \cos \theta$$

$$H_a = 10.95 T. \quad (b)$$

(a) y (b) en (7.10)

$$\frac{4.95 B_1}{10.95} \geq 1.5$$

$$B_1 \geq 3.32 \text{ m.}$$

realizando tanteos, las dimensiones de B_1 y de la zapata resultan ser:

$$B_1 = 6.00 \text{ m.}$$

$$h_2 = 1.00 \text{ m.}$$

7.2.3 DIMENSIONAMIENTO DE B₂

Debe cumplirse que:

$$\frac{M_r}{M_a} \geq F.S.V. \quad (7.11)$$

donde: $M_r = F.d.$

$$M_r = B_1 \cdot h_1 \cdot \gamma_m \left(\frac{B_1}{2} + B_2 \right)$$

$$M_r = 66.0 \times (3.00 + B_2)$$

$$y \quad M_a = H_a \cdot \frac{h_1}{3}$$

$$M_a = 20.08 \text{ T.-m.}$$

En (7.11)

$$\frac{M_r}{M_a} = \frac{66.0 \times (3.0 + B_2)}{20.08} \geq 1.75$$

$$B_2 \geq -2.47 \text{ m.} \quad (\text{no necesita})$$

$$\therefore B_2 = 0.20 \text{ m.}$$

7.2.4 VERIFICACION DE LAS DIMENSIONES:

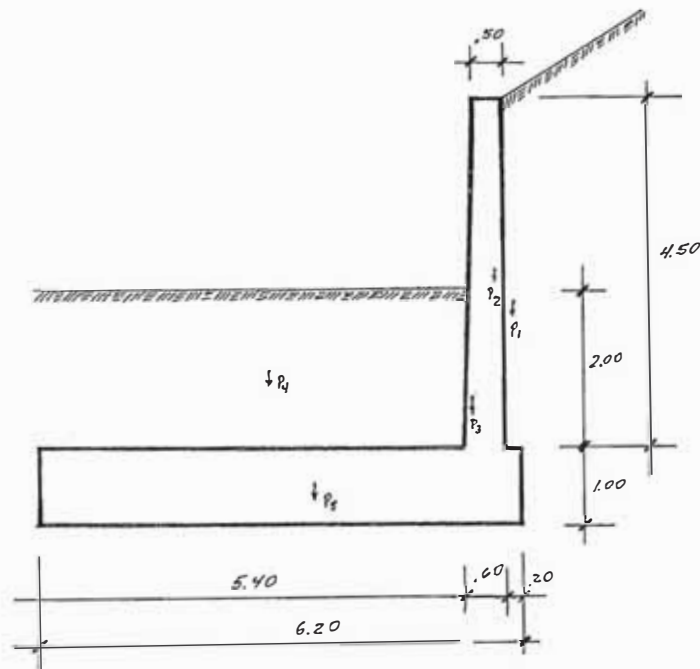


Fig. 7.4

	$P (T_1)$	$\lambda_a (m_1)$	$Mr (T-m)$
$P_1:$	$.20 \times 4.5 \times 1.9 = 1.71$	$\times 6.10 =$	<u>10.43</u>
$P_2:$	$.50 \times 4.5 \times 2.0 = 4.50$	$\times 5.75 =$	25.88
$P_3:$	$.5 \times .10 \times 4.5 \times 2.0 = 0.45$	$\times 5.47 =$	2.46
$P_4:$	$5.40 \times 2.0 \times 1.9 = 20.52$	$\times 2.70 =$	55.40
$P_5:$	$6.20 \times 1.0 \times 2.0 = 12.40$	$\times 3.10 =$	<u>38.44</u>
	$\Sigma = 39.58$		$\Sigma = 132.61$

$$F.S.D. = \frac{Hr}{Ha} = \frac{f \cdot N}{Ha} = \frac{0.45 \times 39.58}{10.95} = 1.63$$

$$\therefore F.S.D. = 1.63 > 1.5$$

¡CONFORME!

$$F.S.V. = \frac{Mr}{Ma} = \frac{132.61}{20.08} = 6.60$$

$$\therefore F.S.V. = 6.60 > 1.75$$

¡CONFORME!

