

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL



DISEÑO DE DOS TANQUES ELEVADOS PARA AGUA POTABLE CONSIDERANDO EFECTO SISMICO

T E S I S

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

ALFREDO A. GONZALES BURGOS

Lima - Perú
1982

"NO ES PORQUE LAS COSAS SON DIFICILES QUE
NO NOS ATREVEMOS; ES PORQUE NO NOS ATRE
VEMOS QUE ELLAS SE HACEN DIFICILES"

Séneca (4 A.C. - 65 D.C.), filósofo latino.

A mis padres,
por su dedicación,
por su aliento,
porque lo merecen todo.

AGRADECIMIENTO

A todos aquéllos que contribuyeron a mi formación profesional y humana, a muchos de los cuales conocí en esta Universidad.

* I N D I C E *

<u>CAPITULO I . INTRODUCCION.</u>	1
1.1. <u>Generalidades.</u>	2
1.1.1. Dimensiones	3
1.1.2. Exigencias técnicas mínimas	4
1.1.3. Efectos a considerar	4
1.1.4. Clasificación de los reservorios	5
1.1.5. Aspecto y estética	5
1.2. <u>Información sobre tanques elevados circulares.</u>	6
1.2.1. Cuba	6
1.2.2. Soporte	7
1.2.3. Cimientos	8
1.3. <u>Reservorios elevados notables.</u>	9
1.3.1. Esférico	9
1.3.2. Elipsoidal	9
1.3.3. Lenticular	9
1.3.4. Ovoidal	9
1.3.5. Bicónicos	10
1.3.6. En hipérbola	10
1.3.7. Otras formas	10
1.4. <u>Caso de líquidos diferentes al agua.</u>	10
1.4.1. Cubas para otros líquidos alimenticios	10
1.4.2. Cisternas para productos negros	10
1.4.3. Reservorios para hidrocarburos	11
1.5. <u>Revestimientos para aislamiento e impermeabilidad.</u>	11
1.5.1. Funciones por asegurar	11
1.5.2. Revestimiento exterior	12
1.5.3. Revestimiento interior	13
1.5.4. Juntas	16
1.6. <u>Obras secundarias.</u>	17
1.6.1. Acceso exterior e iluminación	17
1.6.2. Acceso a la cuba y a la cubierta	17
1.6.3. La linterna	17
1.6.4. Paso de tuberías	18

1.7.	<u>Comportamiento del acero.</u>	18
1.8.	<u>Comportamiento del concreto.</u>	19
<u>CAPITULO II. DESCRIPCION DE LOS RESERVORIOS E INTRODUCCION A TEORIA.</u>		21
2.1.	Reservorio tipo INTZE.	22
2.1.1.	Cúpula de cubierta	22
2.1.2.	Linterna de iluminación y ventilación	26
2.1.3.	Cuba del reservorio	27
2.1.4.	Vigas en anillo	30
2.1.5.	Fuste circular de soporte	31
2.1.6.	Viga puente	32
2.1.7.	Escalera de acceso e inspección	32
2.1.8.	Cimentación	32
2.2.	<u>Reservorio tipo cilíndrico.</u>	33
<u>CAPITULO III. ANALISIS SISMICO.</u>		34
3.1.	<u>Consideraciones del diseño.</u>	35
3.2.	<u>Criterio de diseño sismo-resistente</u>	37
3.2.1.	Fuerzas dinámicas	38
3.2.2.	Fuerzas cortantes	39
3.2.3.	Momentos	41
3.3.	<u>Idealización de la estructura.</u>	42
3.4.	<u>Consideración de los estados reservorio lleno y reservorio vacío.</u>	44
3.5.	Recomendaciones	44
<u>CAPITULO IV. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO TIPO INTZE.</u>		46
4.1.	<u>Estructuración.</u>	52
4.1.1.	Cálculo de la cubierta en cúpula	52
4.1.2.	Cálculo del anillo viga superior	62
4.1.3.	Cálculo de la pared cilíndrica	64
4.1.4.	Cálculo de la sección tronco-cónica	78
4.1.5.	Cálculo del anillo viga medio	93
4.1.6.	Cálculo de la cúpula de fondo	95
4.1.7.	Cálculo del anillo viga inferior	108

4.1.8.	Cálculo del fuste soportante	110
4.2.	<u>Metrado de cargas.</u>	110
4.2.1.	Metrado de cargas de concreto	110
4.2.2.	Metrado de cargas de agua	111
4.2.3.	Peso del fuste	111
4.3.	<u>Análisis y diseño estructural.</u>	113
4.3.1.	Determinación del período fundamental	113
4.3.2.	Determinación del corte en la base	116
4.3.3.	Distribución del corte	117
4.3.4.	Determinación del momento de volteo	118
4.3.5.	Acción del viento	119
4.3.6.	Verificación de esfuerzos . Refuerzo.	120
4.3.7.	Cálculo de la viga puente	122
4.4.	<u>Análisis dinámico.</u>	124
4.4.1.	Metrado de cargas	124
4.4.2.	Método de Stodola	125
4.4.3.	Método de Holzer	126
4.4.4.	Obtención de los desplazamientos reales y los cortantes	126
<u>CAPITULO V. CIMENTACION DEL RESERVORIO INTZE.</u>		130
5.1.	<u>Elección del tipo de cimentación.</u>	130
5.2.	<u>Diseño de la cimentación.</u>	131
5.2.1.	Metrado de cargas	131
5.2.2.	Estabilidad al vuelco	132
5.2.3.	Variación de presión por el momento de volteo	133
5.2.4.	Cálculo del refuerzo	134
5.2.5.	Verificación del cortante	136
5.2.6.	Verificación por punzonamiento	137
<u>CAPITULO VI. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO CILINDRICO.</u>		139
6.1.	<u>Estructuración.</u>	140
6.1.1.	Cálculo de la cúpula de cubierta	140
6.1.2.	Cálculo del anillo viga superior	145
6.1.3.	Cálculo de la pared cilíndrica	146
6.1.4.	Cálculo de la losa de fondo	158

6.1.5.	Cálculo de la chimenea	166
6.2.	<u>Metrado de cargas.</u>	167
6.2.1.	Metrado de cargas de agua	167
6.2.2.	Metrado de cargas de concreto	167
6.3.	<u>Análisis y diseño estructural.</u>	169
6.3.1.	Determinación del período fundamental	169
6.3.2.	Determinación del corte en la base	170
6.3.3.	Distribución del corte	173
6.3.4.	Determinación del momento de volteo	174
6.3.5.	Acción del viento	174
6.3.6.	Verificación de esfuerzos. Refuerzo	175
6.3.7.	Cálculo de la viga puente	177
<u>CAPITULO VII. CIMENTACION DEL RESERVORIO CILINDRICO.</u>		183
7.1.	<u>Elección del tipo de cimentación.</u>	183
7.2.	<u>Diseño de la cimentación.</u>	184
7.2.1.	Metrado de cargas	184
7.2.2.	Estabilidad al vuelco	185
7.2.3.	Variación de presión por el momento de volteo	185
7.2.4.	Cálculo del refuerzo	186
7.2.5.	Verificación del cortante	188
7.2.6.	Verificación por punzonamiento	189

APENDICE. Tablas de Portland Cement Association.

BIBLIOGRAFIA.

P R O L O G O

Cuando antes de cumplir los doce años elegí la carrera de Ingeniería Civil ignoraba casi todo de lo que se iba a constituir en una de las principales metas de mi vida. Hoy que ese viejo anhelo está a punto de concretarse barajo al alimón las alegrías y las penas en mi paso por la UNI y me digo que muchas más fueron las primeras que las segundas así como fueron más los buenos profesores que los otros y fueron más también los que me brindaron su amistad. Un proverbio hebreo dice "Siembra un árbol, ten un hijo, escribe un libro" , y bien puede decirse que una Tesis es un libro, y un libro es como un hijo, y un hijo es como un árbol que un día dará fruto y semilla para continuar su estirpe. Un árbol frondoso en el camino de la vida es un hito que señala lo avanzado aunque todavía quede mucho por recorrer. La culminación de este trabajo que entrego con la misma dedicación y esmero con que fue ejecutado es el terminar del comienzo, pero hay que proseguir. Por eso hoy quiero decir como Machado dijo:

"Caminante no hay camino,
se hace camino al andar"

Lima, 14 de diciembre de 1982.

A. Gonzáles B.

* C A P I T U L O I *

INTRODUCCION

Si se tiene presente la importancia del agua como elemento insustituible para la existencia de vida en el planeta y se añade su utilización en gran escala con fines industriales, será posible comprender la relativa proliferación de esas estructuras que destacan en el paisaje de nuestras ciudades a las que llamamos tanques elevados, para diferenciarlas de sus similares que reposan en alguna ladera cercana o en suelo llano.

El trabajo que presento hoy a consideración, busca conseguir el diseño de dos tanques elevados de 1500m^3 con soporte tubular o fuste circular, ambos en concreto armado

pero diferentes en la cuba o depósito que es el elemento principal. Ambas estructuras se construirán en zonas que tienen buena capacidad portante y que no ofrecen mayores dificultades en la cimentación. Para considerar la respuesta sísmica se aplica un método de cargas estáticas equivalentes que se describe más adelante.

1.1. GENERALIDADES.

Se llama reservorio a una capacidad destinada a contener un líquido, generalmente agua. La forma en planta puede ser cualquiera pero la circular se ha revelado como la más económica por dos razones:

- A. A volumen y altura dados faltaría determinar la superficie S, en cuyo caso es determinante conocer el perímetro de S para lo económico.

Para una sección cuadrada:

$$p = 4 \sqrt{S}$$

Para una sección circular:

$$p = \sqrt{4 \pi S} = 3.54 \sqrt{S}$$

- B. Los reservorios están sometidos a la presión hidrostática del líquido contenido y se sabe que la figura de equilibrio de las presiones radiales es un círculo, por lo que un reservorio circular está sometido a un esfuerzo normal de tracción.

Si p es la presión uniforme el esfuerzo normal en este caso es:

$$F = p \cdot \frac{d}{2} , \quad y \quad d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 1.13 \sqrt{S}$$

De donde:

$$F = 0.565 p \sqrt{S}$$

En un reservorio cuadrado de lado $a = \sqrt{S}$:

$$F = p \cdot \frac{a}{2} = p \cdot \frac{\sqrt{S}}{2}$$

$$F = 0.500 \quad p \quad \sqrt{S}$$

valor ligeramente menor al anterior, pero a cambio se tendrá la pared sometida a un momento de flexión M:

$$M = \frac{p \cdot a^2}{12} = \frac{p \cdot S}{12}$$

valor considerable que implica mayor gasto. En consecuencia, no es recomendable buscar una forma diferente a la circular salvo por limitaciones de superficie y capacidad.

1.1.1. Dimensiones.

Un principio muy importante es aquel de la dimensión máxima en planta que está limitada por las condiciones de deformación, debiendo ser ésta la mínima posible para asegurar impermeabilidad. Investigaciones al respecto prueban que hay proporcionalidad entre la deformación del diámetro y la de la pared circular, comprobándose que los alargamientos relativos en tracción son constantes para cualquier diámetro si se trabaja con un esfuerzo constante del acero y habida cuenta de la parte que toma el concreto. Esto nos hace llegar a la conclusión que el diámetro no influye en el riesgo de agrietamiento que vendrá a ser elevado tanto en un reservorio pequeño como en uno grande.

Así el riesgo práctico de no impermeabilidad es mucho mayor; una medida de ello la dan los valores de d y L que se pueden obtener, por ejemplo:

$$F_s = 400\text{Kg/cm}^2.$$

$$E_s = 2 \times 10^6$$

$$\Delta d = d \times F_s / E_s.$$

$$\Delta L = \pi \cdot \Delta d.$$

d (mts.)	2	5	10	15	20	30
Δd (mm.)	0.4	1	2	3	4	6
ΔL (mm.)	1.3	3.1	6.2	9.3	12.6	18.6

La razón está en la forma como se van a repartir los largamientos pues el concreto armado no asegura una total uniformidad. En un gran reservorio las grietas tienden a ser mayores y por experiencia se puede dar un diámetro máximo de 30mts. en concreto armado, más allá del cual se utilizaría concreto pretensado.

1.1.2. Exigencias técnicas mínimas.

Un buen reservorio debe satisfacer diferentes exigencias, a saber:

- A. Resistencia, porque tiene que equilibrar los esfuerzos a que está sometido.
- B. Impermeabilidad, porque el líquido contenido lo estará a prueba de fugas. Si hay grietas será sólo en condiciones limitadas.
- C. Durabilidad, porque el concreto debe conservar sus propiedades en cualquier caso. Este problema es de índole menor tratándose del contenido agua. Por otra parte el concreto o su impermeabilizante no deben influir en el líquido.

1.1.3. Efectos a considerar.

Estos son de diferente naturaleza pero no ofrecen mayores complicaciones según las técnicas actuales:

- A. Peso propio del reservorio y anexos.
- B. Peso del líquido contenido.
- C. Cargas de explotación (escalera, plataformas de observación).
- D. Variaciones de temperatura.
- E. Influencia de la contracción del concreto.
- F. Acción de las cargas permanentes en el refuerzo.

- G. Efectos del clima, nieve y/o viento.
- H. Influencia de los sismos.

Debo aclarar que el Reglamento obliga a estudiar todos estos aspectos y además hay coeficientes de castigo a los esfuerzos de trabajo, notablemente para el acero.

1.1.4. Clasificación de los reservorios.

Esto se puede hacer según distintos criterios:

- A. Por su posición respecto al suelo.
- B. Por la forma de la cuba.
- C. Según la cobertura, si la hay.
- D. Por la complejidad de su construcción.
- E. Según su empleo.
- F. Según el líquido que contenga.

1.1.5. Aspecto y estética.

Parecería ser que el aspecto que tenga un reservorio es absolutamente despreciable, lo que en gran medida es cierto para reservorios apoyados directamente en el suelo. No podemos decir lo mismo de los tanques elevados, por más que ello suceda con frecuencia y peor si son de considerable capacidad; su importancia y el hecho de ser estructuras muy visibles hace necesario que su estética sea aceptable, habiéndose logrado a veces verdaderas obras de arte.

Hasta hace cuatro décadas, la uniformidad y sistematización de los tanques elevados, se rigió básicamente por la economía y la eficiencia, pero debe reconocerse que en ocasiones es inevitable mejorar su aspecto a pesar del costo mayor que siempre implica una importante limitación. En todo caso la posible combinación de dos finalidades diferentes en el origen puede llevar a una reunión exitosa de las formas, suficiente para obviar toda objeción económica.

1.2. INFORMACION SOBRE TANQUES ELEVADOS CIRCULARES.

En esta sección se tratará sobre algunos principios generales que deben tomarse en consideración según los diversos tipos de tanques elevados. Tratándose de la forma circular, ésta es determinada por la cuba cuya forma se obtiene de una generatriz que gira alrededor de un eje central lo que hace que la cuba tenga la forma de un sólido de revolución. A continuación se da una explicación sucinta de las diferentes partes de los reservorios elevados.

1.2.1. Cuba.

La cuba a su vez se puede tratar también por partes.

1.2.1.1. Paredes.

Las paredes determinan el aspecto del reservorio y dependen de la generatriz; algunas de las más conocidas son:

Cilíndricas.

Cónicas, en cono recto o invertido.

Tronco-cónica, que puede ser clásica o extendida y también compuesta (dos troncos de cono).

Cilindro cónica, una de cuyas variantes más conocida es el tanque tipo INTZE que es uno de los dos incluidos en este trabajo.

Hiperbólica.

En tulipán, que es una forma parecida a la de una copa de cognac.

Todas y cada una de estas paredes pueden ser lisas o con nervaduras; estas últimas rectas o inclinadas. El caso del hiperboloide presenta la posibilidad de que las nervaduras sigan generatrices rectilíneas inclinadas respecto a los planos meridianos.

La pared es de espesor constante en reservorios chicos y medianos pero puede ser variable en cualquier caso con un espesor mínimo de 0.12.m. en la parte menos solicitada.

1.2.1.2. Cobertura.

Existe una amplia variedad entre las que se puede mencionar:

En losa plana con pendiente del 1%.

En cúpula esférica o parabólica.

En cono.

En tronco de cono.

En losa plana redondeada en su borde.

En semiesfera.

En elipsoide de revolución.

En cono rematado en cúpula.

En toroide con cúpula central.

En losa al borde y cúpula central.

En el punto donde pared y cobertura se unen, debe disponerse un anillo viga circular de sección rectangular por lo general.

1.2.1.3. Fondo.

El fondo puede diseñarse entre varias alternativas; puede ser una losa plana y gruesa, una cúpula comprimida, una cúpula invertida, un cono invertido, una cúpula con toroide periférico, etc. Siempre deberá disponerse un anillo en el fondo de la cuba a la altura de la intersección con el soporte. Las cúpulas comprimidas pueden ser esféricas, parabólicas o elípticas. Cuando la cuba tiene más de un compartimento, el tabique divisorio puede construirse sobre el anillo inferior.

1.2.2. Soporte.

El soporte puede tener cualquiera de las confi

guraciones que se indican a continuación:

1.2.2.1. De Columnas.

Se construyen en una cantidad y disposición que depende de la capacidad de la cuba. Su sección puede elegirse a voluntad y también puede ser variable. Los soportes de este tipo llevan vigas horizontales pero pueden evitarse estos elementos en zonas de poco riesgo sísmico.

1.2.2.2. En torre circular.

Es el sistema más común en nuestros días; puede tratarse de una cáscara delgada de espesor uniforme o variable, muy recomendable en reservorios pequeños. Puede disponerse esta misma cáscara con nervaduras verticales, interiores o exteriores, lo que mejora el aspecto. En caso de grandes reservorios de altura considerable, la colocación de nervaduras horizontales contribuye a resistir la influencia del viento. La torre puede continuar el perfil de la cuba o ser diferente del todo:

En cilindro.

En cono, abierto hacia arriba.

En cono, abierto hacia abajo.

Cilindro cónica.

Hiperbólica.

1.2.2.3. Combinado.

En algunos casos es conveniente hacer una torre central con columnas alrededor o también volados horizontales en el cuerpo de la torre.

1.2.3. Cimientos.

Los cimientos pueden ser muy variados de acuerdo a la forma del soporte y a la resistencia del suelo. Para las torres circulares lo más conveniente es una zapata

guraciones que se indican a continuación:

1.2.2.1. De Columnas.

Se construyen en una cantidad y disposición que depende de la capacidad de la cuba. Su sección puede elegirse a voluntad y también puede ser variable. Los soportes de este tipo llevan vigas horizontales pero pueden evitarse estos elementos en zonas de poco riesgo sísmico.

1.2.2.2. En torre circular.

Es el sistema más común en nuestros días; puede tratarse de una cáscara delgada de espesor uniforme o variable, muy recomendable en reservorios pequeños. Puede disponerse esta misma cáscara con nervaduras verticales, interiores o exteriores, lo que mejora el aspecto. En caso de grandes reservorios de altura considerable, la colocación de nervaduras horizontales contribuye a resistir la influencia del viento. La torre puede continuar el perfil de la cuba o ser diferente del todo:

En cilindro.

En cono, abierto hacia arriba.

En cono, abierto hacia abajo.

Cilindro cónica.

Hiperbólica.

1.2.2.3. Combinado.

En algunos casos es conveniente hacer una torre central con columnas alrededor o también volados horizontales en el cuerpo de la torre.

1.2.3. Cimientos.

Los cimientos pueden ser muy variados de acuerdo a la forma del soporte y a la resistencia del suelo. Para las torres circulares lo más conveniente es una zapata

continúa en anillo que en caso de ser necesario se puede pilotear como en la Referencia N°14.

1.3. RESERVORIOS ELEVADOS NOTABLES.

El elemento principal que determina la forma del tanque elevado es la cuba con la disposición que se da al depósito y sus compartimientos.

A continuación se hace una descripción de tanques notables por su forma; algunos construídos en esta capital.

1.3.1. Esférico.

Esta forma resulta más bien rara y difícil de encontrar; el costo de los encofrados puede llegar a hacer prohibitiva la elección de esta forma. En las proximidades de la urbanización Valle Hermoso (Surco) hay un reservorio de este tipo.

1.3.2. Elipsoidal.

Es una forma generada por una elipse que gira alrededor de su eje mayor o menor; no ha sido posible encontrar un tanque elevado de concreto aunque sí los hay de metal.

1.3.3. Lenticular.

Esta es la forma de lenteja o "plato volador" ; un ejemplo muy logrado es el reservorio ubicado en la urbanización Ingenieros, Surco.

1.3.4. Ovoidal.

Aprovecha la conocida forma del huevo, muy común en la naturaleza; a la fecha no se conoce su utilización en el país.

1.3.5. Bicónicos.

Un cono soporta el líquido y otro sirve de cobertura.

1.3.6. En hipérbole.

Esta forma recuerda la de un kero estilizado y es una de las más logradas desde el punto de vista estético; además de la facilidad que representan las generatrices rectas para colocar nervaduras, existe la ventaja que la silueta generada combina cuba y soporte a la vez.

1.3.7. Otras formas.

De éstas la más digna de mención es la forma de copa de cognac que como todos los anteriores requiere un notable gasto en encofrados, lo que hace onerosa su construcción.

1.4. CASO DE LIQUIDOS DIFERENTES AL AGUA.

1.4.1. Cubas para otros líquidos alimenticios.

Estas pueden ser elevadas o nó, pero además es poco común que estén ubicadas al aire libre, por lo que las variantes de forma se limitan a la circular o cuadrangular; cuando se trata de varias unidades dispuestas una al lado de otra, será muy conveniente la forma circular para emplear el espacio entre unidades para equipos o instalaciones siempre necesarias. Por lo general se tratará de vino o aceites comestibles y en estos casos la capacidad es muy reducida frente al caso del agua potable.

1.4.2. Cisternas para productos negros.

El compuesto más conocido de este tipo es el al

quitrán; no hay grandes variedades de forma, pues comúnmente son circulares. Por ser productos ligantes, tienen gran viscosidad y debe preverse una pequeña instalación en el fondo que ayude al flujo del líquido, lo que también obliga a una gran pendiente.

1.4.3. Reservorios para hidrocarburos.

Este caso ofrece ciertas complicaciones tratándose de productos ligeros como la gasolina, pues el concreto presenta fugas principalmente por la porosidad. Andando los años, la única alternativa era usar tanques metálicos a pesar de una larga lista de inconvenientes, que culmina en medidas de protección especiales que son por añadidura costosas. La alianza de ambos elementos, concreto para la resistencia y metal protegido para la impermeabilidad, ha dado resultados variables. Técnicas recientes aseguran la impermeabilidad mediante una doble pared con un espacio lleno de agua que cierra los poros. Para otros hidrocarburos pesados no hay inconvenientes en usar recipientes metálicos; su utilización para hidrocarburos ligeros se hará tomando las adecuadas medidas de protección y mantenimiento.

1.5. REVESTIMIENTOS PARA AISLAMIENTO E IMPERMEABILIDAD.

Las condiciones de clima, naturaleza del líquido, la necesidad de evitar fugas y el aspecto que se busca, imponen limitaciones que afectan el revestimiento interno y externo de la cuba y la torre de soporte.

1.5.1. Funciones por asegurar.

Pueden separarse en dos partes, a saber:

Revestimientos exteriores. Después de definir el aspecto y la estética que se desean puede requerirse u

na protección térmica contra influencias externas.

Revestimientos interiores. Cubren necesariamente los requisitos de impermeabilización y, tratándose de otros líquidos, protegen al concreto de cualquier posible acción nociva.

1.5.2. Revestimiento exterior.

Para la mayor parte de contenidos no son necesarios, siendo suficiente un buen acabado de concreto expuesto para los siguientes:

Cubas para aguas servidas.

Piscinas.

Cubas para bebidas alimenticias.

Cubas de alquitrán.

El aislamiento térmico puede interesar para los siguientes casos:

1.5.2.1. Agua potable.

En el caso de reservorios grandes, la inercia térmica de la masa de agua como de la masa de concreto son tales que las variaciones de temperatura del agua son mínimas en toda estación. Como medida de precaución y siempre que se trate de temperaturas extremas de calor o frío, será mejor proveer algún aislamiento térmico según el sector que se desea proteger:

A. Pared. Existen varios métodos:

Lámina de aire entre dos paredes de concreto armado.

Pared exterior de ladrillo pandereta en contacto con la de concreto armado.

Pared de ladrillo sólido con lámina de aire.

Utilización de un material "Sandwich" como tecnopor en planchas o bolitas.

En los casos de lámina de aire se debe prever puntos de escape para fugas de agua.

B. Cobertura.

El método más conocido es una capa de tierra de 20 a 40cms.; otros métodos comprenden ladrillo tipo pandereta y protección contra las lluvias.

C. Fondo.

Por ser un sector de poca superficie que tra bajará a la sombra no ofrece gran complicación. Por añadidura, en el Perú carecemos casi de temperaturas extremas, salvo la posibilidad de reser vorios no elevados en poblaciones serranas donde hay peligro de congelación del suelo; aún así, lo más probable es que el volumen sea de poca monta simplificándose los riesgos.

1.5.2.2. Hidrocarburos.

El problema principal es con líquidos muy volátiles como la gasolina. En estos casos se cuenta con válvulas de doble dirección para el caso que aumente la presión de los vapores o que disminuya ésta. La protección térmica ayuda sensiblemente a disminuir los cambios de tal naturaleza. En todo caso las pérdidas anuales son del orden de 4% a 6%, significativamente menores que para depósitos de metal a la intempe rie.

1.5.3. Revestimiento interior.

Estudiaremos las dos funciones, impermeabilidad y protección del concreto, en razón del líquido almacenado.

1.5.3.1. Agua potable.

El agua potable, propia al consumo humano, no ataca al concreto porque es alcalina, por lo tanto sólo interesa su impermeabilidad que se puede conseguir de tres maneras.

A. Por dosificación.

Esto requiere una granulometría perfecta para lograr un concreto de mucha compacidad donde todos los espacios sean llenados por el mortero. Los procedimientos de curado serán extremadamente cuidadosos. Si se pudiera vaciar el fondo después de estar hecha la cobertura, ello sería de utilidad al igual que llenar la cuba tan pronto se halla conseguido la resistencia necesaria.

B. Con mortero de cemento.

Se recomienda un espesor de 1.5 a 2.5cms. , siendo probable el requisito de picar superficialmente el concreto para luego aplicar el mortero que será de calidad muy rica en cemento.

C. Mortero con hidrófugos y plastificante.

Existen productos de esta clase en el mercado respondiendo a varias marcas y necesidades.

D. Otros.

Principalmente se trata de brea, lo que es bueno a la impermeabilidad, pero malo para la calidad pues da al agua un olor y gusto característico. Por añadidura, los hidrocarburos son cancerígenos por lo que será mejor prescindir de usarlos.

1.5.3.2. Aguas servidas.

En estos casos puede requerirse protección contra los compuestos que muchas veces se generan por desechos industriales, especialmente si son calientes. La impermeabilidad se asegura con los mismos métodos que para el agua, añadiendo pinturas especiales en calados o materiales embreados que se suministran en rollos. Si fuera necesario se tomarán otras medidas de precaución.

1.5.3.3. Agua de mar.

Normalmente raros; no será muy fácil encontrar un reservorio elevado de este tipo. El agua de mar tiene sales de magnesio, sulfatos y cloruros entre otras sustancias que atacan al concreto. Se toman las siguientes medidas:

Cemento especial, rico en alúmina, pobre en cal.

Concreto y mortero poco porosos, de alta calidad.

Largo endurecimiento antes de la utilización.

Buen recubrimiento de la armadura.

Una capa de brea.

1.5.3.4. Cubas de vino.

Deben recibir una impermeabilización normal y además algún procedimiento que proteja al vino evitando su contacto con el concreto. El Perú no es gran productor de vino por lo que se asegura la dificultad de aplicar estos reservorios aquí.

1.5.3.5. Productos negros.

No son muy atacados por su contenido pero podemos precisar según el tipo:

Aceites ligeros (Benzol, Toluol, Xilol, mezclas); poco ataque con riesgo de alguna erosión.

Aceites medios (fenol, cresol); el concreto se perjudica por la formación del fenolato de calcio y ácido carbólico. La impermeabilidad está asegurada.

Aceites pesados (creosota); también contiene ácido carbólico y otros. No atraviesan el concreto.

Residuos de destilación (antraceno, penantreno, criseno, carbazol, parafina); no ofrecen mayor peligro. En general bastará con alguna pintura especial.

1.5.3.6. Hidrocarburos.

Además de tener un recubrimiento de planchas metálicas, requiere otras medidas muy rigurosas que incluyen:

Cementos hidrófugos.

Silicatos y fluosilicatos sólo para Fuel Oil.

Polisulfuros y cauchos sintéticos.

Resinas fenólicas y resinas furánicas.

Poliéster, poliuretanos, poliamidas, etc.

1.5.4. Juntas.

Desde que se utiliza concreto, esto significa que necesariamente tiene que haber juntas entre las diversas partes de la estructura. Las juntas de construcción deben reducirse al mínimo necesario y siempre deben dejarse en el lugar señalado por las especificaciones de diseño, según lo indica el Reglamento; estas juntas deben permanecer abiertas durante un lapso de tiempo prudencial, para permitir el libre juego de las deformaciones que se puedan producir por variaciones de temperatura iniciales, sollicitaciones elásticas y aún por asentamientos en la cimentación.

Las juntas de dilatación permiten al concreto dilatarse y contraerse libremente sin perjudicar la impermeabilidad. Actualmente se hacen a una distancia de aproximadamente 50mts., pero en el caso de reservorios no elevados con columnas interiores que se asientan en un suelo deformable, será conveniente disponer zapatas aisladas rodeadas de una junta asfáltica reforzada para impermeabilidad con una lámina water stop.

1.6. OBRAS SECUNDARIAS.

1.6.1. Acceso exterior e iluminación.

Sucede en los reservorios con soporte en torre circular. que una puerta en la parte inferior es como una perforación en la pared relativamente delgada y debilita la estructura. Actualmente se hace un reforzamiento en las partes laterales y la parte del dintel. Otras aberturas, como serían las ventanas, pueden tener forma variada aunque se prefiere la rectangular.

El acceso a la torre es necesario porque allí dentro hay tuberías y equipos que muchas veces se tiene que inspeccionar y mantener.

1.6.2. Acceso a la cuba y a la cubierta.

El acceso a la cuba y cubierta desde el interior del reservorio es lo más clásico en estas torres. Se puede hacer una chimenea vertical que pasa por el centro mismo de la cuba, chimenea que puede tener un espesor de 8 a 16cms. por uno a tres metros de diámetro. Para los dos reservorios de este trabajo se ha optado este sistema que consta de una escalera en concreto armado, que aunque es necesariamente de paso menor al de otros usos, tiene sus respectivos descansos, conduciendo a un puente debajo de la cuba y del cual parte una escalera metálica que accede al depósito y, de requerirse, a la cobertura pues en muchos lugares estas elevadas estructuras son usadas para control geodésico y meteorológico.

Si la capacidad es pequeña el acceso es más conveniente por el exterior.

1.6.3. La linterna.

En la parte central la cubierta tiene una linterna de iluminación y ventilación que debe proveerse con

un sardinel de 12 a 15cms. de alto y, de ser posible con tará con malla metálica o plástica contra insectos. En el contorno puede requerirse la provisión de una cornisa en concreto con sus desagues para eliminar agua de lluvia.

1.6.4. Paso de tuberías.

Las tuberías que atraviesan el fondo de la cuba suelen ser lugares que presentan peligro de daños al concreto que se originan en dificultades de impermeabilización. Existen dos maneras de operar:

- A. Colocando con el encofrado las propias piezas que atraviesan la cuba. Los empalmes posteriores se harán con bridas en las juntas respectivas.
- B. Dejando agujeros algo más grandes para después introducir el tubo; el vacío se llena con estopa (vacío que queda) bien comprimida y se sella con plomo u otro material aparente.

De estos dos sistemas el primero es preferible porque ofrece una impermeabilidad completa. Lo que sí requiere mucho cuidado es la colocación de la tubería que requiere precisión de milímetros. El segundo método permite tener un margen suficiente respecto a los ejes de la tubería para poder compensar cualquier desviación.

1.7. COMPORTAMIENTO DEL ACERO.

En el diseño de la cuba es muy importante enfatizar con severidad respecto al control del agrietamiento pero en caso éste se produjese, el refuerzo anular debe bastarse para resistir toda la tracción anular por sí solo; es por este último motivo que el esfuerzo admisible f_c es a menudo muy bajo aunque puede demostrarse que esto tiende a favorecer el agrietamiento del concreto pues el área de acero se hace mayor,

lo que aumenta los esfuerzos en el concreto por contracción , lo que ha sido demostrado experimentalmente. Si bien se conoce que un menor esfuerzo admisible del acero conduce a grietas más pequeñas, no es ése el único aspecto que se deba considerar pues tanta o más importancia tiene la superficie de contacto entre el acero y el concreto. Teniendo en cuenta esta última afirmación, cabe recalcar que las barras de menor diámetro ofrecen mayor área de unión con la mezcla, lo que favorece la entrada en fluencia del acero. Si se toma una unidad de sección fija como una pulgada cuadrada o un centímetro cuadrado, una varilla de media pulgada ofrece casi el doble de área de contacto que otra de una pulgada de diámetro. Teniendo en consideración lo anterior, es concluyente que deberán utilizarse barras del menor diámetro posible que las especificaciones técnicas puedan permitir.

1.8. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO.

En principio, todo vaciado de concreto se ve sometido con el tiempo a un proceso de contracción que tiende a originar grietas; además la colocación de barras de refuerzo produce tensiones que es necesario tener bajo control para lo cual se debe considerar un valor de resistencia admisible del concreto en tracción al que denominamos f_{ct} y que será igual a:

$$f_{ct} = \frac{T}{A_c} + m A_s$$

donde T es la tracción directa sobre el elemento. En la fórmula anterior se puede introducir la tensión producida por contracción sumándola a T, lo que en promedio origina un aumento del 40% sobre la tracción directa, procedimiento que emplea P.C.A. (Referencia N°15) pero que se ha preferido desear a cambio de un valor límite de f_{ct} notablemente menor -

al recomendado por esa Entidad.

BIBLIOGRAFIA.

Referencias N°s 2,3,6,9 y 15.

* C A P I T U L O I I *

DESCRIPCION DE LOS RESERVORIOS E INTRODUCCION A LA TEORIA

En este capítulo se hará la descripción detallada de las partes de cada uno de los reservorios, incluyendo una breve introducción teórica a las fórmulas y procedimientos empleados. En algunos casos como el de cúpulas se explicará fórmulas cuyo desarrollo es largo y tedioso, además de que pueden hallarse con relativa facilidad en los textos que se indican como Bibliografía, al terminar cada capítulo o de ser necesario se incluirá una cita más precisa para orientar al lector.

2.1. RESERVORIO TIPO INTZE.

La denominación de este reservorio como tipo INTZE data de antes de la segunda guerra mundial y se refiere esencialmente a la forma de la cuba sin comprender las variantes que puede ofrecer la estructura de soporte. A lo largo y ancho de nuestro país puede decirse con seguridad que este tipo es uno de los más utilizados hasta la fecha. A continuación se detalla cada una de las partes.

2.1.1. Cúpula de cubierta.

Es probable que el uso más común de las cáscaras con forma de superficie de revolución sea en depósitos y tanques para líquidos. Semejantes superficies se obtienen haciendo rotar una curva plana alrededor de un eje que está en el mismo plano de la curva; a la curva se le denomina meridiano y su plano será entonces un plano meridional. Un sector o elemento de cáscara se obtiene con dos meridianos adyacentes y dos círculos paralelos como se ve en la Figura 1.

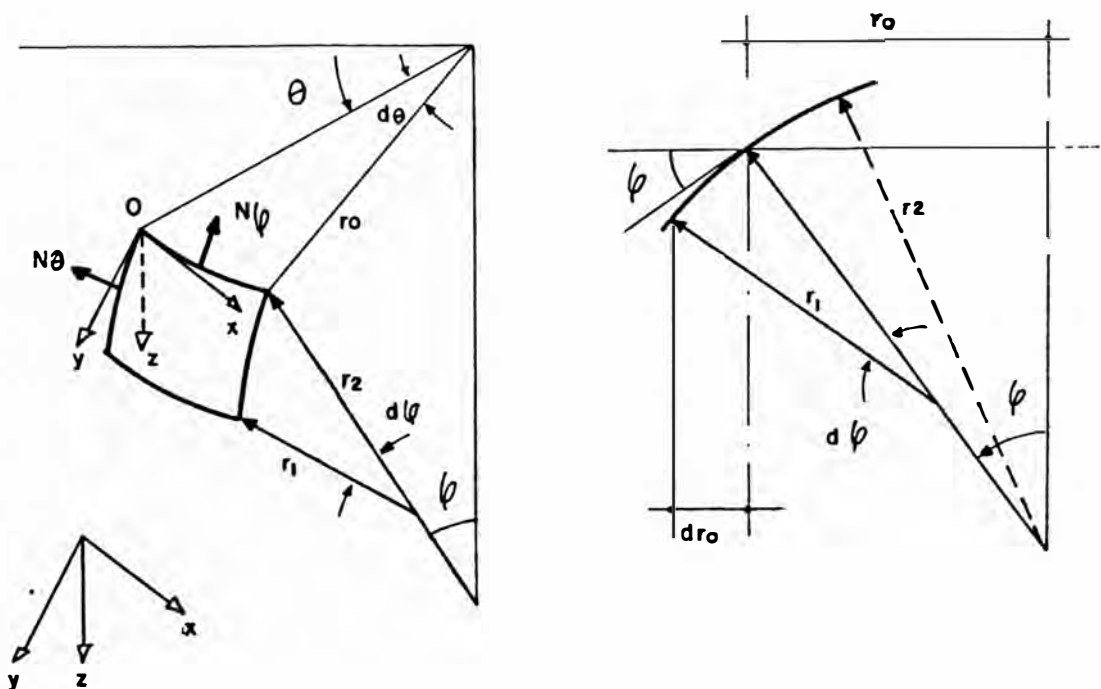


FIGURA - 1

La posición de los meridianos la da un ángulo θ horizontal medido desde cualquier meridiano señalado como base o punto inicial. La posición de un círculo paralelo la define el ángulo φ que hace una normal a la superficie y el eje de rotación. El plano meridiano y un plano perpendicular a éste son los planos principales de curvatura, en un punto de la superficie de revolución y sus radios de curvatura son r_1 y r_2 respectivamente. El radio del círculo paralelo será llamado r_0 , de manera que la longitud de los lados del elemento, partiendo del punto O, son: $r_1 d\varphi$ y $r_0 d\theta = r_2 \text{ Sen } \varphi d\theta$.

El área superficial será entonces:

$$r_1 r_2 \text{ Sen } \varphi d\varphi d\theta$$

A partir de aquí se tiene la ecuación de equilibrio en la dirección de la tangente al meridiano o dirección y :

$$(1) \quad \frac{d}{d\varphi} (N_\varphi \cdot r_0) - N_\theta r_1 \text{ Cos } \varphi + Y r_1 r_0 = 0$$

y la ecuación de equilibrio en la dirección Z :

$$(2) \quad N_\varphi \cdot r_0 + N_\theta r_1 \text{ Sen } \varphi + Z r_1 r_0 = 0$$

Avanzando desde estas ecuaciones se obtiene las fuerzas N_θ y N_φ si se da los radios r_0 y r_1 así como los componentes Y y Z de la intensidad de carga externa. Por otra parte, en lugar del equilibrio de un elemento, el equilibrio de la porción de cáscara sobre el círculo paralelo definido por φ puede considerarse como en la Figura 2.

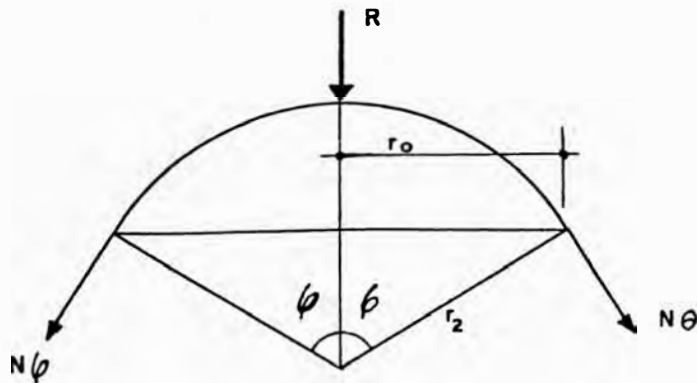


FIGURA - 2

Aquí se asume como R la resultante total de la carga sobre la porción de cáscara del dibujo, cuya ecuación de equilibrio es:

$$(3) \quad 2 \pi r_0 N_{\varphi} \text{ Sen } \varphi + R = 0$$

La misma que puede usarse en vez de la ecuación (1) pues de ella se ha obtenido (3) por integración. Reemplazando $r_0 = r_2 \text{ Sen } \varphi$ y dividiendo (2) por $r_0 r_1$ se obtiene (4):

$$(4) \quad \frac{N_{\varphi}}{r_1} + \frac{N_{\theta}}{r_2} = -z$$

Con estas dos ecuaciones se obtiene N_{φ} de (3) y N_{θ} de (4), pudiendo resolver el problema de las tensiones de membrana en cada caso particular. En una cáscara esférica completa de espesor constante, asumiendo sea p el peso propio por metro cuadrado, si a es el radio de la esfera $r_1 = r_2 = a$, y $r_0 = a \text{ Sen } \varphi$:

$$R = 2 \pi \int_0^{\varphi} a^2 p \text{ Sen } \varphi d\varphi = 2 \pi a^2 p (1 - \text{Cos } \varphi)$$

Las ecuaciones (3) y (4) dan para peso propio:

$$N_{\varphi} = - \frac{a p}{1 + \text{Cos } \varphi}$$

$$N_{\theta} = a p \left(\frac{1}{1 + \text{Cos } \varphi} - \text{Cos } \varphi \right)$$

El signo - indica compresiones.

Los esfuerzos calculados con estas fórmulas representan los esfuerzos reales con bastante precisión si los soportes son tales que las reacciones sean tangentes a los meridianos. Usualmente el arranque es tal que sólo hay reacciones verticales impuestas al domo por los apoyos; la componente horizontal de N_{φ} será tomada por el anillo viga que tenderá a una expansión circular uniforme.

Como tal expansión es usualmente diferente de la compresión que sufre el sector anular adyacente de la cáscara, no extrañaría que aparezcan flexiones a inmediaciones del

anillo viga. Una investigación de tal flexión muestra que en caso de láminas delgadas la flexión tiene un carácter muy localizado y que a una cierta distancia del anillo las fórmulas aún brindan una seguridad satisfactoria que permite confiar en los valores de la teoría de la membrana.

En caso de cargas de nieve, asumimos que q es el peso de nieve constante por unidad de superficie horizontal, en cuyo caso:

$$R = \pi r_0^2 q$$

De la ecuación (3)

$$N_\varphi = - \frac{\pi r_0^2 q}{2 \pi r_0 \text{ Sen } \varphi} = - \frac{qa}{2}$$

compresión que será constante a todo lo largo del meridiano.

$$N_{\theta} = - \frac{q \cdot a}{2} \text{ Cos } 2 \varphi$$

Las cargas de nieve son cargas constantes por unidad de superficie de proyección horizontal.

El caso de cáscara incompleta de espesor constante es el de las cúpulas con linterna o conducto de inspección:

$$R = 2\pi \int_{\varphi_0}^{\varphi} a^2 p \text{ Sen } \varphi \, d\varphi + 2\pi P a \text{ Sen } \varphi_0$$

Donde P es la carga vertical por unidad de longitud del anillo superior de refuerzo.

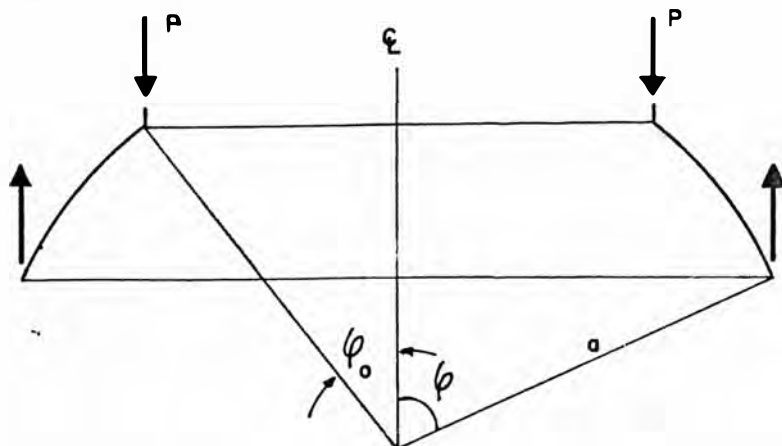


FIGURA - 3

De las fórmulas (3) y (4) se obtiene:

$$N_{\varphi} = - a p \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\text{Sen}^2 \varphi} - p \frac{\text{Sen} \varphi_0}{\text{Sen}^2 \varphi}$$
$$N_{\theta} = a p \left(\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\text{Sen}^2 \varphi} - \cos \varphi \right) + p \frac{\text{Sen} \varphi_0}{\text{Sen}^2 \varphi}$$

2.1.1.1. Flexión en cúpulas.

El problema de la flexión en cúpulas proviene del hecho que la zona adyacente al anillo de soporte trabaja de modo diferente a éste que está sometido a una fuerza de tracción. En este punto todo se reduciría a elegir entre considerar o no las fuerzas de flexión que se producirán de hecho en el borde inferior de la cúpula, lo que puede llegar a ser de gran complejidad. Hay que tener en cuenta que aún cuando el fenómeno ha sido estudiado con láminas muy delgadas que favorecen los experimentos, se ha obtenido un amplio rango de valores críticos de carga que no ofrecen mucha confiabilidad - pues se ha comprobado que en ocasiones se ha producido el pandeo con valores aún menores a los críticos. Sin embargo, de lo anterior, el caso del concreto es diferente y favorece el que sea dejado de lado el problema del pandeo, por una razón muy simple y es que las relaciones de luz a espesor o de radio a espesor son bastante menores a las de las cáscaras experimentales, hecho que por sí solo da a las cúpulas de concreto mayor estabilidad frente al problema de pandeo. Aún así siempre será conveniente adoptar algún reforzamiento en el área comprometida, tal como lo establecen algunos Reglamentos para el caso de cúpulas de cubierta.

2.1.2. Linterna de iluminación y ventilación.

También llamada lucernario, es una pequeña estructu

ra sobre columnas de 0.15 x 0.15 y techo circular plano. En nuestro caso se va aplicar las tablas de Ketchum que figuran en la referencia Bibliográfica N° 12.

2.1.3. Cuba del reservorio.

La cuba es el sector destinado al almacenamiento de agua. Comprende tres sectores:

2.1.3.1. Sección cilíndrica.

Si bien en tanques de pequeña dimensión puede ser conveniente utilizar las tracciones directas, esto no es recomendable para las dimensiones mayores como es el caso, pues aparecen momentos flectores y una importante fuerza cortante en las inmediaciones de la base de la pared. La aplicación de tablas publicadas por Entidades de prestigio es una práctica común por lo que para el cálculo de la pared cilíndrica se han empleado las tablas de Portland Cement Association que aparecen en una separata que lleva por título "Circular Concrete Tanks without prestressing" (Ref.N°15).

2.1.3.2. Sección tronco-cónica exterior.

El análisis que se haga sobre la forma en que trabaja la sección tronco-cónica depende de varios puntos de vista así como de la magnitud relativa que se puede deducir de sus dimensiones, tanto espesor como longitud. Los esfuerzos directos producidos por el peso propio son bastante pequeños frente a los producidos por la carga de agua, sobre todo en sentido circunferencial. En reservorios pequeños se puede asumir este sector tronco-cónico como una losa empotrada en sus extremos con carga uniformemente repartida, siendo W = carga en la mitad del tronco de cono más peso propio.

El tronco de cono puede ser asumido como formado por husos meridionales independientes o como anillos circulares traccionados en su plano, sólo que la presencia de un anillo viga en la parte superior hace trabajar los husos a manera de una losa entre dos apoyos, pudiéndose considerar el inferior como perfecto y el superior con cierto grado de deformación. Una pared delgada en relación a la longitud, asegura una deformación grande en la parte superior y un diagrama como el de la Figura 4 a ; una pared gruesa en relación a la longitud, daría un diagrama como el de la Figura 4 b, lo que es seguro en el caso del concreto armado.

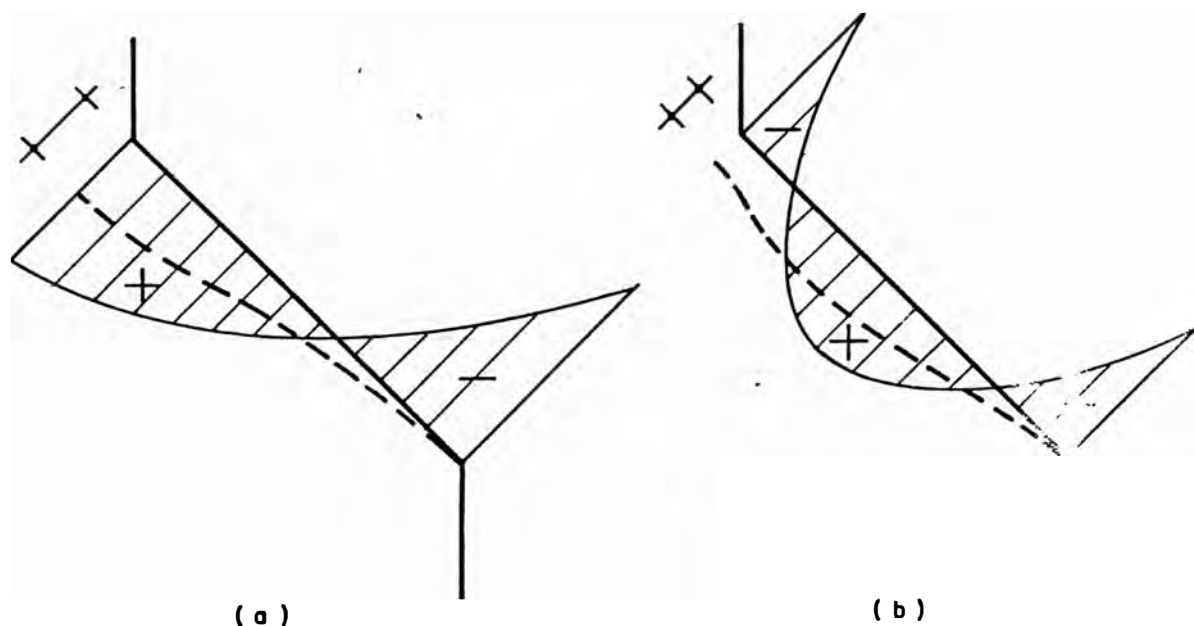


FIGURA - 4

La real distribución de los momentos depende de la capacidad de deformación del anillo viga superior, pues si la deformación es amplia el momen-

to positivo continúa hasta el extremo superior con un importante momento negativo en la base y en caso contrario se tendrá dos momentos negativos en los extremos y un momento positivo central, momentos que determinarán la distribución del refuerzo meridional.

En el caso del refuerzo circunferencial, una longitud importante provoca la aparición de compresiones hacia el extremo inferior, lo que también afecta a la viga que transmite toda la carga a la estructura de soporte. No siendo el anterior el caso que interesa para concreto armado, se puede afirmar que los anillos de refuerzo circunferencial siempre estarán en tracción.

Citado por el Ing. Guerrin (Ref. N°6) se tiene el caso de un complejo método de cálculo desarrollado por Sarrasin así como un método práctico que asume un extremo empotrado y el otro simplemente apoyado a $1/6 L$ antes del extremo en ménsula. En este trabajo el sector tronco-cónico se diseña por tracciones directas, lo que es práctica común en nuestro medio.

2.1.3.3. Fondo en cúpula.

El diseño de los reservorios INTZE requiere un fondo en cúpula esférica que puede incluir o no un acceso con chimenea.

Aquí se ha calculado separadamente la acción del peso propio más la chimenea por un lado, y de otro la acción del agua debido a que esta última no es una carga uniforme ni en la superficie ni en la proyección en planta además de su variabilidad durante el día, lo que se explica en el Capítulo IV. El peso propio no ofrece problema alguno y se hace exactamente igual que en el caso de la cúpula de cubierta. Esta cúpula de fondo tiene una chimenea de 16cms. de espesor y radio interior de 70cms.

2.1.4. Vigas en anillo.

2.1.4.1. En la base de la linterna hay una pequeña viga que en realidad no tiene una sollicitación muy grande. Para un ángulo φ_0 los cálculos dan una compresión meridional $N \varphi$ y la componente horizontal es $H = N \varphi \cos \varphi_0$. Siendo d el diámetro la compresión es:

$$C = H \cdot d/2$$

que como se verá en su momento no alcanza gran importancia.

2.1.4.2. Anillo viga superior.

Es el que transmite las cargas de la cúpula de cubierta a la pared cilíndrica y trabaja en tracción debido a la componente horizontal del empuje meridional. Algunos autores recomiendan considerar como parte de su área de concreto las áreas adyacentes de la cúpula, pared y cornisa si la hubiera, lo que es favorable debido al bajo límite de trabajo del concreto en tracción. (Ref.Nº6).

2.1.4.3. Anillo viga medio.

Recibe compresiones de la pared vertical y del tronco de cono que en este extremo produce tracción en la viga debido a la componente horizontal de las compresiones meridionales. También influye la presión del agua a la altura del punto medio de la viga (Capítulo VI). Para la verificación del concreto, sólo puede tomarse el área de la viga pues los sectores adyacentes conico y cilíndrico se verifican por separado.

2.1.4.4. Anillo viga inferior.

Este anillo recibe fuerzas de dirección contraria; por un lado la cúpula ejerce un

empuje que produce tracciones y por otro el tronco de cono actúa comprimiendo el anillo. Aquí reside uno de los fundamentos del reservorio INTZE pues estas dos fuerzas deben equilibrarse en la medida de lo posible, y según la resultante horizontal el anillo estará en tracción o compresión, pudiendo ser preferible tenerlo en compresión para asegurar la impermeabilidad. Como quiera que estos aspectos no dejan de traer controversia se recomienda:

- Considerar sólo la tracción producida por la cúpula si el volado tronco cónico es pequeño.
- Considerar la resultante horizontal si ambos son de magnitud parecida, que es nuestro caso.

2.1.4.5. En la base de la chimenea se dispone un anillo viga de refuerzo similar al de la base de la linterna. Por lo general éste tiene un área de refuerzo como se ve en la Figura N°5.

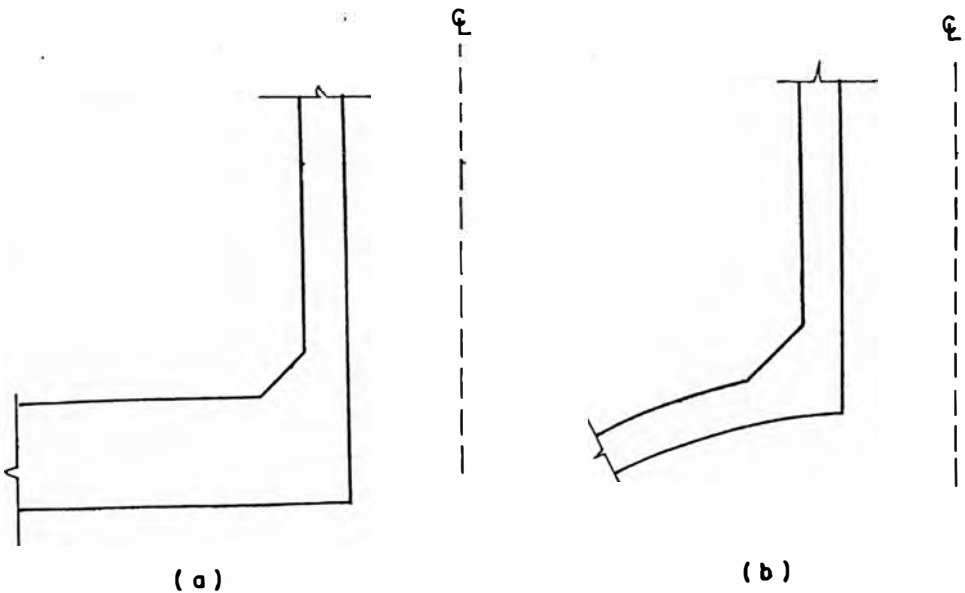


FIGURA - 5

2.1.5. Fuste circular de soporte.

Si bien las estructuras laminares admiten variedad de formas, se ha elegido la de una torre cilíndrica

que es la más práctica desde el punto de vista constructivo. Su cálculo se verá con detalle en la sección correspondiente del Capítulo IV.

2.1.6. Viga puente.

Esta es una estructura sencilla cuyo cálculo se puede hacer en viga T o como viga rectangular con sobrecargas. Para carga viva se ha elegido 500kg./m^2 que aparece en el Reglamento para edificaciones industriales o que requieren gran nivel de seguridad.

2.1.7. Escalera de acceso e inspección.

En tanques elevados de gran dimensión, la escalera de acceso suele ser interior como lo hemos elegido en este caso. Los pasos son independientes y de concreto armado empotrados en el fuste circular. Al llegar a la viga puente termina la escalera y se accede a la cuba por medio de una escalera metálica que se erige en el centro del puente para llegar a la cuba.

2.1.8. Cimentación.

La cimentación de un tanque elevado puede ofrecer complicaciones desde el punto de vista de la estabilidad al vuelco y la capacidad portante del suelo. En el primer caso, este trabajo incluye la verificación de la estabilidad a las fuerzas sísmicas que son de mucho mayor magnitud que las de viento; en el segundo caso, debe decirse que desde el comienzo de este trabajo se ha su puesto un suelo de buena calidad que resiste lo necesario a la profundidad elegida, con nivel freático profundo y sin capas de material de menor capacidad portante por debajo del nivel elegido. Todo lo anterior ha permitido escoger como la cimentación más conveniente una zapata continua en anillo, la misma que será sometida a las diversas verificaciones pertinentes. Se tendrá presente que no se acostumbra colocar refuerzo de corte en zapatas por lo que éstas deben tener un peralte suficiente para cumplir esta verificación.

La biblioteca del PAIC tiene un excelente ejemplo de cimentación anular piloteada que aparece en la referencia bibliográfica N°14. El cálculo respectivo se puede seguir en el Capítulo V.

2.2. RESERVORIO TIPO CILINDRICO.

Tiene la forma de un cilindro de diámetro uniforme desde la base del tanque hasta el arranque de la cúpula de cubierta. Normalmente el espesor de la pared de soporte es igual al de la pared de la cuba, pero su diámetro es menor por que de ese modo se consigue una mejor distribución de las cargas en la zona de contacto con la losa de fondo. Inicialmente se había considerado una estructura de diámetro uniforme con cúpula de fondo pero una vez realizados los primeros cálculos se hizo notorio la inconveniencia de ese diseño por varias razones entre las que destacan el empleo de mayor cantidad de material, las grandes tracciones en el anillo viga inferior y la pared de la cuba que además es muy alta para cumplir las especificaciones del refuerzo.

Todo lo explicado en el punto 2.1. es válido excepto los puntos 2.1.3.2., 2.1.3.3. y 2.1.4.3. El cálculo completo aparece en el Capítulo VI. y la cimentación está en el capítulo VII. Además se ha modificado el diseño de la viga puente dándole más amplitud y seguridad.

BIBLIOGRAFIA.

Referencias N°s 1,3,4,5,6,9,12 y 17.

* C A P I T U L O I I I *

ANALISIS SISMICO

Para efectuar el diseño por sismo de las dos estructuras de que consta este trabajo, se emplea el método propuesto en el Capítulo 20 de la referencia bibliográfica N°18, método presentado ante SEAOC y verificado por competentes profesionales. Si bien la obra citada no indica la aceptación del método propuesto a SEAOC, ello no invalida su aplicación pues quien diseña tiene amplia facultad para elegir siempre que se cumplan las normas como se verá oportunamente.

3.1. CONSIDERACIONES DEL DISEÑO.

Las chimeneas industriales, las torres de procesamiento y los tanques elevados se cuentan entre las estructuras más simples construídas por el hombre y sujetas a movimientos sísmicos, solamente que la respuesta que puedan dar a los sismos será siempre un fenómeno dinámico lo bastante complejo como para presentar muchas incógnitas ante el intento de predecir una respuesta acertada ante un futuro sismo totalmente desconocido. Para acercarse al objetivo debe tenerse en cuenta el análisis cuantitativo y cualitativo de los registros de respuestas de que se dispone y también debe contarse con el juicio correcto frente al comportamiento de estructuras similares en terremotos pasados. En pocas palabras, el análisis riguroso debe marcar las pautas para establecer los criterios de diseño práctico que no son sino la simplificación del complejo fenómeno dinámico dentro de criterios estáticos "equivalentes" - dicho esto con mucha precaución - aplicados con límites de esfuerzos elásticos.

Los dos tanques que se verán en este trabajo pertenecen al tipo de estructura definido como cáscaras cilíndricas de revolución; tienen la propiedad de carecer casi por completo de elementos no estructurales que puedan afectar de algún modo una respuesta sísmica y su sistema estructural es tan simplificado que resulta suficientemente confiable para las cargas normales y anormales que se puedan presentar. En comparación con otras estructuras, las torres de este tipo tienen características dinámicas que se pueden predeterminar con relativa precisión y bastante seguridad; por otra parte, los materiales tienen propiedades elásticas conocidas y tanto la configuración como la distribución de masas ofrecen pocas dificultades durante el diseño. Estos son los elementos fundamentales que van a definir el período natural o los períodos de la estructura.

Así mismo, los períodos influyen en la respuesta ante los movimientos terráqueos o sismos. El amortiguamiento natural de estas estructuras es menos del 5% en el caso de concreto armado. La interacción suelo-estructura resulta ser una variable más bien difícil de evaluar y también se le conoce como acoplamiento de la estructura con el suelo, haciéndose necesario incluir este efecto de acoplamiento cuando se habla de un análisis auténticamente riguroso por lo que para propósitos de diseño y con los conocimientos actuales será suficientemente conservador asumir que las estructuras están fijadas a su base en la parte superior de la cimentación, luego, definiendo correctamente las demás variables que influyen las características dinámicas de la estructura, se puede determinar el período fundamental y otros períodos de los modos más altos así como sus diagramas modelos. En este trabajo se aplica una simplificación de los métodos Stodola y Holzer al primer reservorio debido a que no se cuenta con todos los datos para obtener el análisis dinámico a partir del criterio estático equivalente que se emplea para hallar el período fundamental y el momento de volteo. En conclusión, un análisis riguroso permitirá conocer la respuesta de una estructura particular a un movimiento sísmico, sea éste supuesto o anteriormente registrado y conforme a la exactitud de los factores que se han asumido. Comentando la variable Norte-Sur del terremoto de El Centro en California, que ha sido utilizada como un modelo de sismo, se puede afirmar que tiene una aplicación más general que es específica, aún en el Centro, porque es un registro típico de una zona cercana al epicentro, circunstancia que con un análisis estricto debemos rechazar porque las estructuras elevadas de período largo (como son tanques elevados y chimeneas) responden más a los terremotos distantes; por esta razón la selección del movimiento sísmico apropiado es de gran importancia para la respuesta que se va a obtener. A pesar de todo lo anterior, es casi seguro que sólo en estructuras muy críticas se llegará a los esfuerzos que un rigor exhaustivo puede señalar, por lo que en la práctica el Ingeniero sísmico tiene la obligación de recurrir a un diseño sísmico simplificado sin dejar de prestar atención a los detalles que no puedan incluirse

en él.

En atención a un punto de vista práctico, la resistencia sísmica desarrollada conforme a un criterio elástico simplificado con el uso de fuerzas estáticas equivalentes a proveer una envolvente simulada de fuerzas dinámicas, cortantes y de momentos tiene mayor importancia que las soluciones puramente analíticas. De aquí parte la gran importancia de observar el comportamiento de las estructuras durante los terremotos reales, solamente que la oportunidad de observar estructuras construídas con los procedimientos actuales tendrá que ser esperada con expectativa, para poder utilizar las conclusiones en el mejoramiento o modificación del criterio sísmico utilizado, si ello fuere necesario.

3.2. CRITERIO DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE.

El criterio de diseño sísmico más conocido y estudiado en U.S.A. es el desarrollado por la S.E.A.O.C. en.. 1967, que si bien está primordialmente dirigido hacia el diseño y construcción de edificios, también incluye criterios para otras estructuras, entre las que se cuentan las cáscaras cilíndricas de revolución.

El código de S.E.A.O.C. ha sido hecho específicamente para proveer normas sísmicas en el Estado de California, asegurando la razonable protección de vidas y propiedades. Si alguna conclusión durante el análisis llevara a pensar que las normas ofrecen un criterio poco severo, ello estará fuera de la jurisdicción del código S.E.A.O.C., por lo que la experiencia y el buen juicio de los Ingenieros ayudarán a seleccionar el nuevo criterio con la debida justificación.

Siempre según las normas S.E.A.O.C. presentamos las Figuras 6, 7 y 8, que dan el criterio básico que define fuerzas, cortantes y momentos respectivamente.

Aunque a renglón seguido se explican todos los términos, debe

decirse que el cortante basal V no será hallado con la fórmula (1-A) sino utilizando las normas peruanas de 1977:

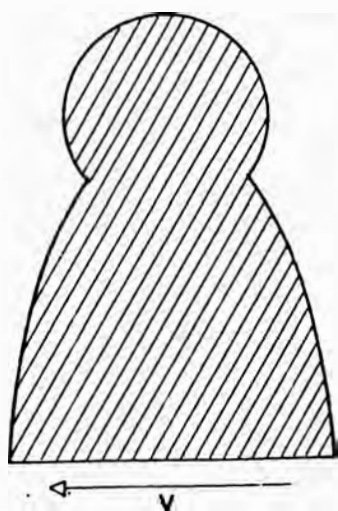
$$V = H = \frac{Z.V.S.C.}{Rd} \cdot P$$

3.2.1. Fuerzas dinámicas.

La Figura 6 define el cortante basal que viene a ser la fuerza lateral total de diseño que la estructura transmite al suelo. En California, el factor de sismicidad Z vale 1, o sea que alcanza su mayor valor. Durante un Congreso Internacional, se determinó las zonas 3, 2, 1 y 0 donde Z vale 1, 0.5 y 0.25 y 0 respectivamente, es decir, California está en la zona 3, aunque es discutible un proceder tan drástico en lo que se refiere a las variaciones de Z entre una zona y otra. Según la misma Figura 6, el coeficiente sísmico total es definido como el producto de tres coeficientes, a saber:

Z = c.sismicidad; K = c.estructural; C = c. de flexibilidad.

Pero se admite la posibilidad de añadir otros parámetros como un coeficiente R de ocupación o riesgo por uso mayor o igual a la unidad y un coeficiente S que tenga en cuenta la calidad del suelo con valores desde 1.0 (roca o suelo firme) o mayores (suelos blandos).



$$V = Z K C W \quad (1 - A)$$

V = CORTANTE BASAL , EN KIJS

Z = COEFICIENTE SISMICO

= 1.0 PARA LA ZONA III (UBC)

K = COEFICIENTE DE LA ESTRUCTURA

= 2.0 PARA TORRES Y CHIMINEAS

$$C = \text{COEFICIENTE DE FLEXIBILIDAD} = 0.05/\sqrt[3]{T} \quad (1 - B)$$

T = PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA (Seg)

W = PESO OPERATIVO DE LA ESTRUCTURA (Kips)

FIGURA - 6

El coeficiente K tiene un valor mínimo de 2.0 para tanques elevados y chimeneas, lo que es alto si se compara con valores para estructuras más comunes (de 0.67 a 1.33), valor que obedece principalmente a las notables diferencias que presentan estas estructuras, como son sus características dinámicas, el bajo amortiguamiento, el sistema estructural simple y la carencia de elementos resistentes laterales no estructurales. Para tanques elevados con arriostres cruzados $K = 3.0$. Otra justificación que se da es que K incluye la consideración de un elevado factor de riesgo necesario para asegurar la continuidad del servicio de agua, tan importante en caso de sismos o incendios.

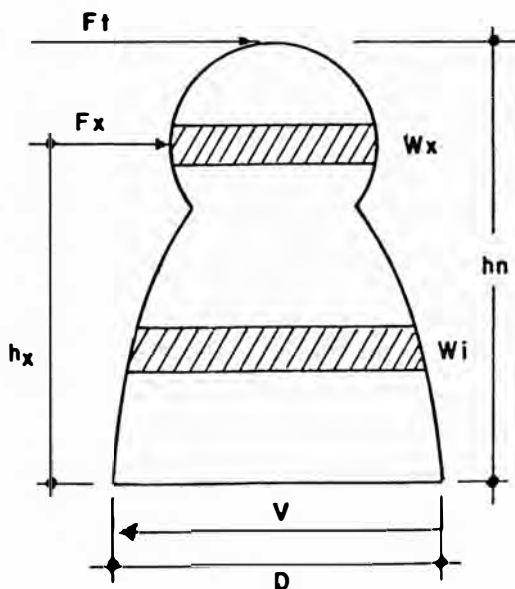
El coeficiente de flexibilidad C está empíricamente relacionado al período fundamental T de vibración natural de la estructura por la fórmula (1-B) de la Figura 6, por lo que se crea la necesidad de poseer métodos reconocidos que permitan predeterminar T con una exactitud aceptable; debe señalarse sin embargo que si T va a servir para calcular C y éste depende de $\sqrt[3]{T}$, aún con un error considerable no se afectará en mucho a C (Si T tuviera una desviación de 30%, en C sólo alcanzaría el 10%). Cuando se asume una posición conservadora como es asumir la fijación en la base, ello tenderá a hacer que el período calculado T disminuya frente al verdadero, lo que a su vez aumenta C ligeramente y, por ende, aumenta el cortante basal V.

3.2.2. Fuerzas cortantes.

Conociendo que las fuerzas dinámicas se aplican en la base de la estructura, se hace necesario determinar una manera de distribuirlas hacia arriba por toda la estructura, como fuerzas estáticas laterales equivalentes. El procedimiento para lograr tal fin es explicado sucintamente en la Figura 7. En principio, si la relación altura/ancho de la estructura es mayor que 3, entonces parte del cortante basal, hasta un máximo de $0.15 V$,

será asignado arbitrariamente a la coronación de la estructura, lo que se hace con el propósito de aumentar el cortante en la parte superior de la misma, para tomar en cuenta así la creciente participación de los modos altos de vibración en la respuesta de las estructuras altas y flexibles. Esta es una forma de reconocer que la curva de deflexión del modo fundamental comienza justamente de la línea adoptada como la de deflexión de la estructura, lo que se debe más a las variaciones direccionales de la curva que a la deflexión por cortante; dicha variación tiende a causar valores más altos del corte en la coronación que los que se obtendrían con una distribución triangular aplicando la fórmula 2-B con $F_t = 0$.

La fórmula F_t está prevista de modo que para una relación altura/ancho mayor o igual que 6.12 el valor F_t sea igual a $0.15V$ y si la relación fuera igual a 3.0 F_t será igual a $0.036V$; para relaciones menores de 3.0 se puede asumir $F_t = 0$ dada la poca significación que tiene el asignar parte del cortante a la coronación, como sucede con el reservorio cilíndrico.



$$F_t = 0.004 V \left(\frac{hn}{D} \right)^2 \quad (2-A)$$

$$F_t = 0 \quad \text{PARA} \quad \frac{hn}{D} \leq 3$$

$$F_t = 0.15 V \quad \text{PARA} \quad \frac{hn}{D} \geq 6.12$$

$$F_x = (V - F_t) \frac{W_x h_x}{n} \quad (2-B)$$

$$\sum_{i=1}^n W_i h_i$$

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (2-C)$$

$$V_x = F_t + \sum_{i=x}^n F_i \quad (2-D)$$

FIGURA - 7

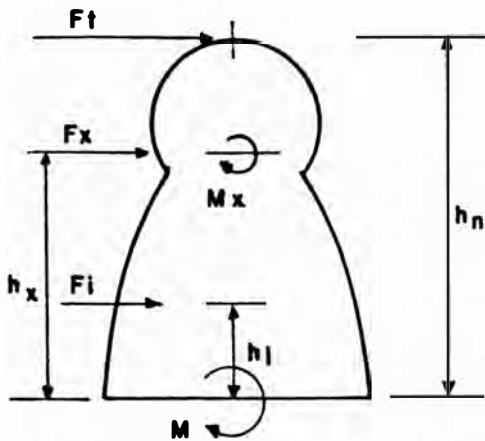
La fórmula 2-B se aplicará para distribuir el saldo del cortante basal en el resto de la estructura independientemente de lo que sea asignado a la coronación. En este punto interviene la distribución de masas, para lo cual cada tanque puede dividirse en 10 partes como máximo y con variaciones convenientes desde la parte superior hasta la parte inferior.

El cortante transversal de diseño en cualquier plano horizontal de la estructura es la suma acumulativa de fuerzas laterales sobre ese plano, siempre que se apliquen las fórmulas 2-A y 2-B, lo que se expresa claramente en la fórmula 2-C. El cortante basal debe corresponder con el resultado de la fórmula 2-D a modo de verificación.

3.2.3. Momentos.

El criterio básico restante es el de momento de volteo en la base así como en cualquier plano horizontal

Si todas las fuerzas laterales actúan simultáneamente en una sola dirección, esto equivale a decir que la respuesta está enteramente en el modo fundamental y se puede afirmar que el momento de volteo en cualquier plano es el momento que producen las fuerzas laterales que estén sobre esa sección y alrededor de ella; en ese caso en las fórmulas 3-B y 3-D para reducción de momento, $J = 1.0$. En ese instante y, al igual que sucede con las fuerzas cortantes, el momento de volteo en la base es igual a la suma de los momentos de volteo en todas las secciones. Por otra parte, no existe la posibilidad que en el segundo o tercer modo se tenga un cortante basal o un momento de volteo mayores que en el primer modo, de allí la certeza que este último da valores conservadores, puese asume que el momento de volteo en la base corresponde a la fuerza lateral total aplicada en la estructura. Al atribuir parte del cortante basal de diseño a modos más altos se reduce el momento en la base; otros modos mayores que el tercero contribuyen poco en este aspecto.



$$M = J (F_t h + \sum_{i=1}^n F_i h_i) \quad (3 - A)$$

$$J = \frac{0.6}{\sqrt[3]{T}} \quad (3 - B)$$

T = PERIODO FUNDAMENTAL , EN SEGUNDOS

$$M_x = J_x \left[F_t (h_n - h_x) + \sum_{i=x}^n F_i (h_i - h_x) \right] \quad (3 - C)$$

$$J_x = J + (1 - J) \left(\frac{h_x}{h_n} \right)^3 \quad (3 - D)$$

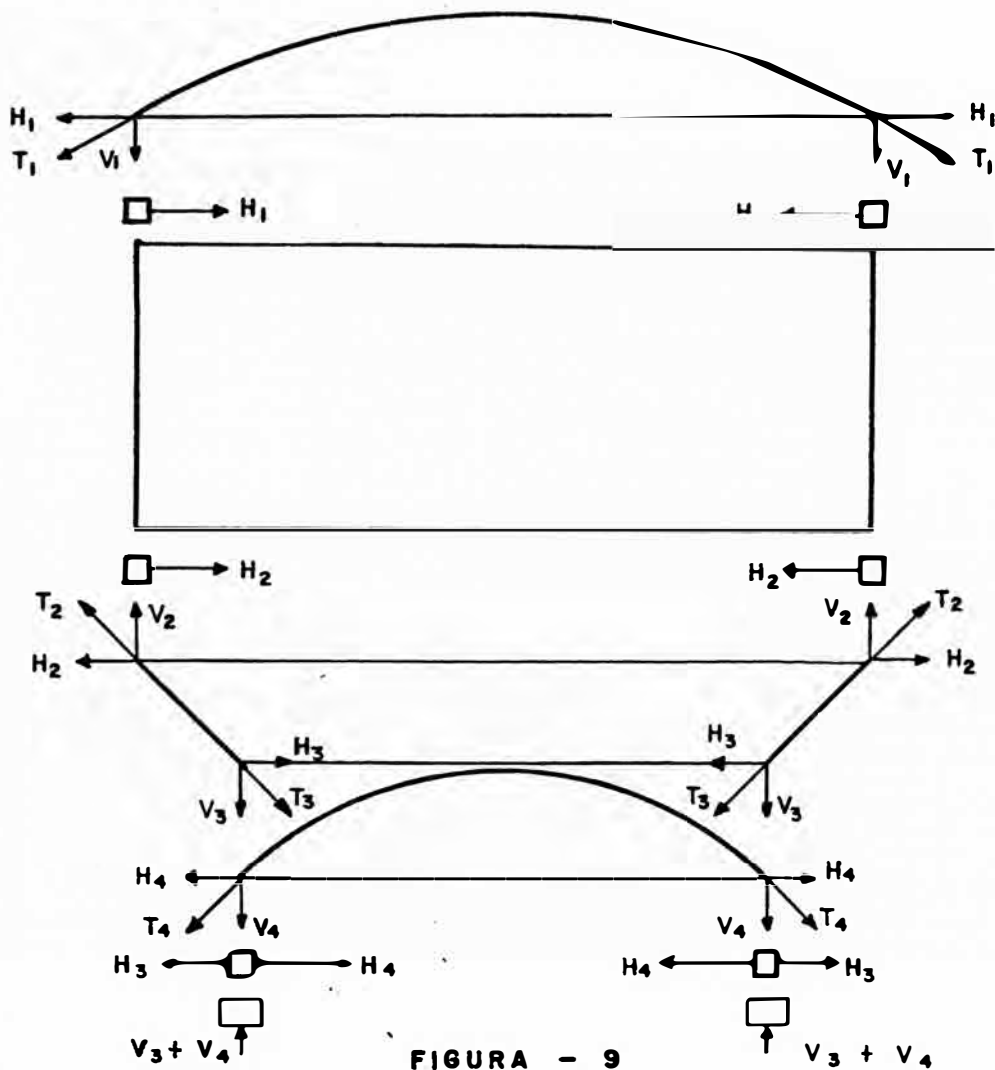
$$J_x = J = 1.0 \text{ CUANDO } T \leq 0.216 \text{ Seg. ; } J_{\text{min.}} = 0.45$$

FIGURA - 8

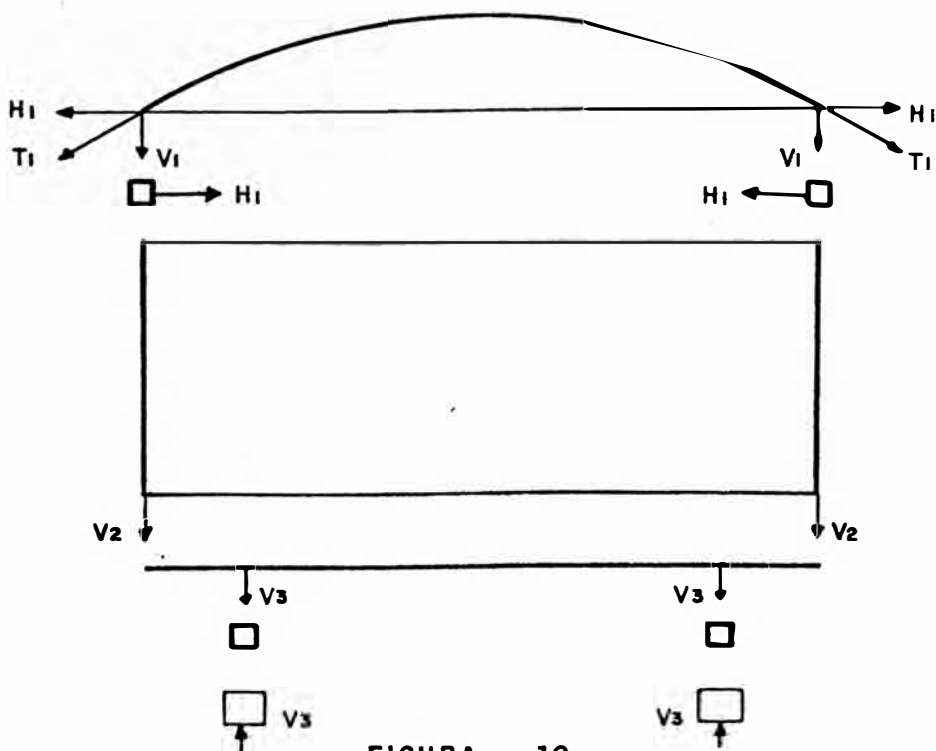
La Figura 8 contiene fórmulas para los factores de reducción de momento que no podremos utilizar por prohibirlo expresamente el Reglamento. La fórmula 3-A define el factor reductor J y la fórmula 3-B lo refiere al periodo fundamental. En cualquier plano horizontal X el momento de volteo lo da la fórmula 3-C, y J_x es definido por la fórmula 3-D. Hay un valor mínimo de $J=0.45$ para este tipo de estructuras y también se señala que $J = 1.0$ para periodos T menores o iguales a 0.216.

3.3. IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA.

La idealización de la estructura consiste en dar una idea aproximada de la forma en que se van a distribuir las cargas en los distintos elementos de la misma, lo que es importante principalmente a nivel de la cuba, debido a que el elemento soportante no presenta mayores variaciones en su geometría, lo que no siempre sucede con el depósito de agua.



En las Figuras 9 y 10 se presentan los esquemas correspondientes a cada uno de los dos reservorios que comprende este trabajo.



3.4. CONSIDERACION DE LOS ESTADOS RESERVORIO LLENO Y RESERVORIO VACIO.

En el caso de tanques elevados, es fácil suponer que los estados de carga extremos ocurren cuando la cuba está vacía, ^{y llena} circunstancias que influyen en la respuesta sísmica. Cuando el tanque está vacío disminuye el período fundamental y de acuerdo a la fórmula 1-A son menores el cortante basal y el momento de volteo, por lo que se hace notorio que estando el tanque lleno se obtienen los valores máximos. El criterio S.E.A.O.C. que estamos aplicando señala que el peso W al que se aplica la fórmula 1-A es el peso del tanque con su carga operacional completa, esto es, lleno. Por otra parte, las normas peruanas señalan que el peso P se obtiene con un incremento de 100% en la carga viva, que es el agua, y es este punto de vista el que va a prevalecer.

3.5. RECOMENDACIONES.

El hecho de contar con un criterio de diseño mínimo precisado en un código, no es suficiente para que la estructura tenga una buena resistencia sísmica aunque se le deba considerar muy importante para lograr ese objetivo. En realidad tanto o más importante es prestar atención a los detalles de diseño y de construcción así como al buen juicio que se tendrá al usar el código.

Otro punto de interés está en las fuerzas laterales de viento que pueden ser de gran importancia en algunos casos. Por lo general no se sumarán los efectos de viento y sismo, como se indica en las normas peruanas, pero deben investigarse ambos en detalle para determinar cuál de los dos será el que se va a tomar en cuenta.

Para esta tesis en los Capítulos IV y VI se verá que el cor -
tante y momento de volteo sísmico son mucho más importantes
que los causados por el viento.

BIBLIOGRAFIA.

Referencias N°s 7, 11 y 18.

* C A P I T U L O I V *

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO INTZE

Pre-dimensionamiento de la cuba.

Una sección transversal de un depósito INTZE permite ver que está formado por tres figuras geométricas combinadas; un sector cilíndrico empalma con un tronco de cono invertido y éste a su vez lo hace con un casquete esférico en la parte central. Para evitar un dimensionamiento arbitrario se van a seguir las indicaciones del texto del Ing.Moral (Ref.Nº 12) de donde se toma el procedimiento. El volumen total se divide en dos partes con el fin de igualar aproximadamente los empujes sobre el anillo viga inferior. Se va a definir como H_t y H_c a las componentes horizontales de las compresiones

C_t y C_c ; otros detalles y nomenclatura se obtienen del siguiente dibujo:

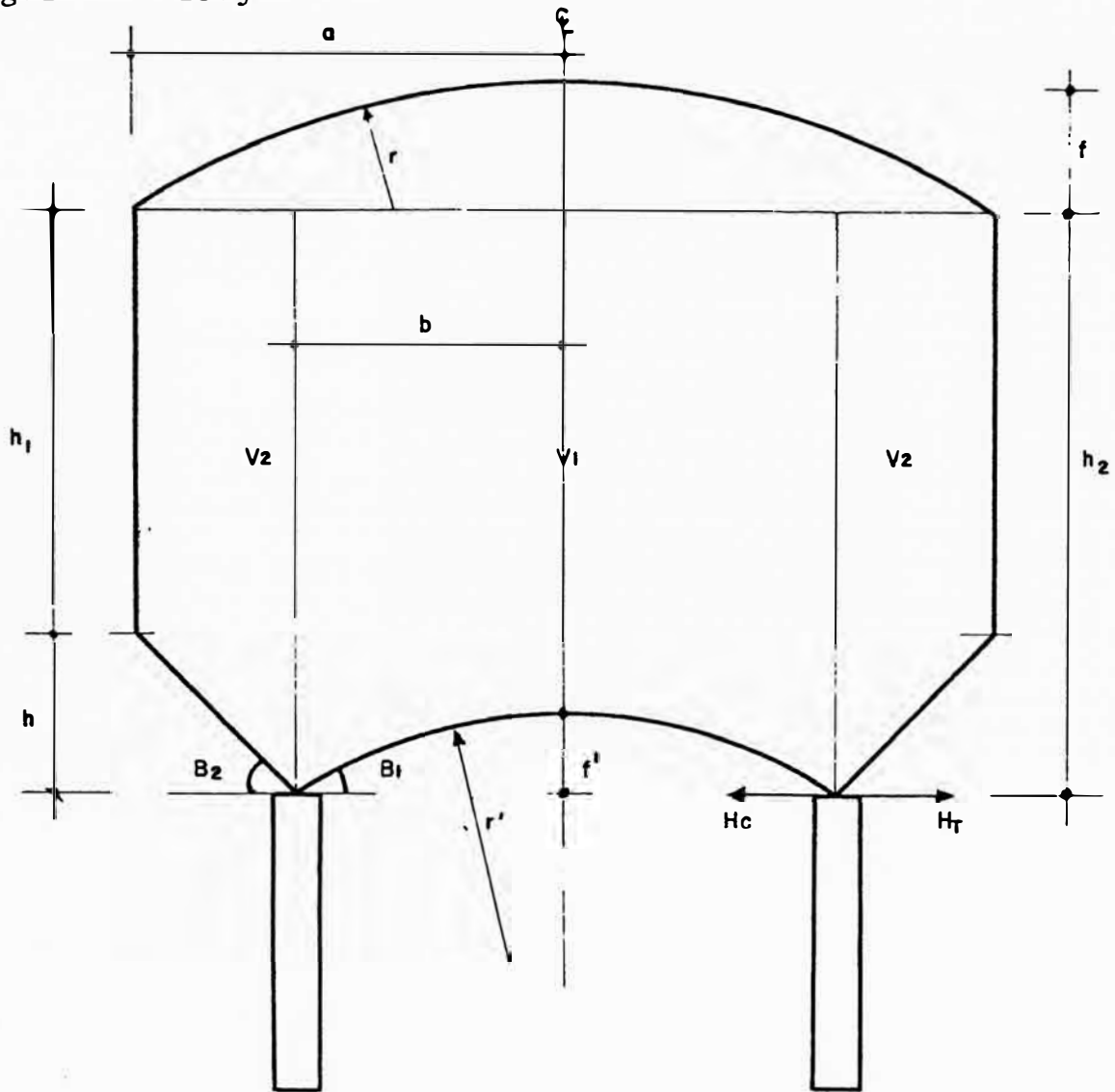


FIGURA - 11

DONDE:

r = Radio esférico de la cobertura.

r_1 = Radio esférico de la cúpula inferior.

a = Radio del casquete superior en planta.

b = Radio del casquete inferior en planta.

Inicialmente se parte con el volumen inicial $V = 1500 \text{ m}^3$ que se divide en dos sectores:

$$V = V_1 + V_2$$

TAMBIEN:

h_2 = Altura total de agua.

h = Altura del tronco de cono.

h_1 = Altura del sector cilíndrico.

$$h_1 = h_2 - h$$

Utilizando la notación que se ha explicado el volumen del casquete es:

$$V_c = \pi \cdot f'^2 \left(r' - \frac{f'}{3} \right)$$

con lo que el volumen V_1 es:

$$V_1 = \pi \cdot b^2 \cdot h_2 - \pi \cdot f'^2 \left(r' - \frac{f'}{3} \right)$$

El volumen del sector cilíndrico en anillo es:

$$V_{ac} = \pi (a^2 - b^2) (h_1)$$

y sobre el tronco de cono:

$$V_{tc} = \pi \frac{h}{3} (b^2 + a^2 + a \cdot b) - \pi b^2 h$$

$$V_{tc} = \pi \frac{h}{3} (a^2 - 2b^2 + a \cdot b)$$

Luego:

$$V_2 = \pi (a^2 - b^2) h_1 + \frac{\pi h}{3} (a^2 - 2b^2 + a \cdot b) \quad y,$$

$$V_1 = \pi b^2 h_1 + b^2 h - \pi f'^2 \left(r' - \frac{f'}{3} \right)$$

Para aproximar los empujes de las componentes horizontales el paso siguiente es asumir que son iguales.

$$C_c = \frac{\gamma V_1}{\text{Sen } \beta_1}$$

$$C_t = \frac{\gamma V_2}{\text{Sen } \beta_2}$$

Cuyas componentes horizontales son:

$$H_c = \frac{\gamma V_1}{\text{Sen } \beta_1} \text{Cos } \beta_1$$

$$H_t = \frac{\gamma V_2}{\text{Sen } \beta_2} \text{Cos } \beta_2$$

Entonces:

$$\frac{\gamma V_1}{\text{Tg } \beta_1} = \frac{\gamma V_2}{\text{Tg } \beta_2}$$

Igualdad que sólo puede darse en caso que: $V_1 = V_2$ y $\beta_1 = \beta_2$.
Para que ambos volúmenes sean iguales, se hace una simplificación eliminando los términos de menor relevancia:

$$V_1 = \pi b^2 h_1$$

$$V_2 = \pi (a^2 - b^2) h_1$$

$$\pi b^2 h_1 = \pi (a^2 - b^2) h_1$$

$$b^2 = a^2 - b^2$$

$$a^2 = 2b^2$$

$$a = b \sqrt{2} = 1.41 b$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$$

En este punto el texto da una relación importante que no se ha podido verificar.

$$V = V_1 + V_2 = 2.66 r'^3$$

De donde:

$$r' = \sqrt[3]{V/2.66}$$

$$r' = 0.72 \sqrt[3]{V}$$

Se utiliza también la siguiente expresión típica en cúpulas:

$$r' = \frac{b^2 + f'^2}{2f'}$$

Despejando:

$$f' = \frac{b^2}{2r' - f'}$$

Partiendo de $V = 1500m^3$.

$$r' = 0.72 \sqrt[3]{1500} = 8.26m.$$

$$h_2 = a = r' = 8.26m.$$

$$b = \frac{a}{1.41} = 5.86$$

Y también $f' = \frac{(5.86)^2}{2(8.26) - f'}$, ecuación que se cumple con

$$f' = 2.44mts.$$

Para la cúpula de cubierta se tendrá que $a = 8.26$ y, con la recomendación para cúpulas rebajadas de que la flecha sea aproximadamente $1/8$ del radio, $f = 1/8 r$, usamos la fórmula general:

$$r = \frac{a^2 + f^2}{2f^2}$$

$$y \quad a^2 = f(2r - f)$$

$$(8.26)^2 = \frac{1}{8} r \left(2r - \frac{1}{8} r\right)$$

$$545.82 = \frac{r}{8} (16r - r)$$

$$r^2 = (545.82) \frac{8}{15}$$

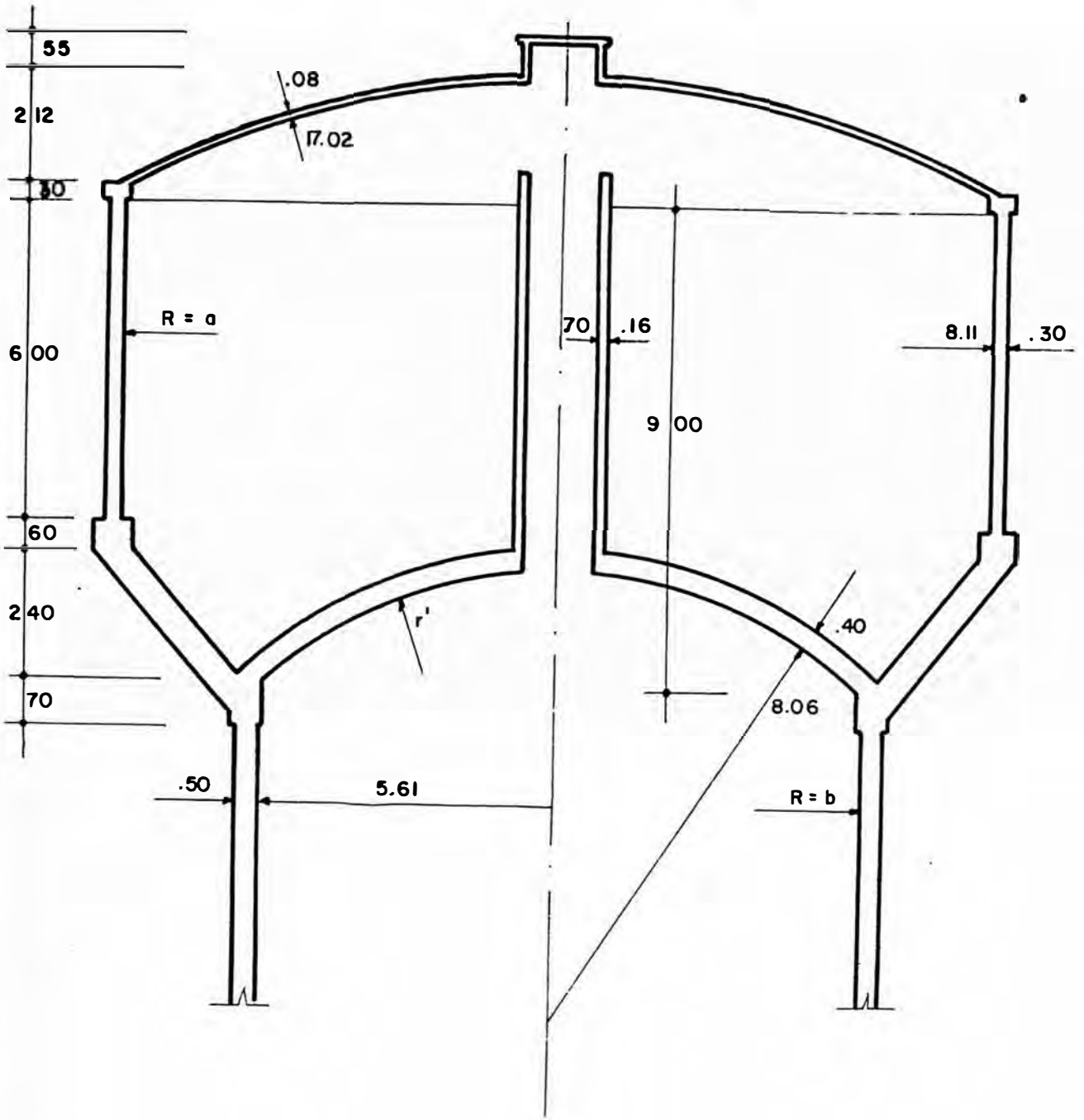
$$r = 17.06m.$$

Las medidas faltantes son:

$$h = a - b = 8.26 - 5.86 = 2.40$$

$$h_1 = h_2 - h = 8.26 - 2.40 = 5.86$$

Todas estas dimensiones dan los volúmenes $V_1 = 751.8m^3$ y $V_2 = 744.4m^3$, a lo que debe añadirse los debidos reajustes para el espesor de la pared y otros detalles. Las dimensiones definitivas pueden verse en la Figura 12.



esc. 1/125

FIGURA - 12

h_1	= 6.00	a	= 8.26	b	= 5.86
h	= 2.40	f	= 2.13	f'	= 2.44
h_2	= 8.40 + 0.60 = 9.00	r	= 17.06	r'	= 8.26

4.1. ESTRUCTURACION.

Conocidos y dimensionados la mayoría de los elementos del reservorio INTZE resta poco o nada que añadir. Si además se tiene en cuenta que no puede establecerse una co correspondencia con edificaciones de uso corriente (almacenes, edificios, puentes, etc.) sólo queda dar por concluído este punto y pasar al diseño de los distintos elementos de la cuba.

4.1.1. Cálculo de la cubierta en cúpula.

Este cálculo se hará en dos partes comprendiendo la primera de ellas el cálculo de la linterna que va en la coronación.

4.1.1.1. Diseño de la linterna.

A. El primer paso es hacer el dimensio namiento con algo de sentido común si es que no hubiera especificaciones al respecto.

En la Figura 13 a, se tiene la linterna.

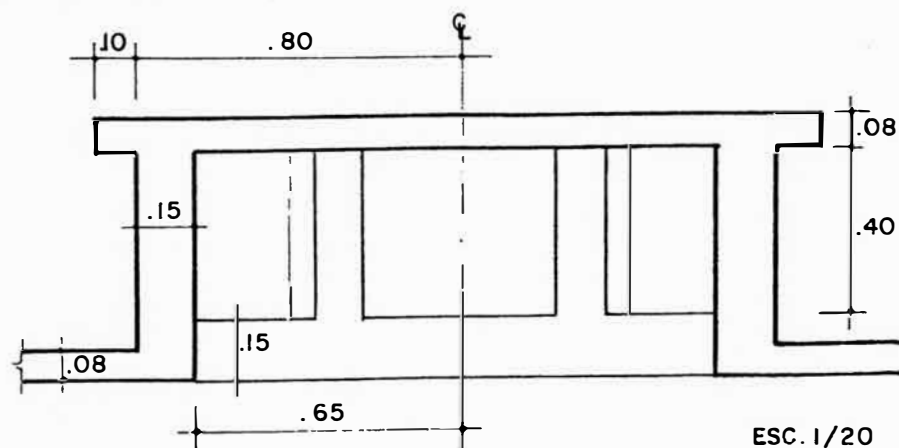


FIGURA - 13a

El método que se aplicará se puede encontrar en las referencias bibliográficas N°s 6 y 12 (Moral y Guerrin) e incluyen la tabla de Ketchum mencionada aquí y que puede utilizarse para estructuras más grandes.

A continuación el metrado de cargas:

Por p.p. : $0.08 \times 1.00 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$.

Por acabados e impermeabilidad = 100 kg/m^2 .

=====
 $w = 292 \text{ kg/m}^2$.

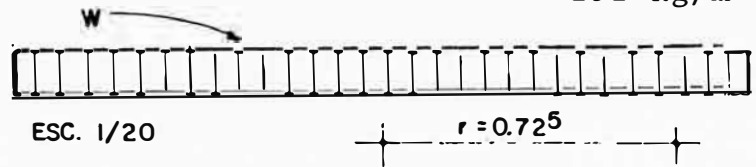


FIGURA - 13b

La losa se supone simplemente apoyada en una viga circular soportada por seis pequeñas columnas. Será suficiente considerar el radio medio $r = 0.725\text{m}$. hasta el punto medio de la viga.

El momento flector máximo es:

$$M_{\text{máx}}^+ = \frac{w D^2}{12}$$

$$M_{\text{máx}}^+ = \frac{292 \times (1.80)^2}{12} = 79\text{kg.} - \text{m.}$$

El momento negativo en la viga es:

$$M_{\text{máx}}^- = \frac{w D^2}{32}$$

$$M_{\text{máx}}^- = \frac{292 \times (1.80)^2}{32} = 30\text{kg.} - \text{m.}$$

Se diseña por cargas de servicio con el $M_{\text{máx}}^+$.

Los datos son:

$$f'_c = 280\text{kg/cm}^2. \quad ; \quad f_c = 0.45f'_c = 126\text{kg/cm}^2.$$

$$f_y = 4200\text{kg/cm}^2. \quad ; \quad f_s = 1700\text{kg/cm}^2.$$

$$K_{280} = 18.2 \quad ; \quad j = 0.876, \quad k = 0.372$$

Se despeja d :

$$M = K.b.d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \times b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{79}{18.2 \times 1.00}} = 2\text{cms.}$$

Un peralte útil de 2cms. con 8cms. de espesor es suficiente y aceptable. El refuerzo se colocará al centro para cubrir los dos momentos flectores, positivo y negativo.

$$A'_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$A'_s = \frac{79 \times 10^2}{1700 \times 0.876 \times 2} = 2.7\text{cm}^2.$$

Se verifica el refuerzo mínimo:

$$A_s \text{ mín} = 0.002 \times 8 \times 100 = 1.6\text{cm}^2.$$

$$A'_s > A_s \text{ mín}$$

Por lo que el refuerzo que se adopta es:

$A_s = \emptyset 3/8$ a .23m. radial medido en el punto medio de la viga con $r = 0.725$;

$$.23\text{m} = 18^\circ (3.1\text{cm}^2)$$

$A_s = \emptyset 3/8$ a .23 circunferencial por armado y temperatura.

B. Para la viga circular se emplea la tabla de Ketchum para seis pilares de soporte.

Se emplean los siguientes datos:

$$\text{Carga en cada soporte} = \frac{G}{6}$$

$$\text{Esfuerzo cortante máximo} = \frac{G}{12}$$

M flector en los apoyos	= - 0.01482 G.b
M flector en el centro	= 0.00751 G.b
M torsor	= 0.00151 G.b
Distancia angular del momento torsor	= 12° 44'
Carga total	G = 743kg.
Radio medio	b = 0.725m.