7.2.5 VERIFICACION POR PRESIONES EN EL TERRENO:

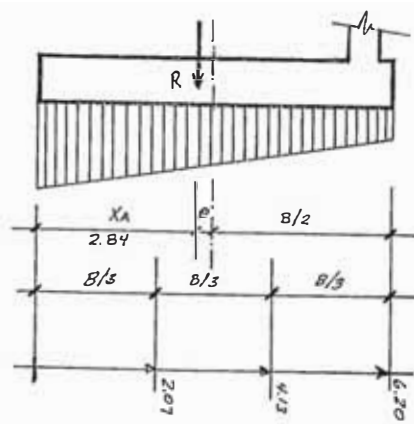


Fig. 7.5

Posición de la resultante:

$$X_A = \frac{Mr - Ma}{P} = 2.84 \text{ m.}$$

$2.07 < X_A < 4.13$, entonces la resultante se encuentra en el tercio central de la base.

Cálculo de la excentricidad.

$$e = \left(\frac{B}{2} - X_A \right) = 0.26 \text{ m.}$$

Cálculo de los esfuerzos en el terreno:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 \cdot P \cdot e}{b \cdot B^2}$$

donde:

$$A = b \cdot B$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

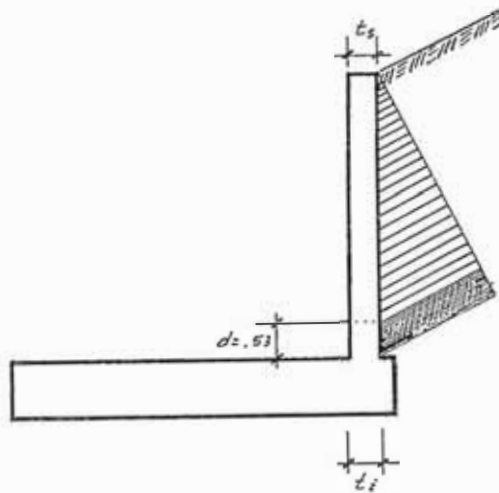
$$B = 6.20 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \therefore \sigma_1 &= 8.00 \text{ T/m}^2 \\ \sigma_2 &= 4.78 \text{ T/m}^2 \\ \sigma_t &= 3.5 \text{ Kg/cm}^2 = 35 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \sigma_1 \text{ y } \sigma_2 < \sigma_t$$

¡CONFORME!

7.2.6 VERIFICACION POR FUERZA CORTANTE DE LA PANTALLA:



$$\begin{aligned} t_i &= 60 \text{ cm.} \\ \therefore d_i &= 53 \text{ cm.} \\ t_s &= 50 \text{ cm.} \\ \therefore d_s &= 43 \text{ cm.} \end{aligned}$$

fig.Nº7.6

= Cálculo del cortante en la pantalla a la distancia "d":

$$V_d = \frac{1}{2} (K_a \cdot \gamma'_t \cdot h_p) \cdot h_p \cdot \cos \theta - (K_a \cdot \gamma'_e \cdot h_p) \cdot d_i$$

$$\therefore V_d = 5.16 \text{ T.}$$

= Debe cumplirse que:

$$V_c \geq V_d$$

donde:

$$V_c = \text{Esf. Unit. permisible en corte.}$$

$$V_d = \text{Esf. Unit. actuante en corte.}$$

$$V_d = \frac{V_d}{b \cdot d_i} = 0.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'c} = 3.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore V_c = V_d$$

¡CONFORME!

7.2.7 DISEÑO DE LA PANTALLA POR FLEXIÓN:

Se tiene que: $M = 11.0 \text{ T.-m.}$

además:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d_i}$$

donde

$$f_s = 0.50 \quad f_y = 2,100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$j = 0.909 \quad \text{de la Tabla N}^\circ 7.2$$

$$d_i = 53 \text{ cm.}$$

$$\therefore A_s = 10.87 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{ Usar } 6 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'' \text{ } \approx 167/m.$$

Refuerzo mínimo $\approx 0.0017 \text{ bd}$

- Extremo superior ($d_s = 43 \text{ cm}$):

$$A_s \text{ min} \approx 7.31 \text{ cm}^2$$

- Extremo inferior ($d_i = 53 \text{ cm}$):

$$A_s \text{ min} \approx 9.01 \text{ cm}^2$$

Momentos Flexores usando los A_s de diseño y $A_s \text{ min}$:

$$M = A_s \cdot f_s \cdot j \cdot d$$

1) 100% As (6 ϕ 5/8" @ .166) ; $A_s = 11.87 \text{ cm}^2$

- Extremo superior ($d_s = 43 \text{ cm}$):

$$M = 9.74 \text{ T.-m.}$$

- Extremo inferior ($d_i = 53 \text{ cm}$):

$$M = 12.01 \text{ T.m.}$$

2) As mín.:

- Extremo superior: ($A_s = 7.31 \text{ cm}^2$)

$$M = 6.00 \text{ T.-m.}$$

- Extremo inferior: ($A_s = 9.01 \text{ cm}^2$)

$$M = 9.12 \text{ T.-m.}$$

Momentos actuantes sobre la pantalla:

$$M_{\text{max.}} = 11.0 \text{ T.-m.}$$

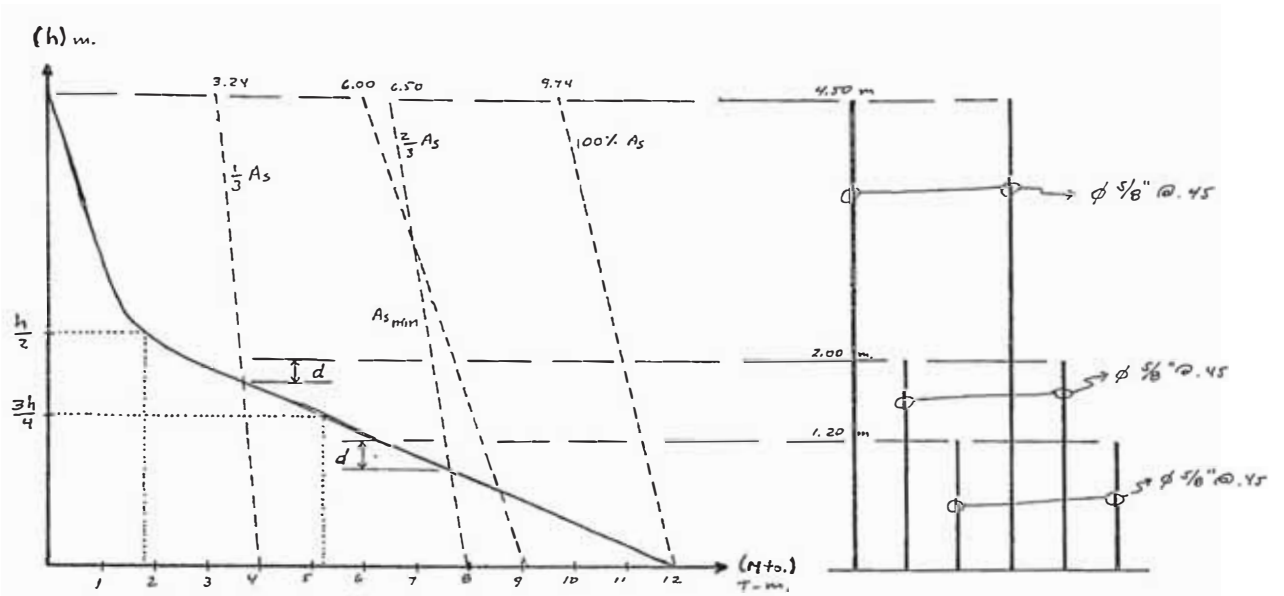
- En $h/2$:

$$M = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma'_t \cdot \left(\frac{h_D}{2} \right)^3 = 1.587 \text{ T.m.}$$

- En $3h/4$:

$$M = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma'_t \cdot \left(\frac{3h_D}{4} \right)^3 = 5.356 \text{ T.-m.}$$

Ver la figura N° 7.7 para la determinación de los puntos de corte del acero.



(a) Determinación de puntos de corte

(b) Elevación=Armadura Vertical

Fig. N° 7.7

-AREA DE REFUERZO SECUNDARIO:

-Refuerzo vertical exterior y refuerzo de montaje

$$A_s = 0.0025 bt = 1.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1.58 \text{ cm}^2/\text{m} = \phi \ 3/8" \ @ \ .45 \text{ (montaje)}$$

Arriba: $t_s = 50 \text{ cm}$

$$A_s = 10.92 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 1/2" \ @ \ .18$$