Con estos valores se tiene:

$$M^- \text{ en apoyos} = - 7.98 \text{ kg.} \cdot \text{m.}$$

$$M^+ \text{ en el centro} = 4.05 \text{ kg.} \cdot \text{m.}$$

$$M \text{ torsor} = 0.81 \text{ kg.} \cdot \text{m.}$$

Y se pasa a verificar el peralte con $b = 0.15\text{m.}$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \times b}}$$
$$d = \sqrt{\frac{7.98}{18.2 \times 0.15}} = 2\text{cm.}$$

Con $d = 2\text{cm.}$ está verificada la viga que tiene 8cm. de espesor por 15cms.de ancho.

$$A'_S = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d.}$$

$$A'_S = \frac{798}{1700 \times 0.876 \times 2} = 0.27\text{cm}^2.$$

Por torsión:

$$A'_S = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d.}$$

$$A'_S = \frac{81}{1700 \times 0.876 \times 2} = 0.027\text{cm}^2.$$

$$A'_S = \text{total} = 0.297\text{cm}^2.$$

La cuantía mínima es:

$$A_S \text{ mín} = 0.002 \times 8 \times 15 = 0.24\text{cm}^2.$$

$$A_S \text{ mín} < A'_S \text{ total.}$$

$$A_S = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' \text{ (} 0.71\text{cm}^2 \text{)}$$

Lo escrito anteriormente significa que basta una varilla de 3/8" como refuerzo en la viga de sop te. Luego se puede verificar el esfuerzo cortante.

$$V_{\text{máx}} = \frac{G}{12} = \frac{743}{12} = 62\text{kg.}$$

Entonces el corte unitario actuante es:

$$v = \frac{62}{15 \times 8} = 0.52\text{kg/cm}^2.$$

Que debe ser menor al corte admisible:

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c}$$
$$v_c = 4.85\text{kg/cm}^2 > v, \text{ es conforme}$$

C. Viga circular en la base.

Esta viga difiere muy poco de la an terior en cuanto a sollicitaciones, excepto las que provengan de la cúpula. En todo caso bastará colocar 2 \emptyset 3/8" con estribos \emptyset 1/4" a 0.20m.

D. Columnetas.

Se coloca un refuerzo nominal de 4 \emptyset 3/8" con estribos \emptyset 1/4" a.10.

E. Metrados.

Peso de la losa	:	743kg.
Peso de 6 columnetas	:	130kg.
Peso de viga inferior	:	246kg.
		<hr/>
Peso de la linterna	:	1120kg.

Con un peso por metro lineal de abertura.

$$P = 275 \text{ kg/m.1.}$$

4.1.1.2. Cálculo de la cúpula.

Aplicamos los principios para cúpulas -

calculadas con el método de la membrana; el primer paso consiste en hallar los ángulos φ y φ_0 .

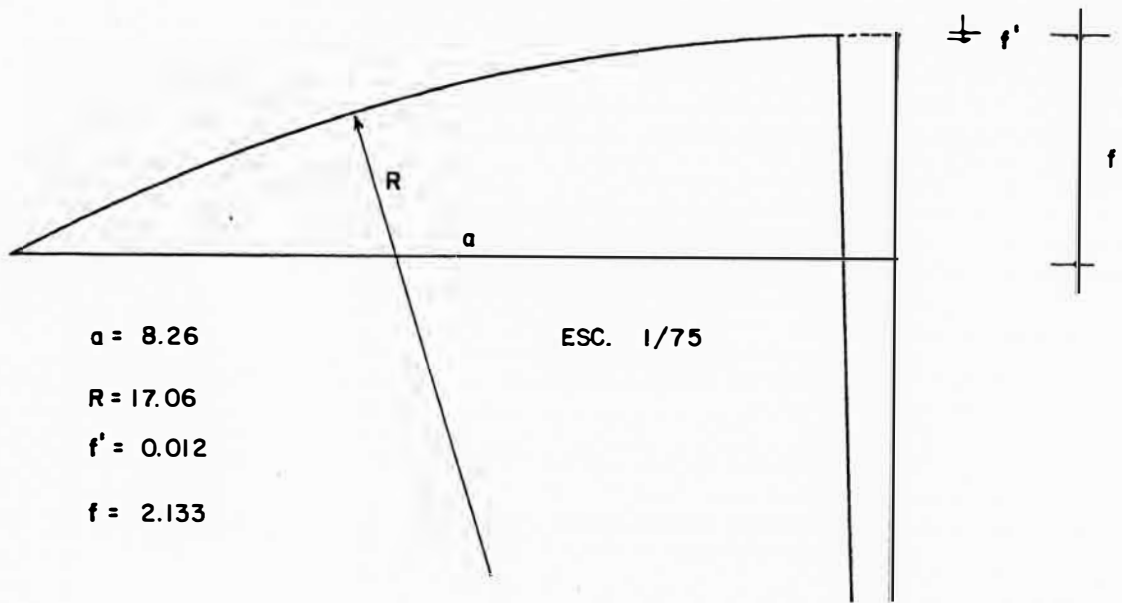


FIGURA - 14

Para φ :

$$\varphi = \text{Arc Sen } \frac{a}{R}$$

$$\varphi = \text{Arc Sen } \frac{8.26}{17.06}$$

$$\varphi = \text{Arc Sen } 0.48417$$

$$\varphi = 28^{\circ}.958$$

Para φ_0 :

$$\varphi_0 = \text{Arc Sen } \frac{0.65}{R}$$

$$\varphi_0 = \text{Arc Sen } \frac{0.65}{17.06}$$

$$\varphi_0 = 2^{\circ}.184$$

Una vez hallados los ángulos se aplican las fórmulas siguientes que pueden encontrarse en las referencias N°s 1, 5 y 17.

N_{φ} = esfuerzos meridianales según φ en planos verticales.

N_{θ} = esfuerzos circunferenciales según el ángulo θ en planos horizontales; θ sólo es referencial.

Las fórmulas son:

$$N = - R.p. \left(\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\text{Sen}^2 \varphi} \right) - P \frac{\text{Sen} \varphi_0}{\text{Sen}^2 \varphi}$$

$$N_{\theta} = R.p. \left(\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\text{Sen}^2 \varphi} - \cos \varphi \right) + P \frac{\text{Sen} \varphi_0}{\text{Sen}^2 \varphi}$$

El primer valor es el de $\varphi = \varphi_0$ en la base de la linterna.

El metrado de cargas incluye peso propio y una sobrecarga por acabados e impermeabilidad.

$$p.p. = 0.080 \times 1.00 \times 2400 = 192\text{kg.}$$

$$s/c = \frac{100\text{kg.}}{292\text{kg.}}$$

Luego se tiene:

$$P = 275\text{kg/ml.}$$

$$p = 292\text{kg/m}^2.$$

$$\text{Para } \varphi = 2^{\circ}.184$$

$$N_{\varphi} = - 7216\text{kg.}$$

$$N_{\theta} = - 4978 + 7216 = + 2238\text{kg.}$$

$$\text{Para } \varphi = 5^{\circ}.00$$

$$N_{\varphi} = - 3399\text{kg.}$$

$$N_{\theta} = - 4963 + 3399 = - 1564\text{kg.}$$

$$\text{Para } \varphi = 10^{\circ}.00$$

$$N_{\varphi} = - 2182\text{kg.}$$

$$N_{\theta} = - 4906 + 2182 = - 2724\text{kg.}$$

$$\text{Para } \varphi = 15^{\circ}.00$$

$$N_{\varphi} = - 2636\text{kg.}$$

$$N_{\theta} = - 4812 + 2636 = - 2176\text{kg.}$$

Para $\varphi = 20^{\circ}.00$

$$N_{\varphi} = - 2628\text{kg.}$$

$$N_{\theta} = - 4682 + 2628 = 2054\text{kg.}$$

Para $\varphi = 28^{\circ}.958$

$$N_{\varphi} = - 2687\text{kg.}$$

$$N_{\theta} = - 4359 + 2687 = - 1672\text{kg.}$$

Luego se hallan tres valores con fines de referencia y comprobación.

Para $\varphi = 51^{\circ}.75$

$$N_{\varphi} = - 3088\text{kg.}$$

$$N_{\theta} = - 3084 + 3088 = + 4\text{kg.}$$

Para $\varphi = 70^{\circ}.00$

$$N_{\varphi} = - 3720\text{kg.}$$

$$N_{\theta} = - 1704 + 3720 = + 2016\text{kg.}$$

Para $\varphi = 90^{\circ}.00$

$$N_{\varphi} = - 4988\text{kg.}$$

$$N_{\theta} = 0 + 4988 = 4988\text{kg.}$$

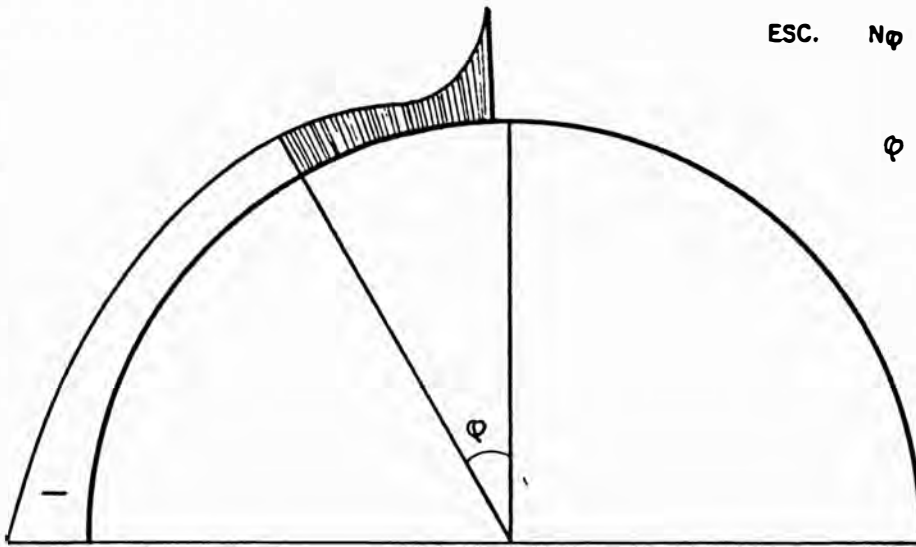
Con los valores hallados se hace la tabla siguiente:

φ	N_{φ} (kg)	N_{θ} (kg)
$2^{\circ}.184$	- 7216	+ 2238
$5^{\circ}.00$	- 3399	- 1564
$10^{\circ}.00$	- 2182	- 2724
$15^{\circ}.00$	- 2636	- 2176
$20^{\circ}.00$	- 2628	- 2054
$28^{\circ}.958$	- 2687	- 1672
$51^{\circ}.75$	- 3088	+ 4
$70^{\circ}.00$	- 3720	+ 2016
$90^{\circ}.00$	- 4988	+ 4988

Los signos negativos indican compresión.
Con esos valores se obtienen los gráficos de las

Figuras 15 y 16.

-7216

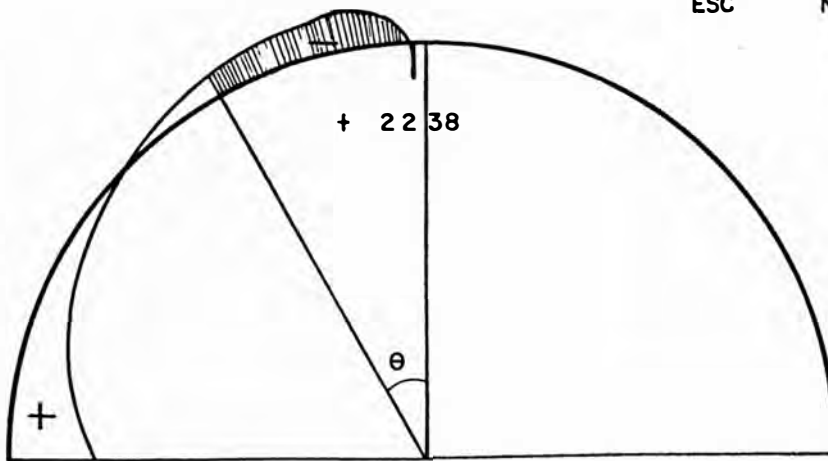


ESC. N_{φ} $l_{cm} = 5000 \text{ kg}$

$\varphi = 28^{\circ}.958$

DIAGRAMA N_{φ}

FIGURA - 15



ESC N_{θ} $l_{cm} = 5000 \text{ kg}$

$28^{\circ}.958$

DIAGRAMA N_{θ}

FIGURA - 16

- * El primer diagrama muestra que en el plano meridional sólo hay compresiones con el valor máximo cerca del agujero de la linterna.
- * En el segundo diagrama se ve que hay una pequeña zona de tracción y lo demás es compresión.

4.1.1.3. Cálculo del refuerzo.

A. Para calcular el refuerzo meridional basta tomar en cuenta la compresión máxima de - 7216kg. para la que el refuerzo necesario es de cuantía mínima.

$$A'_S = \rho \times 8 \times 100$$

$$A'_S = 0.002 \times 800 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Una verificación del esfuerzo de compresión que admite el concreto es:

$$f_c = 0.30 f'_c$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \times 0.30 = 84 \text{ kg/cm}^2.$$

Y se tendrá un actuante de:

$$f_c^a = \frac{7216}{8 \times 100} = 9 \text{ kg/cm}^2 < f_c$$

La cantidad a colocar es:

$$A_S = \emptyset 1/4'' \text{ a. } 18 \text{ m. } (1.8 \text{ cm}^2.)$$

Para el corte de varillas es suficiente cortar una barra intercaladamente cuando la separación se haya reducido a la mitad, lo que es suficiente para satisfacer los requisitos de longitud de desarrollo, espaciamiento y cantidad de refuerzo.

B. El refuerzo circunferencial tiene un pequeño sector de tracción cerca del borde superior.

$$A'_S = \frac{T}{f_s} = \frac{2238 \text{ kg.}}{1700}$$

$$A'_S = 1.32 \text{ cm}^2.$$

Como esta cantidad es inferior al refuerzo mínimo se hace necesario aumentarla.

$$A_S = \emptyset 1/4'' \text{ a. } 18 \text{ m. } (1.8 \text{ cm}^2.)$$

Debe verificarse además la capacidad del concreto para tomar tracciones.

$$f_{ct}^a = \frac{2238}{8 \times 100 + 8 \times 1.8}$$

$$f_{ct}^a = 2.75 \text{ kg/cm}^2.$$

Como $f_{ct}^a < f_{ct} = 17 \text{ kg/cm}^2$., es conforme.

Por añadidura, se puede comprobar que los valores de compresión circunferencial son menores a los de compresión meridional, por lo que se mantiene la misma cantidad de acero en toda la superficie de la cúpula.

C. Zona del empalme.

El reforzamiento de la parte inferior de la cúpula en las inmediaciones de la viga anular soportante es una práctica aceptada e incluida en algunas normas nacionales como lo señalan las referencias bibliográficas N°5 y N°14. A falta de mejor documentación se colocará un ensanche de 8cm. en la base por 1.50m. de longitud. El peso adicional por metro medido en el borde es:

$$w = 0.08 \times 1.50 \left(\frac{1 + 0.84}{2} \right) \times 2400 = 265 \text{ kg/ml.}$$

4.1.2. Cálculo del anillo viga superior.

Se debe tomar en cuenta que este anillo soporta el empuje de la cúpula y que hay que considerar el peso adicional del ensanche, el mismo que se incluye íntegramente para permanecer en el lado conservador.

$$N_{\varphi} + w = 2687 + 265$$

$$N_{\varphi} + w = 2952 \text{ kg.}$$

$$V = (N_{\varphi} + w) \text{ Sen } \varphi$$

$$H = (N_{\varphi} + w) \text{ Cos } \varphi$$

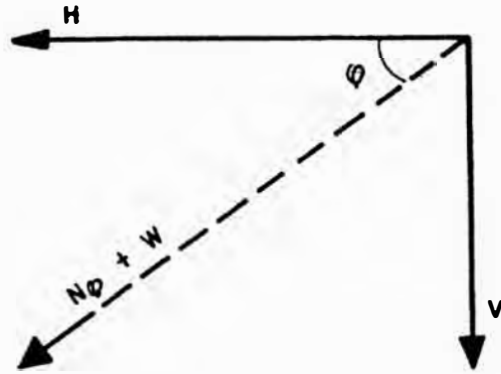


FIGURA - 17

$$\phi = 28^{\circ}.958$$

$$V = 1430\text{kg.}$$

$$H = 2583\text{kg.}$$

Pudiéndose verificar $N\phi = \sqrt{V^2 + H^2}$

Se elige una sección de 0.50 x 0.30 para el diseño y se halla su peso por metro lineal:

$$P_v = 0.50 \cdot x \cdot 0.30 \cdot x \cdot 2400$$

$$P_v = 360\text{kg/ml.}$$

Como la fuerza horizontal es la que ejerce empuje sobre la viga será determinante para hallar la fuerza de tracción:

$$F = \frac{1}{2} H \cdot x \cdot 2a$$

$$F = 2583 \cdot x \cdot 8.26$$

$$F = 21340\text{kg.}$$

Verificando el concreto en tracción:

$$f_{ct}^a = \frac{21340}{1500} = 14.2\text{kg/cm}^2 < f_{ct}$$

4.1.2.1. Cálculo del refuerzo.

A. Refuerzo principal.

$$A'_s = \frac{F}{1700} = \frac{21340}{1700}$$

$$A'_s = 12.6\text{cm}^2.$$

Verificando la sección con acero:

$$f_{ct}^a = \frac{21340}{30 \times 50 + 8(12.6)}$$

$$f_{ct}^a = 13.3 \text{ kg/cm}^2 < f_{ct} = 17 \text{ kg/cm}^2.$$

Como la cuantía de acero es $P = 0.0084$, es conforme.

$$A_s = 7 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'' \text{ (14 cm}^2\text{)}$$

B. Cálculo del refuerzo transversal.

Se coloca la cuantía mínima:

$$A'_s = 0.002 \times 1500$$

$$A'_s = 3.0 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \text{ } \boxtimes \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' \text{ a } 0.23 \text{ (3.1 cm}^2\text{)}$$

4.1.3. Cálculo de la pared cilíndrica.

La pared cilíndrica tiene una altura de 6.00mts. sobre el anillo viga central. La presión de agua en la base se toma como referencia para verificar el espesor de la pared; debe tenerse presente que para todos los efectos se toma un metro de longitud de pared medido en el eje medio.

$$Q = \gamma \cdot h$$

$$T = \gamma \cdot h \cdot D/2$$

$$T = 1000 \times 6 \times 16.52/2$$

$$T = 49560 \text{ kg.}$$

$$A'_s = \frac{49560}{1700} = 29.2 \text{ cm}^2.$$

Verificando el concreto:

$$f_{ct}^a = \frac{49560}{100 e + 8 \times 29.2} \leq 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ct}^a = 16.34, \quad e = 28 \text{ cms.}$$

En este punto parece factible reducir el ancho de la pa-

red algunos centímetros porque la cuantía todavía es ba
ja, pero si tenemos en cuenta que debe limitarse la cu
antía para efectos sísmicos será más bien prudente aumen
tar el ancho a 30cms., habida cuenta que debe incluirse
el efecto de sismo con una sobrecarga de agua al final
de esta sección, tampoco se puede menospreciar las fuerz
as de contracción que alcanzan valores importantes como
se verá a continuación. El coeficiente de contracción
se toma con valor de 0.0003 y :

$$f_{ct}^a = \frac{C.E_s.A_s + T}{A_c + n.A_s}$$

$$f_{ct}^a = \frac{0.0003 \times 2'000,000 \times 29.2 + 49560}{3000 + 8 \times 29.2}$$

$$f_{ct}^a = \frac{17520 + 49560}{3233.6} = 20.74 \text{kg/cm}^2.$$

lo que oportunamente se corregirá para el valor dado por
Portland Cement Association.

A. Cargas sobre la pared.

El primer factor a tomar en cuenta es el peso
que actúa sobre la pared. Este peso es:

$$V + P_v = 1430 + 360$$

$$V + P_v = 1790 \text{kg.}$$

el mismo que produce compresiones con ese mismo valor en
toda su altura.

$$c_1 = 1790 \text{kg.}$$

No hay tensiones circunferenciales por lo que $t_1 = 0$.

**DIAGRAMA DE COMPRESION
POR PESO SOBRE LA PARED**

ESC. V : 1 / 100
ESC. H : 1 cm = 2 Tn.

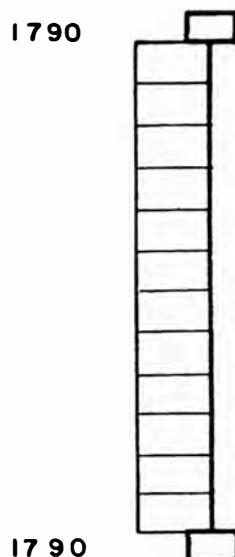


FIGURA - 18

B. Cargas de peso propio.

Actúan en el sentido vertical, por lo que produce compresiones en sentido meridional. Aumentan hacia abajo siguiendo una curva lineal.

Tabulamos valores de metro en metro hacia abajo, teniendo en cuenta que $c_2 = W.y$.

y	c_2	t_2
0	0	0
1	720	0
2	1440	0
3	2160	0
4	2880	0
5	3600	0
6	4320	0

Las tracciones son nulas como se explica a continuación partiendo de la ecuación general para superficies de doble curvatura:

$$\frac{\sigma_m}{R_m} + \frac{\sigma_c}{R_c} = p$$

Como $R_m = \infty$ ello implica que el primer miembro es similar a cero, por lo que la única forma de que σ_c/R_c sea nulo es que $\sigma_c = 0$; $\sigma_c = t_2 = 0$

**DIAGRAMA DE COMPRESION
POR PESO PROPIO**

ESC V : 1/100

ESC H : 1cm = 2 Tn.

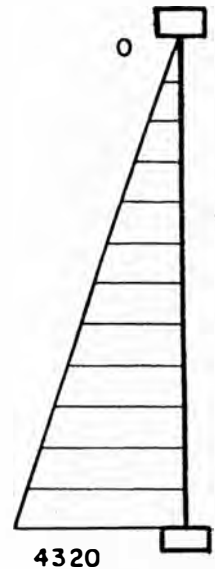


FIGURA - 19

C. Acción del agua en la pared y efecto de sismo.

Aunque la teoría de la membrana asumida específica tomar en cuenta sólo las fuerzas que actúan en tracción o compresión, en el caso de tanques elevados es evidente que existe un momento flector negativo muy importante debido al empotramiento de la pared en el anillo viga inferior. La fuente bibliográfica N°15 de Portland Cement Association incluye tablas completas que se pueden hallar en el apéndice al final de este trabajo y se utilizan para efectos de cálculo analizando varias posibilidades e indicando la sección correspondiente de la publicación citada.

La acción de sismo en la pared será considerada aplicando una fórmula japonesa (extraída de la referencia N°10) que la transforma en carga adicional de agua.

$$p = \frac{7}{8} S w (H y)^{1/2}$$

p = presión en kg/m²

$$S = 0.12$$

$$w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

H = altura máxima de agua (6.00m)

y = profundidad a la que actúa p.

Esta fórmula da una curva parabólica de presiones que --- por comodidad ha sido asumida distribuída rectangularmente para el máximo valor de p cuando y = 6.00m.

Para emplear las tablas la pared se divide en 10 partes con el punto 0.0H en el borde superior salvo indicación en algunos casos; las unidades son inglesas pero se transformará los resultados al sistema métrico. A continuación se da la nomenclatura:

$$H = 6.00 \text{ mts.} = 19.7 \text{ pies}$$

$$D = \text{Diámetro interior} = 16.22\text{m} = 53.2 \text{ pies}$$

$$w = 62.5 \text{ lb/pie}^3$$

$$C = \text{Coeficiente de contracción} = 0.0003$$

$$E_s = 30 \times 10^6 \text{ p.s.i.}$$

$$f_{ct} = 0.10 f'_c = 0.10 (280 \times 14.19) = 397 \text{ p.s.i.}$$

$$n = 8$$

$$E_c = 4270 w^{1.55} \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 2.77 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 3.9 \times 10^6 \text{ p.s.i.}$$

$$f_s = 24100 \text{ p.s.i.} (1700 \text{ kg/cm}^2) \text{ (tracción)}$$

$$f_s = 29,800 \text{ p.s.i.} (2100 \text{ kg/cm}^2) \text{ (otros fines)}$$

4.1.3.1. Pared empotrada en la base con carga trapezoidal. Pared articulada.

La carga de agua es trapezoidal por composición del diagrama triangular de presiones con la carga de sismo cuyo valor es:

$$p = \frac{7}{8} \times 0.12 \times 1000 (6.0 \times 6.0)^{1/2}$$

$$p = 630 \text{ kg/m}^2 = 0.063 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 129 \text{ lb/pie}^2 \text{ por pie de ancho.}$$

Luego se toman valores de las tablas I y III que se mul
tiplicarán por $w_H R$ y por p_R respectivamente.

$$w_H R = \frac{62.5 (19.7) 53.2}{2}$$

$$w_H R = 32750 \text{ lb/pie}$$

$$p_R = 129 (26.6)$$

$$p_R = 3431 \text{ lb/pie}$$

Los valores correspondientes están tabulados en el cua-
dro A. Para emplear las tablas se debe tener un valor
de entrada:

$$\frac{H^2}{D t} = \frac{(19.7)^2}{53.2 \times 1'} = 7.3$$

Donde t es el espesor en pies.

Los momentos correspondientes se hallan aplicando los coe-
ficientes de la tabla VII para carga triangular y de la
tabla IX para carga rectangular que se multiplican por
 w_H^3 y p_H^2 respectivamente.

$$w_H^3 = 62.5 (19.7)^3 = 477,836$$

$$p_H^2 = 129 (19.7)^2 = 50,064$$

Los resultados se incluyen en el cuadro B donde están -
por separado primero y luego sumados para el momento to
tal. Los diagramas de tracción y de momentos se inclu -
yen en la Figura 19 a.

Por razones de comprobación se han desarrollado también
los valores de tracción y momento para base articulada ,
que se encuentran en la sección 6 de la referencia N°15.
Para mayor esclarecimiento se incluye los cuadros N°s 1
y 2 además del gráfico de la Figura N°20 con todos los
valores relativos a este caso.

El cortante en la base considerando el empotramiento
de la pared se halla con los coeficientes de la ta
bla XVI para el valor:

$$H^2/Dt = 7.3$$

C U A D R O A

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente T I Carga triangular	+.010	+.109	+ .218	+ .338	+ .442	+ .524	+ .554	+ .501	+ .353	+ .137	0
Coeficiente T III Carga rectangular	+.996	+1.012	+1.021	+1.039	+1.040	+1.012	+ .927	+ .755	+ .488	+ .175	0
Tracción circunf. c. Triángulo	+ 300	+ 3600	+ 7100	+11100	+14500	+17200	+18100	+16400	+11600	+ 4500	0
Tracción circunf. c Rectángulo	+3400	+ 3500	+ 3500	+ 3600	+ 3600	+ 3500	+ 3200	+ 2600	+ 1700	+ 600	0
TRACCION TOTAL	+3700	+ 7100	+10600	+14700	+18100	+20700	+21300	+18600	+13300	+ 5100	0

C U A D R Ō B̄

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente T VII Carga Triangular	+.0000	+.0000	+.0002	+.0004	+.0012	+.0022	+.0034	+.0043	+.0029	-.0029	-.0160
Coeficiente T IX Carga Rectangular	+.0000	+.0000	+.0002	+.0006	+.0013	+.0024	+.0037	+.0041	+.0022	-.0052	-.0204
Momento Carga triangular	0	0	+ 100	+ 200	+ 600	+ 1100	+ 1600	+ 2100	+ 1400	- 1400	- 7600
Momento Carga Rectangular	0	0	0	0	+ 100	+ 100	+ 200	+ 200	+ 100	- 300	- 1000
T O T A L	0	0	+ 100	+ 200	+ 700	+ 1200	+ 1800	+ 2300	+ 1500	- 1700	- 8600

$$V = 0.182 (w H^2) + 0.203 (p H)$$

$$V = 4414.5 + 515.9$$

$$V = 4930 \text{ lb.}$$

ESC. V = 1/100

H = 1cm: 5000lb.

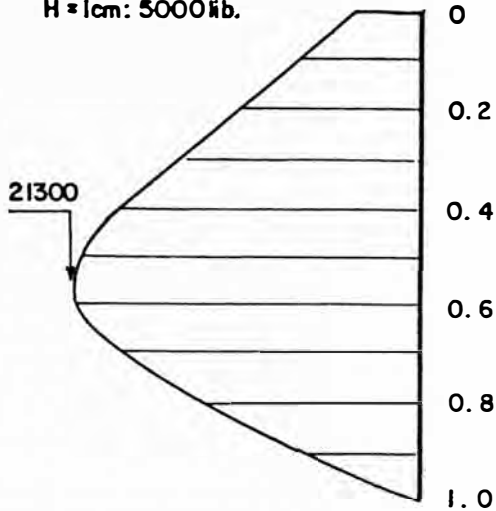


DIAGRAMA DE TRACCIONES

ESC. V = 1/100

H = 1cm: 2000lib.pie

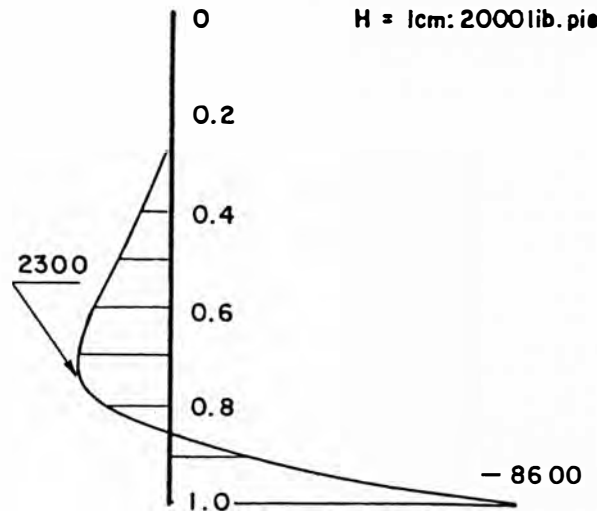


DIAGRAMA DE MOMENTOS

FIGURA - 19a

El corte que toma el concreto es:

$$v = \frac{V}{0.875 b x d} = \frac{4930}{0.875 x 12 x 10}$$

$$v = 46.95 \text{ p.s.i.}$$

Lo que es igual a 3.31 kg/cm^2 que es conforme teniendo en cuenta que el cortante admisible es:

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 4.85 \text{ kg/cm}^2 > v$$

El momento máximo positivo ocurre en el punto $0.7 H$ y vale $+ 2300 \text{ lb-pie/pie}$ por pie de ancho que llevaremos a unidades métricas.

$$M = 2300 \text{ lib-pie/pie}$$

$$M = 1045 \text{ kg-m/mt}$$

C U A D R O N° 1

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente II Carga Triangular	-.014	+.099	+ .213	+ .331	+ .450	+ .565	+ .653	+ .678	+ .595	+ .365	0
Coeficiente IV Carga Rectangular	+.986	+.998	+1.013	+1.031	+1.050	+1.065	+1.053	+ .978	+ .795	+ .465	0
Tracción circunf. c. Triangulo	- 500	+3200	+7000	+10800	+14700	+18500	+21400	+22200	+19500	+12000	0
Tracción circunf. c. Rectángulo	+3400	+3400	+3500	+ 3500	+ 3600	+ 3700	+ 3600	+ 3400	+ 3700	+ 1600	0
TRACCION TOTAL	+2900	+6600	+10500	+14300	+18300	+22200	+25000	+25600	+23200	+13600	0

C U A D R O N° 2

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente VIII Ambas cargas.	0	0	0	0	+.0003	+.0011	+.0027	+.0046	+.0064	+.0059	0
Momento con Triángulo	0	0	0	0	+ 100	+ 500	+ 1300	+ 2200	+ 3100	+ 2800	0
Momento con Rectángulo	0	0	0	0	0	+ 100	+ 100	+ 200	+ 300	+ 300	0
T O T A L	0	0	0	0	+ 100	+ 600	+ 1400	+ 2400	+ 3400	+ 3100	0

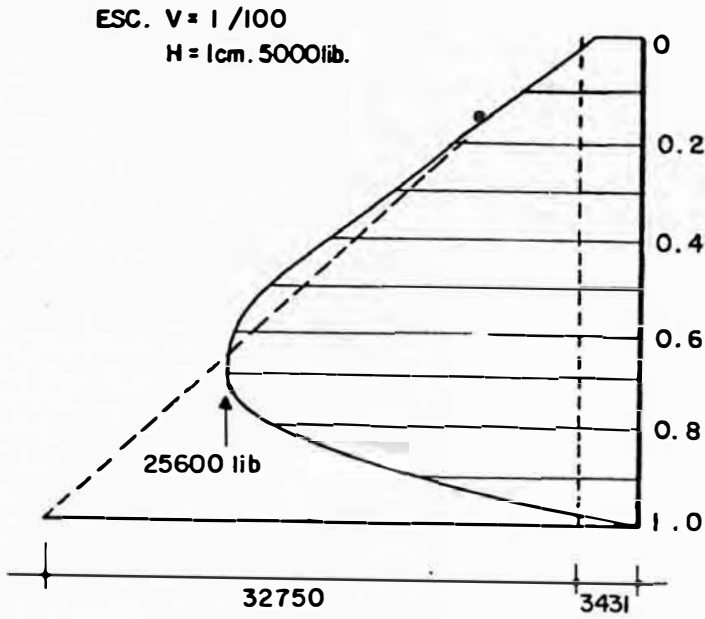


DIAGRAMA DE TRACCIONES
CIRCULARES

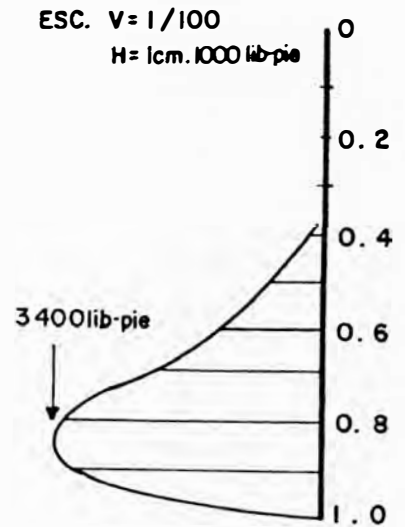


DIAGRAMA DE MOMENTOS
POR PIE

FIGURA - 20

Luego:

$$A'_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d.}$$

Donde se debe hallar j:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1700}{8 \times 126}}$$

$$k = 0.372, \text{ y } j = 1 - k/3$$

$$j = 0.876$$

$$A'_s = \frac{1045 \times 10^2}{1700 \times 0.876 \times 25} = 2.8 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

Refuerzo que se coloca en la parrilla exterior.

El momento máximo negativo ocurre en la base y tiene un valor de -8600 lib-pie por pie de ancho que se transforman a sistema métrico

$$M = 8600 \text{ lib-pie/pie}$$

$$M = 3910 \text{ kg-m/mt}$$

Luego:

$$A'_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d.}$$

$$A'_s = \frac{3910 \times 10^2}{1700 \times 0.876 \times 25}$$

$$A'_s = 10.5 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

Refuerzo que se coloca en la parrilla interior.

Ambos refuerzos prevalecerán para el sentido vertical pero en este último caso se puede colocar la cuantía mínima y luego el refuerzo faltante en forma de barras que llegan hasta 1.50 m. desde el punto 1.0 H.

El concreto se verifica incluyendo contracción:

$$f_{ct}^a = \frac{0.0003 \times (30 \times 10^6) \times A'_s + T}{12 \times 12 + 8 \times A'_s}$$

el diagrama de tracciones de la Figura 19 a. se obtiene $T_{\max} = 21\ 300 \text{ lb.}$

$$A'_s = \frac{T}{f_s} = 0.88 \text{ pulg}^2 \text{ por pie.}$$

$$f_{ct}^a = \frac{0.0003 \times (30 \times 10^6) \times 0.88 + 21300}{151.04}$$

$$f_{ct}^a = 193.5 \text{ p.s.i.} = 13.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ct}^a < f_{ct} = 17.0 \text{ kg/cm}^2$$

La verificación del concreto demuestra que es aceptable este refuerzo.

4.1.3.2. Aplicación de la sección 7; pared con cortante en el extremo superior articulado.

La presencia de la viga anillo superior evidentemente impide el libre desplazamiento de la parte superior por lo que puede asumirse un cortante que tiene el mismo valor de la

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente T. V.	- 9.93	- 5.29	-2.00	-.19	+ .53	+ .64	+ .48	+ .28	+ .12	+ .01	0
Tracción circular por V.	- 2900	- 1500	- 600	-100	+200	+200	+100	+100	0	0	0

C U A D R O N° 4

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente T. X.	0	+ .059	+ .062	+ .046	+ .026	+ .011	+ .002	- .001	- .003	- .004	- .003
Momentos por V.	0	+ 300	+ 400	+ 300	+ 100	+ 100	0	0	0	0	0

tracción anular hallada con la sección 6. El cortante se puede hallar tomando el coeficiente que en la tabla V corresponde a $H^2/D t = 7.3$; interpolando ese valor es - 9.93.

$$- 9.93 \frac{VR}{H} = -2900$$

$$V = \frac{2900 \times 19.7}{9.93 \times 26.6} = 216.3 \text{ lb/pie}$$

Aunque la tabla V está hecha para base fija la

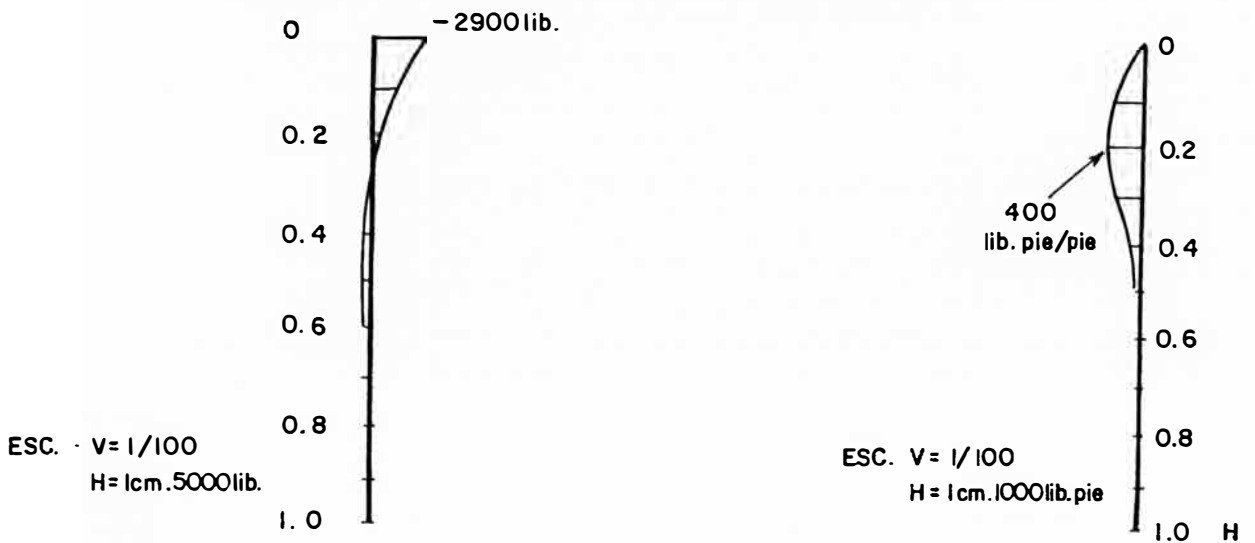


DIAGRAMA DE TRACCIONES

DIAGRAMA DE MOMENTOS

FIGURA - 21

suposición de base articulada no tiene mucho efecto y se mantiene. De la misma tabla se halla toda la tracción anular para valores de H multiplicando los coeficientes por $\frac{VR}{H} = 292 \text{ lb/pie}$. que se incluye en el cuadro N°3, Figura N°21.

El diagrama de momentos producido por el cortante se añade aquí y ha sido obtenido de la tabla X multiplicando los coeficientes por $V H$, los que se incluyen en el cuadro N° 4 y la Figura N°21.

$$V.H. = 292 \times 19.7 = 5752 \text{ lb-pie/pie.}$$

C U A D R O N° 5

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Tracción 6 + 7	0	+5000	+9900	+14200	+18500	+22400	+25100	+25700	+23200	+13600	0
Momentos 6 + 7	0	+ 300	+ 400	+ 300	+ 200	+ 700	+ 1400	+ 2400	+ 3400	+ 3200	0

C U A D R O N° 6

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coefficiente T. V.	0	-0.01	- 0.12	- 0.28	- 0.48	- 0.64	- 0.53	+ 0.19	+ 2.00	+ 5.29	+ 9.93
Tracción Circunf. V = 1206	0	0	- 200	- 500	- 800	- 1000	- 900	+ 300	+ 3300	+ 8600	+16200
Tracción Total Sección 6.	+2900	+6600	+10500	+14300	+18300	+22200	+25000	+25600	+23200	+13600	0
T O T A L	+2900	+6600	+10300	+13800	+17500	+21100	+24100	+25900	+26500	+22200	+16200

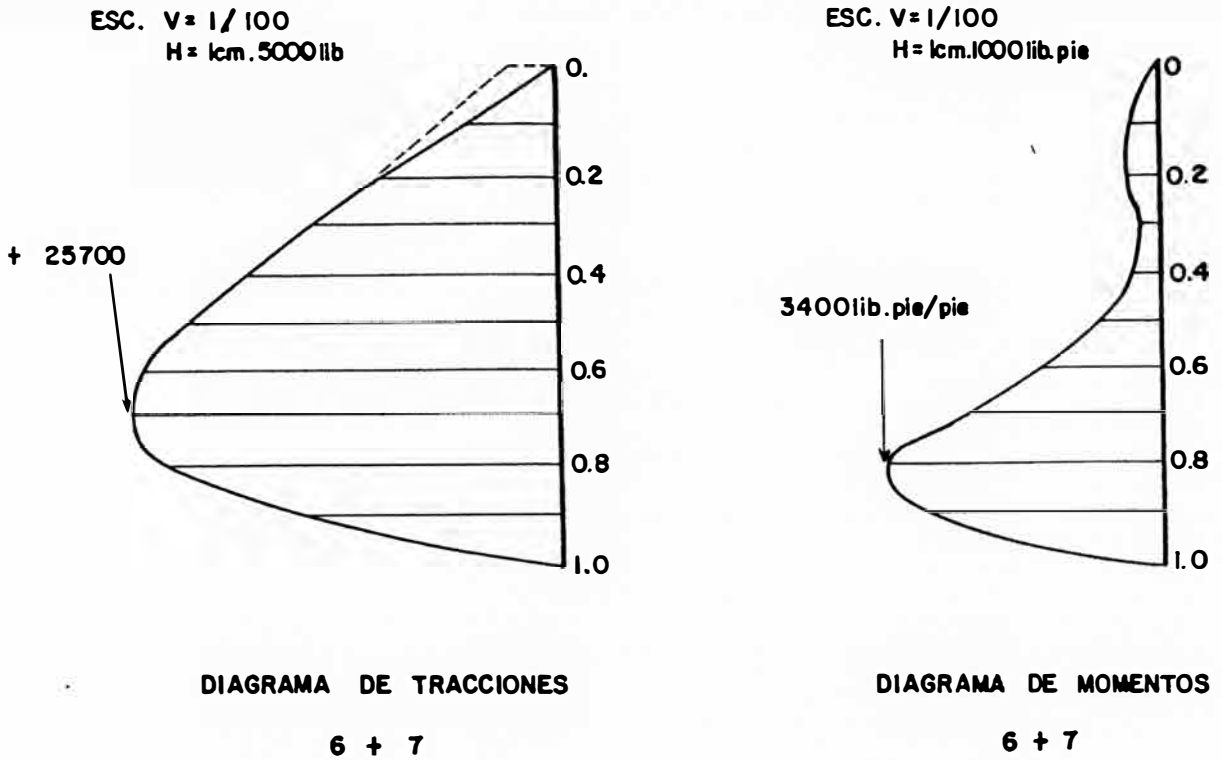


FIGURA - 22

Cuando se añaden los diagramas de la sección 6 a los de la sección 7 se obtienen los resultados del cuadro N°5 y la Figura N°22.

4.1.3.3. Aplicación de la sección 8; pared con fuerza cortante en la base.

La existencia de un desplazamiento de la base en dirección radial por aplicación de una fuerza cortante V en la misma dirección, se analiza considerando que si el extremo fuera articulado el desplazamiento es cero y la reacción en la pared valdrá $V = 2706$ lib/pie con dirección interior. Si la base fuera desplazable la reacción V es cero y el desplazamiento alcanza su máximo posible. Un buen término medio se obtiene si suponemos una reacción razonable como $V' = 1500$ lb/pie hacia adentro.

Lo anteriormente explicado puede resolverse su perponiendo el caso de base articulada - borde

C U A D R O N° 7

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente T. X.	+ .003	+ .003	+ .003	+ .001	- .002	- .011	- .026	- .046	- .062	- .059	0
Momento V = 1206	+ 100	+ 100	+ 100	0	0	- 300	- 600	- 1100	- 1500	- 1400	0
Momento Sección 6.	0	0	0	0	+ 100	+ 600	+ 1400	+ 2400	+ 3400	+ 3200	0
T O T A L	+ 100	+ 100	+ 100	0	+ 100	+ 300	+ 800	+ 1300	+ 1900	+ 1800	0

libre con el caso cortante en la base de valor $V = 2706 - 1500 = 1206 \text{ lb/pie}$, para lo cual se usan los datos de la tabla V con 0.0H en la base y cambiando signos porque la fuerza V actuante es de sentido contrario. Los coeficientes se multiplican por $\frac{VR}{H} = 1628$ y aparecen en el cuadro N° 6.

Para los momentos se emplearán los coeficientes de la tabla X multiplicados por $VH = 1206 \times 19.7 = 23760 \text{ lb-pie por pie}$. En este caso al igual que en el anterior se cambiará de signo a los coeficientes y el punto 0.0H de la tabla estará esta vez en la base. Los resultados se incluyen en el cuadro N°7 y en la Figura N°23.

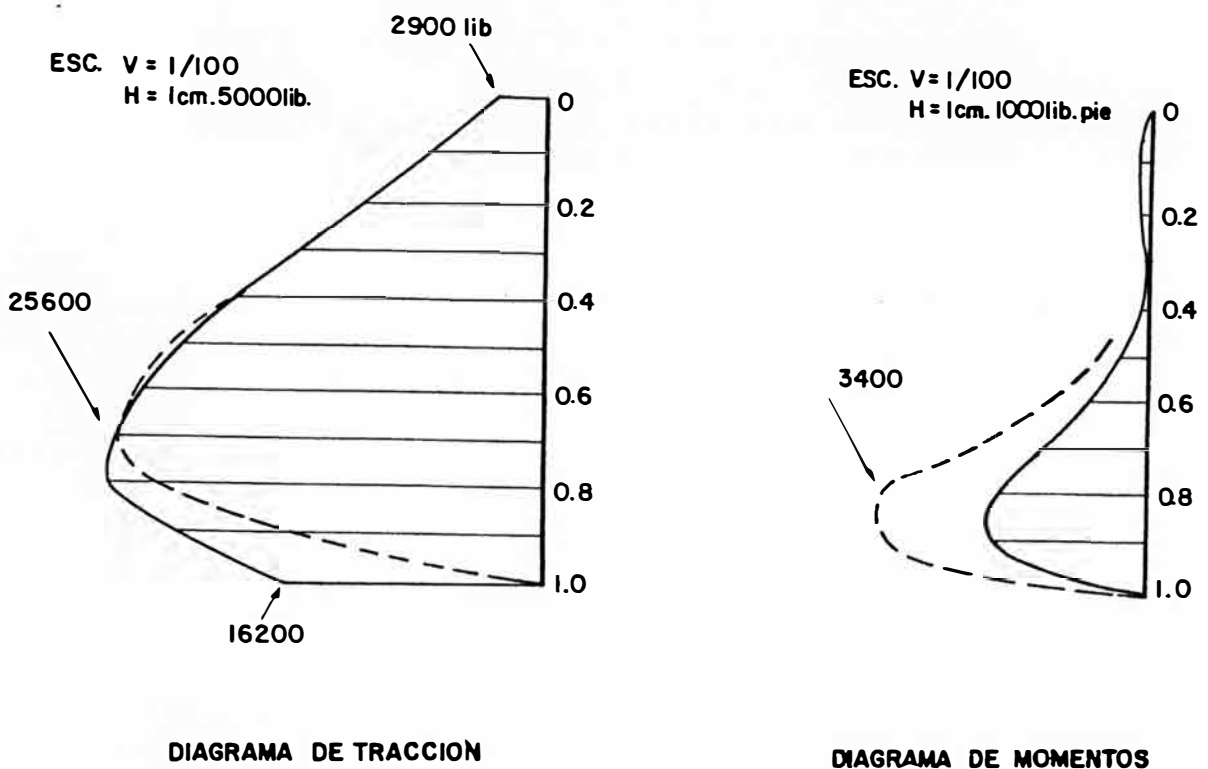


FIGURA - 23

El desplazamiento radial producido por $V = 1206 \text{ lb. por pie}$ de ancho se determina partiendo de la tracción en la base que es de 16 200 lib por pie,

y la deformación unitaria en la sección transformada.

$$f_{ct}^a = \frac{16200}{12 \times 12 + 8 \times 1.06} = \frac{16200}{152.5}$$

La tracción se tomó del cuadro N°6 y el refuerzo $A'_s = 1.06 \text{ pulg}^2/\text{pie}$ es el que se obtendría de la sección 6 cuyos diagramas están en la Figura N° 20.