Intermedio : $t_m = 55 \text{ cm}$

$$A_s = 12.17 \text{ cm}^2$$

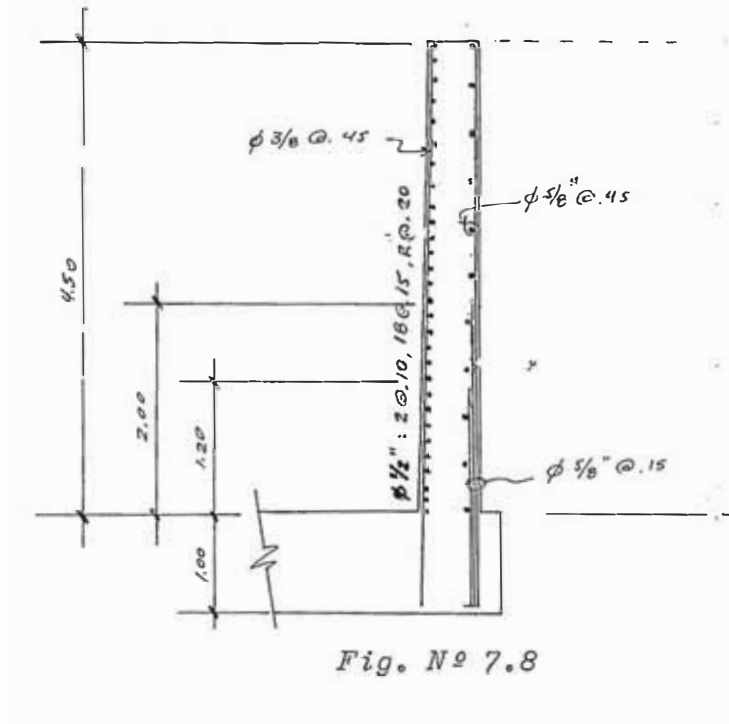
$$\phi = 1/2'' @ .16$$

Abajo : $t_i = 60 \text{ cm.}$

$$A_s = 13.42 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 1/2'' @ .15$$

$\therefore \phi 1/2'' : 2 @ .10 , 18 @ .15 , R @ .20$



7.2.8 DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCIÓN

Ver figura No 7.9:

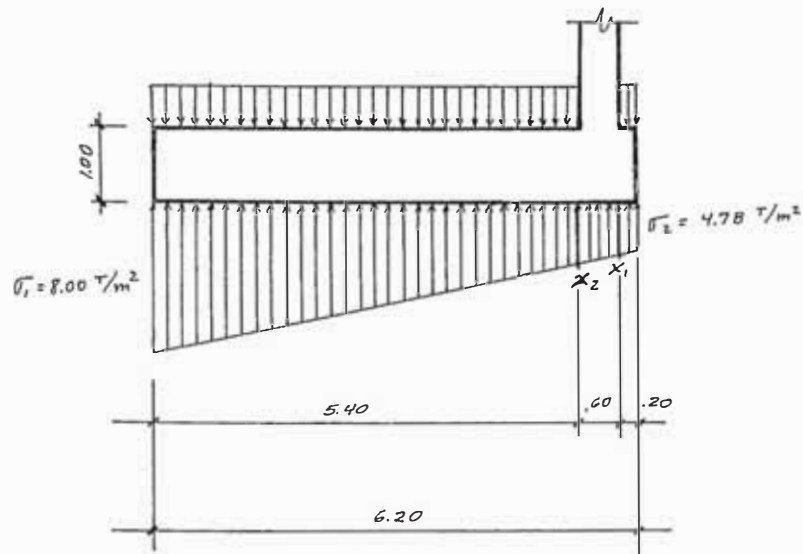


Fig. 7.9

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 3.22 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{3.22}{6.20} = \frac{X_1}{.20} = \frac{X_2}{.80}$$

$$X_1 = 0.104 + 3.22 = 3.32 \text{ T/m}^2$$

$$X_2 = 0.415 + 3.22 = 3.64 \text{ T/m}^2$$

Si la carga hacia arriba es mayor que la carga hacia abajo, entonces el acero va en la parte inferior.

Peso material sobre la base: $2.00 \times 1.00 \times 1.9 = 3.80 \text{ T/m}$

peso propio de la zapata: $1.00 \times 1.00 \times 2.4 = 2.40 \text{ T/m}$.

$$W = 6.20 \times X_2 = 2.56 \text{ T/m}$$

$$M \text{ máx} = 2.56 \times \frac{5.40^2}{2} - \frac{1}{2} \times 5.40 \times (8.0 - X_2) \times \frac{2}{3} \times 5.40$$

$$M \text{ máx} = - 5.05 \text{ T-m}$$

Cálculo del cortante:

$$V \text{ cara} = 2.56 \times 5.40 = \frac{1}{2} \times 5.40 \times (8.00 - X_2)$$

$$V \text{ cara} = 2.05 T.$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{2.05}{100 \times 93} = 0.22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.29 \sqrt{f_c} = 3.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore v_c > v$$

¡CONFORME!