El esfuerzo unitario es:

$$\frac{f_{ct}}{E_c} = \frac{106}{3.9 \times 10^6} = 0.00003$$

que multiplicado por el radio nos da el alargamiento en esa dirección:

$$0.00003 \times 26.6 \times 12 = 0.0096 \text{ pulg.}$$

4.1.3.4. Cálculo del refuerzo.

A. En sentido vertical.

El esfuerzo de compresión admisible es:

$f_c = 0.30$; $f'_c = 84 \text{ kg/cm}^2$ frente a la máxima compresión en el área de 3000 cm^2 que sólo llega

$$C_i = 1790 + 0 = 1790 \text{ kg}$$

$$C'_i = 1790 + 4320 = 6110 \text{ kg}$$

DIAGRAMA DE COMPRESIONES

ESC. V = 1/100
H = 1cm.5000kg

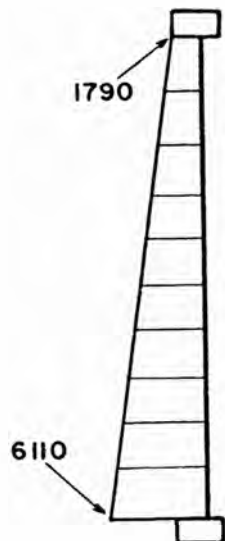


FIGURA - 24

a 2 kg/cm^2 , luego prevalece el criterio de aplicar cuantía mínima a lo que se sumará el refuerzo por momentos. En la cara exterior se tiene:

$$A'_S = 0.002 \times 3000 + 2.8 \text{ cm}^2$$

$$A'_S = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \emptyset 5/8'' \text{ a } .22\text{m.} (9.1 \text{ cm}^2/\text{mt})$$

En la cara interior se colocará todo el refuerzo por momentos en forma de barras de refuerzo que llegan hasta 1.50m. de la base. Según el punto 4.1.3.1. $A_S = 10.5 \text{ cm}^2$.

$$A'_S \text{ principal} = \emptyset 1/2'' \text{ a } .20\text{m} (6.4 \text{ cm}^2/\text{mt})$$

$$A'_S \text{ momento} = \emptyset 5/8'' \text{ a } .18\text{m} (11.1 \text{ cm}^2/\text{mt})$$

$$A_S \text{ total} = \emptyset 1/2'' \text{ a } .20 + \emptyset 5/8'' \text{ a } .18$$

B. En sentido horizontal.

Se toman los valores hallados en el punto 4.1.3.1. en los puntos 0.6 H, 0.4 H y 0.2 H. El refuerzo trabaja a 1700 kg/cm^2 y toma directamente los esfuerzos.

$$\text{Para } 0.6 \text{ H, } T = 21300 \text{ lb/pie}$$

$$T = 31760 \text{ kg/mt}$$

$$A'_S = \frac{31760}{1700} = 18.7 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

$$A_S = \emptyset 5/8'' \text{ a } .20\text{m. en cada cara} (20.0 \text{ cm}^2/\text{mt})$$

$$f_{ct}^a = \frac{T}{A_c + n A_S} = 10 \text{ kg/cm}^2 < f_{ct}$$

$$\text{Para } 0.4 \text{ H, } T = 18100 \text{ lb/pie}$$

$$T = 26990 \text{ kg/mt}$$

$$A'_S = \frac{26990}{1700} = 15.9 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

$$A_S = \emptyset 5/8'' \text{ a } .25\text{m. en cada cara} (16.0 \text{ cm}^2/\text{mt})$$

Para 0.2 H , T = 10600 lb/pie

T = 15800 kg/mt

$$A'_s = \frac{15800}{1700} = 9.3 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

$$A_s = \varnothing 1/2'' \text{ a } .25\text{m. en cada cara (10.2 cm}^2/\text{mt)}$$

Puede verificarse la pared para el caso improbable de tracciones máximas directas tomando la suma de w HR y pR :

$$T = 32750 \text{ lb} + 3431 \text{ lb}$$

$$T = 36181 \text{ lb/pie}$$

$$T = 53943 \text{ kg/mt}$$

El esfuerzo actuante será:

$$f_{ct}^a = \frac{53943}{3000 + 8(20)}$$

$$f_{ct}^a = 17.1 \text{ kg/cm}^2 > f_{ct} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

Lo que significa que la pared es apta para la máxima tracción directa a pesar de una leve diferencia en contra.

4.1.4. Cálculo de la sección tronco-cónica.

El cálculo de esta parte de la cuba es requisito previo para poder calcular la viga anillo medio, cuyo pre dimensionamiento señalamos en .60 de altura x .70 de ancho.

4.1.4.1. Peso que actúa en la sección superior.

Tenemos:

Por empuje de la cúpula V = 1430

Peso del anillo viga superior P_{v1} = 360

Peso de la pared cilíndrica P_p = 4320

Peso del anillo viga medio P_{v2} = 1008

Peso de agua sobre la viga P_a = 1200

Lo que sumamos para obtener W = 8318 kg.

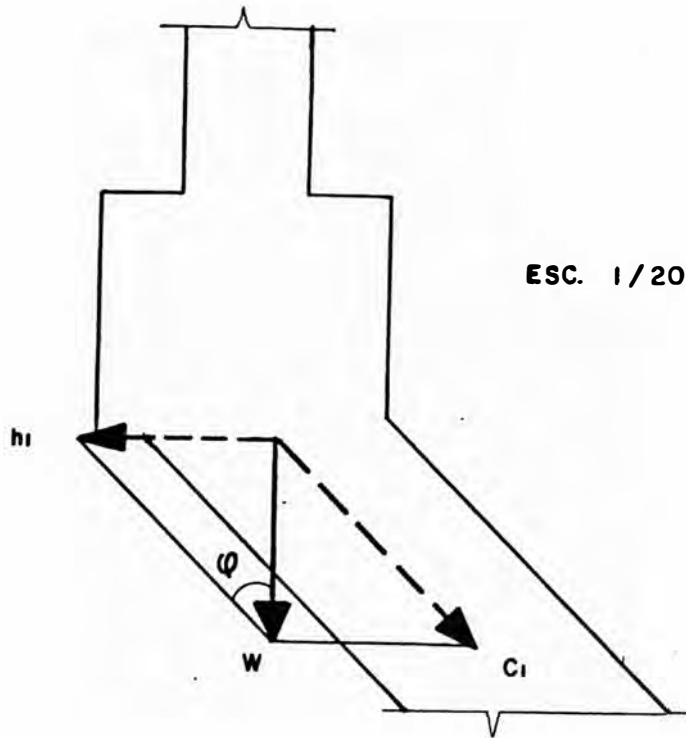


FIGURA - 25

$$c_1 = \frac{W}{\text{Sen } \varphi}$$

$$h_1 = W \text{ cotg } \varphi$$

$$c_1 = \frac{8318}{\text{Sen } 45^\circ}$$

$$c_1 = 11760 \text{ kg.}$$

$$h_1 = 8318 \times \text{cotg } 45^\circ = 8318 \text{ kg.}$$

h_1 equilibra la componente horizontal de c_1 y viene a ser parte de la fuerza H_2 que actúa sobre el anillo viga medio.

c_1 produce compresiones que varían en proporción inversa al radio. Por no ser necesario se obvia transformar los radios al plano meridional.

$c_1 = 11760$ kg. en el extremo superior.

$x = 7.26$ y $c_1 = 13770$ kg.

$x = 6.56$ y $c_1 = 15170$ kg.

$c_1 = \frac{8.26}{5.86} (11760) = 16576$ en el extremo inferior.

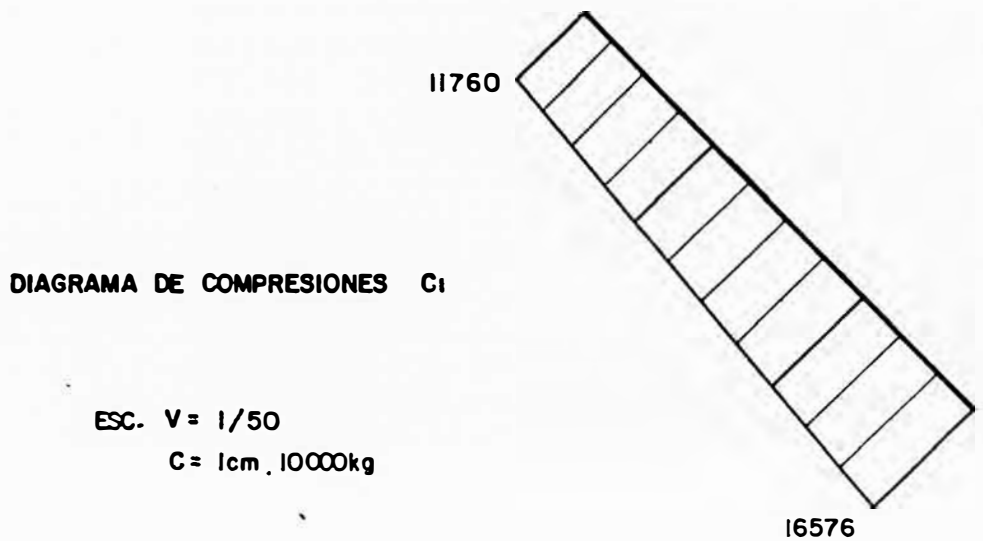


FIGURA - 26

- Las tracciones t_1 valen cero para todos los efectos.

4.1.4.2. Influencia del peso propio.

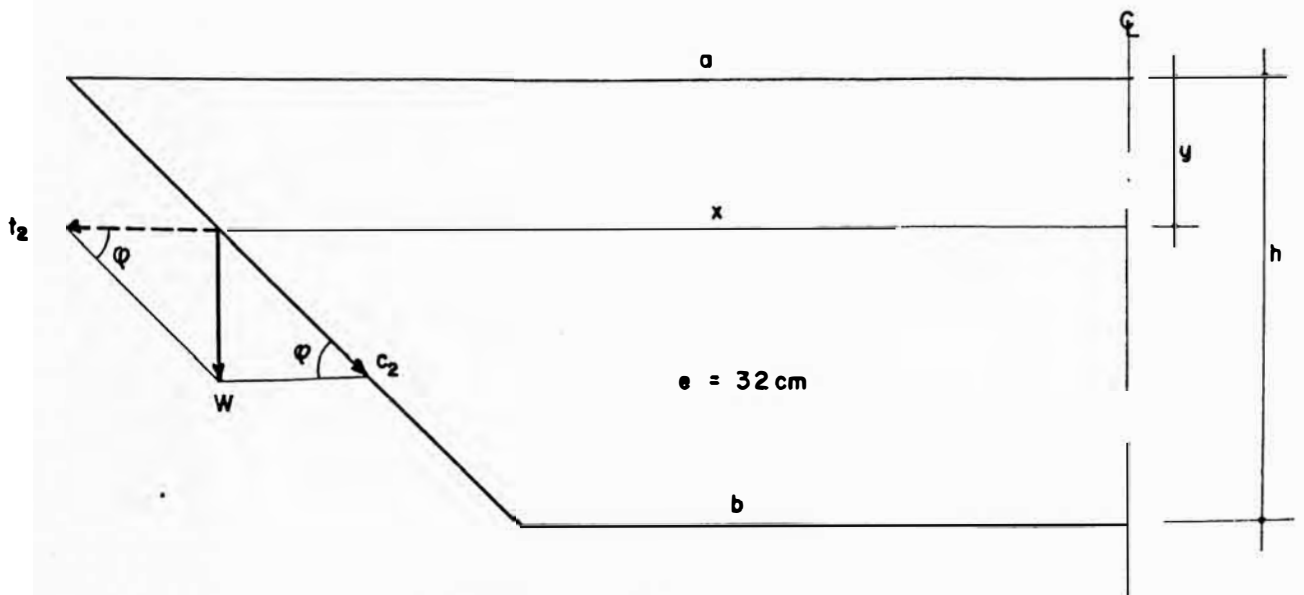


FIGURA - 27

El espesor será de 0.32mts.

$$w = 0.32 \times 1 \times 1 \times 2400 = 768 \text{ kg/m}^2$$

=====

$$W = \frac{(a + x) (\pi \cdot y \cdot w)}{\text{Sen } \varphi}$$

$$c_2 = \frac{W}{2 \pi \cdot x \text{ Sen } \varphi}$$

$$a = 8.26\text{m.}$$

$$b = 5.86\text{m.}$$

$$c_2 = \frac{(a + x) w \cdot y}{2 x \text{ Sen}^2 \varphi}$$

$$h = 2.40$$

Aplicando la fórmula:

$$c_2 = 0 \text{ en el extremo superior.}$$

$$c_2 = 5.8 w = 4450 \text{ kg. en el extremo inferior.}$$

DIAGRAMA DE COMPRESIONES C₂

ESC. V = 1/50
C_i = 1cm. 10000kg

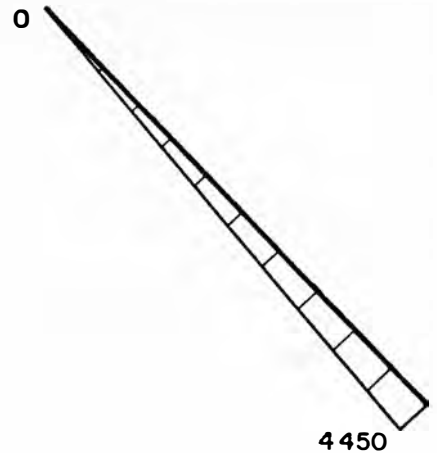


FIGURA - 28

$$x = 7.26 , \quad c_2 = 1850 \text{ kg.}$$

$$x = 6.56 , \quad c_2 = 3150 \text{ kg.}$$

Para las tracciones t_2 aplicamos el principio general de las cáscaras donde:

$$\frac{\sigma_m}{R_m} + \frac{\sigma_c}{R_c}$$

R_m en sentido meridional equivale a infinito, luego:

$$\frac{\sigma_c}{R_c} = p \quad , \quad \sigma_c = t_2$$

$$t_2 = p \cdot R_c$$

Como $p = w \cdot \cos \varphi$ (por ser la presión normal)

$$R_c = \frac{x}{\text{Sen } \varphi}$$

$$t_2 = w \cdot x \cdot \frac{\cos \varphi}{\text{Sen } \varphi}$$

y

$$x = b + (h-y) \quad , \quad \cotg \varphi = 1$$

$$x = b + h - y$$

Por lo tanto $t_2 = w \cdot x$

Y hallamos valores en los diferentes puntos x :

$$x = 8.26 \quad , \quad t_2 = 6344 \text{ kg.}$$

$$x = 7.26 \quad , \quad t_2 = 5576 \text{ kg.}$$

$$x = 6.56 \quad , \quad t_2 = 5040 \text{ kg.}$$

$$x = 5.86 \quad , \quad t_2 = 4500 \text{ kg.}$$

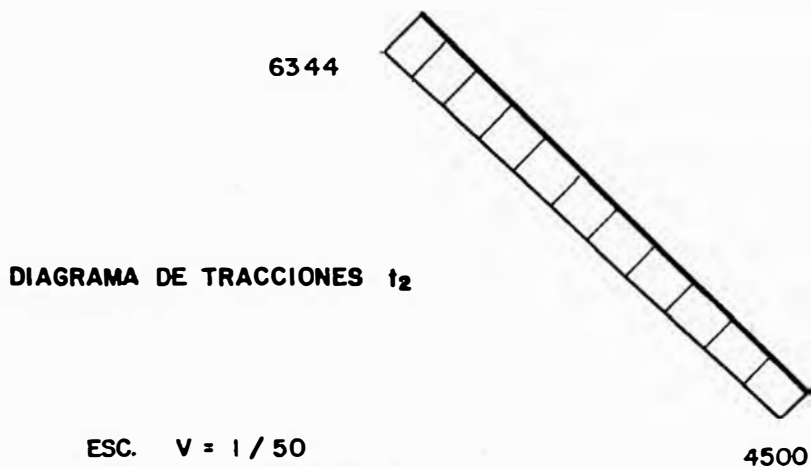


FIGURA - 29

4.1.4.3. Peso del agua y efecto de sismo.

A. Peso del agua.

Lo podemos dividir en dos partes, una superior cilíndrica P' y otra inferior P'' en la parte cónica.

$$P' = (6.00 + 0.60) \pi [8.26^2 - x^2] .w$$

$$P' = 20734 [68.23 - x^2]$$

$$y \quad P'' = \frac{\pi}{3} (a^2 - 2x^2 + a.x) y.w$$

$$\text{donde } y = (a - x) .\text{tg } \varphi$$

$$P'' = 1047.2 (a^2 - 2x^2 + a.x) (a - x)$$

La suma de estos pesos se reparte entre toda la circunferencia que además debe dividirse entre seno para obtener las compresiones meridionales c_3 .

$$c_3 = \frac{P' + P''}{2 \pi .x. \text{Sen } \varphi}$$

Dando valores a x :

$$x = 8.26 \quad , \quad c_3 = 0$$

$$x = 7.26 \quad , \quad c_3 = 10720 \text{ kg.}$$

$$x = 6.56 \quad , \quad c_3 = 20143 \text{ kg.}$$

$$x = 5.86 \quad , \quad c_3 = 31617 \text{ kg.}$$

cuyo diagrama se grafica en la Figura N°30. que aparece en la siguiente página.

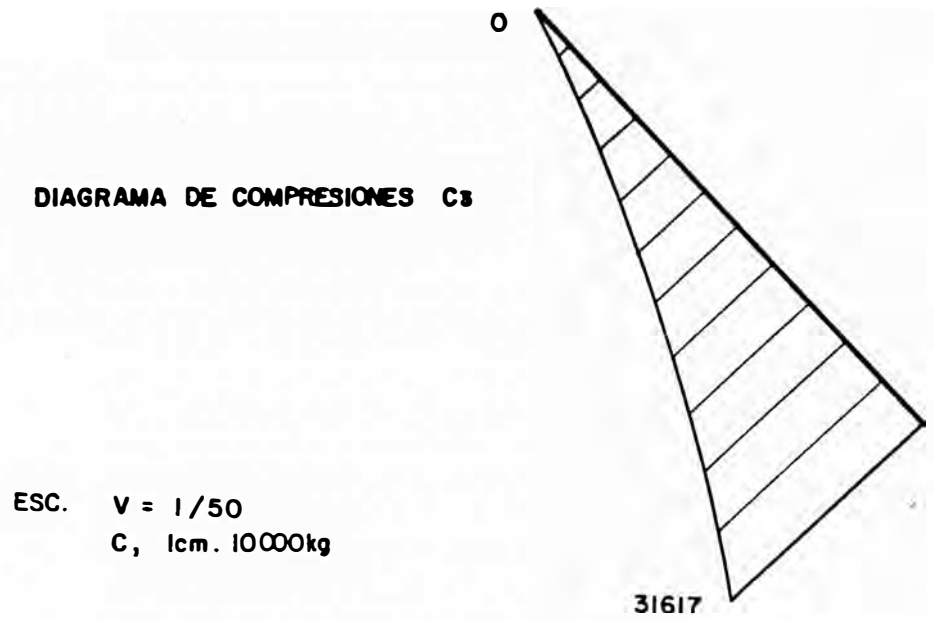


FIGURA - 30

Las tensiones circunferenciales que se producen son:

$$t_3 = p \cdot R_c$$

$$t_3 = p \cdot \frac{x}{\text{Sen } \varphi}$$

$$t_3 = (6600 + w \cdot y) \cdot \frac{x}{\text{Sen } \varphi}$$

$$y = a - x$$

$$x = 8.26 \quad , \quad t_3 = 77100 \text{ kg.}$$

$$x = 7.26 \quad , \quad t_3 = 78030 \text{ kg.}$$

$$x = 6.56 \quad , \quad t_3 = 77000 \text{ kg.}$$

$$x = 5.86 \quad , \quad t_4 = 74600 \text{ kg.}$$

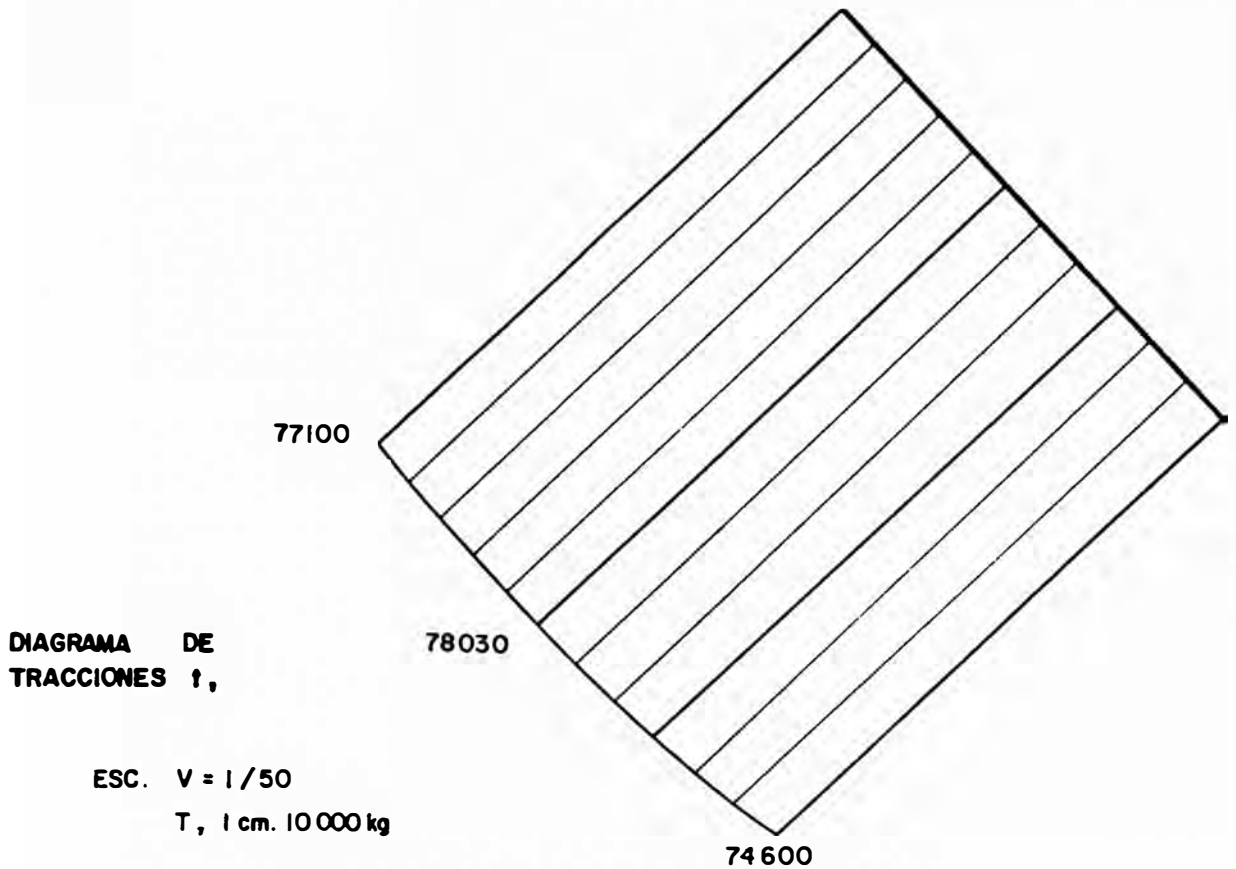


FIGURA - 31

B. Efecto de sismo.

Al igual que para la pared cilíndrica se utiliza la fórmula japonesa:

$$p = \frac{7}{8} \cdot S.w (H \cdot y)^{1/2}$$

Los únicos valores nuevos son los de altura de agua que tomaremos como $H = 9.00\text{mts.}$ e $y = 9.00\text{mts.}$, lo que nos pone del lado conservador a la vez que simplifica los cálculos.

$$p = \frac{7}{8} (0.12)(1000)(9.0 \times 9.0)^{1/2}$$

$$p = 0.95 \text{ mts. de agua} = 950 \text{ kg/m}^2.$$

En un punto A de la pared tronco-cónica el peso actuante del agua es:

$$W_1 = 950 (\pi \cdot a^2 - \pi \cdot x^2)$$

$$W_1 = 950 \pi (a^2 - x^2)$$

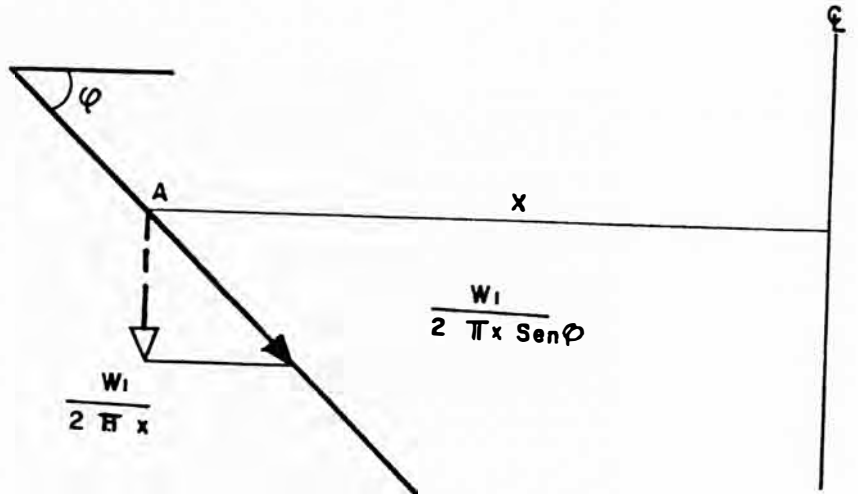


FIGURA - 32

Las compresiones meridionales que aparecen en el dibujo serán:

$$c_4 = \frac{950 \pi (a^2 - x^2)}{2 \pi x \text{ Sen } \varphi}$$

$$c_4 = 672 \frac{(68.2 - x^2)}{x}$$

Para los diferentes valores de x :

$$x = 8.26 \quad , \quad c_4 = 0$$

$$x = 7.26 \quad , \quad c_4 = 1434 \text{ kg.}$$

$$x = 6.56 \quad , \quad c_4 = 2578 \text{ kg.}$$

$$x = 5.86 \quad , \quad c_4 = 3883 \text{ kg.}$$

DIAGRAMA DE COMPRESIONES C4

ESC. $V = 1/50$
 $C_1 = 1\text{cm. } 10000\text{kg}$

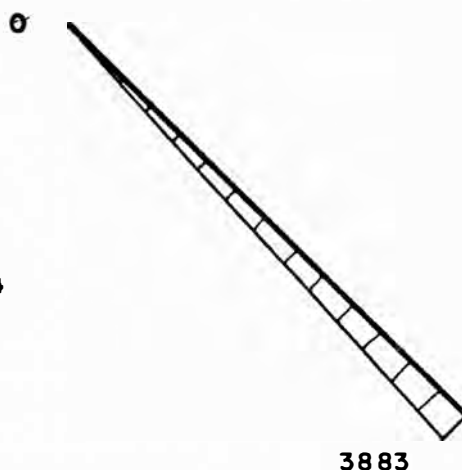


FIGURA - 33

Para las tracciones circunferenciales hacemos la si guiente deducción:

$$R_m = \infty \quad , \quad R_c = \frac{x}{\text{Sen } \varphi} \quad , \quad \varphi = 45^\circ$$

$$\text{Como } \frac{t_4}{R_c} = p \quad , \quad t_4 = p \cdot R_c$$

$$t_4 = 950 \cdot \frac{x}{\text{Sen } \varphi}$$

$$t_4 = 1344 x$$

Para los valores de x :

$$x = 8.26 \quad , \quad t_4 = 11100 \text{ kg.}$$

$$x = 7.26 \quad , \quad t_4 = 9760 \text{ kg.}$$

$$x = 6.56 \quad , \quad t_4 = 8820 \text{ kg.}$$

$$x = 5.86 \quad , \quad t_4 = 7875 \text{ kg.}$$

cuyo diagrama es el de la Figura 34.

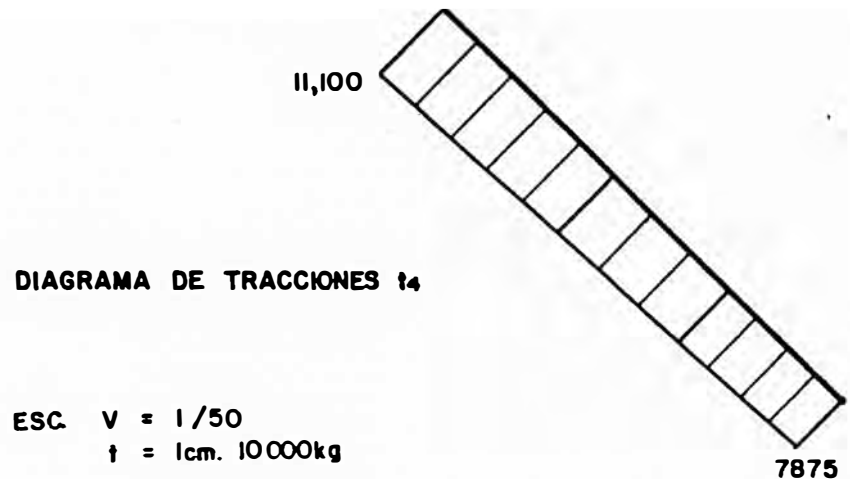


FIGURA - 34

Luego se hace una tabulación para el diagrama final de compresiones.

$c \backslash x$	8.26	7.26	6.56	5.86
1	11760	13770	15170	16576
2	0	1850	3150	4450
3	0	10720	20143	31617
4	0	1434	2578	3883
TOTAL	11760	27774	41041	56526

Otra tabulación se hace para las tracciones.

$t \backslash x$	8.26	7.26	6.56	5.86
1	0	0	0	0
2	6344	5576	5040	4500
3	77100	78030	77000	74600
4	11100	9760	8820	7875
TOTAL	83444	93366	90860	86975

Cuyas envolventes finales son:

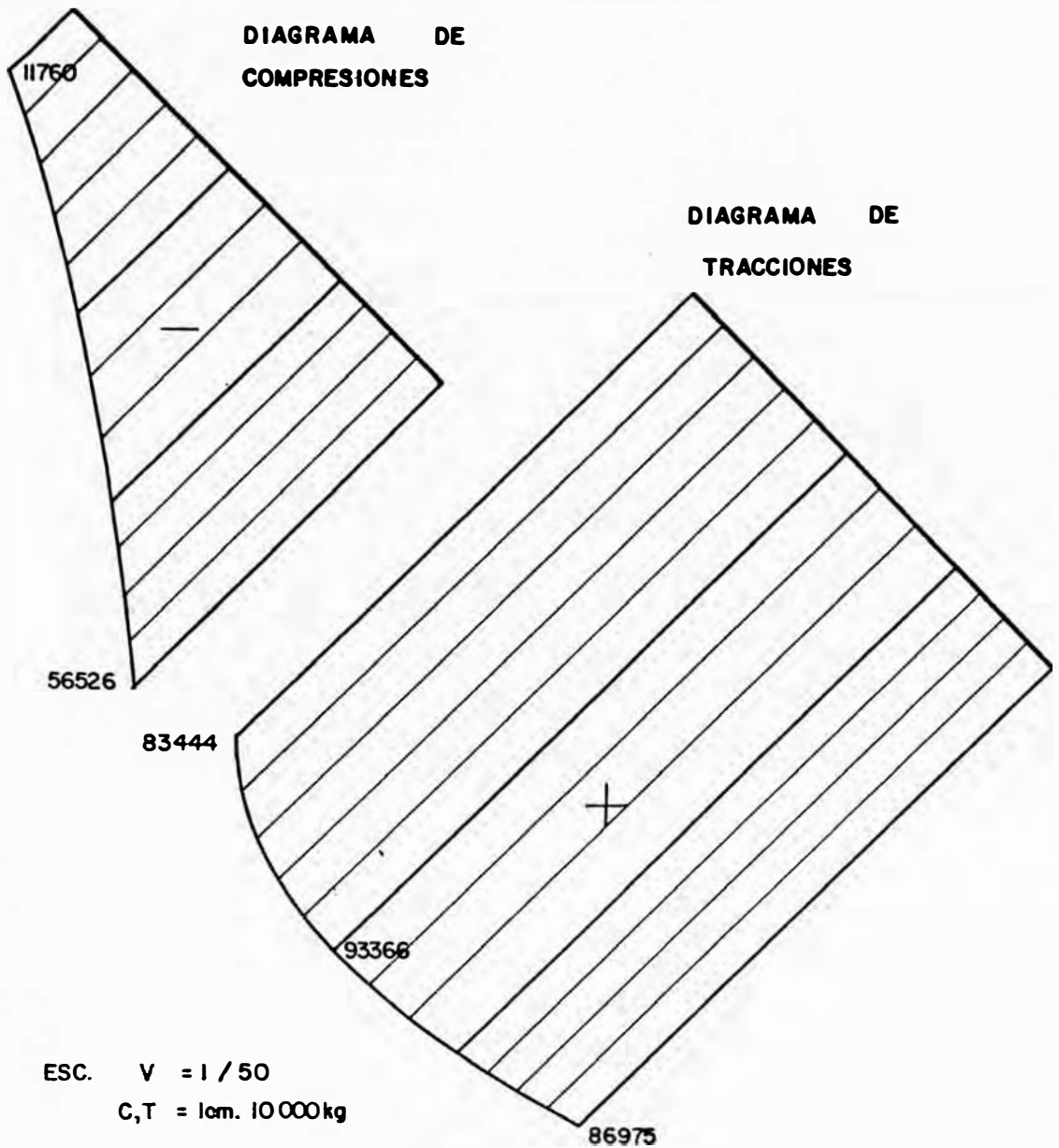


FIGURA - 35

4.1.4.4. Cálculo del refuerzo.

A. Refuerzo meridional.

Para las compresiones meridionales se debe verificar la sección que trabaja en compresión.

Por aplastamiento $f_c = 0.30 f'_c = 84 \text{ kg/cm}^2$.

El valor f_c^a actuante es:

$$f_c^a = \frac{P_{\max}}{A_c} = \frac{56526}{3200}$$

$$f_c^a = 17.7 \text{ kg/cm}^2 < f_c = 84 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto es suficiente con colocar una cuantía que se puede fijar del lado de la seguridad.

$$A'_s = \rho \cdot A_c = 0.005 \times 3200$$

$$A'_s = 16 \text{ cm}^2.$$

$A_s = \emptyset 1/2''$ a .16 cm. en cada cara del tronco de cono (16.1cm^2), cantidad que se modificará si luego varía el espesor. Aunque las barras divergen hacia arriba el espaciamento cumple lo especificado.

B. Refuerzo circunferencial.

Es el que corresponde a las tracciones circunferenciales que toman las barras directamente.

$$A'_s = \frac{T_{\max}}{f_s} = \frac{93366}{1700}$$

$$A'_s = 54.9 \text{ cm}^2.$$

Ahora:

$$f_{ct}^a = \frac{93366}{3200+8 \times 55} = 25.6 \text{ kg/cm}^2 > f_{ct}$$

circunstancia que obliga a redimensionar el tronco de cono. Aunque el peso propio no influye gran cosa en las tracciones es éste el único factor a modificar.

Aplicando el nuevo espesor de 0.40m. en el punto $x = 7.26$ se tiene:

$$t_2 = w \cdot x$$

$$t_2 = 6970 \text{ kg.}$$

Apenas mayor en 1394 kg. a la anterior soliciti tación en ese punto; el nuevo valor de T_{max} es 94760 kg.

$$A'_s = \frac{T_{\text{max}}}{f_s} = \frac{94760}{1700}$$

$$A'_s = 56 \text{ cm.}$$

y :

$$f_{\text{ct}}^a = \frac{94760}{4000+8 \times 56} = 21.3 \text{ kg/cm}^2 > f_{\text{ct}}$$

Si en este caso quiere comprobarse los valores de P.C.A. introduciendo la contracción del concreto se tendría:

$$f_{\text{ct}}^a = \frac{0.0003 \times 2.1 \times 10^6 \times 56 + 94760}{4448}$$

$$f_{\text{ct}}^a = 29.2 \text{ kg/cm}^2 > 0.10 f'_c, \text{ no cumple.}$$

Aumentando nuevamente el espesor a 46cm. T máxima alcanza un valor de 95805 kg.

$$A'_s = \frac{95805}{1700} = 56.4 \text{ cm}^2.$$

y :

$$f_{\text{ct}}^a = \frac{0.0003 \times 2.1 \times 10^6 \times 56.4 + 95805}{5051.2}$$

$$f_{\text{ct}}^a = 26 \text{ kg/cm}^2 < 0.10 f'_c, \text{ cumple.}$$

$$A_s = \emptyset 3/4'' \text{ a } .10 \text{ m. en cada cara } (56.8 \text{ cm}^2).$$

El espaciamiento se mantendrá en toda la longitud del tronco de cono.

El procedimiento anterior de redimensionar el tronco de cono se ha simplificado notoriamente considerando que el peso propio no influye en las sollicitaciones finales más allá de un moderado 10% del total, lo que no justifica la repetición de los cálculos. Por añadidura la carga efectiva de agua es ligeramente menor por haberse considerado los radios medios para calcular. La nueva cantidad de refuerzo meridional es:

$$A'_S = 0.005 \times 4600 = 23\text{cm}^2.$$

$$A_S = \varnothing 5/8'' \text{ a } .15\text{m. en cada cara } (26.7\text{cm}^2).$$

En todo caso pueden realizarse los cálculos con las fórmulas publicadas por Flügge para las que se emplean también los radios medios:

$$N_\theta = \gamma \cdot S \left(\frac{h_2}{\text{Sen } \alpha} - S \right) \text{Cos } \alpha$$

$$N_S = \frac{\gamma \cdot \text{cotg } \alpha}{6 S} [2(1^3 - S^3) \text{Sen } \alpha - 3h_2 (1^2 - S^2)] - \frac{P \cdot 1}{S \cdot \text{sen } \alpha}.$$

Consideréanse los datos de la Figura 36.

Donde:

$$l = 11.66, \quad \alpha = 45^\circ, \quad h_2 = 15.79$$

$p = 8318 \text{ kg/m.l.}$ (cúpula, A.V.S., A.V.M. y 1200kg. de agua).

Tomando como valores de S los siguientes:

$$S = 11.66, \quad S = 10.25, \quad S = 9.26, \quad S = 8.26$$

Aclarando que $N_S = N_\theta$ da los resultados que hemos llamado meridionales. La sola modificación a la propuesta original es la de haber añadido en h_2

la carga por sismo de 0.95mts.; hecha la salvedad debe decirse que con estas dos fórmulas se obtiene el mismo resultado que con las fórmulas aquí aplicadas a lo que se añade el efecto de peso propio (c_2 y t_2).

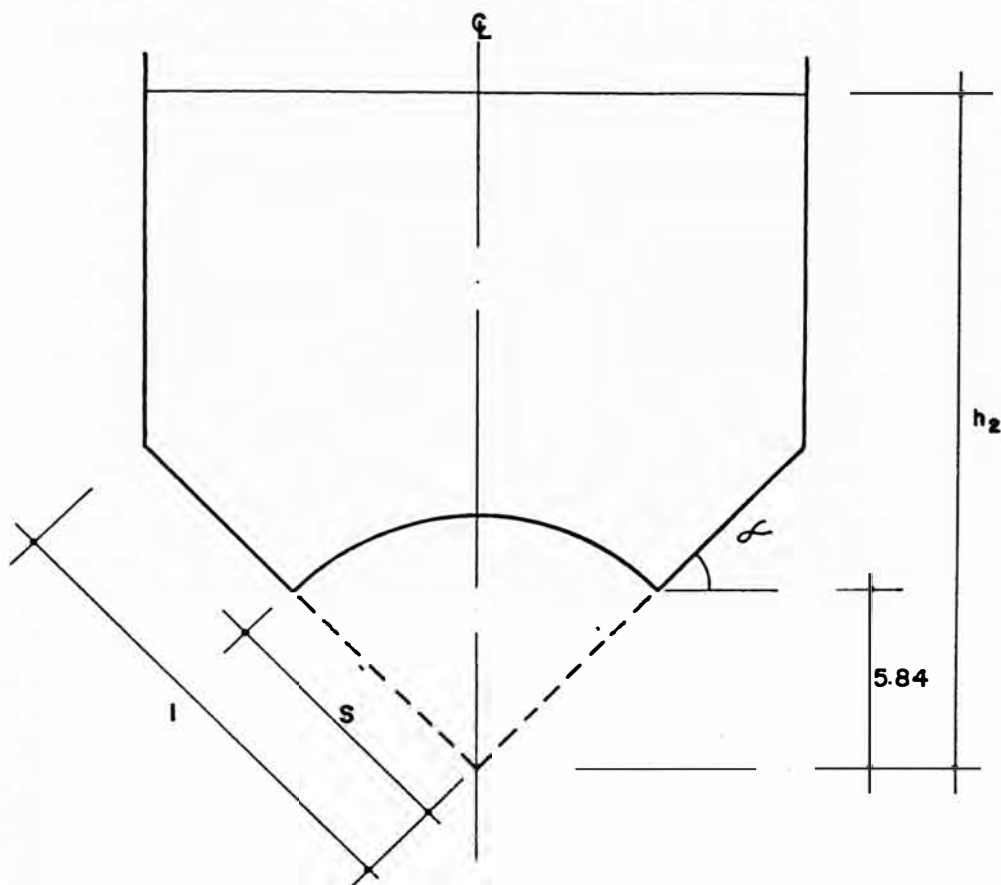


FIGURA - 36

4.1.5. Cálculo del anillo viga medio.

Este anillo recibe la incidencia de la componente horizontal de la compresión del cono que, por tener tendencia a expandirse, producen tracciones. El anillo ha sido predimensionado en 0.70 m. de ancho y 0.60 m. de alto; al comenzar a calcular la pared cónica y en el diagrama final aparece la acción de las cargas sobre la pared que producen la compresión c_1 y también la reacción h_1 que nos da H_2 .

$$h_1 = c_1 \times \cos 45^\circ.$$

$$h_1 = 11760 \times \cos 45^\circ.$$

$$h_1 = 8315 \text{ kg/m.l.}$$

Lo que produce una tracción equivalente a:

$$H_2 = h_1 \times R$$

$$H_2 = 8315 \times 8.26$$

$$H_2 = 68700 \text{ kg/m.l.}$$

4.1.5.1. Refuerzo.

A. Cálculo del refuerzo por tracción.

$$A'_S = \frac{H_2}{f_s} = \frac{68700}{1700}$$

$$A'_S = 40.4 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

Con lo que se verifica la sección de concreto:

$$f_{ct}^a = \frac{68700}{60 \times 70 + 8(40.4)}$$

$$f_{ct}^a = 15.2 \text{ kg/cm}^2 < f_{ct} = 17 \text{ kg/cm}^2, \text{ es con-}$$

forme. La cuantía será de $\frac{40.4}{4200} = 0.0096$, a-

ceptable según reglamento.

$$A_S = 15 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4'' (42.6 \text{ cm}^2)$$

B. Los estribos se colocan según regla -
mento. Nos damos una cuantía:

$$A_S = 0.002 \times 4200$$

$$A_S = 8.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_S = \text{☒ } \emptyset \text{ } 5/8'' \text{ a } .20\text{m.} (10.0 \text{ cm}^2)$$

4.1.6. Cálculo de la cúpula de fondo.

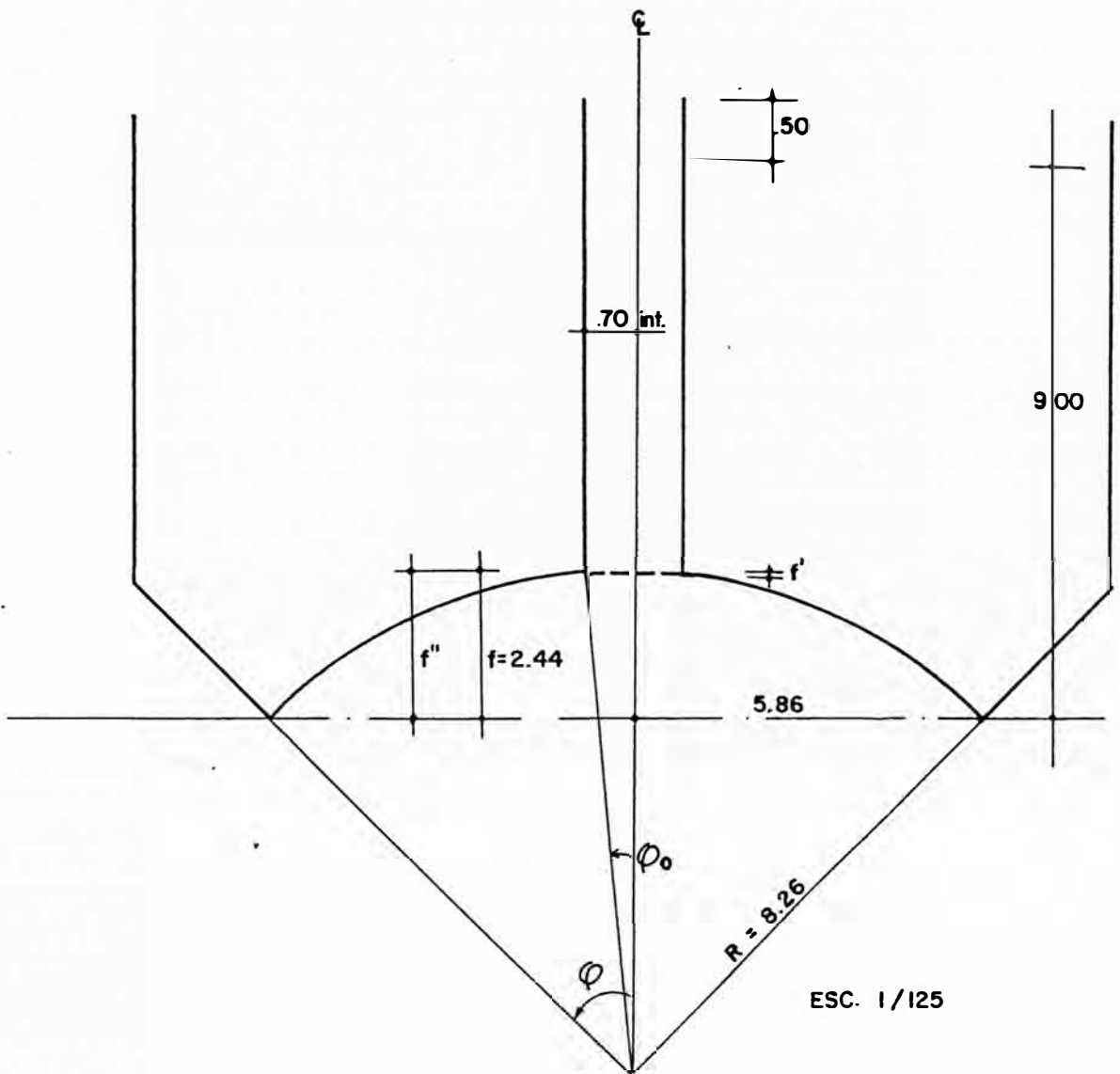


FIGURA - 37

Para la boca de entrada a la chimenea se ha tomado el radio interior y para la cúpula el radio medio, pues es la mejor manera de evitar disquisiciones ociosas y lograr valores iguales o ligeramente superiores al calcular los esfuerzos. Comenzamos hallando los ángulos; la flecha fue determinada durante el predimensionamiento inicial; los datos son los de la Figura 37.

$$\varphi_0 = \text{Arc Sen } 0.70/8.26$$

$$\varphi_0 = 4^\circ.86$$

$$\varphi = \text{Arc Sen } 5.86/8.26$$

$$\varphi = 45^\circ.19$$

También:

$$f' = 8.26(1 - \text{Cos } 4^\circ.86) = 0.03$$

$$f'' = 2.44 - 0.03 = 2.41$$

El primer paso es el cálculo de la chimenea o ducto de inspección.

4.1.6.1. Cálculo de la chimenea.

La chimenea tiene forma cilíndrica con un radio interior de 0.70m. y un espesor uniforme que fijamos en 16cms., o sea que el radio medio será 0.78m. Al igual que sucedió con otros cálculos se eligen los radios medios para el cálculo con lo que se evita complicaciones y se está del lado conservador.

La altura h es:

$$h = 9.00 \quad f'' + 0.50 = 7.09 \text{ mts.}$$

El peso W_{ch} es:

$$W_{ch} = 2 \pi (0.78)(0.16)(7.09) 2400$$

$$W_{ch} = 13350 \text{kg.}$$

Así mismo el peso del casquete suprimido en la cúpula es (para $e = 0.40$)

$$W_{c'} = 2 \pi R f' w_c c$$

$$W_{c'} = 1500 \text{ kg.}$$

A. Refuerzo horizontal.

Tenemos:

$$p = w_a \times h$$

$$F = w_a \times h \times r$$

$$F = 1000 \times 7.09 \times .78$$

$$F = 5530 \text{ kg.}$$

La fuerza F obliga a verificar el concreto por a plastamiento.

$$f_c^a = \frac{5530}{16 \times 100} = \frac{5530}{1600}$$

$$f_c = 0.30 f_c' = 84 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_c^a = 3.5 \text{ kg/cm}^2 \lll f_c$$

La cantidad necesaria de refuerzo estará determinada por la cuantía mínima.

$$A_s' = 0.002 \times 1600 = 3.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \emptyset 3/8'' \text{ a } .20\text{m.}(3.5\text{cm}^2)$$

A partir del punto medio de la chimenea se aumenta la separación a 22cms.

B. Refuerzo vertical.

La única carga es la de peso propio.

$$P = 13350 \text{ kg.}$$

$$f_c^a = \frac{P/2 \pi r}{A} = \frac{13350/4.90}{1600}$$

$$f_c^a = 1.7 \text{ kg/cm}^2 \lll f_c$$

Se colocará la cuantía mínima.

$$A_s = \emptyset 3/8'' \text{ a } .20\text{m.}(3.5\text{cm}^2)$$

4.1.6.2. Acción del peso propio de la cúpula.

El peso propio es el peso del concreto al que se añade una sobrecarga de 50kg. por impermeabilización.

$$p = p.p. + s/c$$

$$p = 0.40 \times 2400 + 50$$

$$p = 1010 \text{ kg/m}^2$$

El peso por metro lineal considerando el diámetro interno de la chimenea es:

$$P = \frac{13350}{2 \pi r} = \frac{13350}{4.4}$$

$$P = 3035 \text{ kg/m.l.}$$

Estos dos valores se utilizan en las fórmulas que da la teoría de la membrana y que están explicadas en el Capítulo II.

$$N_{\varphi} = - R.p. \left(\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\text{Sen}^2 \varphi} \right) - P \frac{\text{Sen} \varphi_0}{\text{Sen}^2 \varphi}$$

$$N_{\theta} = R.p. \left(\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\text{Sen}^2 \varphi} - \cos \varphi \right) + P \frac{\text{Sen} \varphi_0}{\text{Sen}^2 \varphi}$$

Se empleará las fórmulas comenzando con el valor igual a φ_0 .

Para $\varphi = 4^{\circ}.86$

$$N_{\varphi} = - 35823 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = - 8313 + 35823 = 27,510 \text{ kg.}$$

Para $\varphi = 10^{\circ}.00$

$$N_{\varphi} = - 11,740 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = - 8190 + 11740 = + 3520 \text{ kg.}$$

Para $\varphi = 20^{\circ}.00$

$$N_{\varphi} = - 6240 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = - 7840 + 6240 = -1600\text{kg.}$$

Para $\varphi = 30^{\circ}.00$

$$N_{\varphi} = - 5380 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = - 7225 + 5380 = -1845\text{kg.}$$

Para $\varphi = 40^{\circ}.00$

$$N_{\varphi} = - 5274 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = - 6391 + 5274 = -1117\text{kg.}$$

Para $\varphi = 45^{\circ}.19$

$$N_{\varphi} = - 5345 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = - 5880 + 5345 = -535 \text{ kg.}$$

En la tabulación se incluyen tres valores adicionales para fines de comprobación.

φ	N_{φ} (kg).	N_{θ} (kg)
$4^{\circ}.86$	- 35823	+ 27510
10°	- 11740	+ 3520
20°	- 6243	- 1600
30°	- 5380	- 1845
40°	- 5274	- 1117
$45^{\circ}.19$	- 5345	- 535
$51^{\circ}.30$	- 5506	+ 290
75°	- 6871	+ 4712
90°	- 8570	+ 8570

Los resultados obtenidos se grafican en las Figuras N^os 38 y 39.

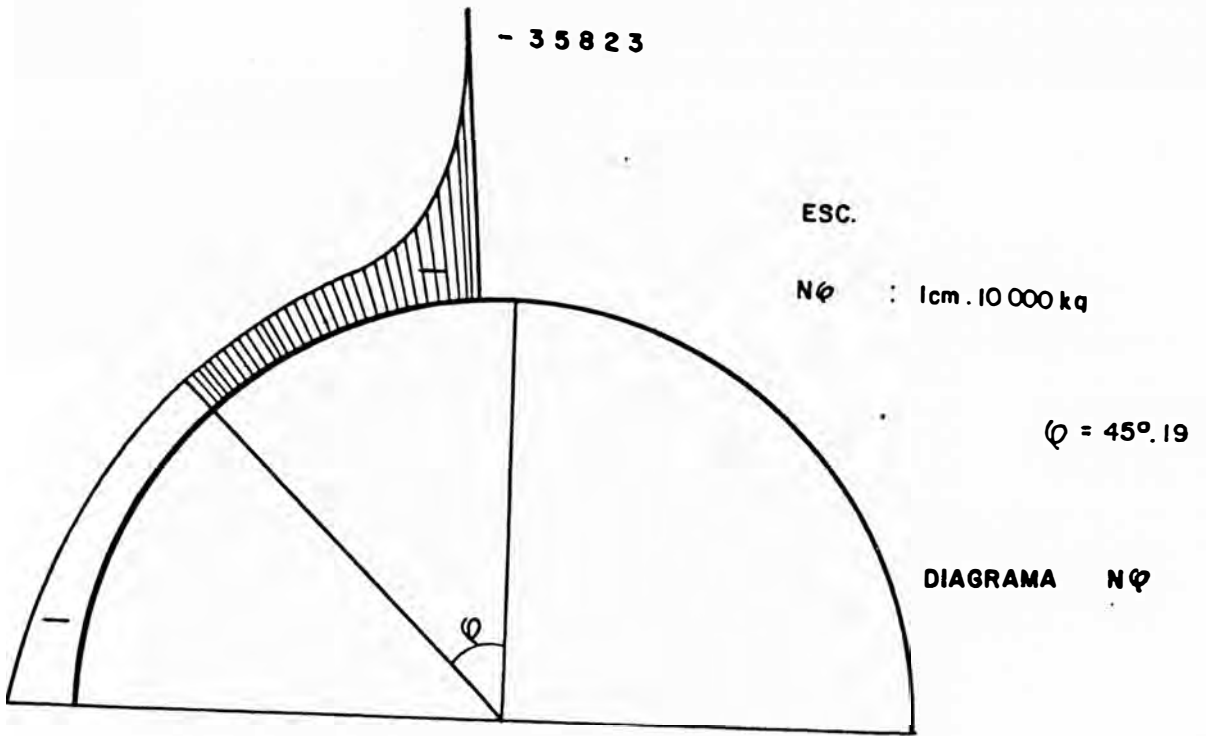


FIGURA - 38

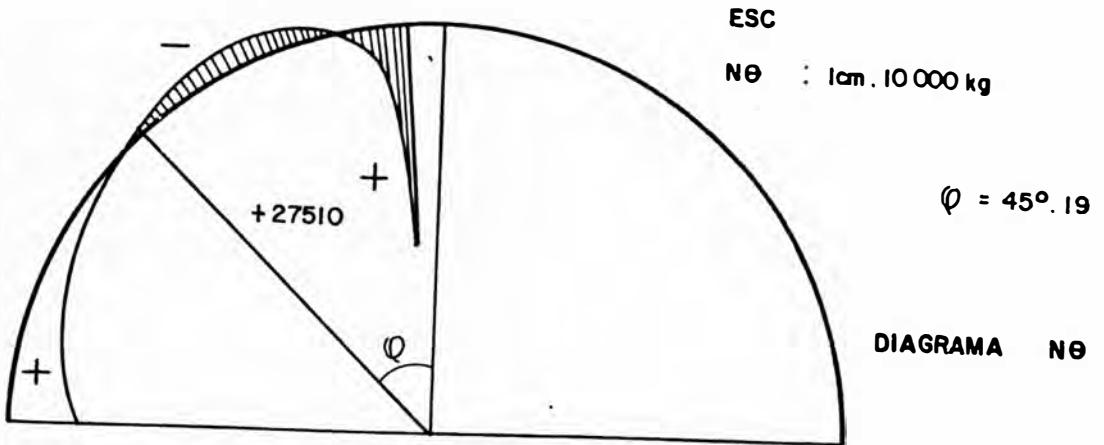


FIGURA - 39

4.1.6.3. Peso del agua sobre la cúpula. Efecto de sismo.

El gráfico adjunto ayuda a determinar la variación del peso del agua en toda la superficie de la cúpula. Se toma como origen el radio interior de la chimenea y se usan radios medios lo que

da valores conservadores, esto es, del lado de la seguridad.

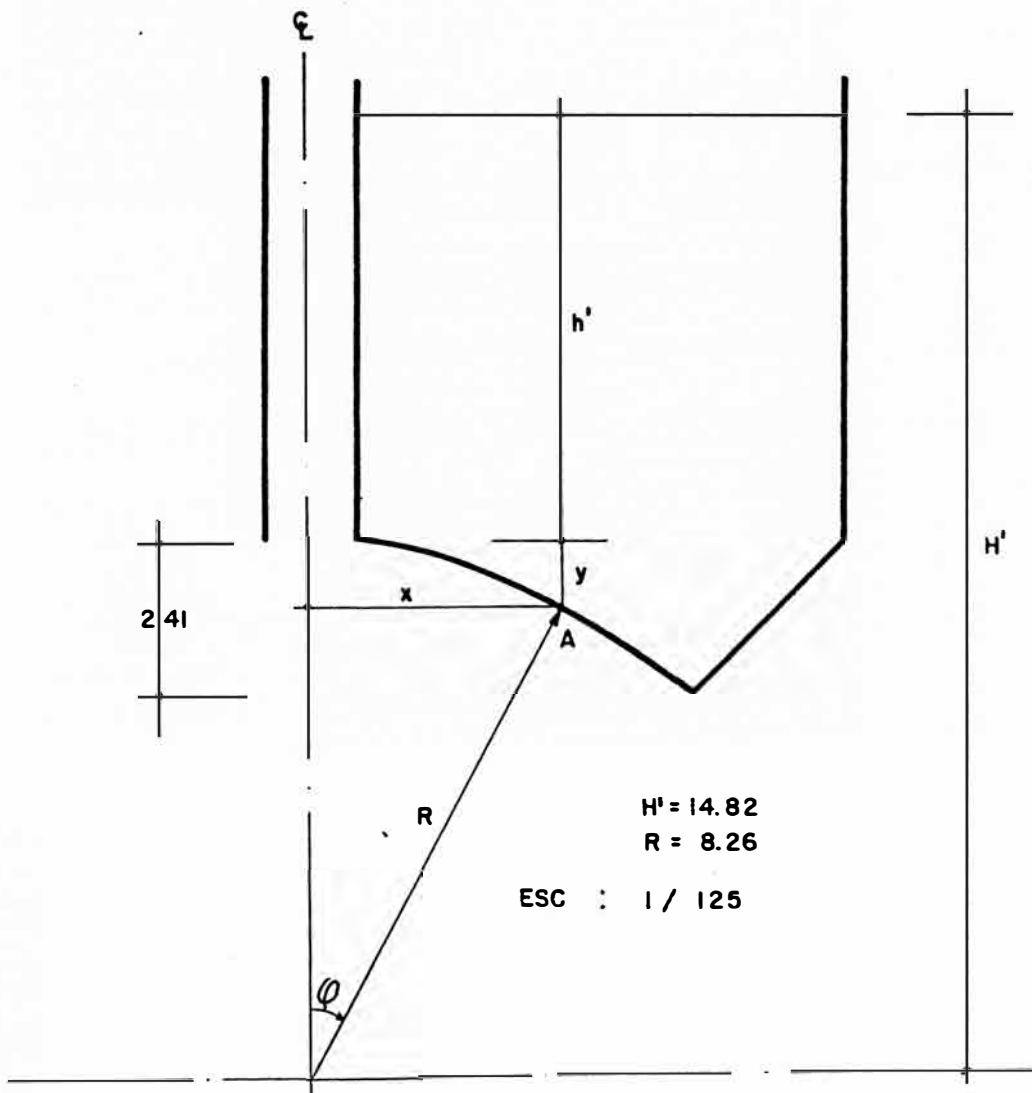


FIGURA - 40a

En un punto A de la cúpula actúa una carga de a gua W:

$$W = \pi (x^2 - 0.70^2) (h' + y) w_a - \pi y^2 (R - \frac{y}{3}) w_a$$

Donde $y = R(1 - \cos \varphi) - 0.03$
 $x = R \text{ Sen } \varphi$

Si suponemos máxima la carga por sismo ésta será de 0.95m. y la podemos incluir en el valor de h' con lo que:

$$h' = 9.00 - 2.41 + 0.95$$

$$h' = 7.54 \text{ mts.}$$

Las compresiones meridionales se reparten según la siguiente fórmula:

$$c = N_{\varphi} = \frac{W}{2 \pi x \text{ Sen } \varphi}$$

$$N_{\varphi} = \frac{[(x^2 - 0.70^2)(h' + y) - y^2(R - \frac{y}{3})] w_a}{2 x \text{ Sen } \varphi}$$

Para las sollicitaciones circunferenciales deducimos de la fórmula general:

$$\frac{N_{\varphi}}{R_m} + \frac{N_{\theta}}{R_c} = p$$

$$\text{Pero } R_m = R_c = R$$

$$N_{\theta} = p \cdot R - N_{\varphi}$$

$$N_{\theta} = (h' + y) w_a \cdot R - N_{\varphi}$$

Y de aquí tomamos valores para los ángulos :

$$\text{Para } \varphi = 4^{\circ}.86$$

$$N_{\varphi} = 0$$

$$N_{\theta} = 7.54(1000)(8.26) = 62280 \text{ kg.}$$

$$\text{Para } \varphi = 10^{\circ}.00$$

$$N_{\varphi} = \frac{(11.967 - 0.075)1000}{.498}$$

$$N_{\varphi} = 23880 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = 63069 - 23880 = 39189 \text{ kg.}$$

$$\text{Para } \varphi = 20^{\circ}.00$$

$$N_{\varphi} = \frac{(59.990 - 1.776)1000}{1.932}$$

$$N_{\varphi} = 30131 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = 66147 - 30131 = 36016 \text{ kg.}$$

Para $\varphi = 30^{\circ}.00$

$$N_{\varphi} = \frac{(142.751 - 9.158)1000}{4.130}$$

$$N_{\varphi} = 32347 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = 71173 - 32347 = 38826 \text{ kg.}$$

Para $\varphi = 40^{\circ}.00$

$$N_{\varphi} = \frac{(261.557 - 27.601)1000}{6.826}$$

$$N_{\varphi} = 34274 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = 77995 - 34274 = 43721 \text{ kg.}$$

Para $\varphi = 45^{\circ}.19$

$$N_{\varphi} = \frac{(336.764 - 43.265)1000}{8.315}$$

$$N_{\varphi} = 35298 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = 82176 - 35298 = 46878$$

Para $\varphi = 51^{\circ}.30$

$$N_{\varphi} = \frac{(435.520 - 68.019)1000}{10.062}$$

$$N_{\varphi} = 36524 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = 87601 - 36524 = 51077 \text{ kg.}$$

Para $\varphi = 75^{\circ}.00$

$$N_{\varphi} = \frac{(861.105 - 231.196)1000}{15.413}$$

$$N_{\varphi} = 40867 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = 112602 - 40867 = 71735 \text{ kg.}$$

Para $\varphi = 90^{\circ}.00$

$$N_{\varphi} = \frac{(1068.222 - 373.660)1000}{16.520}$$

$$N_{\varphi} = 42044 \text{ kg.}$$

$$N_{\theta} = 130260 - 42044 = 88216 \text{ kg.}$$

Los valores obtenidos deben afectarse del signo (-) porque son compresiones; inmediatamente tabulamos:

φ	N_{φ} (kg)	N_{θ} (kg)
4°.86	0	- 62280
10°.	- 23880	- 39189
20°.	- 30131	- 36016
30°.	- 32347	- 38826
40°	- 34274	- 43721
45°.19	- 35298	- 46878
51°.30	- 36524	- 51077
75°.	- 40867	- 71735
90°.	- 42044	- 88216

Al igual que los casos anteriores se ha continuado hasta 90° para completar el diagrama. Si aplicamos la fórmula general en 45°.19 se obtendrá : $p = 9949 \text{ kg/m}^2$ que se corresponde con h en ese punto incluyendo sismo (9.95mts.).

Aunque la aplicación de la fórmula general sirve para comprobar la validez de los resultados obtenidos pueden todavía aplicarse las fórmulas de Chaulet que se encuentran en la referencia bibliográfica N°6; con dichas fórmulas se obtiene resultados en toneladas que verifican con mucha exactitud los valores tabulados para la acción del agua. Se deberá utilizar la nomenclatura de la Figura N°40 b.

Las fórmulas son:

$$N_{\varphi} = \frac{R}{\cos^2 \alpha} \left[\frac{H}{2} (\text{Sen}^2 \alpha_1 - \text{Sen}^2 \alpha) - \frac{R}{3} (\text{Sen}^3 \alpha_1 - \text{Sen}^3 \alpha) \right]$$

$$N_{\theta} = \frac{R}{\cos^2 \alpha} (H - R \text{ Sen} \alpha) \text{Cos}^2 \alpha - N_{\varphi}$$

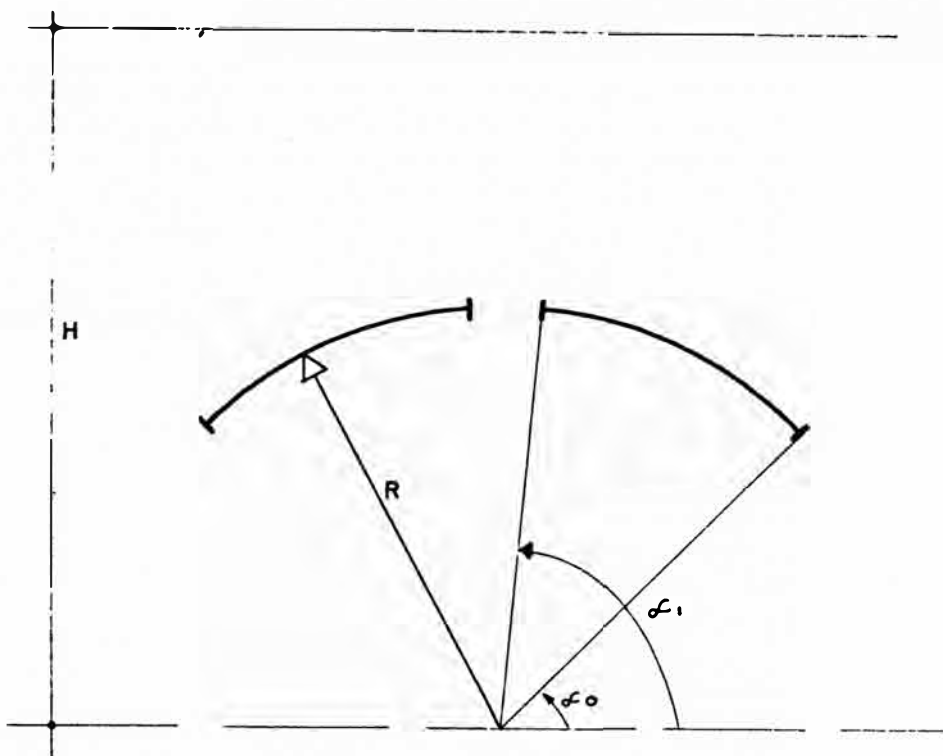


FIGURA - 40b

Los gráficos correspondientes son los de las Figuras N^os 41 y 42. Además se tabula a continuación la suma de los esfuerzos de peso propio y peso de agua.

φ	N_{φ}	N_{θ}
4°.86	- 35823	- 34770
10°	- 35620	- 35669
20°	- 36374	- 37616
30°	- 37727	- 40671
40°	- 39548	- 44838
45°.19	- 40643	- 47413
51°.30	- 42030	- 50787
75°	- 47738	- 67023
90°	- 50614	- 79646

ESC. lcm. = 20000kg

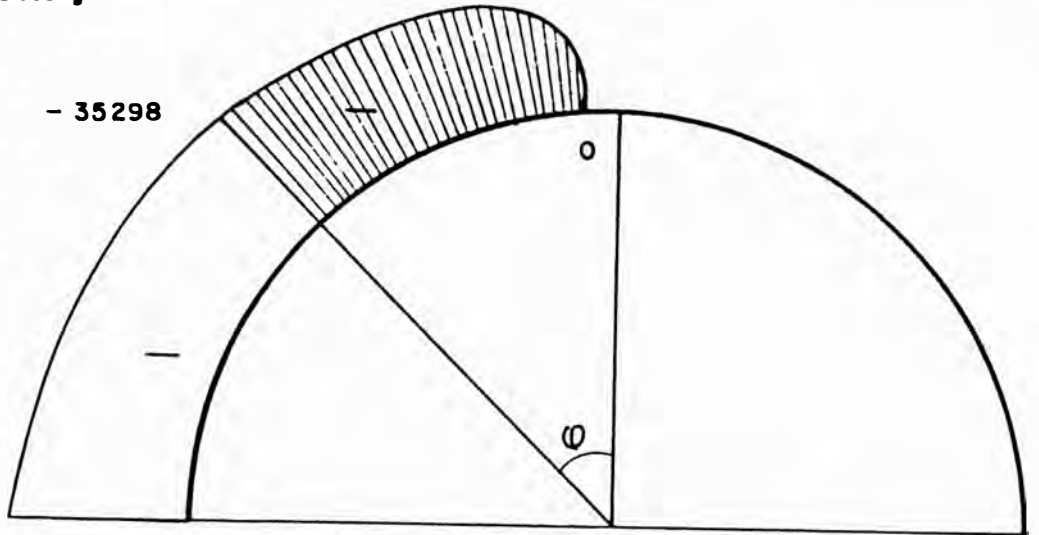
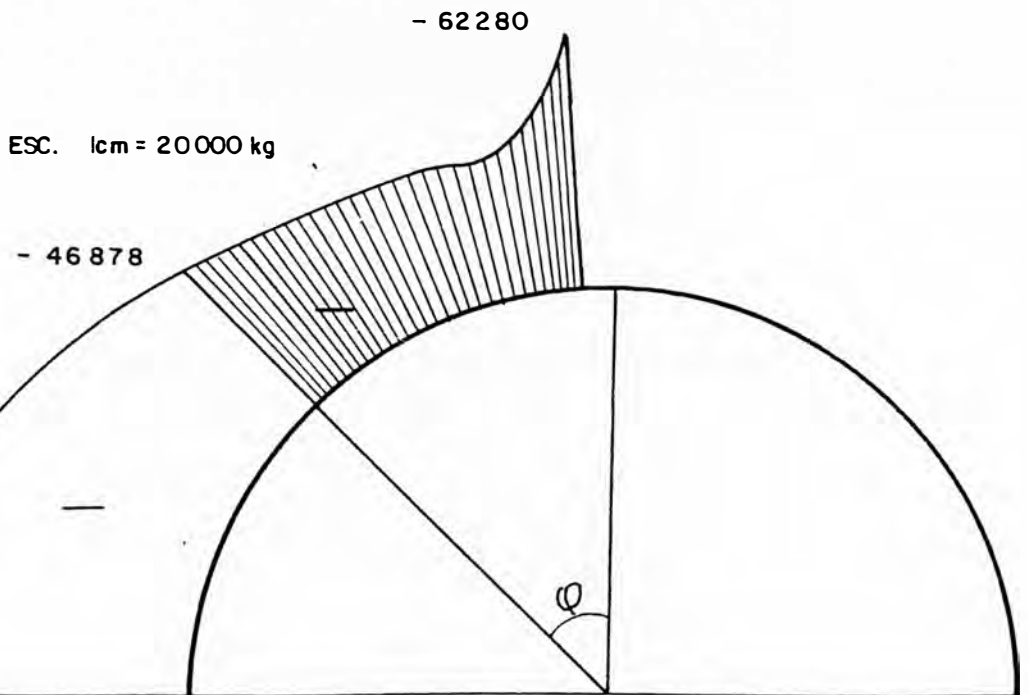


DIAGRAMA Nφ

FIGURA - 41



ESC. lcm = 20000 kg

DIAGRAMA Nθ

FIGURA - 42

Los resultados del último cuadro que expresan la suma de los dos diagramas de cada sentido, no se considerarán cuando ello signifique una reducción artificial de las sollicitaciones máximas.

Se analizará cada punto propuesto para obtener el esfuerzo actuante más conveniente.

4.1.6.4. Cálculo del refuerzo.

A. En el sentido meridional o "vertical" por el plano de la generatriz la sollicitación máxima está en el borde de la cúpula para :

$\varphi = 45^{\circ}.19$, con algunas reducciones sucesivas hasta $\varphi = 4^{\circ}.86$.

$$\begin{aligned} \varphi = 45^{\circ}.19, \quad N_{\varphi} &= - 5345 - 35298 \\ N_{\varphi} &= - 40643 \text{ kg/ml.} \end{aligned}$$

La compresión que toma el concreto es:

$$f_c^a = \frac{40643}{4000} = 10.16 \text{ kg/cm}^2 < f_c = 84 \text{ kg/cm}^2.$$

Luego, será suficiente una cuantía mínima de :
 $0.0025 A_c$ en cada cara.

$$A_s = 0.0025 (40 \times 100) = 20 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \emptyset 5/8'' \text{ a } .20 \text{ en cada cara (20 cm}^2\text{)}.$$

B. En el sentido circunferencial tenemos:

La sollicitación máxima en $\varphi = 4^{\circ}.86$, cuando el reservorio está vacío y es de tracción. La compresión máxima real está en el borde de la cúpula para $\varphi = 45^{\circ}.19$ con un valor de 47413kg. que no exige mucho al concreto por lo que debe calcularse el refuerzo por tracción.

$$T = 27510 \text{ kg.}$$

$$A'_s = \frac{T}{f_s} = \frac{27510}{1700} = 16.2 \text{ cm}^2.$$

En conclusión debe aplicarse la cuantía mínima en toda la superficie cupular.

$$A_s = \emptyset 5/8'' \text{ a } .20 \text{ en cada cara (20 cm}^2\text{)}.$$

Se puede verificar:

$$f_{ct}^a = \frac{27510}{4000+8(20)}$$

$$f_{ct}^a = 6.6 \text{ kg/cm}^2 < f_{ct} = 17 \text{ kg/cm}^2.$$

4.1.7. Cálculo del anillo viga inferior.

Este anillo recibe fuerzas de sentido contrario, una del tronco de cono y otra de la cúpula, según la Figura N°43.

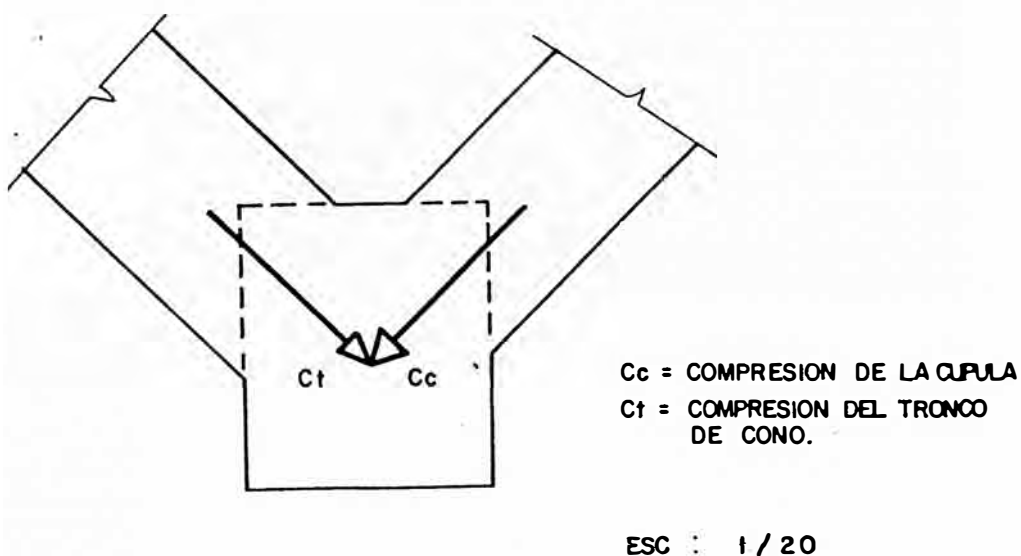


FIGURA - 43

$$\text{Sea } H_3 = C_t \times \text{Cos } 45^\circ.$$

$$H_3' = 56526 \times \text{Cos } 45^\circ.$$

$$H_3' = 39970 \text{ kg/ml.}$$

El verdadero valor de H_3 debe aumentarse en 1380kg. debido a que el tronco de cono fue redimensionado.

$$H_3 = 41350\text{kg.}$$

$$\text{Sea } H_4 = C_c \times \text{Cos } 45^\circ.19$$

$$H_4 = 40643 \times \text{Cos } 45^\circ.$$

$$H_4 = 28645\text{kg.}$$

La Resultante R es:

$$R = H_3 - H_4$$

$$R = (39970 + 1380) - 28645$$

$$R = 12705 \text{ kg/ml.}$$

que produce una fuerza de compresión F de:

$$F = R \times r$$

$$F = 12705 \times 5.86$$

$$F = 74451 \text{ kg.}$$

Otras consideraciones respecto a la condición de carga no se toman en cuenta pues resulta evidente que no hay mayor sollicitación que la de suponer la cuba con su carga completa de agua.

A. Refuerzo principal.

La tracción directa la toma el refuerzo principal:

$$A'_S = \frac{74451}{1700} = 43.8 \text{ cm}^2.$$

que proporcionan la cuantía suficiente en el área de :
60 x 70cms.

$$A_S = 16 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4'' \text{ (45.4 cm}^2\text{)}$$

$$f_{ct}^a = 16.31 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{ct} \text{ , es conforme.}$$

B. Refuerzo transversal.

Para colocar los estribos basta cumplir lo indicado en el Reglamento colocando una cuantía mínima de $0.002 A_C$.

$$A'_S = 0.002 \times 4200$$

$$A'_S = 8.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_S = \emptyset \text{ } 5/8'' \text{ a } .24\text{m. (8.4 cm}^2\text{)}$$

Si bien es cierto que no se ha encontrado un dispositivo específico a este respecto es una práctica común colocar los estribos en la cuantía de armado y temperatura.

4.1.8. Cálculo del fuste soportante.

El primer paso consiste en metrar todas las cargas que intervienen desde la linterna hasta el anillo viga inferior. Posteriormente se aplica el método de análisis sísmico explicado en el Capítulo III.

4.2. METRADO DE CARGAS.

4.2.1. Metrado de cargas de concreto.

A. Peso de la cúpula con linterna y ensanche:

$$P_1 = 81166 \text{ kg.}$$

B. Peso del anillo viga superior:

$$P_2 = 18684 \text{ kg.}$$

C. Peso de la pared cilíndrica, dividida en dos partes de 3.00 de altura cada una:

$$P_3 = 112102 \text{ kg.}$$

$$P_4 = 112102 \text{ kg.}$$

D. Peso del anillo viga medio:

$$P_5 = 52\ 314 \text{ kg.}$$

E. Peso de la pared cónica:

$$P_6 = 117534 \text{ kg.}$$

F. Peso de la chimenea.

$$P_7 = 13350 \text{ kg.}$$

G. Peso de la cúpula de fondo:

$$P_8 = 126\ 328 \text{ kg.}$$

H. Peso del anillo viga inferior:

$$P_9 = 37\ 114 \text{ kg.}$$

4.2.2. Metrado de cargas de agua.

A. En el sector cilíndrico, dividido en dos partes iguales.

$$P_{10} = 612\ 917 \text{ kg.}$$

$$P_{11} = 612\ 917 \text{ kg.}$$

B. A nivel del anillo viga medio.

$$P_{12} = 116422 \text{ kg.}$$

C. Sobre el tronco de cono.

$$P_{13} = 99\ 429 \text{ kg.}$$

D. Sobre la cúpula.

$$P_{14} = 95962 \text{ kg.}$$

4.2.3. Peso del fuste.

El fuste lo asumimos con un ancho de 0.50mts. y una altura deducida como sigue:

Si la presión del agua es de 25.00mts. a nivel del suelo, descontando el peralte de la viga queda:

$$h' = 25.00 - 0.70 = 24.30\text{mts.}$$

Asumiendo 2.20mts. hasta el comienzo de la cimentación:

$$H = 24.30 + 2.20 = 26.50\text{mts.}$$

$$P = 2 \pi (5.86) (0.50) (26.50) 2400$$

$$P = 1'170,859\text{kg.}$$

Además la viga puente ($L = 11.22$) pesa 7000kgs. y las gra-

PESO EN CADA SECCION EN Tms
CARGA PRINCIPAL CARGA LATERAL

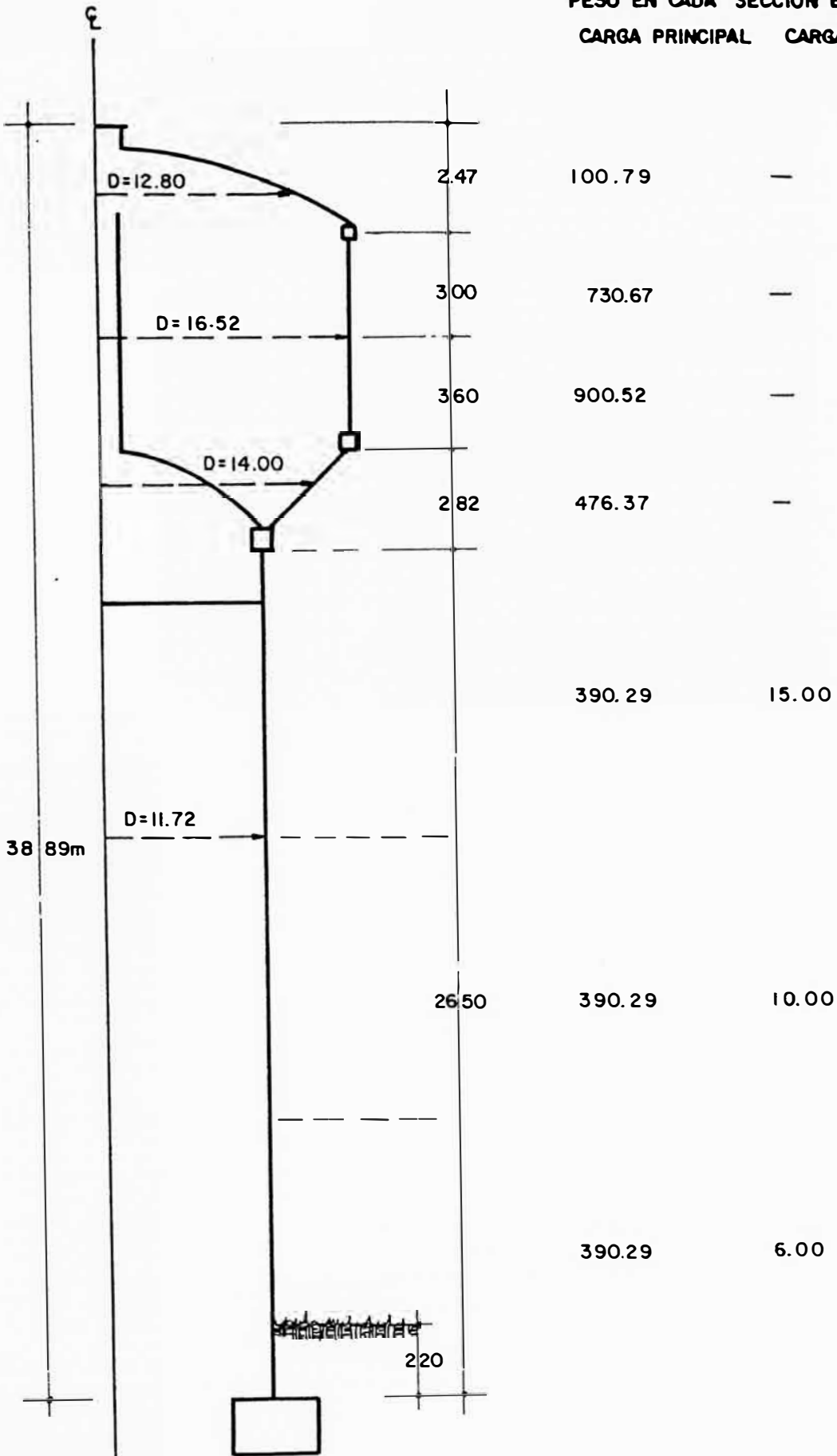


FIGURA - 44

C. La quinta sección incluye el anillo viga medio, la mi tad de la parte cilíndrica y parte de la chimenea, más su respectiva carga de agua.

$$P_V = P_4 + P_5 + P_7^I + P_{11} + P_{12} = 171176 + 729339$$

$$P_V = 900515 \text{ kg.}$$

Su altura es de 11.8 pies.

D. La sexta sección abarca la mitad superior cilíndrica y una parte de la chimenea más el peso de agua.

$$P_{VI} = P_3 + P_7^{II} + P_{10} = 117751 + 612917$$

$$P_{VI} = 730668 \text{ kg.}$$

Su altura es de 9.8 pies.

E. La sección séptima y última comprende la cúpula con linterna, el anillo viga superior y una parte de la chimenea.

$$P_{VII} = P_1 + P_2 + P_7^{III} = 100\ 791 \text{ kg.}$$

$$P_{VII} = 100\ 791 \text{ kg.}$$

Su altura es de 9.7 pies.

Totalizando los pesos de concreto en toneladas tenemos :

$$P_c = 1841.6 \text{ Tn.} + 31.0 \text{ Tn.}$$

$$P_c = 1872.6 \text{ Tn.}$$

Los pesos de agua totalizados son:

$$P_a = 1537.6 \text{ Tn.}$$

Las cargas transformadas a kips y según las secciones a parecen en la Figura 45. El cuadro N°8 incluye las operaciones necesarias para hallar el período fundamental.

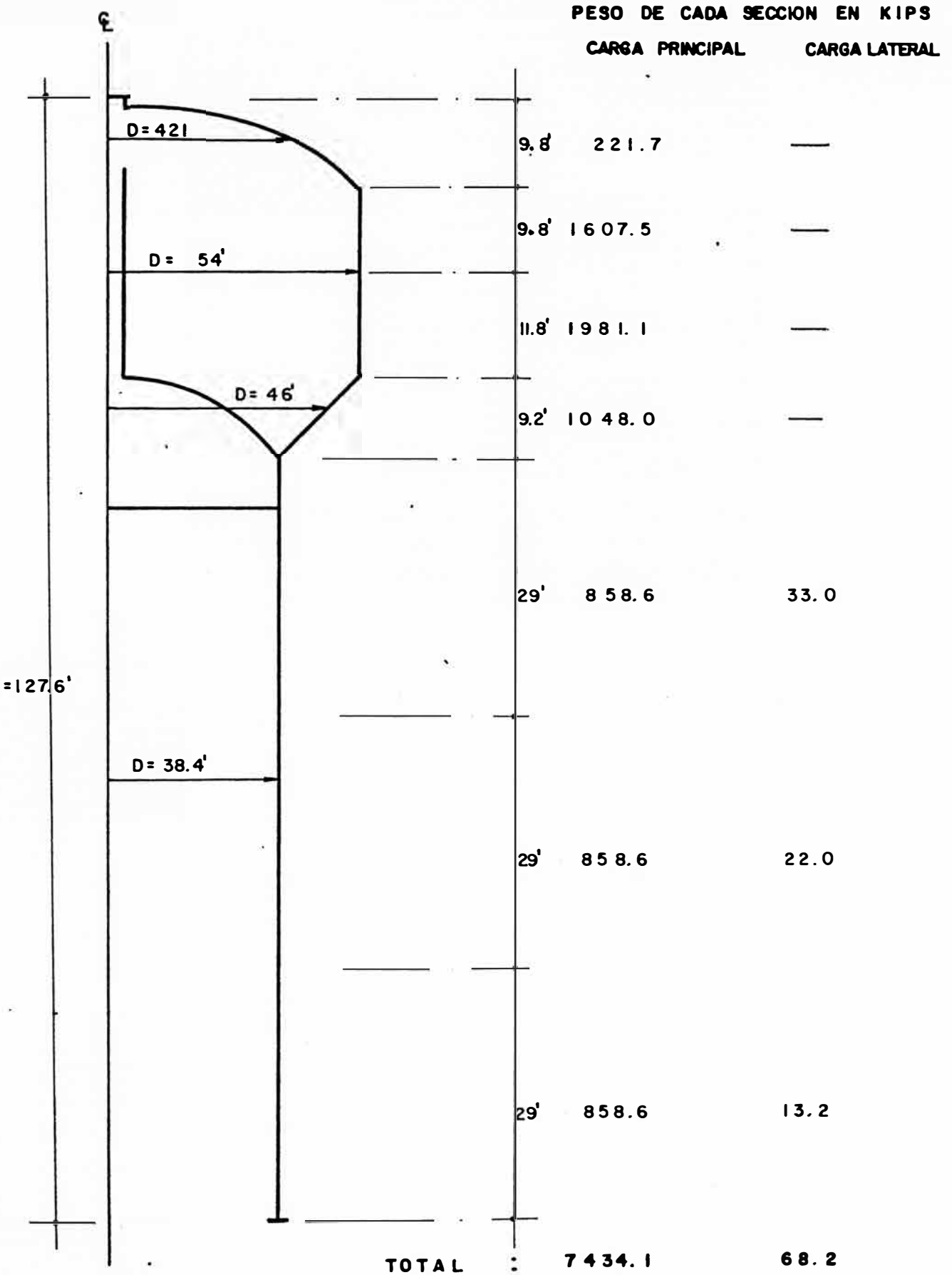


FIGURA - 45

C U A D R O N° 8

h_x	w(kip/pie)	p(kip)	h_x/H	α	$\Delta \alpha$	β	w. $\Delta \alpha$ (lib)	p β/H	γ	$\Delta \gamma$	$\bar{E}.D^3.t.\Delta \gamma$	t(in)
127.6	---		1.00	2.103					1.000000			
117.8	22.6		0.92	1.506	0.597		13492		0.999994		5	3.15
108.0	164.0		0.85	1.090	0.416		68224		0.999867	0.000127	921	11.81
96.2	167.9		0.75	0.646	0.444		74548		0.998385	0.001482	10748	11.81
87.0	113.9		0.68	0.425	0.221		25172		0.994681	0.003704	25464	18.11
82.0	---	33.0	0.64	---	---	2.2240		575	---			
58.0	29.6		0.45	0.0678	0.3572		10573		0.93097	0.063711	276884	19.68
43.5	---	22.0	0.34	---	---	0.2552		44	---			
29.0	29.6		0.23	0.002907	0.064893		1921		0.6800	0.25097	1'090700	19.68
14.5	---	13.2	0.11	---	---	0.00361		0	---			
0	29.6		0	0.000000	0.002907		86		0	0.6800	2'955237	19.68

A = 194016 B = 619

C = 4'359959

\bar{E} = Módulo de elasticidad x 10^{-6}

\bar{E} = 3.9 lb/pulg²

$$T = \left(\frac{H}{100}\right)^2 \sqrt{\frac{A+B}{C}}$$

T = 0.344

Table 20.1. COEFFICIENTS FOR DETERMINING PERIOD OF VIBRATION OF FREE-STANDING CYLINDRICAL SHELLS HAVING VARYING CROSS SECTIONS AND MASS DISTRIBUTION*

$\frac{h_x}{H}$	α	β	γ	$\frac{h_x}{H}$	α	β	γ
1.00	2.103	8.347	1.000000	0.50	0.1094	0.9863	0.95573
0.99	2.021	8.121	1.000000	0.49	0.0998	0.9210	0.95143
0.98	1.941	7.898	1.000000	0.48	0.0909	0.8584	0.94683
0.97	1.863	7.678	1.000000	0.47	0.0826	0.7987	0.94189
0.96	1.787	7.461	1.000000	0.46	0.0749	0.7418	0.93661
0.95	1.714	7.248	0.999999	0.45	0.0678	0.6876	0.93097
0.94	1.642	7.037	0.999998	0.44	0.0612	0.6361	0.92495
0.93	1.573	6.830	0.999997	0.43	0.0551	0.5872	0.91854
0.92	1.506	6.626	0.999994	0.42	0.0494	0.5409	0.91173
0.91	1.440	6.425	0.999989	0.41	0.0442	0.4971	0.90448
0.90	1.377	6.227	0.999982	0.40	0.0395	0.4557	0.89679
0.89	1.316	6.032	0.999971	0.39	0.0351	0.4167	0.88864
0.88	1.256	5.840	0.999956	0.38	0.0311	0.3801	0.88001
0.87	1.199	5.652	0.999934	0.37	0.0275	0.3456	0.87088
0.86	1.143	5.467	0.999905	0.36	0.0242	0.3134	0.86123
0.85	1.090	5.285	0.999867	0.35	0.0212	0.2833	0.85105
0.84	1.038	5.106	0.999817	0.34	0.0185	0.2552	0.84032
0.83	0.988	4.930	0.999754	0.33	0.0161	0.2291	0.82901
0.82	0.939	4.758	0.999674	0.32	0.0140	0.2050	0.81710
0.81	0.892	4.589	0.999576	0.31	0.0120	0.1826	0.80459
0.80	0.847	4.424	0.999455	0.30	0.010293	0.16200	0.7914
0.79	0.804	4.261	0.999309	0.29	0.008769	0.14308	0.7776
0.78	0.762	4.102	0.999133	0.28	0.007426	0.12576	0.7632
0.77	0.722	3.946	0.998923	0.27	0.006249	0.10997	0.7480
0.76	0.683	3.794	0.998676	0.26	0.005222	0.09564	0.7321
0.75	0.646	3.645	0.998385	0.25	0.004332	0.08267	0.7155
0.74	0.610	3.499	0.998047	0.24	0.003564	0.07101	0.6981
0.73	0.576	3.356	0.997656	0.23	0.002907	0.06056	0.6800
0.72	0.543	3.217	0.997205	0.22	0.002349	0.05126	0.6610
0.71	0.512	3.081	0.996689	0.21	0.001878	0.04303	0.6413
0.70	0.481	2.949	0.996101	0.20	0.001485	0.03579	0.6207
0.69	0.453	2.820	0.995434	0.19	0.001159	0.02948	0.5992
0.68	0.425	2.694	0.994681	0.18	0.000893	0.02400	0.5769
0.67	0.399	2.571	0.993834	0.17	0.000677	0.01931	0.5536
0.66	0.374	2.452	0.992885	0.16	0.000504	0.01531	0.5295
0.65	0.3497	2.3365	0.99183	0.15	0.000368	0.01196	0.5044
0.64	0.3269	2.2240	0.99065	0.14	0.000263	0.00917	0.4783
0.63	0.3052	2.1148	0.98934	0.13	0.000183	0.00689	0.4512
0.62	0.2846	2.0089	0.98789	0.12	0.000124	0.00506	0.4231
0.61	0.2650	1.9062	0.98630	0.11	0.000081	0.00361	0.3940
0.60	0.2464	1.8068	0.98455	0.10	0.000051	0.00249	0.3639
0.59	0.2288	1.7107	0.98262	0.09	0.000030	0.00165	0.3327
0.58	0.2122	1.6177	0.98052	0.08	0.000017	0.00104	0.3003
0.57	0.1965	1.5279	0.97823	0.07	0.000009	0.00062	0.2669
0.56	0.1816	1.4413	0.97573	0.06	0.000004	0.00034	0.2323
0.55	0.1676	1.3579	0.97301	0.05	0.000002	0.00016	0.1966
0.54	0.1545	1.2775	0.97007	0.04	0.000001	0.00007	0.1597
0.53	0.1421	1.2002	0.96688	0.03	0.000000	0.00002	0.1216
0.52	0.1305	1.1259	0.96344	0.02	0.000000	0.00000	0.0823
0.51	0.1196	1.0547	0.95973	0.01	0.000000	0.00000	0.0418
				0.	0.	0.	0.

*Mitschell formula $T = \left(\frac{H}{100}\right)^2 \sqrt{\frac{\sum w \Delta r \cdot (1/H) \sum P_i}{\sum E D^3 \Delta r}}$

Los valores de α , β y γ son los del cuadro de la pá
gina anterior.

Puede aplicarse el mismo método con el reservorio vacío en cuyo caso se obtendrá $T = 0.201$, lo que no cambia na
da pues el método debe aplicarse para la estructura car
gada con el máximo de agua.

4.3.2. Determinación del corte en la base.

El método S.E.A.O.C. propuesto tiene más de 10 a
ños de existencia por lo que vamos a aplicarlo junto al método peruano y se elegirá el más conservador.

4.3.2.1. Método S.E.A.O.C.

$$V = Z.K.C.W.$$

$$Z = \text{Coeficiente de sismicidad} = 1.0$$

$$K = \text{Coeficiente estructural igual a 3.0 para tanques elevados.}$$

$$C = \text{Coeficiente de flexibilidad} = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

$$0.12 < K.C < 0.25$$

$$\text{Nuestro } C = 0.07136, \quad K.C. = 0.2141$$

$$W = \text{Peso de la estructura} = 7502.3 \text{ kips.}$$

Luego:

$$V = 0.2141 (7502.3)$$

$$V = 1606.2 \text{ kips.}$$

4.3.2.2. Método de las normas peruanas.

$$H = \frac{Z U S C}{R_d} P$$

$$Z = \text{Factor de zona} = 1.0$$

$$U = \text{Factor de uso} = 1.3$$

$$S = \text{Factor de suelo} = 1.0$$

$$T_s = 0.3$$

$$C = \text{Coef. sísmico} = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.0} = 0.3727$$

$$0.16 < C < 0.40$$

$$R_d = \text{Factor de ductilidad} = 3.0$$

$$P = \text{Peso de la estructura}$$

En el punto 1.13.7 se dan dos criterios para aumentar el peso; elegimos el que señala 100% de aumento de la carga viva por parecer el más adecuado.

$$P = 7502.3 + 1537.6 \times 2.2$$

$$P = 10885.$$

$$V = H = \frac{1.0 \times 1.3 \times 1.0 \times 0.3727 \times 10885}{3}$$

$$V = H = 1758 \text{ kips.}$$

Este V es el valor que elegimos porque nos mantiene del lado de la seguridad.

4.3.3. Distribución del corte.

La relación altura ancho es:

$$\frac{H}{D} = \frac{127.6}{[2(5.86)+0.50] (3.28)}$$

$$\frac{H}{D} = 3.18$$

Aplicando la fórmula 2-A se determina el corte en la coronación de la estructura.

$$F_t = 0.004 V \left(\frac{H}{D}\right)^2$$

$$F_t = 71 \text{ kips}$$

$$y \quad V - F_t = 1687 \text{ kips.}$$

C U A D R O · N° 9

h (pies)	h_x (pies)	$\frac{h}{H}$	$\frac{h_x}{H}$	w_x (kips)	$\frac{w_x h_x}{h_n}$	$\frac{w_x h_x}{\sum w_x h_x}$	Fi	V_x (kips)	$Fi \cdot h_x$	M_x (k-p)
127.6	-----	1.00	-----	-----	-----	-----	--	71	-----	-----
117.8	122.7	0.92	0.96	221.7	212.8	0.0437	74	145	9080	9080
108.0	112.9	0.85	0.88	1607.5	1414.6	0.2904	490	635	55321	64401
96.2	102.1	0.75	0.80	1981.1	1584.9	0.3254	549	1184	56053	120454
87.0	91.6	0.68	0.72	1048.0	754.6	0.1549	261	1445	23908	144362
58.0	72.5	0.45	0.57	891.6	508.2	0.1043	176	1621	12760	157122
29.0	43.5	0.23	0.34	880.6	299.4	0.0615	104	1725	4524	161646
0.0	14.5	0.0	0.11	871.8	95.9	0.0197	33	1758	478	162124

$$\sum = 7502.3 \quad \sum = 4870.4 \quad \sum = 1687 \text{ kips}$$

$$\sum F \cdot h = 162124$$

$$F_i = (V - F_t) \left(\frac{w_x h_x}{\sum w_x h_x} \right)$$

$$M_v = 162124 \text{ kip-pie}$$

$$M_v = 22467 \text{ Tn-mt.}$$

4.3.4. Determinación del momento de volteo.
 Consiste en la aplicación de un método de tabulación para lo cual se hace el cuadro N°9.

Si bien el método S.E.A.O.C. recomienda un factor J para reducción de momento, nuestras normas especifican en el punto 1.18.4 que no habrá reducciones, lo que hacemos efectivo. No se ha creído menester considerar efectos de torsión porque sencillamente no hay excentricidad entre el centro de masas y el de rigideces.

4.3.5. Acción del viento.

Según nuestro R.N.C., Título V, Capítulo V, la acción del viento debe cumplir varios requisitos; como también produce un momento de volteo vamos a empezar por este punto para compararlo con el producido por sí mismo dado que sólo debe considerarse uno de ellos (referencia N°11, 1.9.8).

Utilizamos la presión dinámica q mínima de 30 kg/m^2 , pues de acuerdo a los datos disponibles da para una velocidad de viento de casi 50 nudos que es inédita entre nosotros. Luego interviene el par mayor S que se halla proyectando la estructura en un plano vertical. Asimismo se determinará la esbeltez para lo cual $\frac{H^2}{S} \geq 2.5$,

lo que se verifica para $H = 36.1$ metros (sin la linterna) y $S = 497.2 \text{ m}$. Nuestra estructura cumple el requisito, por lo cual se va a usar un coeficiente de esbeltez K_e del que elegimos el más desfavorable ($K_e = 1.363$). En la fórmula final interviene también el coeficiente global $c_t = 0.60$ en nuestro caso.

Al pie del gráfico están las áreas que se han considerado, las alturas efectivas y el brazo de palanca considerado.