Cálculo del acero:

$$A_s = \frac{M \text{ máx}}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$d = 93 \text{ cm.}$$

$$\therefore A_s = 2.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset \ 3/8" @ .25$$

$$A_s \text{ min} = 0.0017 \text{ bd}$$

$$A_s \text{ min} = 15.81 \text{ cm}^2$$

Refuerzo transversal por montaje:

$$S = 36 \emptyset = 36 \times .953 = 34.3 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \emptyset \ 3/8" @ .35$$

Para la zona de la derecha, se realizan los cálculos de igual forma que la zona calculada, pero en este caso

por tener una dimensión pequeña (.20m), simplemente se prolongarán los fierros de la zona izquierda (ver fig. 7.10)

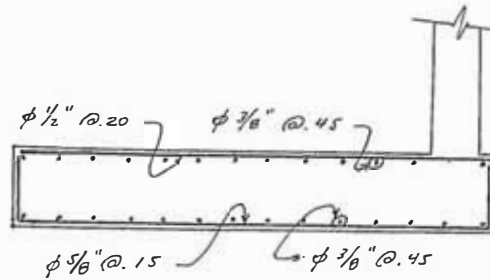


Fig. 7.10

7.3 DISEÑO DE LA ZAPATA:

El diseño de la zapata, como soporte del pilar, simplemente se basará en la verificación de la zapata del muro de contención; además, la zapata se puede considerar una continuidad del pilar, que ya fué diseñada y verificada.

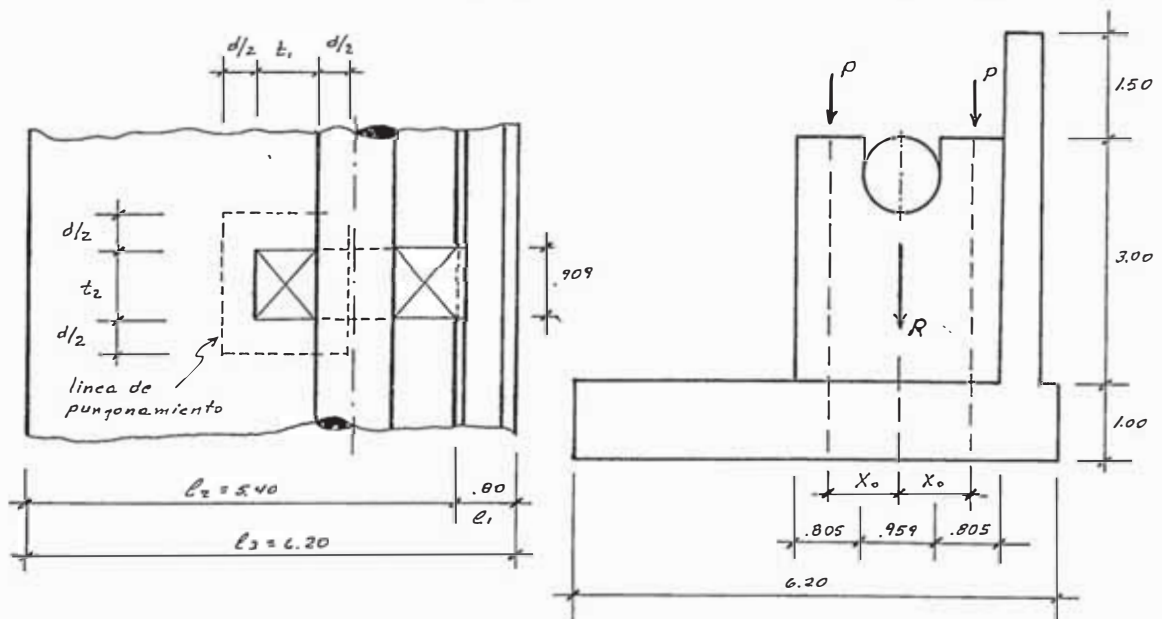


Fig. 7.11

los datos que se tienen para el diseño de la zapata son:

$$\ell_1 = 0.80 \text{ m.} \quad P = 142,542 \text{ Kg.}$$

$$\ell_2 = 5.40 \text{ m.} \quad f^c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_3 = 1.00 \text{ m.} \quad \bar{\sigma}_t = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_p = 4.50 \text{ m.}$$

$$X_o = 0.88 \text{ m.}$$

$$t_1 = 0.805 \text{ m.}$$

$$a_2 = 7.00 \text{ m.}$$

7.3.1 VERIFICACION POR FUERZA CORTANTE:

Debe cumplirse que:

$$V_c \geq V$$

Donde:

$$V_c = \text{Esf. Unit. permisible por corte.}$$

$$V = \text{Esf. Unit. actuante por corte.}$$

siendo:

$$V_c = 0.29 \sqrt{f^c} = 3.84 \text{ Kg/cm}^2$$

y

$$V = \frac{V_d}{bd}$$

si:

$$V_d = 142,542 \text{ Kg}$$

$$b = 7.00 \text{ m.}$$

$$d = .93 \text{ m.}$$

$$\therefore V = 2.19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore V_c > V$$

¡ CONFORME!

7.3.2 VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO:

Debe cumplirse que:

$$V_{pp} \geq V_p$$

Donde:

V_{pp} = Esf. Unit. permisible por punzonamiento.

V_p = Esf. Unit. actuante por punzonamiento.

siendo:

$$V_{pp} = 0.53 \sqrt{f^c} = 7.01 \text{ Kg/cm}^2$$

y

$$V_p = \frac{V_d}{b_o d}$$

donde:

b_o = perímetro de punzonamiento (ver fig. 7.11)

d = peralte

$$V_d = V_d = 142,542 \text{ Kg.}$$

$$d = 93.0 \text{ cm.}$$

$$b_o = 2(80.5 + 90.9 + 4 \times 93.0) = 714.8 \text{ cm.}$$

$$\therefore V_p = 2.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore V_{pp} > V_p$$

¡CONFORME!

CAPITULO VIII

ASPECTOS DE MONTAJE

8.0 GENERALIDADES:

El montaje incluye los pasos previos a la colocación - precisa de las partes del acueducto y las operaciones subsecuentes de alineamiento, verticalidad y fijación permanente mediante tornillos, remaches y soldaduras.

Uno de los principales problemas que se tiene en el montaje, es la topografía del lugar y por lo tanto se debe contemplar la disponibilidad del equipo apropiado de fácil acceso a la obra.

8.1 CONDICIONES PARA EL MONTAJE:

Indudablemente factores como la temperatura, vientos, lluvias, etc., van a redundar en alguna medida las condiciones para el montaje.

Por eso, en lo posible se debe programar las construc-

ciones para las estaciones de primavera.

8.2 MONTAJE DEL ACUEDUCTO:

El montaje de todo acueducto tiene una secuencia lógica, esto es: primero las torres, luego los cables, péncolas, y finalmente la tubería. Previamente se habrá construido la infraestructura correspondiente.

Individualmente cada estructura también conserva una secuencia de ensamblaje, por ejemplo, tenemos que en las torres, luego de construir el pilar y colocado los pernos, se coloca el Pie de Pilón, enseguida se va montando la torre **por cuerpos y finalmente la Silla de Cambio de Dirección.** Asimismo, en el lanzamiento de los cables, primero se coloca el interior inferior, luego el exterior inferior y finalmente los superiores en el mismo orden. Para la colocación de las péncolas, primero se colocan las pinzas y luego las **péncolas propiamente dichas.** En el caso de la tubería, el ensamblaje se realiza empezando por la colocación de los apoyos de la tubería y luego la tubería misma.

8.2.1 MONTAJE DE LAS TORRES

Para el montaje de las Torres, por su considerable longitud se le dividirá en cuerpos, los que dependerán del equipo para el transporte y la comodidad -

en el manipuleo durante el montaje.

Para el montaje de las torres propiamente dichas se puede realizar con la "Pluma" debidamente dispuesto, tanto para su movimiento vertical como el horizontal.

Para el uso de la "Pluma" se diseñará de manera que permita un espacio adecuado de maniobra para la colocación de la Silla de Cambio de Dirección sobre la Torre.

8.2.2 MONTAJE DE LOS CABLES:

El montaje de los cables se hará primeramente asegurando éstos en las respectivas Cámaras de Anclaje, luego se realizará el montaje con la ayuda de la "Pluma" en la secuencia que anteriormente se detalló.