Se emplearán dos fuerzas que llamamos P_1 y P_2 .

$$P_1 = 0.60 \times 1.363 \times 30 \times 179.4 = 4.4 \text{ Tn.}$$

$$P_2 = 0.60 \times 1.363 \times 30 \times 317.8 = 7.8 \text{ Tn.}$$

$$M_v = 4.4 \times 34.15 + 7.8 \times 16.10$$

$$M_v = 275.9 \text{ Tn-mt.}$$

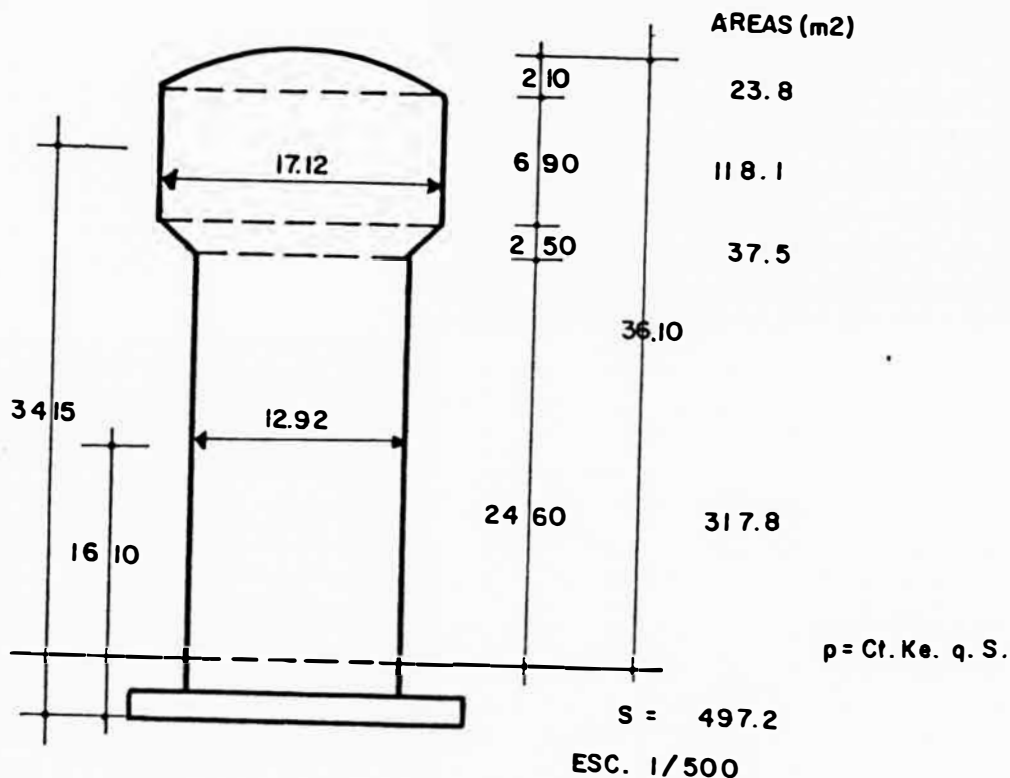


FIGURA - 46

M_v tiene un valor pequeño que carece de significado frente al importante momento de volteo por sismo y por ser este último el que elegimos no se hace necesario continuar las verificaciones que menciona el R.N.C.

4.3.6. Verificación de esfuerzos. Refuerzo.

Para verificar los esfuerzos se emplea la fórmula de flexo compresión dado el comportamiento del fuste en mucho semejante a una columna. Nos daremos una área de acero inicial con la que se pueda empezar a trabajar; sea $A'_s = 0.005 A_c$.

$$A_T = A_c + 8A'_s$$

$$A_T = 1.040 A_c = 1.040(2 \pi r \times 0.50)$$

$$A_T = 19.15 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{\pi}{64} (d_1^4 - d_2^4)$$

$$I = 316.7 \text{ m}^4.$$

r = distancia a la fibra más alejada = 6.11 m.

P = peso total = 3410.2 Tn.

$M_V = 22,467$ Tn-mt.

$$\sigma = \frac{P}{A_T} \pm \frac{M_V \cdot r}{I}$$

$$\sigma = \frac{3410.2}{19.15} \pm \frac{22467 \times 6.11}{316.7}$$

$$\sigma = 178.0 \pm 433.4$$

De donde: $\sigma^+ = 611.4$ Tn/mt² (compresión)

$\sigma^- = - 255.4$ Tn/mt² (tracción)

$\sigma_c = + 61.1$ kg/cm²

$\sigma_t = - 25.6$ kg/cm²

$\sigma_c < f_c = 0.30 f'_c$, es conforme.

σ_t debe verificarse incluyendo una cantidad de refuerzo que podemos considerar en tracción directa.

T = 25.6 x 5000 = 128000 kg.

$$A'_S = \frac{128,000}{1700} = 75.3 \text{ cm}^2.$$

$$f_{ct}^a = \frac{128000}{5000+8 \times 75.3} = 22.8 \text{ kg/cm}^2.$$

$f_{ct}^a > f_{ct} = 17$ kg., no es conforme.

En este punto puede proponerse un ensanche de la pared de soporte (como se hace en el Capítulo VI) pero la alternativa de aceptar este valor existe sobre todo si se considera la contracción del concreto y los valores más altos de f_{ct} utilizados por P.C.A.

A. Refuerzo vertical.

$$A_s = \emptyset 1" \text{ a } .13 \text{ m. en cada cara (78.5 cm}^2\text{)}.$$

Este refuerzo da una cuantía de 0.0157 menor a 0.021 que es la máxima.

B. Refuerzo horizontal.

Se colocará una cuantía mínima de 0.002 por armado y temperatura.

$$A'_s = 0.002 \times 5000 = 10.0 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \emptyset 5/8 \text{ a } .20 \text{ en cada cara (20 cm}^2\text{)}$$

4.3.7. Cálculo de la viga puente.

De acuerdo al dibujo de la Figura 47 se hace el metrado de cargas por metro lineal:

Baranda metálica	: 2 x 25 kg. = 50 kg.	50 kg.
Aleros	: 2 x 84 kg. = 168 kg.	168 kg.
p.p. viga	: 1.00 x 0.55 x 0.32 x 2400 = 422.4 kg.	=====
		640.4 kg.

Con lo que se obtiene : D = 640.4 kg.

Por carga viva : L = 500 kg.

La carga última es:

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U = 1.4 \times 640.4 + 1.7 \times 500$$

$$U = 1750 \text{ kg/ml.}$$

$$M_u = \frac{1}{8} U \times l^2$$

$$M_u = 27.54 \text{ Tn.- m.}$$

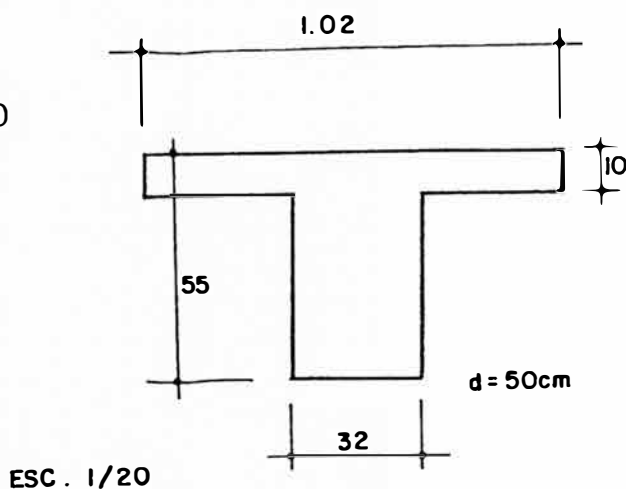


FIGURA - 47

4.3.7.1. Refuerzo en la losa.

La sollicitación es mínima por lo que se colocará refuerzo nominal de $\emptyset 3/8''$ a .30 en sentido longitudinal y $\emptyset 3/8''$ a .25 en sentido transversal.

4.3.7.2. Refuerzo en la viga.

A. Primero se halla la cuantía máxima:

$$P_b = 0.85 (0.85) \frac{280}{4200} \times \frac{6000}{6000+4200} = 0.0283$$

$$P = P_{\text{máx}} = 0.75 (0.0283) = 0.021$$

$$A'_s = 0.021 \times 32 \times 50 = 33.6 \text{ cm}^2.$$

Luego se aplican las fórmulas:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c \cdot b} \cdot y \quad A_s = \frac{M_u}{0.85 f_y (d - \frac{a}{2})}$$

que se cumplen para $a = 9.4 \text{ cm.}$ y $A_s = 17 \text{ cm}^2.$

$$A_s = 3 \emptyset 1'' + 1 \emptyset 5/8'' (17.3 \text{ cm}^2).$$

En la parte superior se coloca cuantía mínima:

$$A'_s = 0.002 \times 55 \times 32 = 3.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3 \emptyset 1/2'' (3.87 \text{ cm}^2)$$

B. Refuerzo transversal.

$$V = \frac{1750 \times 11.22}{2} = 9820 \text{ kg.}$$

$$V_d = 9820 - 1750 \times 0.50 = 8945 \text{ kg.}$$

Los cortantes nominales son:

$$v = \frac{V}{\emptyset x b_w \times d} = 7.22 \text{ kg/cm}^2 \quad y ,$$

$$v_d = \frac{V_d}{\emptyset x b_w \times d} = 6.58 \text{ kg/cm}^2$$

Como el cortante admisible $v_c = :$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 8.87 \text{ kg/cm}^2.$$

es mayor se aplica la norma de colocar armadura transversal a partir del punto en que v sea mayor a la mitad de v_c .

$$x = \left(\frac{11.22}{2} \right) \frac{7.22 - 4.44}{7.22} = 2.16 \text{ m.}$$

La separación que debe primar es la de control de agrietamiento, $s = \frac{d}{2} = 25 \text{ cm.}$

El resto del refuerzo se coloca con buen juicio.

$A_s \square = \emptyset 3/8''$ 1a .05, 3a .10, 4a .15, 5a .20,
ra .25.

4.4. ANALISIS DINAMICO.

Para efectuar el análisis dinámico se emplearán los métodos de Stodola y Holzer considerando el fuste dividido en tres partes de las que la última incluye el peso del depósito de agua.

4.4.1. Metrado de cargas.

NIVEL	CONCRETO (t)	AGUA (t)	TOTAL (t)	CONSIDERADO
1	396.27	-----	396.27	396 t
2	400.27	-----	400.27	400 t
3	1075.94	1537.65	2613.59	2614 t

4.4.2. Método de Stodola.

Para aplicar este método se emplean los siguientes datos:

$$E = 2.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{12 E I}{h^3}$$

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

$$I = 316.67 \text{ m}^4$$

$$h = 26.5/3 = 8.833 \text{ m.}$$

$$K = 154,391 \text{ Tn/cm.}$$

La masa concentrada en cada nivel es:

$$40.4 \text{ tn} \times \text{seg}^2/\text{m} \quad \text{en el primer nivel.}$$

$$40.8 \text{ tn} \times \text{seg}^2/\text{m} \quad \text{en el segundo nivel.}$$

$$266.5 \text{ tn} \times \text{seg}^2/\text{m} \quad \text{en el tercer nivel.}$$

Se aplicará el método Stodola simplificando K al multiplicarlo por 10^{-4} para efectuar los cálculos; además m tiene que compatibilizarse con K dando las unidades de m en $\text{txseg}^2/\text{cm.}$, lo que obliga a restituir el valor final de w^2 multiplicándolo por 10^6seg^{-2} .

Después de aplicar el Stodola se obtiene:

$$\sum x_{\text{col}} = 56.6 + 110.6 + 159.4 = 326.6$$

$$\sum x_{\text{asum}} = 1.00 + 1.95 + 2.82 = 5.77$$

y ,

$$w_1^2 = \frac{5.77}{326.6} \times 10^6 \text{seg}^{-2} = 17666.9 \text{seg}^{-2}$$

con lo que se ha encontrado el primer modo.

4.4.3. Método de Holzer.

Aplicando el método de Holzer se obtiene el valor de los modos segundo y tercero.

$$w_2^2 = 410343 \text{ seg}^{-2}$$

$$w_3^2 = 1150896 \text{ seg}^{-2}$$

El método de Holzer se aplicó a una veintena de puntos para obtener los datos graficados en la Figura 47.a ; no se incluye el cuadro por no considerarlo necesario pero en el cuadro N°10 los valores d han sido obtenidos por ese método.

4.4.4. Obtención de los desplazamientos reales y los cortantes.

En el cuadro N°10 se han realizado todas las operaciones necesarias para hallar los desplazamientos y a parecen en el gráfico de la Figura 47.b. Los desplazamientos reales se obtienen multiplicando X' por U.K.

$$X = U.K \times X' = 1.3 X'$$

Respecto a los cortantes obtenidos en el cuadro N°10 hay dos factores a considerar, el primero de los cuales es que no se puede asegurar que el método de Holzer sea adecuado para el tipo de estructuras de que se ocupa este trabajo. Además debe tenerse presente que se ha dado prioridad a un método de cargas estáticas equivalentes en virtud de la sencilla estructura de los tanques elevados sobre fuste circular.

C U A D R O N° 10

MODO j	PISO i	d	X	w ²	w	T	a	∅	W	c	x'	x	K	x'	V'	V	V ²
1	1	1.000	0.355	176.7x10 ²	132.9	0.04728	0.1383	0.00768	396	1.0615	0.00289	0.00376	154391	0.00289	446.19	580.05	336454.5
	2	1.954	0.694						400		0.00566	0.00736	154391	0.00277	427.65	555.96	309089.3
	3	2.816	1.000						2614		0.00815	0.01059	154391	0.00249	384.43	499.76	249759.1
2	1	1.000	-6.536	4103.4x10 ²	640.6	0.00981	0.2336	0.00056	396	-0.0701	0.00026	0.00034	154391	0.00026	40.14	52.18	2723.0
	2	0.926	-6.052						400		0.00024	0.00031	154391	-0.00002	-3.08	-4.00	16.0
	3	-0.153	1.000						2614		-0.00004	-0.00005	154391	-0.00028	-43.23	-56.20	3158.3
3	1	1.000	18.868	11509x10 ²	1072.8	0.00586	0.2773	0.00024	396	0.0085	0.00004	-0.00005	154391	-0.00004	-6.18	-8.03	64.5
	2	-1.012	-19.094						400		-0.00004	-0.00005	154391	-0.00008	-12.35	-16.05	257.76
	3	0.053	1.000						2614		0.000002	0.000003	154391	0.000042	6.48	8.42	70.96

Los cortantes de entrepiso considerando los tres primeros modos son:

$$V_1 = 336454 + 2723 + 64 = 582.4$$

$$V_2 = 309089 + 16 + 258 = 556.2$$

$$V_3 = 249759 + 3158 + 71 = 503.0$$

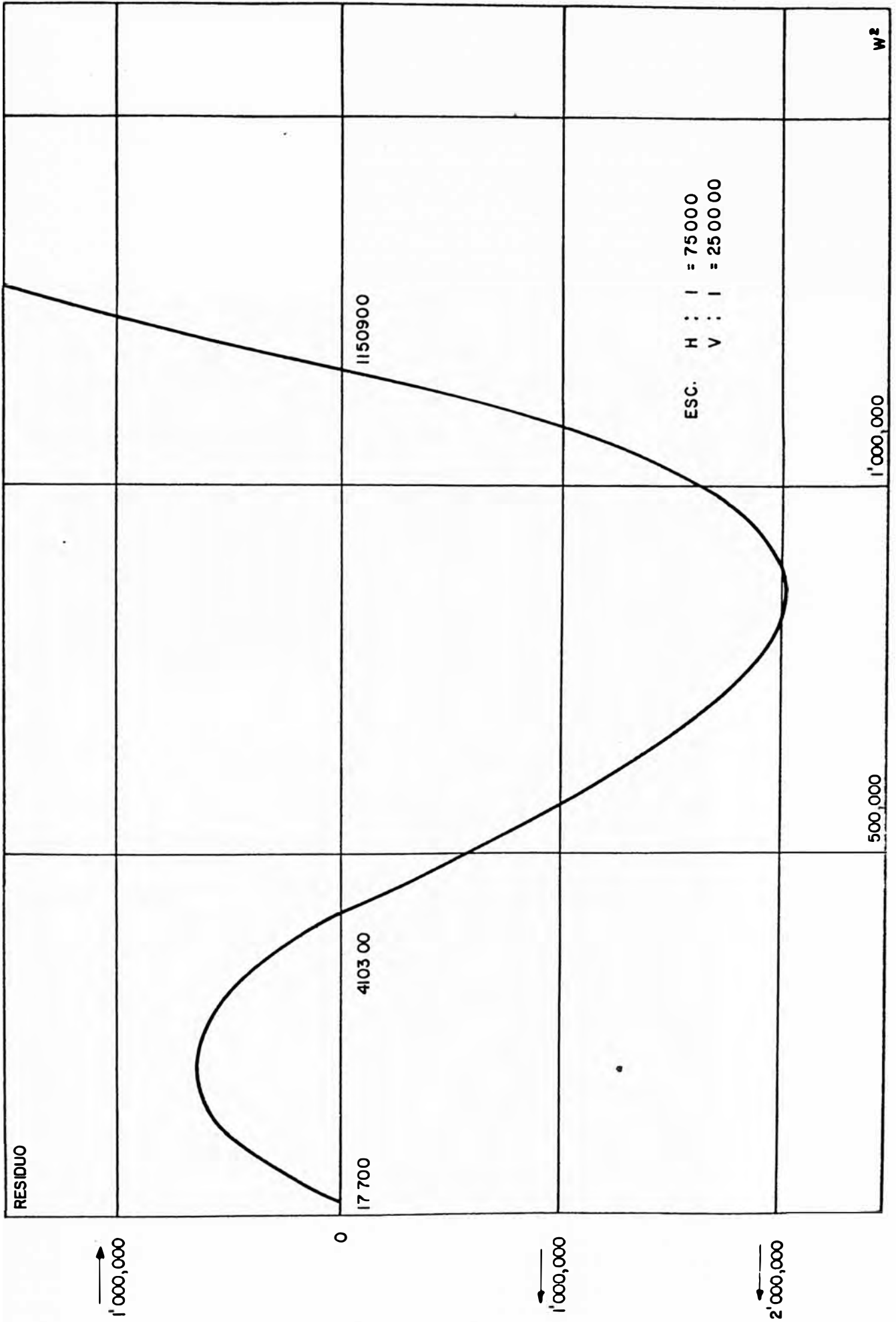


FIGURA - 47a

DESPLAZAMIENTOS VERDADEROS

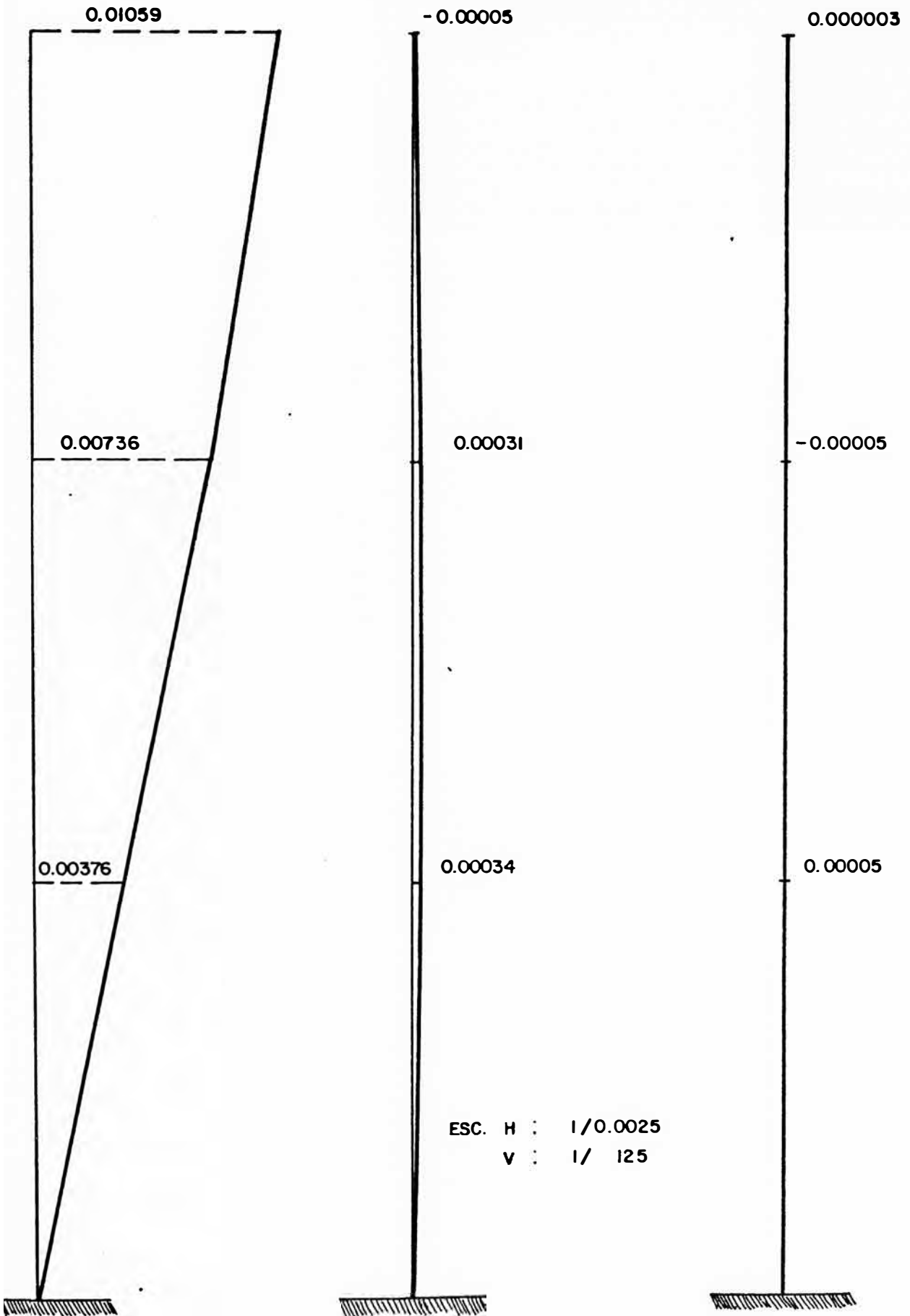


FIGURA - 47b

BIBLIOGRAFIA.

Referencias N°s 6,7,10,11,12,13,14,15,16,18 y 19.

* C A P I T U L O V *

CIMENTACION DEL RESERVORIO INTZE

5.1. ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

Se elige una zapata continúa en anillo circular. Según W.S.Gray para que exista una distribución uniforme de presiones, el área hacia afuera debe ser igual al área hacia dentro del círculo medio. Asumiendo una resistencia adecuada del suelo se dan las siguientes dimensiones que luego se verificarán al sumar todas las cargas.

La altura inicial de la zapata es de 1.60m. pero se ha previs

to un aumento en la altura hasta 2.25m. cuando se haga la verificación por corte.

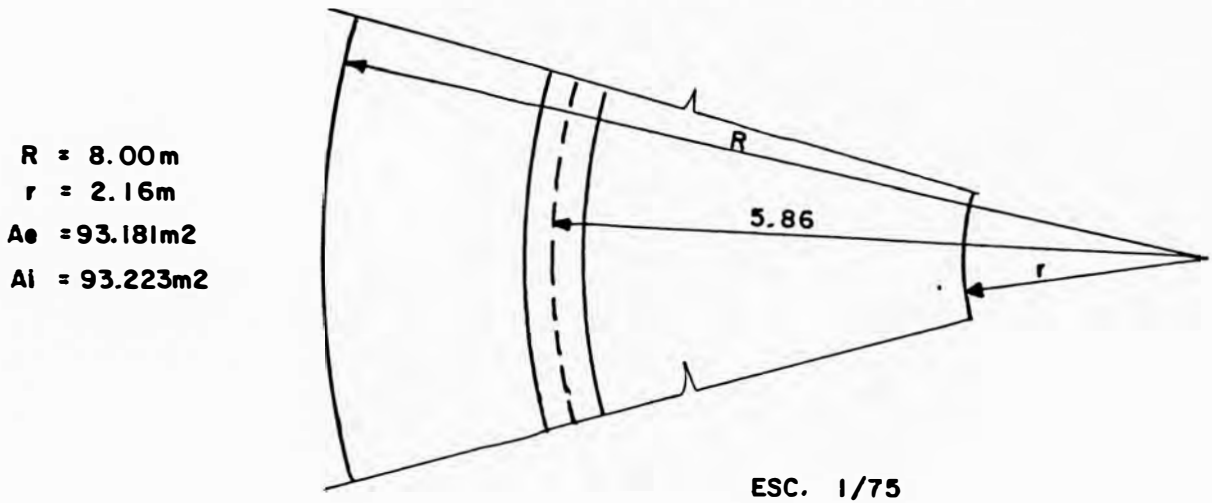


FIGURA - 48

5.2. DISEÑO DE LA CIMENTACION.

En principio se hace el metrado de cargas para verificar las presiones sobre el suelo y la estabilidad al vuelco; luego se procede al diseño.

5.2.1. Metrado de cargas.

En el sector exterior:

- A. Peso del reservorio con agua /2 = 1705.1 Tn.
 - B. Peso del relleno exterior = $(83.8 \times 2.2 \times 1.5)$ = 276.5 Tn.
 - C. Peso de la zapata (exterior) = $(93.2 \times 1.6 \times 2.4)$ = 357.9 Tn.
- =====
- 2339.5 Tn.

En el sector interior:

A.	Peso del reservorio con agua /2	=	1705.1 Tn.
B.	Peso del relleno interior = (84.2x2.2x1.5)	=	277.9 Tn.
C.	Peso de la zapata (inferior) = (93.2x1.6x2.4)	=	357.9 Tn.
			=====
			2340.9 Tn.

$$\text{Presión exterior} = 2.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Presión interior} = 2.51 \text{ kg/cm}^2$$

5.2.2. Estabilidad al vuelco.

Con las dimensiones y metrados efectuados se ha lla la estabilidad al volteo con respecto a la arista inferior externa de la zapata. La relación Momento resistente entre Momento de vuelco debe ser mayor que 1.5 según el punto 1.18.5 de la referencia 11.

$$\frac{M_r}{M_v} = \frac{\text{Peso total} \times 8.00}{22467 \text{ T-m}}$$

$$\frac{M_r}{M_v} = \frac{(2339.5 + 2340.9) \times 8.00}{22467 \text{ T-m}}$$

$$\frac{M_r}{M_v} = 1.67$$

lo que también significa que las dimensiones de la zapata pueden reducirse. Las nuevas dimensiones que son fácilmente verificables son:

$$R = 7.70\text{m.} ; r = 3.06 ; A_e = 78.384 ; A_i = 78.464$$

$$\text{Peso al exterior} = 2233.8 \text{ Tn.}$$

$$\text{Peso al interior} = 2235.7 \text{ Tn.}$$

$$\text{Presión exterior} = 2.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Presión interior} = 2.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r / M_v = 1.53$$

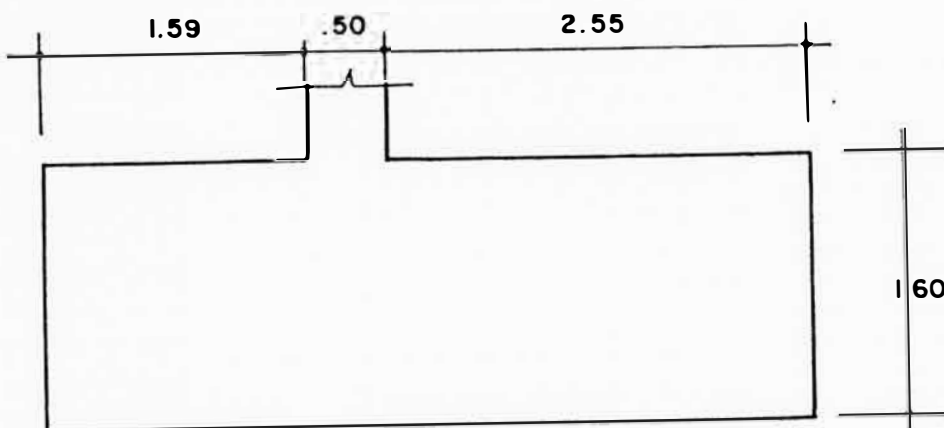
5.2.3. Variación de presión por el momento de volteo.

El perímetro de la pared soportante es:

$2 \pi \times 5.86 = 36.8\text{mts.}$, o sea que el peso que recibe la zapata de la estructura es de :

$$3410.2/36.8 = 92.7 \text{ Tn/mt.}$$

La distribución uniforme de las cargas en dos áreas iguales a ambos lados del eje medio evita la aparición de torsiones del tipo "anillo de humo" en la zapata.



ESC. 1/50

FIGURA - 49

$$D = 15.40\text{m.} ; d = 6.12\text{m.}$$

Hallamos el momento de inercia en la base.

$$I = \frac{\pi}{64} (15.40^4 - 6.12^4) = 2692 \text{ m}^4$$

$$Z = \frac{2692}{15.40/2} = 349.6 \text{ m}^3.$$

El mayor incremento y disminución de presión que el Momento de volteo puede producir es $\pm M_V / Z$

$$+ \frac{M_V}{Z} = + \frac{22467 \text{ T-m}}{349.6} = + 64.3 \text{ Tn/m}^2$$

En el borde interior de la zapata será de 25.5 Tn/m^2 , lo que significa que hay una carga desbalanceada de 38.8 Tn/m^2 .

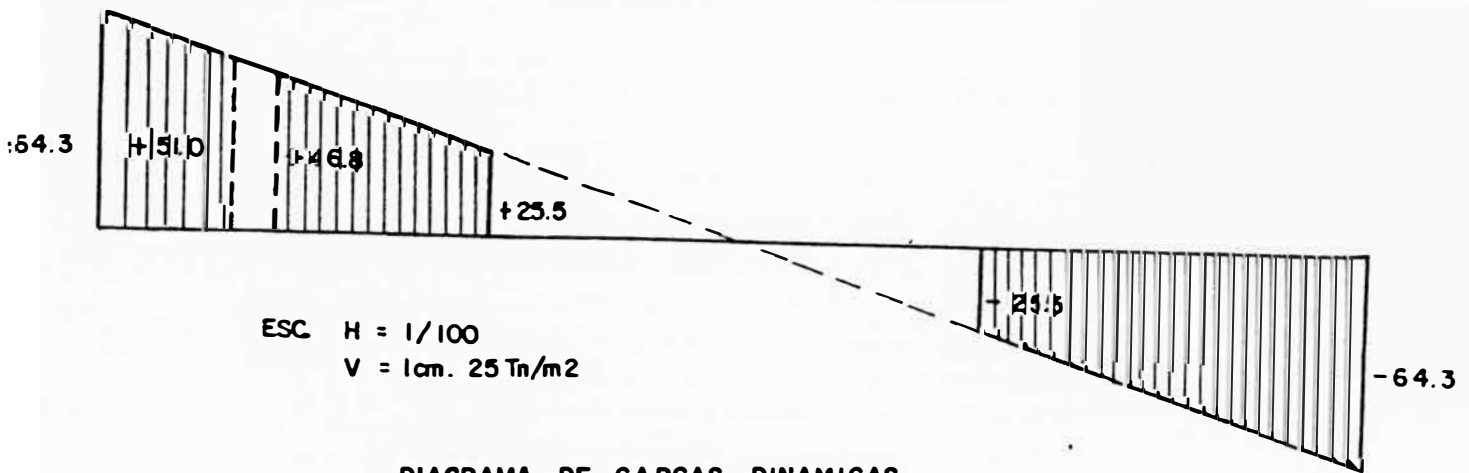


DIAGRAMA DE CARGAS DINAMICAS

FIGURA - 50

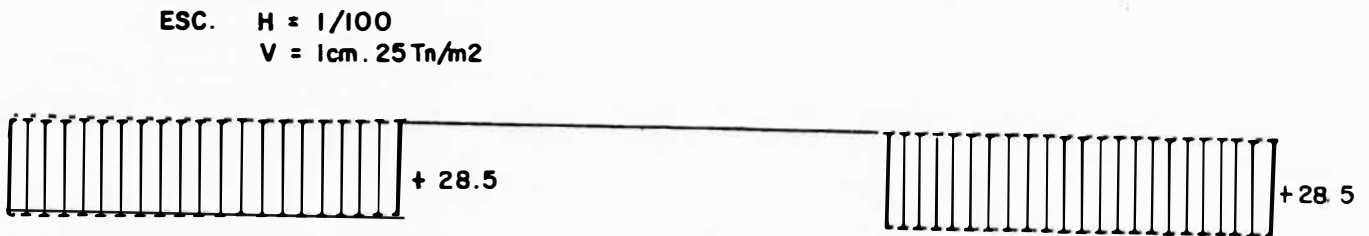


DIAGRAMA DE CARGAS ESTATICAS

FIGURA - 51

Tanto la parte exterior como la parte interior de la za pata se comportan como voladizos empotrados en la cara del fuste que se calcula para máxima solicitación. Las longitudes de arco exterior e interior son 1.31 y 0.52m.

5.2.4. Cálculo del refuerzo.

El método por aplicar consiste en dividir el voladizo en dos partes y hallar el Momento considerando la carga extrema afectada por el coeficiente $\frac{2}{3}$ y la carga en la cara del fuste afectada por el coeficiente $\frac{1}{3}$.

A. Volado exterior.

Tiene una longitud de 1.59m.

$$M^- = 1.31 \times \frac{1}{2} (92.8) (1.59)^2 \frac{2}{3} + \frac{1}{2} (79.5) (1.59)^2 \frac{1}{3}$$

$$M^- = 135.9 \text{ Tn-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kxb}} = \sqrt{\frac{135.9 \times 10^5}{18.2 \times 100}}$$

$$d = 86 \text{ cm} < d = 1.50 \text{ m} < 2.145 \text{ (Por corte)}$$

$$A'_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{135.9}{1.7 \times 0.876 \times 2.145}$$

$$A'_s = 42.5 \text{ cm}^2.$$

La cuantía mínima es de 44.4 cm^2 .

$A_s = \emptyset 1''$ a $.11(46.4 \text{ cm}^2)$. Este refuerzo se coloca en la cama inferior; no se puede cortar varillas debido a la divergencia hacia el borde exterior.

B. Volado interior.

Tiene una longitud de 2.55mts.

$$M^- = \frac{1}{2} (75.3) (2.55)^2 \frac{1}{3} + 0.52 \times \frac{1}{2} (54) (2.55)^2 \times \frac{2}{3}$$

$$M^- = 142.5 \text{ Tn-m.}$$

$$d = 1.50 \text{ m} < 2.145 \text{ m (Por corte)}$$

$$A'_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{142.5}{1.7 \times 0.876 \times 2.145}$$

$$A'_s = 44.6 \text{ cm}^2.$$

$A_s = \emptyset 1''$ a $.101 \text{ m} (50.5 \text{ cm}^2)$. Este refuerzo se coloca en la cama inferior y se puede cortar el 50% una vez pasados 2.05m. desde la cara del fuste.

C. Refuerzo superior; volado exterior e interior.

Este es el caso en que se deben sumar los esfuerzos. En la parte externa se tendrá $- 35.8 \text{ Tn/m}^2$ y en la cara exterior del fuste es $- 22.5 \text{ Tn/m}^2$; en la cara interior vale $- 18.3 \text{ Tn/m}^2$ y $+ 3.0 \text{ Tn/m}^2$ en el extremo interior. El máximo valor de Momento se obtiene en la cara exterior y vale $M = 49 \text{ Tn-mt.}$ con lo que $A'_s = 15.3 \text{ cm}^2$.

$$A_s = \emptyset 3/4'' \text{ a } .18 \text{ m.} (15.8 \text{ cm}^2).$$

En el lado interior se cortará la mitad de las varillas 50cm. antes del borde de la zapata.

D. Refuerzo transversal.

Para este refuerzo circunferencial se considera la carga desbalanceada de 38.8 Tn/m^2 entre ambos extremos de la zapata; se asume la distancia entre los bordes externo e interno para calcular el Momento.

$$M = \frac{1}{8} (38.8)(4.64)^2 = 104.4 \text{ Tn-mt.}$$

$$A'_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{104.4}{1.7 \times 0.876 \times 2.145}$$

$$A'_s = 32.7 \text{ cm}^2/\text{mt.}$$

$A_s = 8 \text{ } \emptyset \text{ 1" a .15, r a .30 en ambas capas.}$

Las primeras ocho varillas corresponden al borde interior según se aprecia en los planos.

5.2.5. Verificación del cortante.

El corte se verifica en las dos caras del fuste para la máxima sollicitación.

A. En la cara exterior.

El área correspondiente a un metro de fuste es:

$$(7.70^2 - 6.11^2)/2r = 1.90 \text{ m}^2$$

$$V = 28.5 \times 1.90 + \frac{1}{2} (1.31 \times 64.3 + 51.0) \times 1.59$$

$$V = 161.7 \text{ Tn por metro.}$$

Se hace la verificación para $v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 8.87 \text{ kg/cm}^2$

$$d = \frac{161.7}{0.85 \times 8.87 \times 100} = 214.5 \text{ cms.}$$

lo que determina una nueva altura de zapata que es:

$214.5 + 7.5 = 222 \text{ cm.}$, lo que convertimos en 225cms. de peralte total.

B. Segundo caso.

A la distancia d desde la cara del fuste y hasta el borde interior se obtiene el área de carga en la que se aplican las máximas presiones. La única razón para elegir el sector interior es porque es el más solicitado.

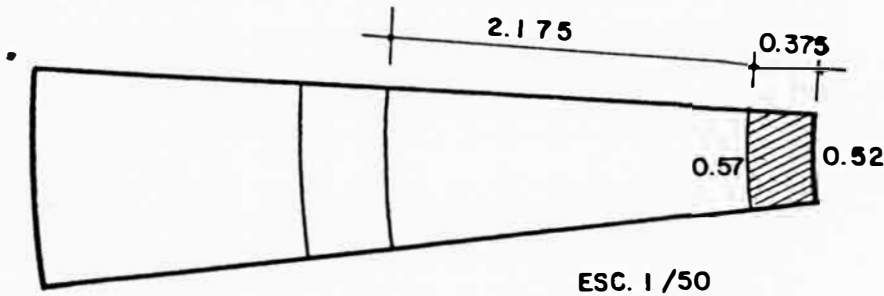


FIGURA - 53

Las presiones efectivas son 60.6 Tn/m^2 a la distancia d y 54.0 Tn/m^2 en el borde de la zapata.

$$V = \frac{1}{2} (0.57 \times 60.6 + 0.52 \times 54) \times 0.375$$

$$V = 11.74 \text{ Tn.}$$

$$v = \frac{11.74 \times 10^3}{0.85 \times 57 \times 217.5} = 1.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$v < v_c = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.85 \text{ kg/cm}^2.$$

BIBLIOGRAFIA.

Referencias N°s 19, 20 y 21.

* C A P I T U L O VI *

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO CILINDRICO

Dimensionamiento de la cuba.

Este procedimiento se relaciona básicamente con la capacidad de líquido que deberá contener el reservorio (1500 m^3); en tal sentido puede decirse que hay bastante libertad para elegir por lo que bastará tener en cuenta que el resultado más conveniente se obtiene cuando la altura de agua es igual al radio de la base, por lo que en ambos ca sos se ha elegido una dimensión de 7.85 metros. La pared cilíndrica tiene 7.50 metros de altura por 0.37 metros de espesor, lo que significa que la superficie de agua entra en contacto con el anillo viga superior ; la pared de la chimenea central tendrá ocho (8.00) metros de altura y quince (15) centímetros

de espesor. El radio medio de la cuba, según las dimensiones del párrafo anterior, será de 8.035 metros; la losa de fondo tendrá 0.85 metros de espesor y un radio exterior de 8.35 metros. Para calcular la losa de fondo se siguen pasos previos para determinar el diámetro medio del fuste soportante al que se dará 0.38 metros de espesor.

6.1. ESTRUCTURACION.

Una característica primordial de las cáscaras de revolución es la simplicidad de la estructura que se diferencia mucho de las estructuras comunes; al no existir mayores complicaciones y habiéndose definido las dimensiones principales se procederá entonces a calcular los elementos de la cuba.

6.1.1. Cálculo de la cúpula de cubierta.

6.1.1.1. Dimensionamiento y cálculo de esfuerzos.

Las cargas sobre la cúpula son iguales a las del tanque INTZE pero en el caso de la linterna se ha previsto una sobrecarga de 500kg/m². para utilizarla con fines de control geodésico ; metrando cargas se obtiene:

Losa	2	x1.55x0.8x2400	=	1449.1
4 Columnas	4x0.25x0.25x0.28x2400		=	168.0
Viga de base	2	x1.125x0.17x0.25x2400	=	721.0
S/C		500kg/m ² .	=	3773.8
Baranda metálica:		30kg/ml.	=	212.1
			=====	
				6324kg.

El peso P por metro lineal de abertura es:

$$P = \frac{6324}{2 \pi (1.00)} = 1006.5\text{kg/ml.}$$

Una flecha de 2.00 metros hace una relación con la

cuerda del arco de 1 a 8.03 que es óptima para cúpulas rebajadas. El radio debe cumplir la relación $R (1 - \cos \varphi) = 2.00\text{m.}$, expresión que sólo se puede satisfacer cuando $\varphi = 27^\circ.955$ y el radio mide 17.140 m.

El ángulo de abertura de la linterna se denominará φ_0 y vale:

$$\varphi_0 = \text{Arc Sen } (1.00/17.140)$$

$$\varphi_0 = 3^\circ.345$$

con una pequeña flecha f' .

$$f' = 17.140 (1 - \cos 3^\circ.345) = 0.0292\text{m.}$$

Aplicamos las fórmulas y símbolos que se describe en el Capítulo II:

N_φ = Esfuerzos meridionales según

N_θ = Esfuerzos circunferenciales según θ

$$N_\varphi = - R_p \left(\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\text{Sen}^2 \varphi} \right) - P \frac{\text{Sen} \varphi_0}{\text{Sen}^2 \varphi}$$

$$N_\theta = R_p \left(\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\text{Sen}^2 \varphi} - \cos \varphi \right) + P \frac{\text{Sen} \varphi_0}{\text{Sen}^2 \varphi}$$

Metrando cargas se halla p:

$$\text{Peso propio} : 0.08 \times 2400 = 192 \text{ kg.}$$

$$\text{S/C (Acabados e impermeabilidad)} = 100 \text{ kg.}$$

$$\text{=====}$$

$$292 \text{ kg.}$$

$$p = 292 \text{ kg/m}^2.$$

Conocidos los valores P y p se comenzará a calcular desde φ_0 cada cinco grados hasta la abertura máxima, sea $\varphi = 27^\circ.955$; luego, con fines ilustrativos se hallan tres valores hasta los 90° . incluso los mismos que pueden servir para comproba-

La Figura 54' muestra que en sentido meridional toda la cúpula está en compresión.

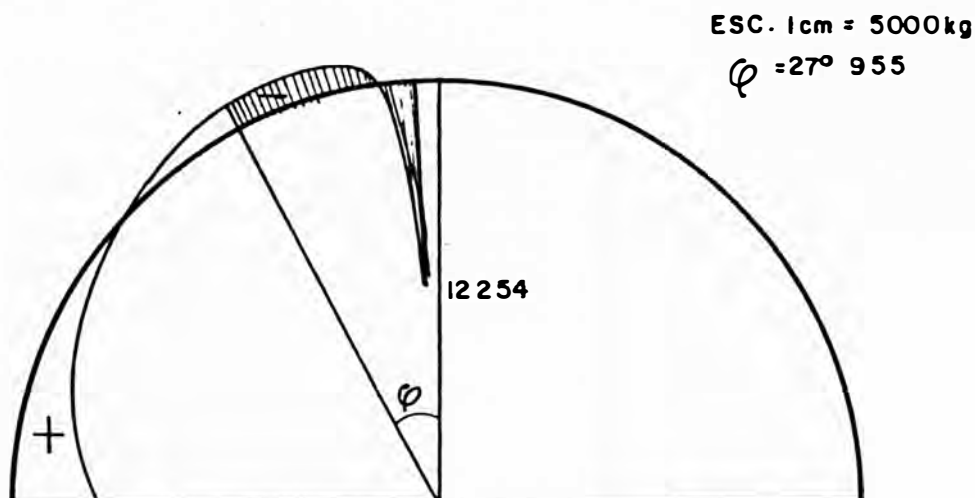


DIAGRAMA N 0

FIGURA - 55

En sentido circunferencial el sector de cúpula que se analiza tiene una pequeña zona de tracción pero el resto está en compresión. Si el ángulo φ de apertura fuera mayor, la cúpula entraría en tracción nuevamente a los 51° tal como se aprecia en la Figura 55'.

6.1.1.2. Cálculo del refuerzo.

A. En sentido meridional se toma la compresión máxima para hacer la verificación por aplastamiento:

$$f_c = 0.30 f'_c = 84 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_c^a = \frac{17250}{8 \times 100} = 21.6 \text{ kg/cm}^2 < f_c$$

Se colocará cuantía mínima:

$$A'_s = 0.002 \times 8 \times 100 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{mt.}$$

$$A_s = \varnothing 3/8'' \text{ a } .24\text{m} (2.96 \text{ cm}^2)$$

La separación de varillas se mide en el radio me dio de 8.035m. y se hará el corte de varillas al ternas cuando la separación se haya reducido a la mitad por convergencia hacia el centro.

B. En sentido circunferencial se utili za la tracción máxima en el borde de la linterna:

$$A'_s = \frac{T}{f_s} = \frac{12254}{1700} = 7.21\text{cm}^2.$$

Se debe verificar la capacidad del concreto para tomar tracciones:

$$f_{ct}^a = \frac{12254}{8 \times 100 + 8 \times 7.21} = 14.3\text{kg/cm}^2.$$

$$f_{ct}^a < f_{ct} = 17\text{kg/cm}^2.$$

Luego, hasta los 5° se colocará:

$$A_s = \emptyset 3/8'' \text{ a } .09\text{m.} (7.8\text{cm}^2/\text{m})$$

Y posteriormente $\emptyset 3/8''$ a .24m. (2.9cm²/m)

6.1.1.3. Zona de empalme.

La vecindad de la viga anular en el en cuentro con la cúpula es una zona que conviene reforzar para prevenir la posible aparición de momentos flectores que no son considerados por la teoría de la membrana. El ensanche a lo largo de la cúpula tendrá un metro de longitud radial extendiéndose hasta el borde exterior de la viga anular superior y es el único refuerzo necesario ante cualquier eventualidad; su peso hallado geo métricamente alcanza 140kg. por metro lineal en el borde de la cúpula, cifra que afecta en muy poco el empuje meridional sobre la viga de sopor te por lo que sólo será tomado en cuenta como car ga vertical.

6.1.2. Cálculo del anillo viga superior.

Este anillo recibe en la parte inferior una pequeña presión de agua equivalente a 0.35m. de altura que ejerce una tracción igual a $350 \times 8.035 = 2812\text{kg}$.

El empuje de la cúpula está dado por la componente horizontal de los esfuerzos N_φ :

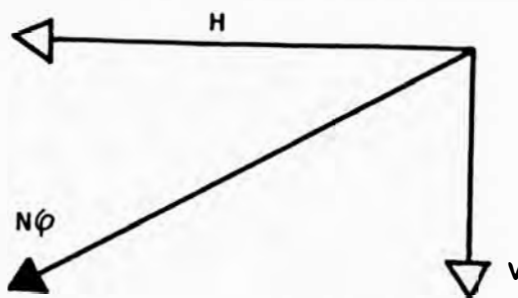


FIGURA - 56

$$N_\varphi = 3104 \text{ kg/m.}$$

$$\begin{aligned} H &= N_\varphi \cos \varphi & V &= N_\varphi \sin \varphi \\ H &= 2549\text{kg.} & V &= 1353\text{kg.} \end{aligned}$$

Se elige una sección de 0.40x0.50 para el diseño y se halla su peso:

$$P_v = 0.40 \times 0.50 \times 2400$$

$$P_v = 480\text{kg/ml.}$$

La fuerza horizontal H produce tracciones en el anillo:

$$F = \frac{1}{2} H \times 2R$$

$$F = \frac{1}{2} (2549 \times 8.035) \times 2$$

$$F = 20481 \text{ kg.}$$

$$T = 20481 + 2812 = 23293 \text{ kg.}$$

Verificando el concreto en tracción:

$$f_{ct}^a = \frac{23293}{2000} = 11.6 \text{ kg/cm}^2 < f_{ct}$$

La escasa influencia del agua se puede omitir en este cálculo considerando que gran parte del refuerzo que proviene de la pared atraviesa la viga.

6.1.2.1. Cálculo del refuerzo.

A. Refuerzo principal.

$$A'_s = \frac{F}{1700} = \frac{23293}{1700}$$

$$A'_s = 13.7 \text{ cm}^2.$$

Con este refuerzo preliminar se verifica nuevamente la sección:

$$f_{ct}^a = \frac{23293}{40 \times 50 + 8(13.7)}$$

$$f_{ct}^a = 11 \text{ kg/cm}^2 < f_{ct}$$

Se utilizarán barras de $\emptyset 5/8''$:

$$A_s = 8 \emptyset 5/8'' \quad (16.0 \text{ cm}^2)$$

B. Cálculo del refuerzo transversal.

Bastará una cuantía mínima.

$$A'_s = 0.002 \times 2000$$

$$A'_s = 4.00 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \square \emptyset 3/8'' \text{ a } 0.17 \quad (4.2 \text{ cm}^2)$$

6.1.3. Cálculo de la pared cilíndrica.

La pared tiene una sección uniforme de 37cm. y una altura de 7.50mts., aunque para todos los efectos se va a considerar la altura de agua de 7.85m.

Inicialmente se toma la presión de agua en la base para un metro de pared; el diámetro medio es de 16.07m.

$$\begin{aligned} Q &= \gamma \cdot h \\ T &= \gamma \cdot h \cdot D/2 \\ T &= 1000 \times 7.85 \times \frac{16.07}{2} \\ T &= 63075 \text{kg.} \\ A'_s &= \frac{63075}{1700} = 37.1 \text{cm}^2. \end{aligned}$$

Verificando el concreto:

$$f_{ct}^a = \frac{63075}{37 \times 100 + 8 \times 37.1} = 15.8 \text{kg/cm}^2.$$

$f_{ct}^a < f_{ct}$, es conforme.

A. Cargas sobre la pared.

Tenemos la componente vertical V que ejerce la cúpula y el peso de la viga P_v . También debe considerarse el ensanche.

$$V + P_v + 140 = 1353 + 480 + 140$$

$$P_T = 1973 \text{kg.}$$

Esta carga sólo produce compresiones.
No hay tracciones circunferenciales:

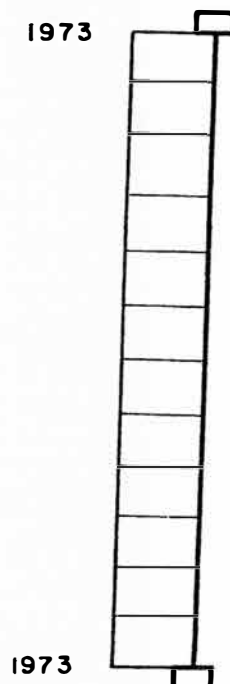
$$t = 0$$

DIAGRAMA DE COMPRESIONES

ESC. V : 1/100

H : 1cm = 2000kg

FIGURA - 57



B. Cargas de peso propio.

Son compresiones que se incrementan en sentido lineal.
Por motivos prácticos se divide la pared en 5 partes.

y	c	t
0	0	0
1.57	1083	0
3.14	2478	0
4.71	3872	0
6.28	5263	0
7.85	6660	0

No hay tracciones circunferenciales:

$$t = 0$$

CARGAS DE PESO PROPIO

ESC. V : 1 / 100
H : 1cm = 2000kg

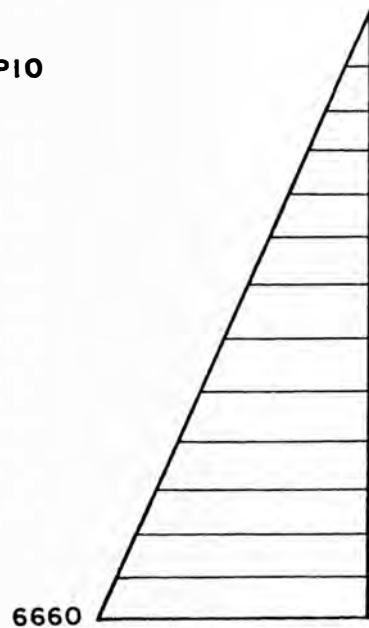


FIGURA - 58

C. Acción del agua en la pared.

Se utilizan las tablas de Portland Cement Association y un procedimiento similar al del primer reservorio. La sobrepresión por sismo es:

$$p = \frac{7}{8} \cdot s \cdot w (H \cdot y)^{1/2}$$

$$p = \text{presión en kg/m}^2.$$

$$s = 0.12$$

$$w = 1000 \text{ kg/m}^3.$$

$$H = \text{altura máxima de agua (7.85m.)}$$

$$y = \text{profundidad a la que actúa } p.$$

Esta sobrecarga también se aplica al fondo del reservorio. La pared se divide en 10 secciones representativas que permiten aplicar el método P.C.A.; trasladamos todas las unidades métricas a unidades inglesas:

$$H = 7.85\text{m.} = 25.75 \text{ pies.}$$

$$D = \text{diámetro interior} = 51.5 \text{ pies.}$$

$$w = 62.5 \text{ lib/pie}^3$$

$$C = \text{coeficiente de contracción} = 0.0003$$

$$E_s = 30 \times 10^6 \text{ p.s.i.}$$

$$f_{ct} = 0.10 f'_c = 0.10 (280 \times 14.19) = 397 \text{ p.s.i.}$$

$$n = 8$$

$$E_c = 4270 w^{1.55} \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 2.77 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 3.9 \times 10^6 \text{ p.s.i.}$$

$$f_s = 24100 \text{ p.s.i. (1700 kg/cm}^2) \text{ tracción.}$$

$$f_s = 29\ 800 \text{ p.s.i. (2100 kg/cm}^2) \text{ otros fines.}$$

6.1.3.1. Pared empotrada en la base con carga trapezoidal. Pared articulada.

La carga de agua tiene una configuración triangular y la carga de sismo p tiene una configuración rectangular con lo que, sumadas, se forma un trapecio. Según la fórmula antes citada $p = 824 \text{ kg/m}^2$, o sea $p = 168 \text{ lib/pie}^2$ por pie.

Para poder aplicar las tablas se requiere conocer los productos $w.H.R$ y $p.R$:

$$w.H.R = 62.5(25.75) \frac{51.5}{2}$$

$$w.H.R = 41441 \text{ lib/pie}$$

$$p.R = 168(25.75)$$

$$p.R = 4326 \text{ lib/pie}$$

Las tracciones circunferenciales se hallan multiplicando los coeficientes de las tablas I y III por $w.H.R$ y $p.R$ respectivamente para sumar los resultados como se puede ver en el cuadro C. Para ingresar a las tablas debe obtenerse el valor de $H^2/D.t$:

$$\frac{H^2}{D.t} = \frac{(25.75)^2}{51.5 \times 1.22} = 10.6$$

Los momentos para esta distribución de carga se hallan multiplicando los coeficientes de la tabla VII por $w H^3$ y los coeficientes de la tabla IX por $p H^2$.

$$w H^3 = 1067116 \text{ lib/pie}$$

$$p H^2 = 111395 \text{ lib/pie}$$

Los resultados se incluyen en el cuadro D. y los diagramas en la Figura 58 a.

El siguiente paso es hallar el cortante en la base de la pared aplicando los coeficientes de la tabla XVI que se multiplicarán por $w H^2$ y $p H$ respectivamente.

$$V = 0.154 (w H^2) + 0.168 (p.H)$$

$$V = 0.154 (41441) + 0.168 (4326)$$

$$V = 7109 \text{ lib/pie}$$

El concreto toma un cortante v :

$$v = \frac{V}{0.875 \text{ bxd}} = \frac{7109}{0.875 \times 12 \times 12.6}$$

C U A D R Ő C

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente T I Carga triangular	-.009	+ .098	+ .206	+ .320	+ .435	+ .542	+ .614	+ .602	+ .456	+ .189	0
Coeficiente T III Carga rectangular	+ .990	+ .998	+ 1.008	+ 1.020	+ 1.037	+ 1.041	+ 1.004	+ .875	+ .609	+ .237	0
Tracción circunf. Carga triangular	- 400	+4100	+ 8500	+13300	+18000	+22500	+25400	+25000	+18900	+ 7800	0
Tracción circunf. Carga rectangular	+4300	+4300	+ 4400	+ 4400	+ 4500	+ 4500	+ 4300	+ 3800	+ 2600	+ 1000	0
T O T A L	+3900	+8400	+12900	+17700	+22500	+27000	+29700	+28800	+21500	+ 8800	0

C U A D R O D

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente T.VII Carga triangular	0	0	0	+.0001	+.0004	+.0006	+.0017	+.0027	+.0028	-.0010	- .117
Coeficiente T IX Carga rectangular	0	0	-.0001	0	+.0002	+0.0008	+.0019	+.0028	+.0025	-.0019	-.0140
Momento Carga triangular	0	0	0	+ 100	+ 400	+ 600	+ 1800	+ 2900	+ 3000	- 1100	-12500
Momento Carga rectangular	0	0	0	0	0	+ 100	+ 200	+ 300	+ 300	- 200	- 1600
T O T A L	0	0	0	+ 100	+ 400	+ 700	+ 2000	+ 3200	+ 3300	- 1300	-14100

$$v = 53.7 \text{ p.s.i.}$$

En sistema métrico $v = 3.8 \text{ kg/cm}^2$, menor al cortante admisible.

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 4.85 \text{ kg/cm}^2 > v, \text{ es conforme.}$$

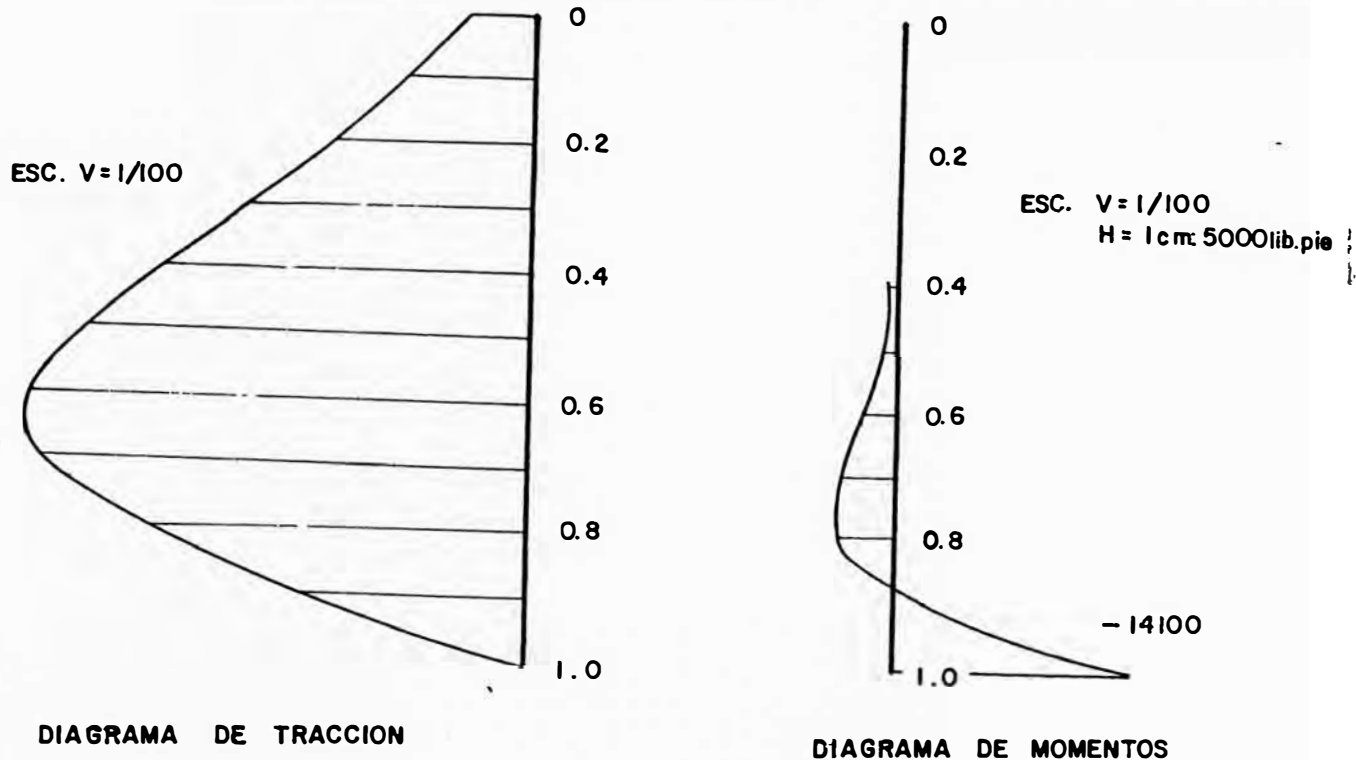


FIGURA - 58a

El momento máximo positivo en el punto 0.8 H equivale a 3300 lb-pie/pie, c lo que es lo mismo, $M = 1500 \text{ kg-mt/mt}$. cuya cantidad de refuerzo se halla de inmediato.

$$A'_S = \frac{1500 \times 10^2}{1700(0.876)32} = 3.15 \text{ cm}^2/\text{mt.}$$

refuerzo que irá en la parrilla exterior sumado al refuerzo nominal.

El momento negativo máximo en la base vale - 14100 lib-pie/pie que equivalen a 6409 Tn-mt/mt, que requieren una cantidad de refuerzo A'_S :

$$A'_S = \frac{6409 \times 10^2}{1700 \times .876 \times 32}$$

$$A'_S = 13.45 \text{ cm}^2/\text{mt.}$$

CUADRO N° 11

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente II Carga Triangular	-.006	+.096	+.199	+.308	+.425	+.549	+.665	+.736	+.691	+.446	0
Coeficiente IV Carga Rectangular	+.994	+.996	+.999	+1.008	+1.025	+1.049	+1.065	+1.036	+.891	+.546	0
Tracción circunf. c. Triángulo.	- 200	+4000	+ 8200	+12800	+17600	+22800	+27600	+30500	+28600	+18500	0
Tracción circunf. c. Rectángulo.	+4300	+4300	+ 4300	+ 4400	+ 4400	+ 4500	+ 4600	+ 4500	+ 3900	+ 2400	0
T O T A L =====	+4100	+8300	+12500	+17200	+24000	+27300	+32200	+35000	+32500	+20900	0

C U A D R O N° 12

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente VIII Ambas cargas.	0	0	0	-.0002	-.0001	+.0001	+.0009	+.0023	+.0040	+.0043	0
Momento Carga Triangular	0	0	0	- 200	- 100	+ 100	+ 1000	+ 2500	+ 4300	+ 4600	0
Momento Carga Rectangular	0	0	0	0	0	0	+ 100	+ 300	+ 400	+ 500	0
T O T A L	0	0	0	- 200	- 100	+ 100	+ 1100	+ 2800	+ 4700	+ 5100	0

Refuerzo que habrá de colocarse en forma de barras hasta 1.70m. desde la base de la pared.

Se puede verificar el concreto incluyendo contracción:

$$f_{ct}^a = \frac{0.0003 \times (30 \times 10^6) \times A'_s + T}{12 \times 14.6 + 8 A'_s}$$

$$A'_s = \frac{T}{f_s} = 1.23 \text{ pulg}^2 \text{ por pie.}$$

$$f_{ct}^a = 220.3 \text{ p.s.i} = 15.5 \text{ kg/cm}^2 < f_{ct}$$

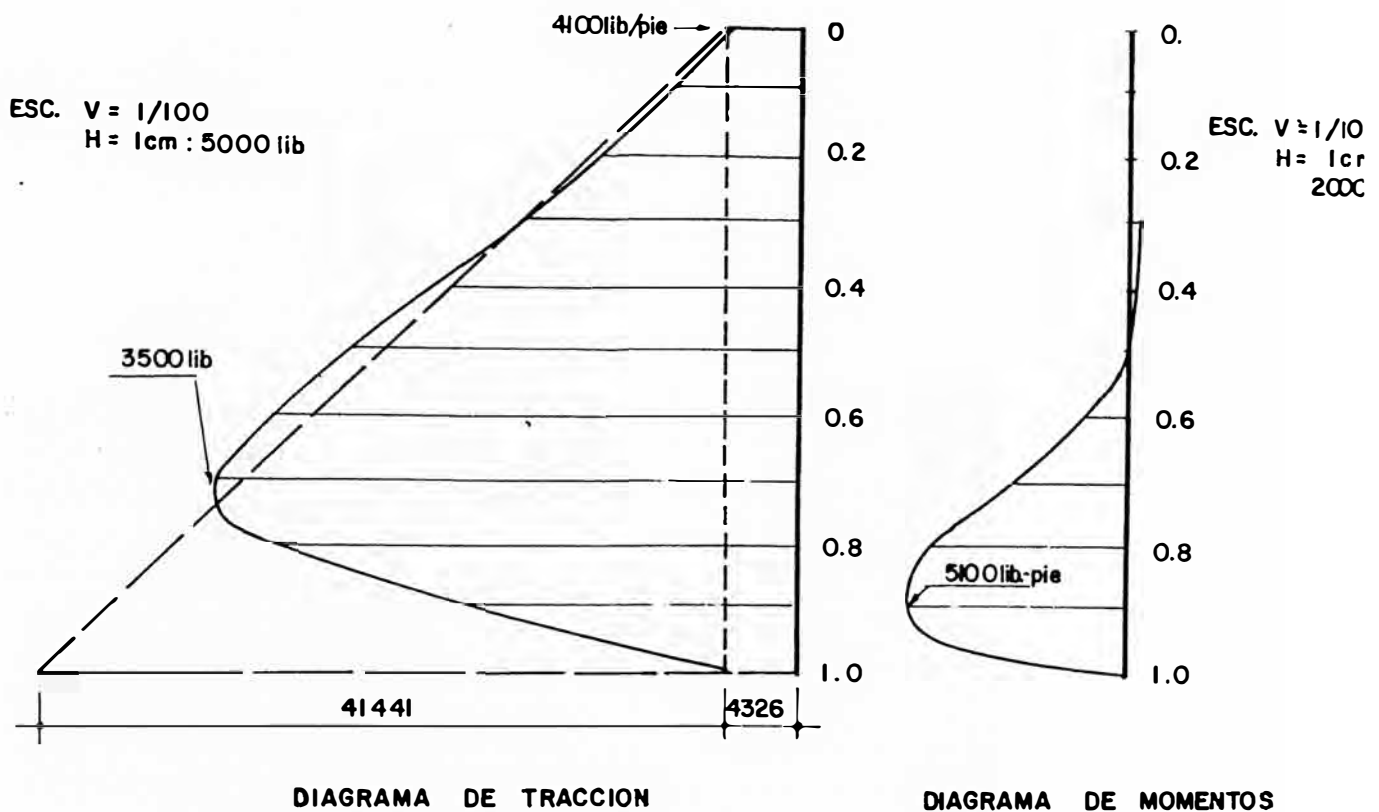


FIGURA - 59

En esta sección se incluyen los cuadros N°s 11 y 12 y los diagramas de la Figura N°59 previstos para base articulada que son útiles para fines de comprobación y también para cálculos menores que no dejan de poseer interés propio como es el caso de la expansión radial.

6.1.3.2. Aplicación de la sección 7; pared con cortante en el extremo superior articulado.

De acuerdo al procedimiento empleado también

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente Tabla V.	-12.00	-5.43	-1.31	+.44	+.79	+.59	+.30	+.10	+.01	0	0
Tracción circular.	- 4100	-1900	- 400	+ 200	+300	+200	+100	0	0	0	0

C U A D R O N° 14

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente Tabla X.	0	+.052	+.047	+.027	+.011	+.001	-.002	-.002	-.002	-.001	0
T O T A L	0	+ 500	+ 400	+ 200	+ 100	0	0	0	0	0	0

en 4.1.3.2. se asignará a la parte superior de la pared un cortante de - 4100 lb. según el cuadro N°11, luego se extrae de la tabla V el coeficiente que corresponde a $H^2/D.t = 10.6$ y se efectúan las operaciones; el coeficiente vale - 12.00.

$$- 12.00 \frac{VR}{H} = - 4100$$

$$V = \frac{4100 \times 25.75}{12.00 \times 25.75} = 341.7 \text{ lib/pie.}$$

Las tracciones para el caso estudiado resultan de la tabla V cuyos coeficientes se multiplicarán por la cifra que resulte de VR/H .

$$\frac{VR}{H} = 341.7 \text{ lb/pie}$$

Las tracciones resultantes así como los momentos obtenidos con la aplicación de la tabla X se encuentran en los cuadros N°s 13 y 14 correspondientes los diagramas de la Figura N°60.

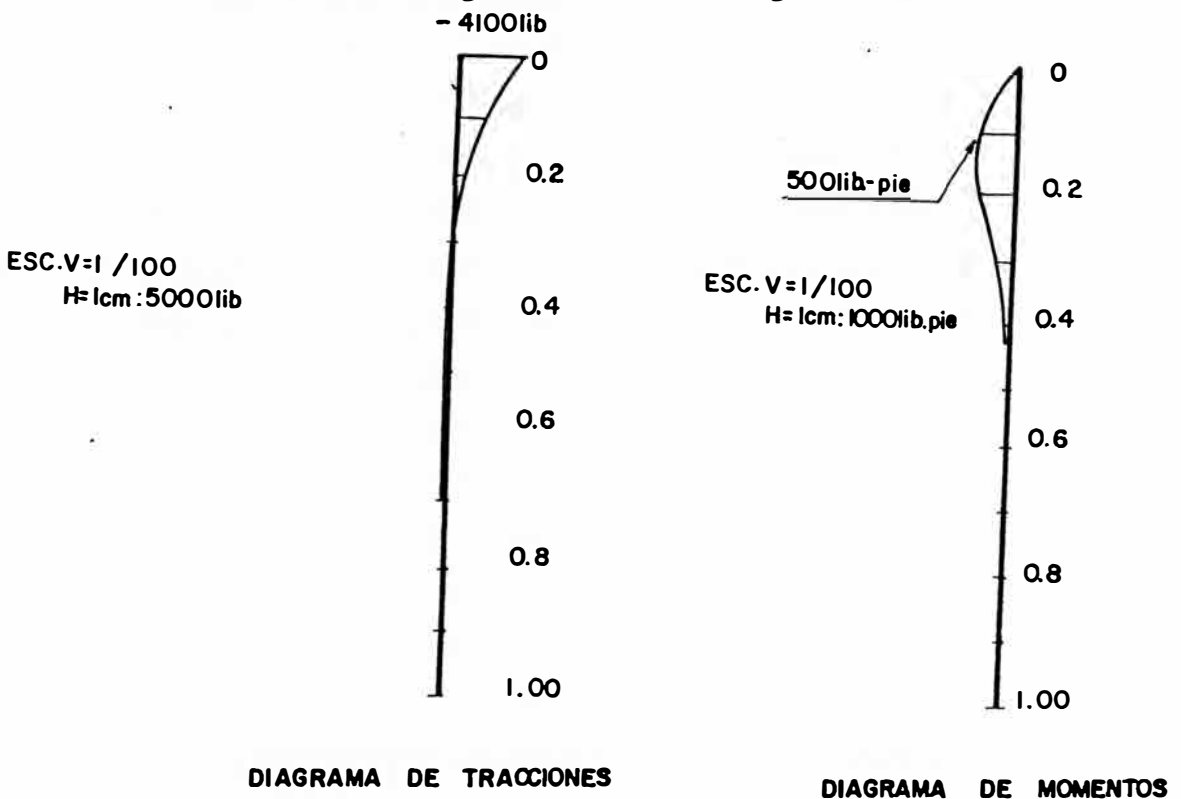


FIGURA - 60

Añadiendo los dos diagramas de la Figura N°60 a los de la sección 6 se obtiene el cuadro N°15, lo que se grafica en la Figura N°61.

C U A D R O N° 15

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Tracción 6 + 7	0	+6400	+12100	+17400	+24300	+27500	+32300	+35000	+32500	+20900	0
Momentos 6 + 7	0	+ 500	+ 400	0	0	+ 100	+ 1100	+ 2800	+ 4700	+ 5100	0

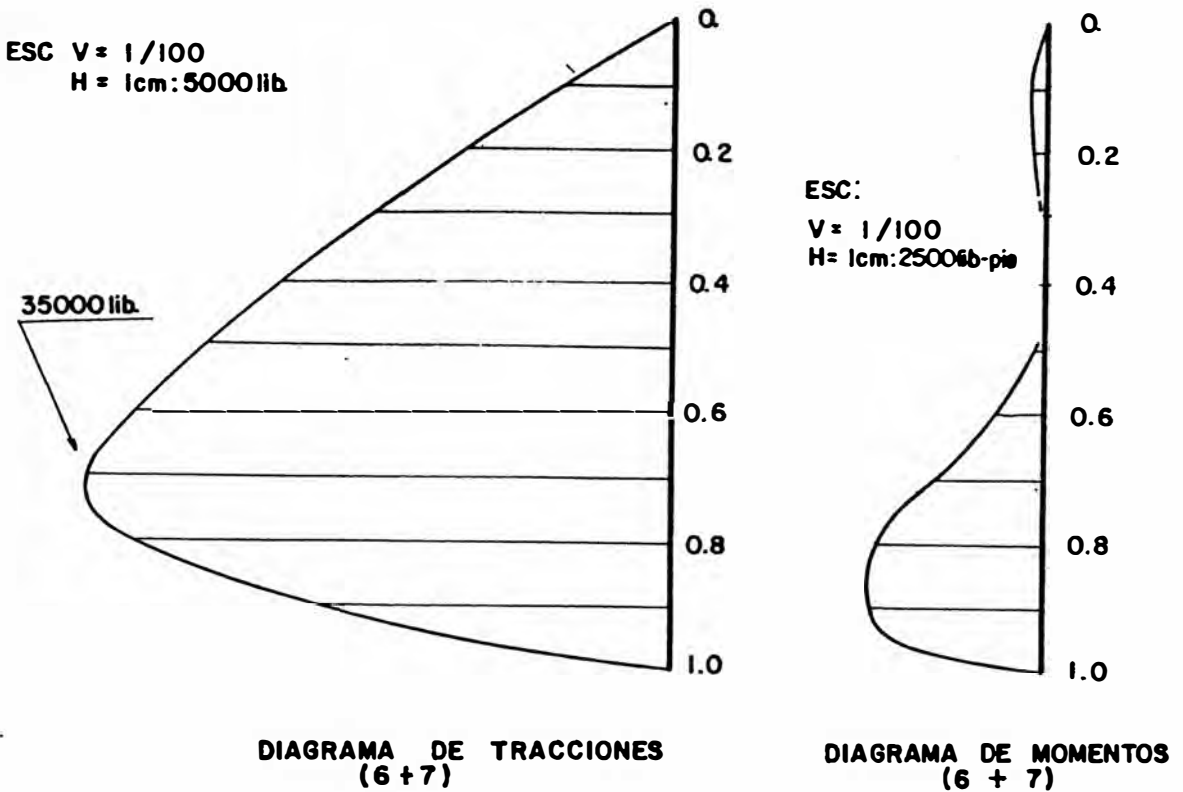


FIGURA - 61

6.1.3.3. Aplicación de la sección 8; pared con fuerza cortante en la base.

La existencia de un desplazamiento de la base en dirección radial por aplicación de una fuerza cortante V en la misma dirección se analiza considerando que si el extremo fuera articulado tal desplazamiento sería cero y la reacción en la pared valdrá lo que resulte de aplicar el coeficiente de la tercera columna de la tabla XVI :

$$V = 0.0846 (41441 + 4326)$$

$$V = 3872 \text{ lib/pie}$$

En realidad, si existe un desplazamiento la reacción será de menor valor, algo que podemos estimar en un 60% de V :

$$V' = 0.60 V = 2300 \text{ lib/pie, hacia dentro.}$$

Superponiendo los casos de las secciones 6 y 8 en el que se utiliza un cortante:

$$V = 3872 - 2300 = 1572 \text{ lib/pie}$$

Se utilizarán los datos de la tabla V con el punto 0.0H en la base y cambiando signo a los coeficientes que, posteriormente habrán de multipli - carse por VR/H :

$$\frac{VR}{H} = \frac{1572 \times 25.75}{25.75} = 1572 \text{ lib/pie}$$

Los resultados del cuadro N°16 plasman todas las operaciones necesarias para hallar las traccio - nes que corresponden a este caso. Los momentos se hallan multiplicando los coeficientes de la tabla X por VH = 1572 x 25.75 = 40479 lib-pie/pie; Se cambiará de signo a los coeficientes y se considera el punto 0.0H en la base en vez de en el punto superior. Además debe sumarse los momen - tos de la sección 6, todo lo cual incluyendo los resultados se puede ver en el cuadro N°17.

Ambos diagramas, de tracciones y de momentos están en la Figura N°62.

El desplazamiento radial que produce :

V = 1572 lib/pie de ancho se puede determinar a partir de la tracción en la base que es 18,900 . lib/pie y la deformación unitaria en la sección transformada.

El refuerzo que se considera es el de la máxima tracción del cuadro N°12.

$$A'_s = \frac{T}{f_s} = 1.45 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

$$f_{ct}^a = \frac{18900}{12 \times 14.6 + 8 \times 1.45} = \frac{18900}{186.8}$$

$$f_{ct}^a = 101.2 \text{ p.s.i.}$$

CUADRO N° 16

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coefficiente Tabla V.	0	0	- .02	- .10	- .29	- .59	- .79	- .44	+ 1.31	+ 5.42	+ 12.00
Tracción Circunferencial V = 1572	0	0	0	- 200	- 500	- 900	- 1200	- 700	+ 2100	+ 8500	+ 18900
Tracción Total Sección 6	+4100	+8300	+12500	+17200	+24000	+27300	+32200	+35000	+32500	+20900	0
T O T A L	+4100	+8300	+12500	+ 1700	+23500	+26400	+31000	+34300	+33600	+29400	+18900

C U A D R O N° 17

H	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Coeficiente Tabla X.	0	+.001	+.002	+.002	+.002	-.001	-.011	-.027	-.047	-.052	0
Momento V = 1572	0	0	+ 100	+ 100	+ 100	- 0	- 400	-1100	-1900	-2100	0
Momento Sección 6.	0	0	0	- 200	- 100	+ 100	+1100	+2800	+4700	+5100	0
<u>T O T A L</u> =====	0	0	+ 100	- 100	0	+ 100	+ 700	+1700	+2800	+3000	0

Como es fácil de comprender a partir del desplazamiento radial se puede hallar el desplazamiento diametral de la pared.

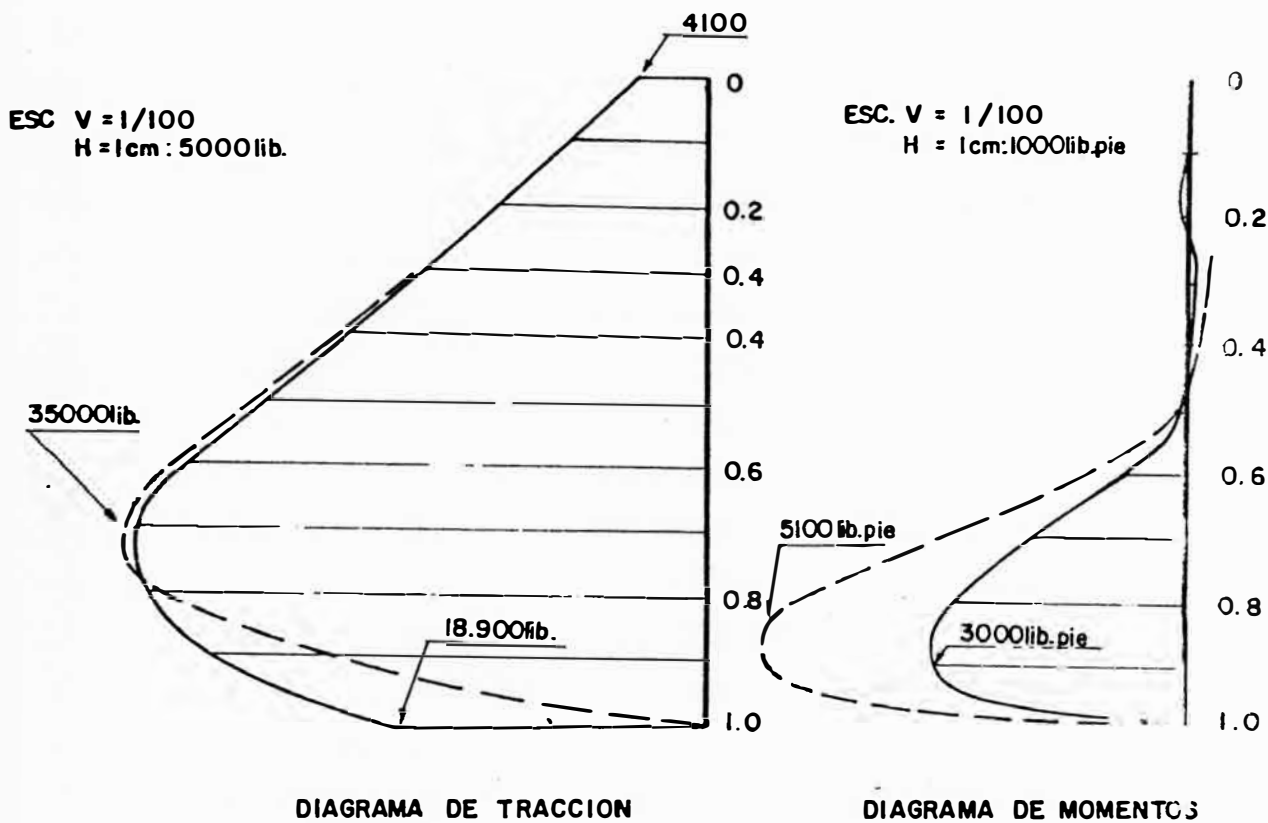


FIGURA - 62

El esfuerzo unitario es:

$$\frac{f_{ct}}{E_c} = \frac{101.2}{3.9 \times 10^6} = 0.000026$$

que multiplicado por el radio da el alargamiento radial:

$$0.000026 \times 25.75 \times 30.48 = 0.02 \text{ cms.}$$

6.1.3.4. Cálculo del refuerzo.

A. En sentido vertical.

La compresión máxima en la base es:

$$C = 1973 + 6970 = 8943 \text{ kg.}$$

El esfuerzo de compresión admisible antes del a plastamiento es:

$$f_c = 0.30 f'_c = 84 \text{ kg/cm}^2$$

La compresión actuante es:

$$f_c^a = \frac{8943}{3700} = 2.4 \text{ kg/cm}^2 < f_c$$

Todo esto significa que el refuerzo del punto 6.1.3.1. va a mantenerse en lo fundamental pero se debe añadir la cuantía mínima.

$$A'_s = 0.002 \times 3700 = 7.4 \text{ cm}^2$$

En la cara exterior:

$$A'_s = 7.4 + 3.15 = 10.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \emptyset 5/8'' \text{ a } .18 \text{ m.} (11.1 \text{ cm}^2)$$

En la cara interior:

$$A'_s \text{ principal} = 7.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ principal} = \emptyset 1/2'' \text{ a } .17\text{m.} (7.5\text{cm}^2)$$

$$A'_s \text{ momento} = 13.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ momento} = \emptyset 3/4'' \text{ a } .21\text{m.} (13.5\text{cm}^2)$$

B. En sentido horizontal.

Se hace el cálculo con los valores obtenidos en la sección 6.1.3.1. en los puntos 0.6 H, 0.4 H y 0.2 H; el refuerzo trabaja a .. 1700 kg/cm² y toma directamente los esfuerzos.

Para 0.6 H, $T = 29700$ lb/pie

$T = 44280$ kg/mt.

$$A'_S = \frac{44280}{1700} = 26.0 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

$A_S = \emptyset 5/8''$ a .15m. en cada cara..
(26.7cm^2)

$$f_{ct}^a = \frac{T}{A_c + n A_S} = 11.3 \text{ kg/cm}^2 < f_{ct}$$

Para 0.4 H, $T = 22500$ lb/pie

$T = 33545$ kg/mt

$$A'_S = \frac{33545}{1700} = 19.7 \text{ cm}^2/\text{mt}.$$

$A_S = \emptyset 5/8''$ a .20m. en cada cara ..
(20.0 cm^2)

Para 0.2 H, $T = 12,900$ lb/pie

$T = 19233$ kg/mt

$$A'_S = \frac{19233}{1700} = 11.3 \text{ cm}^2/\text{mt}.$$

$A_S = \emptyset 1/2''$ a .20m. en cada cara..
(12.7cm^2).

Puede también verificarse el concreto para tracciones máximas directas:

$T = 41441 + 4326 = 45767$ lb/pie

$T = 68234$ kg/mt.

$$f_{ct}^a = \frac{68234}{3700 + 8 \times 26.7}$$

$f_{ct}^a = 17.4 \text{ kg/cm}^2$, poco mayor que f_{ct} .

6.1.4. Cálculo de la losa de fondo.

En éste como en otros casos se acostumbra el uso de tablas como las de Kalmanok. A pesar de ello existe otro método sencillo explicado en la referencia bibliográfica

ca N°3 que he preferido por ser de uso menos común y teniendo en cuenta que no siempre existe la posibilidad de contar con tablas a mano para poder efectuar los cálculos.

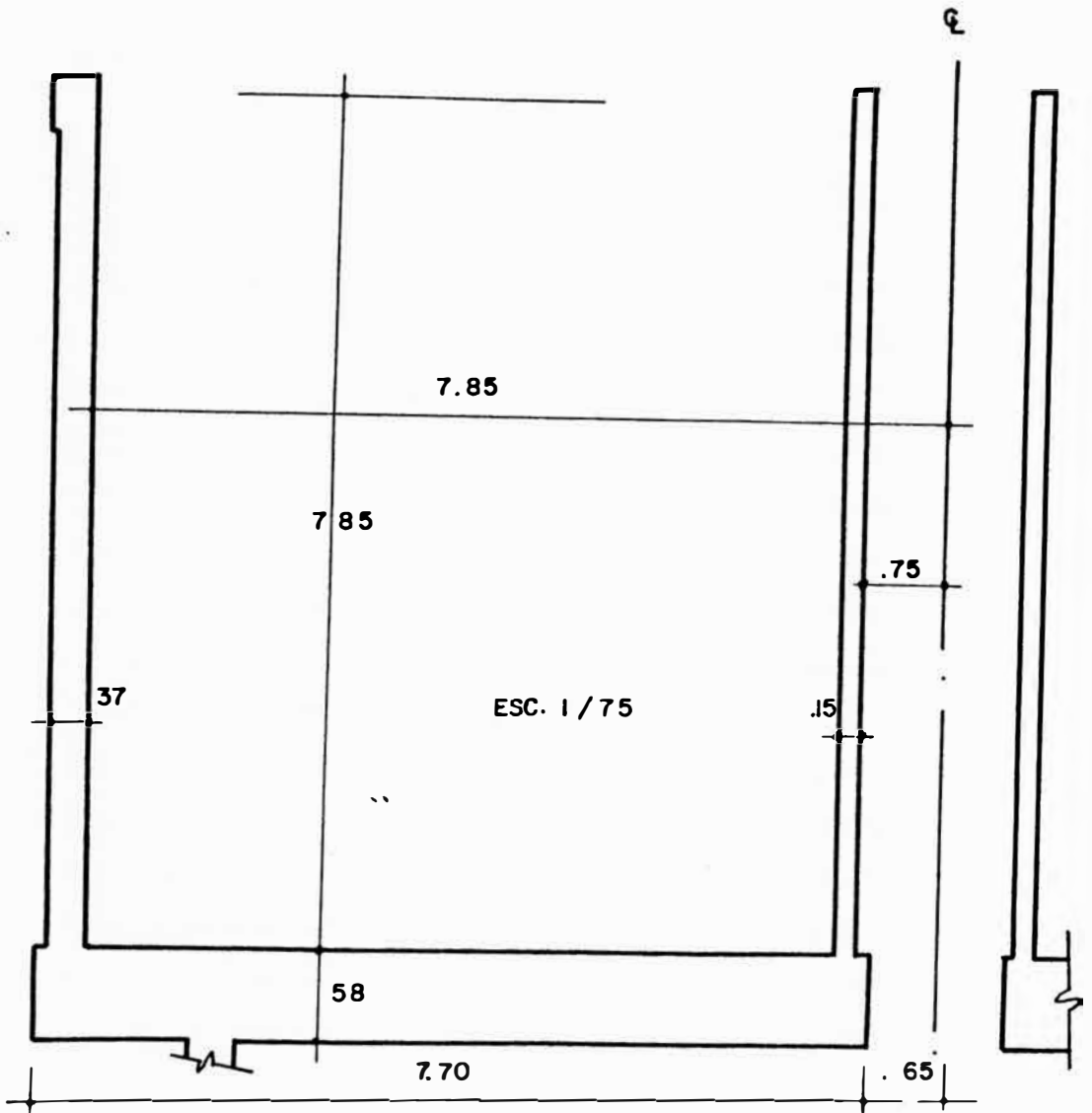


FIGURA - 63

Como quiera que la carga que soporta la losa no es constante, deben existir variaciones de esfuerzos entre el estado de tanque lleno y el estado de tanque vacío; en cuanto a la pared de soporte, para capacidades medias se puede colocar bajo el centro de gravedad de los sectores externo e interno de la losa; en nuestro caso deberá colocarse un tanto al exterior para obtener así esfuerzos más favorables pues en esa dirección se desplaza el cen

tro de gravedad cuando el tanque está vacío.

Capacidad : 1499.7 m³.

Presión máxima: 7.85 m. + p = 8.67 m.

Se trabajará con el huso unitario de la Figura N°64.

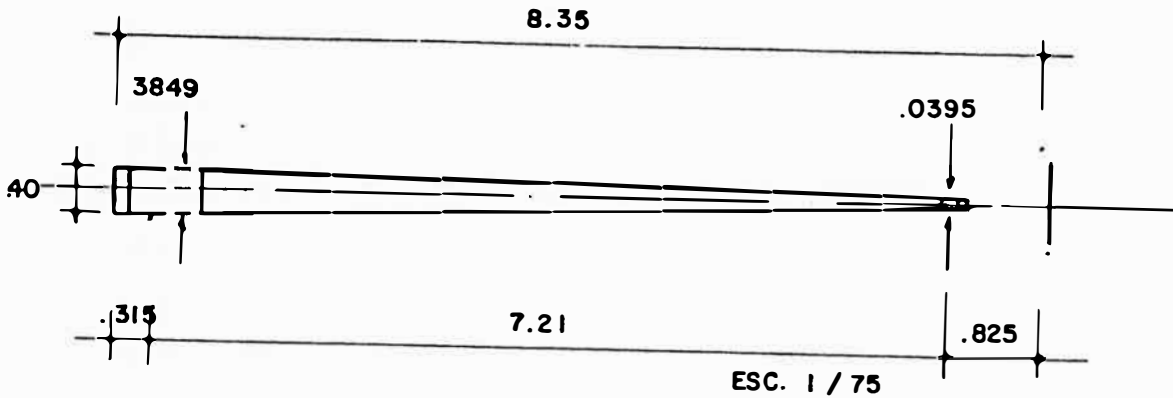


FIGURA - 64

La longitud centro a centro de las paredes es de 7.21m. tomados en un sector trapezoidal que tiene 40cms. de ancho en la base.

Peso de la cúpula y pared exterior : 8633 kg/mt.

Peso de la pared interior : 2880 kg/mt.

En el sector trapezoidal:

Ancho medio de la pared exterior : 0.3849

Ancho medio de la pared interior : 0.0395

Area total de la losa:

$$= 0.5(0.4000 + 0.0311)7.70 = 1.660 \text{ m}^2$$

Distancia del centro de la losa al eje central = 5.598m.

Peso total de la losa = 1.660 x 2040 = 3386 kg.

Area total del agua:

$$= 0.5(0.37760 + 0.0431)6.95 = 1.456 \text{ m}^2.$$

Peso total de agua (incluye sismo)

$$1.456 \times 8.67 = 12,624 \text{ kg.}$$

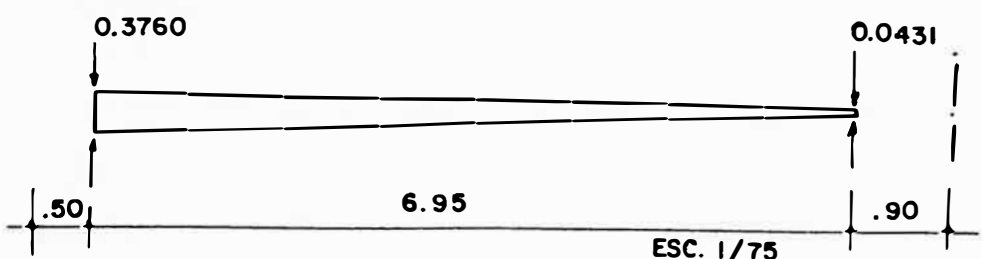


FIGURA - 65

Distancia del centroide de agua al eje central = 5.295m.

Carga de la pared exterior : $.3849 \times 8633 = 3323$ kg.

Carga de la pared interior : $.0395 \times 2880 = 114$ kg.

Tomando momentos con respecto al eje central de la cuba:

Pared exterior $3323 \times 8.035 = 26.700$ T-m

Pared interior $114 \times 0.825 = .094$ T-m

Losa de fondo $3386 \times 5.598 = 18.955$ T-m

=====
 6.823 Tn 45.749 T-m

Peso de agua $12624 \times 5.295 = 66.844$ T-m

=====
 19.447 Tn 112.593

Distancia del centroide:

Con el tanque vacío = $\frac{45.749}{6.823} = 6.705$ m.

Con el tanque lleno = $\frac{112.593}{19.447} = 5.790$ m.

El último cálculo prueba que el desplazamiento del centroide es de 0.915 metros hacia el exterior cuando la cuba está vacía. En ese punto se colocará el centro de la pared soportante de 38cm. de ancho.

El área de losa hacia el exterior del centro de la pared es:

$0.5 (0.4000 + 0.3212)1.645 = 0.593\text{m}^2$.

Peso del sector de losa:

$0.593 \times 2040 = 1210$ kg.

Centroide del sector de losa respecto al eje de la pared de soporte = 0.853.

Peso de agua en el sector exterior=

= $0.5(0.3760 + 0.321)1.145(8,670) = 3460$ kg.

Centroide de agua con respecto al eje de la pared de soporte = 0.588.

Tomando momentos con respecto al eje central de la pa-

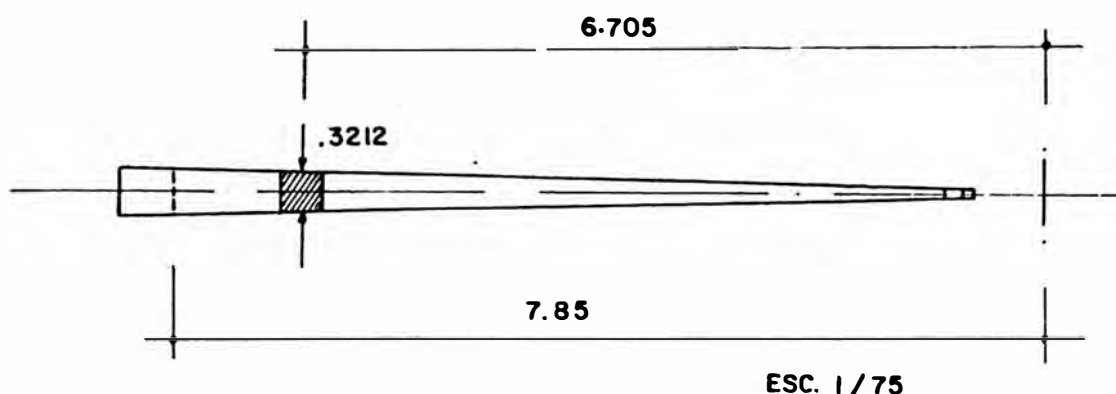


FIGURA - 66

red de soporte:

Pared exterior	3323x 1.330 = 4.420
Losa de fondo	1210x 0.853 = 1.032 T-m
Sector de agua	3460x 0.588 = 2.034 T-m
	=====
	7.986 Tn
	=====
	7.486 T-m

Estos dos valores de cortante y momento flector actúan en el eje de la pared de soporte que allí tiene una longitud de 0.3212m.; el momento unitario es de: $\frac{7.486}{0.3212} = 23.30$ Tn-mt/mt y se emplea para verificar la losa de fondo:

$$j = 0.876$$

$$k = 0.372$$

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

$$d = 80\text{cm}$$

$$f_s = 1700\text{kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 126\text{kg/cm}^2. \quad A_s = 19.6\text{cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{2M_t}{f_c \cdot j \cdot k \cdot b}}$$

$$d_{\min} = 33.7\text{cm} < 80\text{cm}.$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$A_s = \emptyset 3/4'' \text{ a } .14\text{m.} (20.3\text{cm}^2) \text{ en la cara superior.}$$

Cuando el tanque está lleno el centro de gravedad de la carga total sobre el sector interior está a 0.915m.hacia

dentro desde el eje de la pared de soporte. El momento es:

$$M_2 = 19.447 \times 0.915 = 17.794 \text{ Tn-mt.}$$

El momento unitario es $M_2 = 55.40 \text{ Tn-mt}$, y será utilizado para verificar la losa.

El tratamiento que se da a la parte interior de la losa es el de losa circular maciza con carga uniformemente distribuida y una carga total W aplicada en un círculo como se ve en la Figura N°67.

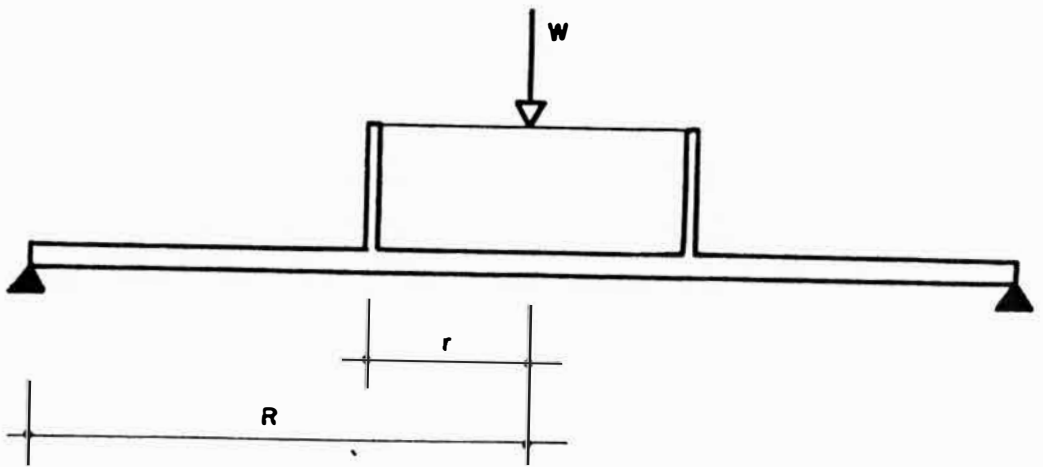


FIGURA - 67

Con tal sistema de carga el momento promedio sobre la línea central de la losa es $\frac{W}{2\pi} \frac{(R-r)}{R}$

por unidad de ancho de sección.

El peso W será tomado como la carga de la chimenea menos el peso de la losa suprimida y el peso del agua omitida, valor total que puede resultar negativo.

Peso de la chimenea:

$$2\pi \times 0.825 \times 2880 = 14.93 \text{ Tn}$$

Agua omitida:

$$\pi (0.90)^2 \times 8,670 = - 22.06 \text{ Tn}$$

Losa omitida:

$$\pi (0.65)^2 \times 2040 = - 2.71 \text{ Tn}$$

=====

$$- 9.84 \text{ Tn}$$

$$W = - 9.84 \text{ Tn}$$

Tenemos un momento unitario por la carga distribuída:

$$M = \frac{(8.670 + 2.040) \times 13.41^2}{24}$$

$$M = 80.23 \text{ Tn-mt}$$

Momento unitario debido a W:

$$M_3 = \frac{- 9.84 (6.705 - 0.825)}{2 (6.705)}$$

$$M_3 = - 1.37 \text{ Tn-mt}$$

Luego:

$$M_2 = M + M_3 - M_1 = 55.56 \text{ Tn-mt} = 55.40 \text{ Tn-mt}$$

La presencia del agujero central motiva fuertes concen - traciones de momentos en su borde por lo que se recomien da asumir un momento igual a $2 M_2 = 2 \times 55.40 = 110.80..$ Tn-mt sobre un ancho igual al doble del radio ($2 r = 1.30\text{m}$) para luego ir disminuyendo el refuerzo en dos etapas has ta llegar a la mitad del refuerzo original.

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{2 M_2}{\frac{1}{2} f_c j k b}} = 73.4 \text{ cm} < 80 \text{ cm.}$$

$$A'_s = \frac{2 M_2}{f_s j d} = 93.0 \text{ cm}^2$$

Este refuerzo se coloca en sentido circunferencial re - partido en tres sectores:

$A_s = 2 \text{ } \emptyset \text{ 1" a } .108 \text{ m. (93.7 cm}^2/\text{mt)}$ en la cara inferior hasta 1.30m. del borde.

$A_S = 2\emptyset 1''$ a .14m. ($72.3 \text{ cm}^2/\text{mt}$) entre los 1.30m. y 3.00m. del borde.

$A_S = 2 \emptyset 1''$ a .21m. ($48.2 \text{ cm}^2/\text{mt}$) hasta la cara interior del soporte.

$A_S = \emptyset 1''$ a .25 en la parte exterior del volado es suficiente y superior a la cuantía mínima.