Terminando el montaje de las Torres y los cables, se instala un falso Fuente Colgante que permitirá realizar el montaje directamente en el lugar donde estarán ubicados definitivamente los otros elementos, además que no necesitará el uso de equipos pesados; el izaje se realiza usando tirfors, cables, poleas (patentes), tecles, winches de mano, etc.

8.2.3 MONTAJE DE LAS PENDOLAS

Haciendo uso del falso Puente Colgante se instalarán las Pinzas donde luego se pondrán las péndolas propiamente dichas.

Inmediatamente se podrá realizar la instalación de los apoyos de la tubería. En todo momento, y sobre todo antes del montaje de la tubería, se debe verificar la flecha del cable.

8.2.4 MONTAJE DE LA TUBERIA

El montaje de la tubería, se puede realizar en forma simultánea por ambos extremos; las tuberías que tendrán una longitud de acuerdo al equipo que se usa, se trasladarán por el cable de transporte hasta su ubicación, **aonde** se soldarán y asegurarán.

Terminado el montaje se procede al chequeo de las medidas y pendiente del acueducto para hacer el ajuste final de sus elementos. Finalizado esta etapa, se **procede al desmontaje del falso Puente.**

8.3 EQUIPO DE MONTAJE:

Los equipos que se usan para el montaje son una variedad, las que están agrupadas en:

-Equipo de medición.

-Equipo de soldadura.

-Equipo neumático.

-Equipo especial.

-Equipo de seguridad.

-Equipo de primeros auxilios.

El control de calidad deberá de hacerse lo mas juiciosamente posible, porque de él dependerá la mejor funcionalidad de la Estructura en el futuro, así como el tiempo de vida útil.

CAPITULO IX

METRALOS Y PRESUPUESTOS

METRALOS Y PRESUPUESTO DE LOS MATERIALES

PARTIDA	DESCRIPCION	METRADOS		COSTOS	
		UNID.	CANT.	UNIT.	TOTAL
1.0	<u>OBRAS CIVILES</u>				
1.1	Cemento para concreto $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$				
	a) En muros	Bolsas	312	186.25	58,110.00
	b) En zapatas (con 25% de P.M. de 6")	Bolsas	586	186.25	109,142.50
	c) En pilares (con 25% de P.M. de 6")	Bolsas	112	186.25	20,860.00
	d) En Cámaras de an- claje (con 25% de P.M. de 6")	Bolsas	3,726	186.25	693,967.50
				SUB-TOTAL	882,080.00
1.2	Acero de refuerzo co- rrugado $f_y = 4,200 \text{ Kg/}$ cm^2				
1.2.1	Fierros				
	a) En muros	Kg.	1,210	40.15	48,581.50
	b) En zapatas	Kg.	1,946	40.15	78,151.90
	c) En pilares	Kg.	96	40.15	3,854.40
	d) En cámara de anclaje	Kg.	1,122	40.15	45,048.30
				SUB-TOTAL	175,616.10

PARTIDA	DESCRIPCION	METRALOS		COSTOS	
		UNID.	CANT.	UNIT.	TOTAL
1.2.2	Alambre N° 16				
	a) En muros	Kg.	119	82.00	9,758.00
	b) En zapatas	Kg.	49	82.00	4,018.00
	c) En pilares	Kg.	35	82.00	2,870.00
	d) En cámara de anclaje	Kg.	252	82.00	<u>20,664.00</u>
				SUB-TOTAL	<u>37,310.00</u>
1.2.3	Clavos:				
	a) En muros	Kg.	119	77.47	9,218.93
	b) En zapatas	Kg.	49	77.47	3,796.03
	c) En pilares	Kg.	35	77.47	2,711.45
	d) En cámara de anclaje	Kg.	252	77.47	<u>19,522.44</u>
				SUB-TOTAL	<u>35,248.85</u>
2.0	<u>ESTRUCTURA METALICA</u>				
2.1	Cable de acero 6 x 19				
	a) alma de fibra tipo cobra Ø 5/8	m.	221	780.00	172,380.00
	b) alma de acero tipo Boa Ø 1 3/4"	m.	1,878	3,651.00	6,856,578.00
2.2	Planchas: $f_y = 2,500 \text{ Kg/cm}^2$				
	a) tubería	Kg.	14,136	258	3,647,088.00
	b) torre -Elemento vertic.	Kg.	8,946	258	2,308,068.00
	-Elemento horizon.	Kg.	131	51	6,681.00
	-Elemento diagonal.	Kg.	1,176	51	<u>59,976.00</u>
				SUB-TOTAL	<u>13,050,771.00</u>
COSTO TOTAL DE MATERIALES PRINCIPALES:				I/.	<u>14,181,025.95</u>

Fecha: Mayo 1988

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1° Como se puede apreciar el diseño y construcción de Acueductos tipo Puente Colgante con tubería de acero, es la mejor solución estructural para problemas hidráulicos semejantes al de la presente Tesis.

- 2° Siendo este tipo de estructuras, los Acueductos Colgantes Metálicos, las estructuras más idóneas para salvar grandes luces en nuestros ríos o quebradas potenciales de arrastrar "huaycos"; hay que darles la importancia que se merecen no sólo en cuanto a su construcción sino en cuanto a su elaboración de los Proyectos, ya que nuestras necesidades así lo exigen: en Irrigación, Abastecimiento de agua y otros.

- 3° Recomendaciones para el diseño:
 - a) Con respecto a los estudios básicos, se recomienda hacer un análisis económico para ver si es necesario construir la cámara de anclaje, o si es mejor profundizar el estudio de Mecánica de Suelos en la zona de la Cámara de Anclaje y verificar si el terreno es capaz de resistir la

tensión de los cables en túneles rellenos de concreto y así usar menor cantidad de concreto.

- b) Por razones de montaje, el espaciamiento entre péndolas no debe ser mayor de los 7.50 m; ésta es una medida práctica.
- c) La tubería empotrada en el pilar, tiene sus ventajas sobre la apoyada y arriostrada con el "Pie del Pilón" (base de la Torre), tanto económicamente por el menor uso de pernos, como estructuralmente porque el concreto toma los esfuerzos cortantes.
- d) No pudiéndose determinar las magnitudes de los esfuerzos por efectos dinámicos, debido a que los distintos parámetros son sumamente variables es preferible hacer el análisis como carga estática; de esta manera, además, se mantiene dentro del margen de seguridad.
- e) Al igual que en otros trabajos, se debe tener en cuenta que, cualquier tipo de problema siempre tiene más de una solución; quedando al criterio el encontrar el más económico, el más rápido y sobre todo el más seguro.

BIBLIOGRAFIA

1. "Construcción de Estructuras: Manual de Obras"
Cámara Peruana de la Construcción, CAPECO.

"Tecnología de la Construcción"
G. Bauá - Editorial Blume - España
2. "Mecánica de Suelos" - Tomo II
E. Juárez Baaillo y A. Pico Rodríguez
Editorial Limusa - México -1980
3. "Tablas y Gráficos para Canalizaciones Rectangulares, Trape-
zoidales y Circulares"
E. Rodríguez Zubiate - Lima-Perú
4. "Tablas y Abocos para diseño de Canales, Conductos Circula-
res y Conductos "Horseshoe"
E. Góngora Pareja - Lima-Perú
5. "Tubería de Acero-Diseño e Instalación"

American Water Works Association

Manual AWWA - México

7. "Distribución de vientos externos en el Perú"
Jorge Peñaranda - Guillermo Ponce Campos
Lima-Perú
8. "Efecto del viento sobre las Estructuras"
José Escalante Sánchez - U.N.I. - Tesis
9. "Manual del Ingeniero Civil"- "Ingeniería de Puentes"
Frederick S. Merritt - Koyak y Leppmann
Editorial Mc. Graw-Hill de México
10. "Cables de Acero"
PROLANSA - Lima-Perú
11. "Estática"
Beer F. Johnston R.
12. "Puente Colgante Tocache-Bolsa Cautiva" (Tesis U.M.N.)
Abel Edgardo Hermoza Jara.
13. "Manual of Steel Construction"
A.I.S.C. Octava Edición

14. *"Diseño Estructural en Acero" Texto U.N.I.*

Ing. Luis F. Zapata Baglietto

15. *"Concreto Armado II" - Texto U.N.I.*

Ing. Roberto Morales Morales.

16. *"Resistencia de Materiales II" - Texto U.N.I.*

Ing. Paz y Barriga

17. *"Concreto Armado I" - Texto U.N.I.*

Ing. Sanchez Glano

18. *"Montaje de Puentes Colgantes" - Tesis U.N.I.*

Ing. Baez José

19. *"Construcción y Montaje de un puente metálico" - Tesis U.N.I.*

Lluen Flores Augusto.