Para el refuerzo superior circunferencial se colocará también la cuantía mínima, así como para el refuerzo radial de ambas caras.

$$A'_S = 0.002 (85 \times 100) = 17.00 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \emptyset 3/4'' \text{ a } .16\text{m.} (17.7 \text{ cm}^2/\text{mt})$$

Las cargas del volado producen un momento $M = 6100 \text{ kg-m.}$ negativo en la cara del fuste que por metro lineal valdrá $M = 6100/0.3303 = 18,500 \text{ kg-m.}$, momento que sólo requiere 15.5 cm^2 de refuerzo.

$$A_S = \emptyset 3/4'' \text{ a } .16\text{m.} (17.7 \text{ cm}^2/\text{mt}) \text{ radial.}$$

6.1.4.1. Verificación de la losa por corte.

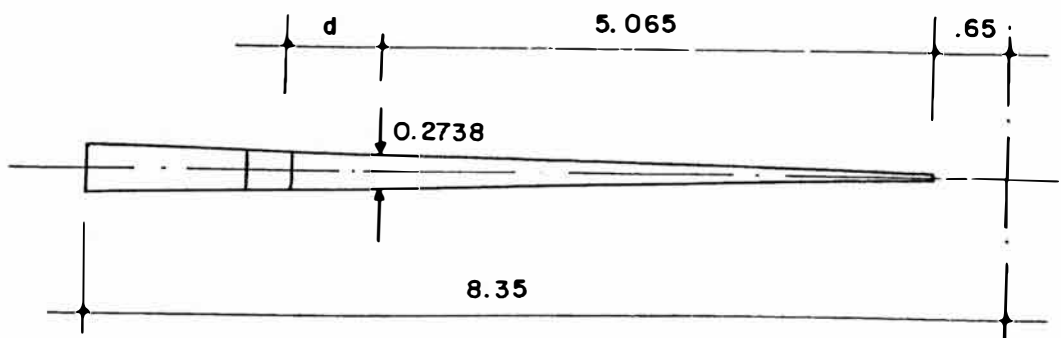


FIGURA - 68

El área de losa es:

$$0.5 (0.2738 + 0.0311) 5.065 = 0.77216 \text{ m}^2$$

El área de agua es:

$$0.5 (0.2738 + 0.0431) 4.815 = 0.76294 \text{ m}^2$$

El peso de la chimenea es:

$$0.0395 \times 0.15 \times 8.00 \times 2400 = 114 \text{ kg.}$$

La suma de todas estas cargas actúa a la distancia d de la cara del fuste.

$$P = 0.772 (2040) + 0.763 (8670) + 114$$

$$P = 8304 \text{ kg.}$$

El corte por metro de sección es:

$$V = \frac{8304}{0.2738} = 30329 \text{ kg.}$$

$$v_{ac} = \frac{30329}{\emptyset \times 100 \times 80} = 4.46 \text{ kg/cm}^2 < v_c = 4.85 \text{ kg/cm}^2$$

6.1.5. Cálculo de la chimenea.

La chimenea está sujeta a la carga máxima de agua; para el cálculo del refuerzo basta considerar las sollicitaciones directas que son siempre de compresión.

El radio interior es de 0.75m. con un espesor uniforme de 0.15m., lo que hace un radio medio de 0.825 m.

El peso total es:

$$W_{ch} = 2 \pi (0.825) \times 0.15 \times 8.00 \times 2400$$

$$W_{ch} = 14930 \text{ kg.}$$

El esfuerzo en la base es:

$$f_c^a = \frac{14930}{2 \pi (0.825) 1500}$$

$$f_c^a = 1.92 \text{ kg/cm}^2 < < f_c = 0.30 f_c' = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Esto significa que en sentido vertical la cuantía mínima es suficiente.

$$A_s = \emptyset 3/8'' \text{ a } 0.20 \text{ m. } (3.5 \text{ cm}^2)$$

En sentido horizontal:

$$p = w_a \times h$$

$$F = w_a \times h \times r$$

$$F = 1000 \times 8.67 \times 0.825$$

$$F = 7153 \text{ kg/ml.}$$

Verificando el concreto:

$$f_c^a = \frac{7153}{1500}$$

$$f_c^a = 4.77 \text{ kg/cm}^2 \ll f_c = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Basta una cuantía mínima:

$$A_s = \emptyset 3/8'' \text{ a } 0.20\text{m.} (3.5 \text{ cm}^2)$$

A partir de los 4.00m. puede aumentarse la separación a 0.25m.

6.2. METRADO DE CARGAS.

6.2.1. Metrado de cargas de agua.

Las dividimos en tres partes de 0.35m., 3.75m. y 3.75m. de altura.

$$P_1 = 1000 \times \pi (7.85^2 - 0.90^2) \times 0.35 = 66.87 \text{ Tn}$$

$$P_2 = 1000 \times \pi (7.85^2 - 0.90^2) \times 3.75 = 716.43 \text{ Tn}$$

$$P_3 = 1000 \times \pi (7.85^2 - 0.90^2) \times 3.75 = 716.43 \text{ Tn}$$

6.2.2. Metrado de cargas de concreto.

6.2.2.1. Metrado de la chimenea.

Lo dividimos en tres partes:

$$P_4 = 2 \pi (0.825) \times 0.50 \times 0.15 \times 2400 = .93 \text{ Tn.}$$

$$P_5 = 2 \pi (0.825) \times 3.75 \times 0.15 \times 2400 = 7.00 \text{ Tn}$$

$$P_6 = 2 \pi (0.825) \times 3.75 \times 0.15 \times 2400 = 7.00 \text{ Tn}$$

6.2.2.2. Metrado de cúpula y anillo viga.

De acuerdo a lo visto en 6.1.3. tienen un peso de 1973 kg/ml.

$$P_7 = 1973 \times 2 \times \pi \times 8.035$$

$$P_7 = 99.61 \text{ Tn.}$$

6.2.2.3. Metrado de la pared cilíndrica.

La dividimos en dos partes de 3.75m. cada una.

$$P_8 = P_9 = 2\pi \times 8.035 \times 0.37 \times 2400 \times 3.75$$

$$P_8 = P_9 = 168.12 \text{ Tn.}$$

6.2.2.4. Metrado de la losa de fondo.

$$P_{10} = \pi (8.35^2 - 0.65^2) 0.85 \times 2400 =$$

$$P_{10} = 444.13 \text{ Tn.}$$

6.2.2.5. Metrado del fuste.

El ancho asumido del fuste es de 0.38.. mts. y la altura la deducimos a partir de la presión de agua que es de 23.80m.; descontando el peralte de la losa y el ensanche:

$$h' = 23.80 - 1.85 = 21.95 \text{ m.}$$

Añadimos 2.65m. hasta el comienzo de la zapata de cimentación:

$$H = 21.95 + 2.65 = 24.60\text{m.}$$

$$P = 2 \pi (6.705) (24.60) 2400 \times 0.38 =$$

$$P = 945.17 \text{ Tn.}$$

Este peso será distribuído en tres secciones de igual altura, a lo que se añadirán las escaleras y la viga puente.

$$p_1 = (945.17/3) + 6.53 \text{ Tn.}$$

$$p_1 = 315.06 + 6.53$$

$$p_2 = 315.06 + 9.65$$

$$p_3 = 315.06 + 7.12 + 42.700$$

El ensanche bajo la losa es un trapecio cuya base mayor es un metro veinte, un metro de altura y base menor de 38 centímetros.

$$P_{11} = \frac{1}{2} (0.38 + 1.20) 2400 \times 2 \pi \times 6.705$$

$$P_{11} = 79.88 \text{ Tn.}$$

6.3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

En esta sección se hará el análisis y diseño sísmico del fuste. Al final se incluye el cálculo de la viga puente.

6.3.1. Determinación del período fundamental.

Aquí se utilizarán los pesos de las distintas secciones en que se va a dividir la estructura para poder aplicar el método. Desde abajo hacia arriba:

La primera sección mide 8.20m. y pesa:

$$P_I = p_1 = 315.06 + 6.53 \text{ Tn.}$$

La segunda sección mide 8.20m. y pesa:

$$P_{II} = p_2 = 315.06 + 9.65 \text{ Tn}$$

La tercera sección mide 8.20m. y pesa:

$$P_{III} = p_3 = 315.06 + 49.82 \text{ Tn}$$

La cuarta sección mide 1.85m. y pesa:

$$P_{IV} = P_{10} + P_{11} = 524.01 \text{ Tn}$$

La quinta sección mide 3.75m. y pesa:

$$P_V = P_3 + P_6 + P_9 = 891.55 \text{ Tn.}$$

La sexta sección mide 3.75m. y pesa:

$$P_{VI} = P_2 + P_5 + P_8 = 891.55 \text{ Tn.}$$

La séptima sección mide 3.04m. y pesa:

$$P_{VII} = P_1 + P_4 + P_7 = 167.41 \text{ Tn.}$$

En conclusión, la altura total es de 36.99m. y el peso total es 3485.7 Tn.; las secciones y los pesos correspondientes, como se ve en las Figuras N°s 69 y 70.

Debe anotarse que el análisis dinámico que se incluyó en la parte correspondiente al reservorio INTZE ha sido dejado de lado dada su poca o ninguna utilidad práctica además que el método estático propuesto se constituye en elemento imprescindible de esta tesis.

Las operaciones para el período fundamental se incluyen en el cuadro N°18. La tabla con los valores de , y está en el capítulo IV.

6.3.2. Determinación del corte en la base.

Según el criterio S.E.A.O.C. se obtendrá un valor que se puede confrontar con las normas peruanas.

a) El método S.E.A.O.C. propone:

$$V = Z.K.C.W.$$

$$Z = \text{Coeficiente de sismicidad} = 1.0$$

$$K = \text{Coeficiente estructural igual a } 3.0$$

$$C = \text{Coeficiente de flexibilidad} = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

$$0.12 < KC < 0.25$$

$$C = 0.0744, \quad KC = 0.2232$$

$$W = \text{Peso de la estructura} = 7668.4 \text{ kips.}$$

$$\text{Luego: } V = 0.2232 (7668.4)$$

$$V = 1711.6 \text{ kips}$$

PESO EN CADA SECCION EN Tm

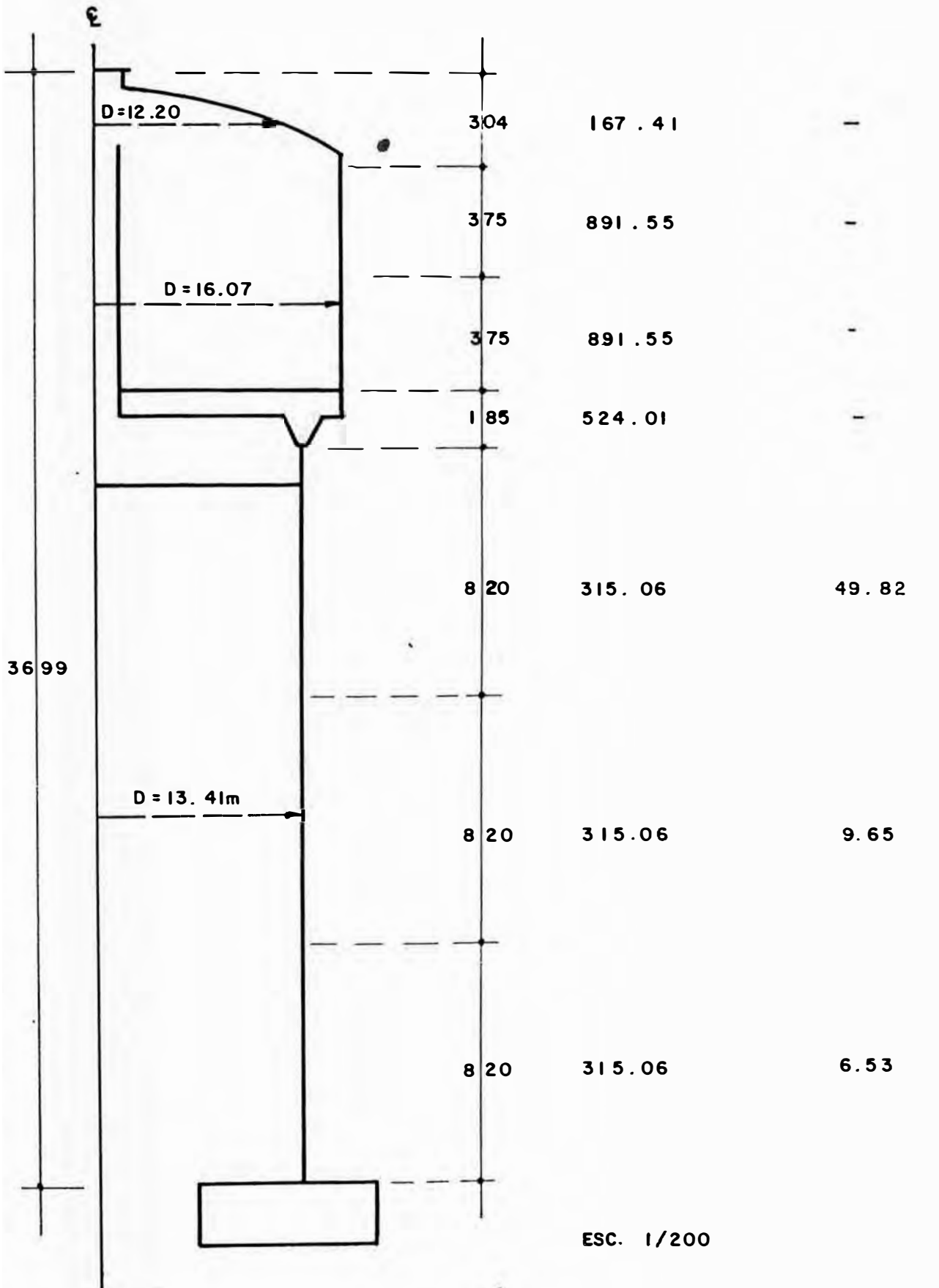


FIGURA - 69

PESO DE CADA SECCION EN KIPS

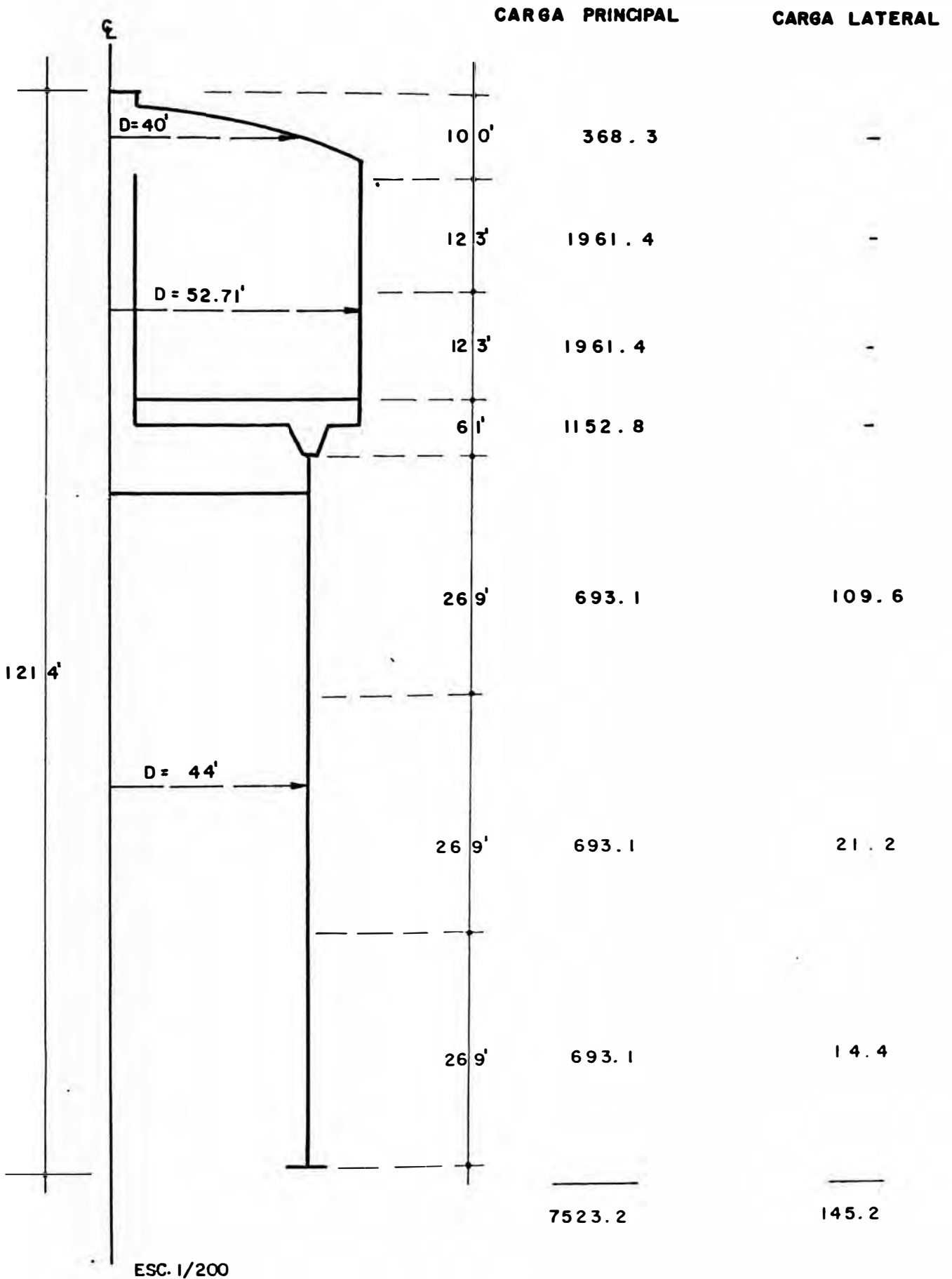


FIGURA - 70

C U A D R O N° 18

h_x	w(kip/pie)	p(kips)	h_x/H	α	$\Delta \alpha$	β	$w \cdot \Delta \alpha$ (lib)	$p \cdot \beta/H$	δ	$\Delta \delta$	$\bar{E} \cdot D^3 \cdot t \cdot \Delta \delta$	t(pulg)
121.4	---		1.00	2.103					1.000000	---		---
111.4	36.8		0.92	1.506	0.597		21970		0.999994	0.000006	5	3.15
99.1	159.5		0.82	0.939	0.567		90436		0.999674	0.000320	2663	14.57
86.8	159.5		0.71	0.512	0.427		68106		0.996689	0.002985	24840	14.57
80.7	189.0		0.66	0.374	0.138		26082		0.992885	0.003804	211401	167.28
73.6	---	109.6	0.61	---	---	1.9062		1721	----			
53.8	25.8		0.44	0.0612	0.3128		8070		0.92495	0.067935	337635	14.96
40.35	---	21.2	0.33	---	---	0.2291		40	----			
26.9	25.8		0.22	0.002349	0.058851		1598		0.6610	0.26395	1'311825	14.96
13.45	---	14.4	0.11	---	---	0.00361		0				
0	25.8		0	0	0.002349		61		0	0.6610	3'285153	14.96

A = 216243 B = 1761

C = 5'173522

\bar{E} = Módulo de elasticidad x 10^{-6}

$\bar{E} = 3.9 \text{ lb/pulg}^2$

$$T = \left(\frac{H}{100}\right)^2 \sqrt{\frac{A+B}{C}}$$

T = 0.303

b) El método de las normas peruanas propone:

$$H = \frac{Z.U.S.C.P.}{R_d}$$

Z = factor de zona = 1.0

U = factor de uso = 1.3

S = factor de suelo = 1.0

$T_s = 0.3$

$$C = \text{coeficiente sísmico} = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.0} = 0.3980$$

$$0.16 < C < 0.40$$

$R_d = \text{factor de ductilidad} = 3.0$

P = peso de la estructura

En el punto 1.13.7 de las normas se dan los criterios para aumentar el peso que en nuestro caso será el 100% de la carga de agua.

$$P = 7668.4 + 3299.4$$

$$P = 10967.8 \text{ kips}$$

$$V = H = \frac{1.0 \times 1.3 \times 1.0 \times 0.3980 \times 10968}{3}$$

$$V = 1891.6 \text{ kips}$$

Hay una diferencia de 10% con el criterio S.E.A.O.C. y siempre debe prevalecer la norma nacional.

6.3.3. Distribución del corte.

Cuando la relación altura/ancho es menor que 3 no se asignará cortante alguno en la coronación.

$$\frac{H}{D} = \frac{121.4}{(13.41+0.38)3.28}$$

$$\frac{H}{D} = 2.68$$

Los demás cortes en las secciones serán atribuidos de acuerdo a los factores de la tabla cuando se calcule el momento

C U A D R O N° 1 9

h(pies)	h_x (pies)	h/H	h_x/H	w_x (kips)	$w_x \frac{h_x}{h_n}$	$\frac{w_x h_x}{\sum w_x h_x}$	Fi	V_x (kips)	$Fi \cdot h_x$	M_x (k-p) Acumulado
121.4	121.4	1.00	1.00	---	---	---	--	--	---	---
111.4	114.0	0.92	0.94	368.3	346.2	0.0677	128	128	14592	14592
99.1	105.2	0.82	0.87	1961.4	1706.4	0.3337	631	759	66381	80973
86.8	92.9	0.71	0.77	1961.4	1510.3	0.2954	559	1318	51931	132904
80.7	83.8	0.66	0.69	1152.8	795.4	0.1556	294	1612	24637	157541
53.8	67.2	0.44	0.55	802.7	441.5	0.0863	163	1775	10954	168495
26.9	40.3	0.22	0.33	714.3	235.7	0.0461	87	1862	3506	172001
0	13.4	0	0.11	707.5	77.8	0.0152	29	1891	389	172390

$$\sum = 7668.4 \quad \sum = 5113.3$$

$$\sum Fi \cdot h_x = 172390$$

$$Fi = (V - F_t) \left(\frac{w_x h_x}{\sum w_x h_x} \right)$$

$$F_t = 0$$

$$M_v = 172390 \text{ kip-pie.}$$

$$M_v = 23890 \text{ Tn-mt.}$$

to de volteo.

6.3.4. Determinación del momento de volteo.

El momento de volteo se conocerá después de resolver el cuadro N°19 que incluye todas las operaciones pertinentes.

El momento de volteo se utilizará para hallar la cantidad de refuerzo vertical necesaria; en la sección 6.3.6. M_V aumenta hasta 25,085 Tn-mt por el ensanche de la base.

6.3.5. Acción del viento.

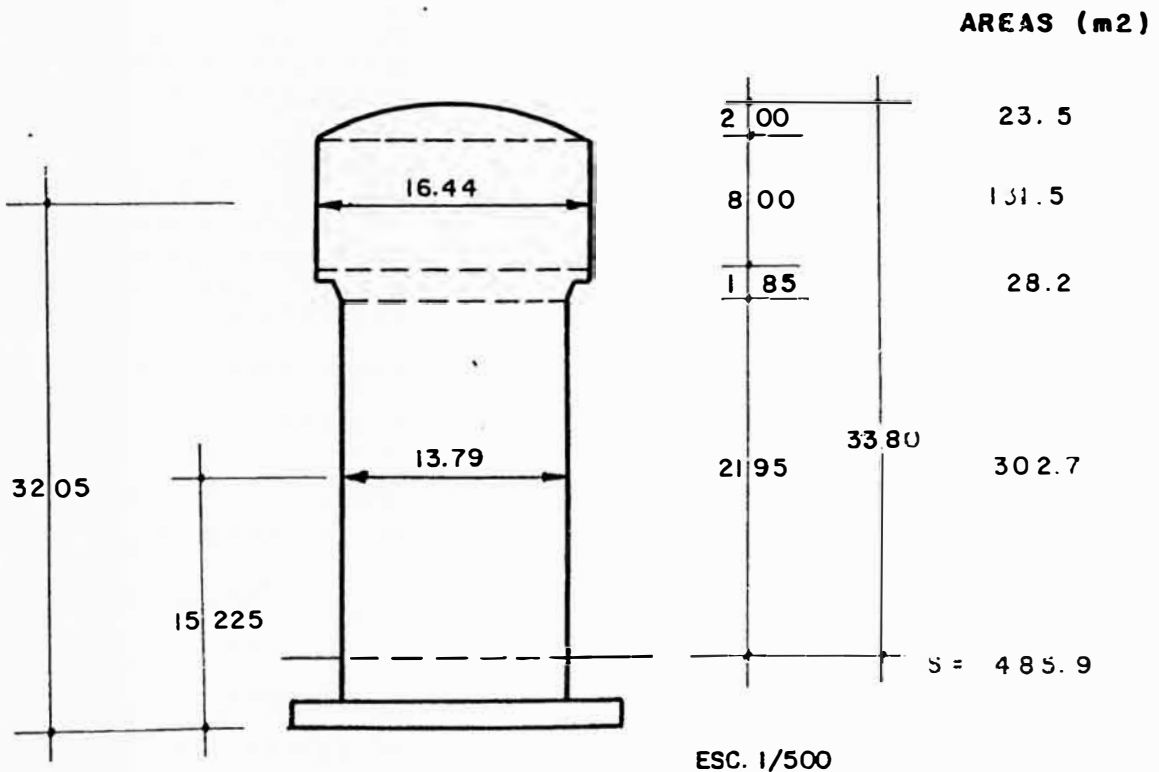


FIGURA - 71

En primer lugar debe verificarse la esbeltez con H^2/S utilizando $H = 33.80$ y $S = 485.9 \text{ m}^2$.

$$\frac{H^2}{S} = 2.35 < 2.5, \text{ es conforme.}$$

El coeficiente de esbeltez es $K_e = 1.363$; el coeficiente global $C_t = 0.60$; la presión dinámica $q = 30 \text{ kg/m}^2$;

la fórmula es:

$$p = C_t \cdot K_e \cdot q \cdot S$$

Para el momento de volteo tendremos dos fuerzas.

$$P_1 = 0.60 \times 1.363 \times 30 \times 183.2 = 4.5 \text{ Tn.}$$

$$P_2 = 0.60 \times 1.363 \times 30 \times 302.7 = 7.4 \text{ Tn.}$$

$$M_v = 4.5 \times 32.05 + 7.4 \times 15.225 =$$

$$M_v = 256.9 \text{ Tn-mt.}$$

Este momento de volteo producido por el viento es poco mayor que el 1% del momento de volteo por sismo que en definitiva prevalecerá en los cálculos.

6.3.6. Verificación de esfuerzos y refuerzo.

El comportamiento del soporte permite aplicar la fórmula de flexocompresión para lo cual utilizamos un área inicial de acero $A'_s = 0.005 A_c$.

$$A_T = A_c + 8 A'_s$$

$$A_T = 1.040 A_c = 1.040 (2 \pi r \times 0.38)$$

$$A_T = 16.65 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{\pi}{64} (d_1^4 - d_2^4)$$

$$I = 360.1$$

$$r = \text{distancia a la fibra más alejada} = 6.895 \text{ m.}$$

$$P = \text{peso total} = 7668.4 \text{ kips} = 3485.7 \text{ Tn.}$$

$$M_v = 23890 \text{ Tn - mt}$$

$$\sigma = \frac{P}{A_T} \pm \frac{M_v \times r}{360.1}$$

$$\sigma = \frac{3485.7}{16.65} \pm \frac{23890 \times 6.895}{360.1}$$

$$\sigma = 209.3 \pm 457.4$$

De donde: $\sigma^+ = 666.7$ (compresión)
 $\sigma^- = -248.1$ (tracción)
 $\sigma_c = 66.7 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_t = -24.8 \text{ kg/cm}^2$

Para verificar σ_t elegimos un metro de la base (3800cm^2) y aumentamos la cuantía de acero a $0.010 A_c$ (38cm^2).

$$f_{ct}^a = \frac{24.8 \times 3800}{3800 + 8 \times 38}$$

$$f_{ct}^a = 23 \text{ kg/cm}^2 > f_{ct} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor de tracción es algo superior al permitido por el reglamento pero si tenemos en cuenta que es un valor crítico en el arranque del fuste y que hemos obrado con servadoramente bastará con un ensanche razonable, digamos de 17cm . que podemos verificar aumentando el 5% del momento de volteo.

$$\sigma = \frac{3533.1}{23.46} \pm \frac{25085 \times 7.065}{541.8}$$

$$\sigma = 150.6 \pm 327.1$$

$$\sigma^+ = 477.7 \text{ Tn/m}^2 \text{ (compresión)}$$

$$\sigma^- = -176.5 \text{ Tn/m}^2 \text{ (tracción)}$$

$$\sigma_c = 47.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = -17.6 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor nos servirá para hallar el refuerzo vertical. La compresión está dentro de los límites del aplastamiento del concreto. La tracción total es:

$$T = 17.6 \times 5500 = 96800 \text{ kg.}$$

a) Refuerzo vertical.

$$A'_S = \frac{96800}{1700} = 57\text{cm}^2$$

$$f_{ct}^a = \frac{96800}{5500 + 8 \times 57}$$

$$f_{ct}^a = 16.3 \text{ kg/cm}^2, \text{ es conforme.}$$

$A_S = \emptyset 3/4''$ a 0.14m. en cada cara del fuste ,más...
 $\emptyset 3/4''$ a 0.14m. en la cara exterior (60.9cm^2) o
cara del ensanche.

b) Refuerzo horizontal.

Colocamos una cuantía de 0.002 para armado y temperatura.

$$A'_S = 0.002 \times 3800 = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \emptyset 5/8'' \text{ a } .20 \text{ en cada cara } (20.0\text{cm}^2)$$

A partir del primer empalme se puede aumentar la separación a 23cm. y en el segundo aumenta a 26cm.

6.3.7. Cálculo de la viga puente.

La viga puente consta de dos vigas longitudinales con 7 arriostres transversales y una losa de 15cm.de espesor.

El peso que se consideró en el análisis sísmico es el de concreto más una sobrecarga de 500kg/m^2 en la losa, ambas sin factorizar, lo que suma 42.70 Tn. La luz libre para todos sus efectos es 13.01m., medida que corresponde a un diámetro interior del fuste.

6.3.7.1. Losa.

Si la luz de la losa es de 1.50m. las cargas que actúan en ella son:

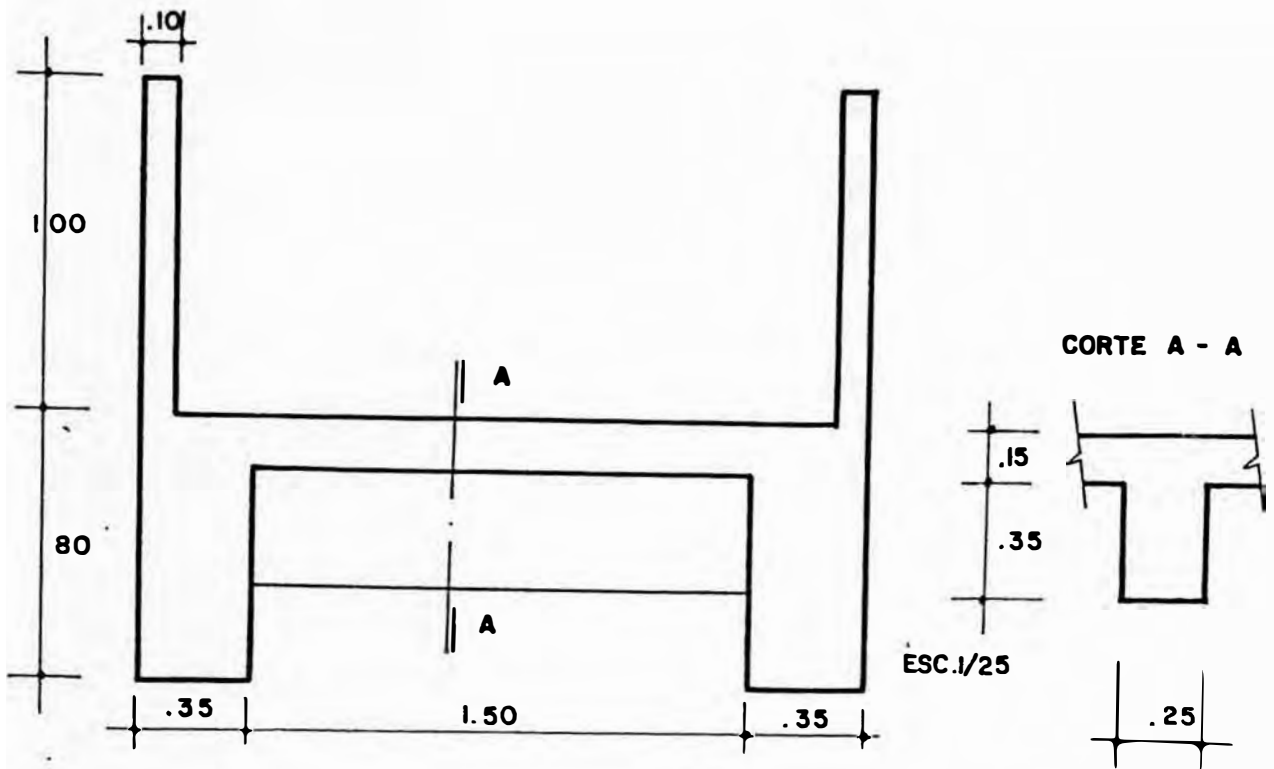


FIGURA - 72

$$D = 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 1.4 D + 1.7 L$$

$$w = 1354 \text{ kg/m.l.}$$

Sea el momento positivo:

$$M^+ = \frac{wl^2}{8} = 0.381 \text{ Tn-mt}$$

El momento negativo será algo menor y de poco significado para el espesor asumido por lo que se verificará sólo el momento positivo.

La cuantía máxima es:

$$\rho = 0.75 \rho_b$$

$$\rho = 0.75 \times 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} = \frac{6090}{6090 + f_y}$$

$$\rho = 0.75 \times 0.72 \times \frac{280}{4200} \times \frac{6090}{10290} = 0.021$$

Verificamos el peralte:

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi f_y b (1 - 0.59 \phi f_y / f'_c)}$$

$$d^2 = \frac{38100}{0.90 \times 0.021 \times 4200 \times 100 (1 - 0.59 \times 0.021 \times 4200 / 280)}$$

$$d^2 = 5.9 \text{ cm}^2$$

$$d = 2.4 \text{ cm.}$$

que es muy inferior al peralte que resultaría de un recubrimiento de 3cms., $d = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$

La cantidad de acero necesaria es:

$$A_s = \frac{M}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{38100}{0.90 \times 4200 (12 - 1.5)}$$

$$A_s = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.96 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 0.17 \text{ cm.}$$

Se colocará acero mínimo en sentido transversal y longitudinal.

$$A_s = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi 3/8'' \text{ a } .25 \text{ en ambos sentidos.}$$

6.3.7.2. Viga principal.

La carga muerta unitaria incluye:

Por p.p. viga	: 0.8x0.35x2400	= 672 kg.
Por p.p. losa	: 0.15x0.75x2400	= 270 kg.
Por p.p. baranda	: 0.10x1.00x2400	= 240 kg.
Por p.p. arriostres:	315x7/13.01	= 170 kg.
		=====
		1352 kg.

$$D = 1352 \text{ kg/m}^2$$

La carga viva unitaria es:

$$L = 500 (0.25 + 0.75) = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 1.4 D + 1.7 L$$

$$w = 2743 \text{ kg/m.l.}$$

El momento positivo es:

$$M^+ = \frac{w l^2}{8} = 58 \text{ Tn mt}$$

Suponemos el centro de gravedad del acero de tracción a 8cm. de la cara inferior al igual que el acero de compresión estará a 6cm. de la cara superior, luego $d = 72\text{cm.}$ y $d' = 6\text{cm.}$

Primero se comprueba la capacidad de la sección armada en tracción utilizando $\rho = \rho_{\text{máx}}$:

$$\rho_{\text{máx}} = 0.85^2 \frac{280}{4200} \times \frac{6.090}{10.290} = 0.0285$$

$$A'_s = 0.0285 \times 35 \times 72 = 71.8 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{71.8 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 35} = 36.2 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{máx}} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) =$$

$$M_{\text{máx}} = 0.90 \times 71.8 \times 4200 (72 - 18.1) = 146 \text{ Tn mt}$$

Al ser este momento muy superior al momento efectivo ello significa que no se requiere armadura de compresión.

Utilizando la cuantía balanceada:

$$\rho_b = 0.75 \rho_{\text{máx}} = 0.021$$

Se verifica el peralte:

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi \rho \cdot f_y b (1 - 0.59 \rho \cdot f_y / f'_c)}$$

$$d^2 = \frac{58 \times 10^5}{0.90 \times 0.021 \times 4200 \times 35 (1 - 0.59 \times 0.021 \times 4200 / 280)}$$

$$d = 50.6 \text{ cm.}$$

La cantidad de acero será:

$$A_s = \frac{M}{\phi f_y (d-a/2)} = \frac{58 \times 10^5}{0.90 \times 4200 (57)}$$

$$A_s = 26.9 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{26.9 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 35} = 13.6 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{58 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times 65} = 23.6 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{23.6 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 35} = 11.9 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{58 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times 66}$$

$$A_s = 23.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3\phi 1" + 3\phi 3/4" (23.7 \text{ cm}^2)$$

Para el acero negativo será suficiente una cuantía mínima:

$$A_s^- = 0.0018 \times 35 \times 80 = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s^- = 4 \phi 1/2" (5.08 \text{ cm}^2)$$

6.3.7.3. Arriostres y barandas.

En ambos casos se aplicará un refuerzo típico que es de 4 ϕ 5/8" en los arriostres y ϕ 3/8" a .30 cm. en ambos sentidos en las barandas.

6.3.7.4. Refuerzo transversal principal.

El corte en la cara del apoyo es:

$$V = \frac{2743 \times 13.01}{2} = 17843 \text{ kg.}$$

$$V_d = 17843 - 2743 \times 0.72 = 15868 \text{ kg.}$$

Los cortes nominales son:

$$v = \frac{V}{\phi b_w \cdot d} = 8.33 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad v_d = \frac{V_d}{\phi b_w \cdot d} = 7.41 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante que toma el concreto es:

$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 8.87 \text{ kg/cm}^2$, luego y en apariencia no se requiere refuerzo transversal. El reglamento manda colocar refuerzo transversal hasta el punto en que el esfuerzo cortante sea $v_c/2$:

$$x = (13.01/2) \frac{8.33 - 4.44}{8.33} = 3.04\text{m.}$$

la separación máxima es controlada por agrietamiento o por refuerzo transversal mínimo:

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = 36\text{cm. (por agrietamiento)}$$
$$S_{\text{máx}} = \frac{A_v f_y}{3.30 bw} = \frac{1.42 \times 4200}{3.50 \times 35} = 48\text{cm.}$$

Se adopta 35cm. para la separación máxima.

Desde el borde del apoyo hasta la distancia d tenemos la diferencia $v - v_c/2 = 3.89 \text{ kg/cm}^2$, por lo que la separación necesaria es:

$$S = \frac{A_v f_y}{(v - v_c/2) bw} = 44\text{cm.} > 35\text{cm.}$$

En realidad con esto queda demostrado que la viga requiere un refuerzo transversal mínimo que se coloca aplicando un buen criterio. Otra alternativa es reducir las dimensiones de la viga pues de acuerdo a la relación $L/20$ el peralte puede disminuir hasta 65cm., opción que no será tomada sólo porque ya todos los cálculos se han hecho con el peso de la sección inicial.

$$A_s \quad \square = \emptyset 3/8'' \quad 1 \text{ a.05, } 3 \text{ a.10, } 3 \text{ a.15, } 3 \text{ a.20,}$$

r a.30

BIBLIOGRAFIA.

Referencias N°s 3, 7,8,9,10,11,12,13,14,15,16,18 y 19.

* C A P I T U L O VII *

CIMENTACION DEL RESERVORIO CILINDRICO

7.1. ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

Al igual que en el caso del primer reservorio la cimentación más conveniente es en forma de zapata anular y se cuenta con un suelo de buena capacidad portante, con una densidad de 1.7 Tn/m^3 . La altura de la zapata es de 1.60m. inicialmente hasta hacer la verificación por corte.

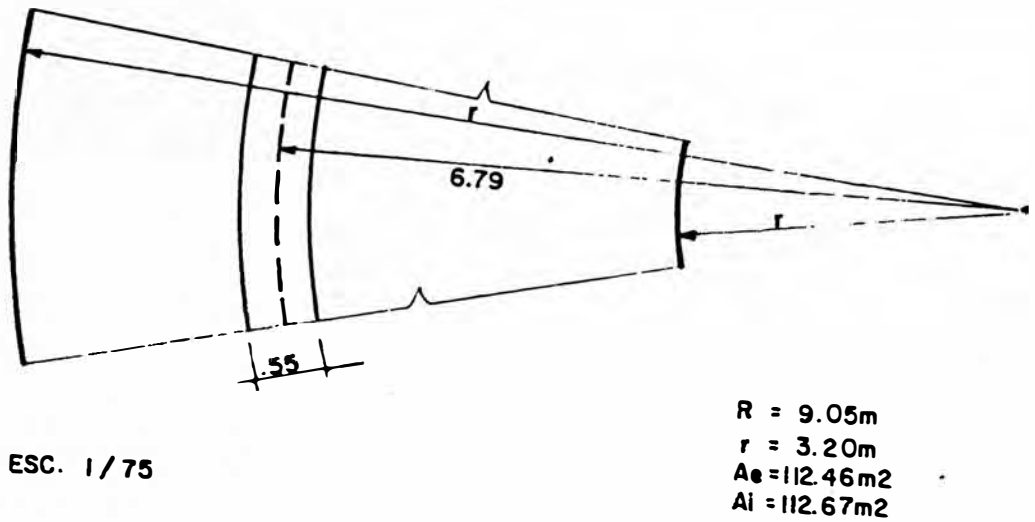


FIGURA - 73

7.2. DISEÑO DE LA CIMENTACION.

El primer paso consiste en hacer un metrado de cargas para verificar las presiones estáticas sobre el suelo y la estabilidad al vuelco.

7.2.1. Metrado de cargas.

En el sector exterior se tiene:

a) Peso del reservorio con agua /2	=	1766.5 Tn
b) Peso del relleno exterior = (100.5x2.65x1.7)	=	452.7 Tn
c) Peso de la zapata (exterior) = (112.5x1.6x2.4)	=	432.0 Tn
		=====
		2651.2 Tn

En el sector interior se tiene:

a) Peso del reservorio con agua /2	=	1766.5 Tn
b) Peso del relleno interior = (100.2x2.65x1.7)	=	451.4 Tn
c) Peso de la zapata (interior) = (112.7x1.6x2.4)	=	432.8 Tn
		=====
		2650.7 Tn

$$\begin{aligned} \text{Presión exterior} &= 2.36 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Presión interior} &= 2.35 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

7.2.2. Estabilidad al vuelco.

Las dimensiones y metrados deben verificar que el momento resistente sea al menos 1.5 veces el momento de volteo.

$$\frac{M_r}{M_v} = \frac{\text{Peso total} \times 9.05}{25085}$$

$$\frac{M_r}{M_v} = \frac{(2651.2 + 2650.7) \times 9.05}{25085}$$

$$\frac{M_r}{M_v} = 1.91 > 1.5 \text{ es conforme.}$$

7.2.3. Variación de presión por el momento de volteo.

El perímetro medio en la base es $2 \times 6.79 = 42.7$ metros con lo que el peso de la estructura por metro lineal es : $3533/42.7 = 82.7$ Tn/mt.

La distribución uniforme de las cargas se ejerce en toda la superficie de contacto de la zapata con el suelo.

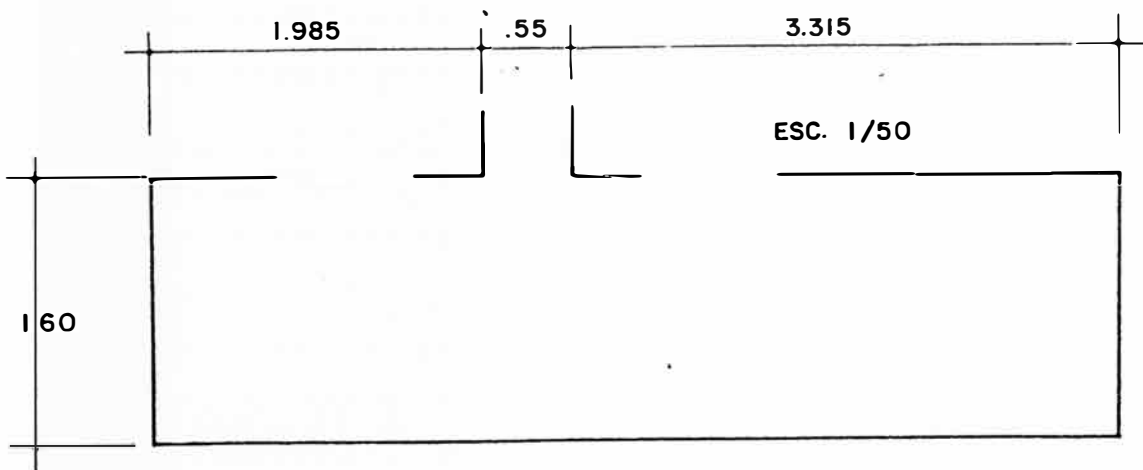


FIGURA - 74

$$D = 18.10\text{m.} \quad d = 6.40\text{m.}$$

El momento de inercia en la base es:

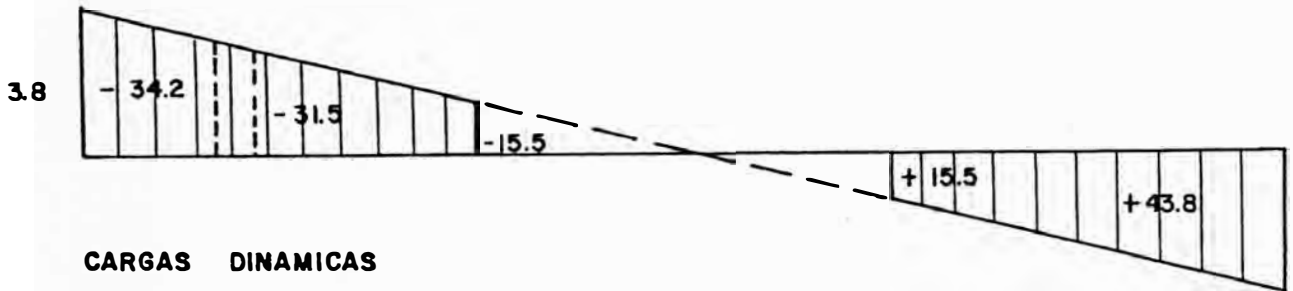
$$I = \frac{\pi}{64} (18.10^4 - 6.40^4) = 5186 \text{ m}^4$$

$$Z = \frac{5186}{9.05} = 573 \text{ m}^3$$

El mayor aumento o disminución de presión está dado por $\pm M_V/Z$

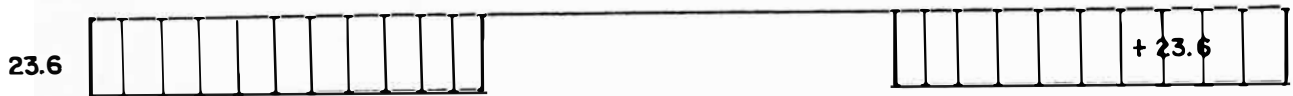
$$\pm \frac{25085}{573} = \pm 43.8 \text{ Tn/m}^2$$

lo que en el borde interior de la zapata vale 15.5 Tn/m^2 , con una diferencia neta entre ambos bordes de 28.3 Tn/m^2 .



CARGAS DINAMICAS

ESC. $V = 1/25$
 $H = 1/125$



CARGAS ESTATICAS

FIGURA - 75

En los pasos subsiguientes conviene tener presente que para un metro de fuste medido en el eje medio las longitudes de arco exterior e interior son 1.33m. y 0.47m. respectivamente.

7.2.4. Cálculo del refuerzo.

Primero se debe calcular el momento aplicando un factor de $2/3$ a la carga extrema y de $1/3$ a la carga al pie de la cara del fuste.

a) Volado exterior.

Tiene una longitud de 1.985m; la carga en el borde suma 67.4 Tn/m^2 y 57.8 Tn/m^2 en la cara del apoyo.

$$M^- = 1.33 \times 67.4 \times \frac{1}{2} (1.985)^2 \times \frac{2}{3} + 57.8 \times \frac{1}{2} (1.985)^2 \times \frac{1}{3}$$

$$M^- = 155.7 \text{ Tn-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kxb}} = \sqrt{\frac{155.7 \times 10^5}{18.2 \times 100}}$$

$$d = 0.925 \text{m} \quad 1.50 \text{m.} \quad 1.975 \text{m. (por corte)}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{155.7 \times 10^5}{1700 \times 0.876 \times 197.5}$$

$$A_s = 52.9 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 2 \text{ } \emptyset \text{ 1" a } 0.184 \text{ m. (} 55.4 \text{ cm}^2 \text{) en la cara exterior del fuste, radial inferior.}$

A un metro de la cara del apoyo puede cortarse alguna varilla, pero la divergencia de las barras hace aconsejable que se mantenga el refuerzo original.

b) Volado interior.

Tiene una longitud de 3.315m.; la carga en el borde su ma 39.1 Tn/m² y es de 55.1 Tn/m² en la cara del apoyo.

$$M^- = 55.1 \times \frac{1}{2} (3.315)^2 \times \frac{1}{3} + 0.47 \times 39.1 \times \frac{1}{2} (3.315)^2 \times \frac{2}{3}$$

$$M^- = 168.2 \text{ Tn-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kxb}} = \sqrt{\frac{168.2 \times 10^5}{18.2 \times 100}}$$

$$d = 0.96 \text{m} \quad 1.50 \text{m} \quad 1.975 \text{m. (por corte)}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{168.2 \times 10^5}{1700 \times 0.876 \times 197.5}$$

$$A_s = 57.2 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 2 \text{ } \emptyset \text{ 1" a } 0.17 \text{m. (} 60.0 \text{ cm}^2 \text{) en la cara interior del fuste, radial inferior.}$

Se cortará alternadamente dos barras de un paquete a 2.80m. de la cara interior del fuste debido a la menor sollicitación y a la convergencia de las barras que ..

tienden a juntarse hacia el centro.

c) Refuerzo superior en ambos volados.

En este caso se obtiene la diferencia de presiones que en el borde exterior es de $- 20.2 \text{ Tn/m}^2$, $- 10.6 \dots \text{ Tn/m}^2$ en la cara exterior del apoyo, $- 7.9 \text{ Tn/m}^2$ en la cara interior y $+ 8.1 \text{ Tn/m}^2$ en el borde interior. Aplicando la misma convención de los dos casos anteriores se halla $M = 42.3 \text{ Tn-m}$ y $A'_s = 14.4 \text{ cm}^2/\text{mt.}$ que deben medirse en la cara exterior del fuste.

$$A_s = \emptyset 3/4" \text{ a } .19\text{m.} (14.9\text{cm}^2)$$

No se cortará las varillas en ningún punto.

d) Refuerzo transversal.

Se utilizará para este cálculo la carga desbalanceada entre los bordes de la zapata que es de 28.3 Tn/m^2 . ; esta carga se asume produciendo un momento en una longitud igual a la distancia entre los bordes interno y externo de la zapata.

$$M = \frac{1}{8} (28.3) (5.85)^2 = 121 \text{ Tn-mt}$$

$$A'_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{121 \times 10^5}{1700 \times 0.876 \times 197.5}$$

$$A'_s = 41\text{cm}^2.$$

Este refuerzo es crítico en el borde interior de la zapata por lo que se colocará en el primer metro para luego ir reduciéndolo paulatinamente.

$$A_s = \emptyset 1" \text{ a } .12\text{m.}$$

$$A_s = \emptyset 1" 8 \text{ a } .12, \text{ r a } .25 \text{ en ambas caras.}$$

7.2.5. Verificación del cortante.

El corte se verifica en las dos caras del fuste para la máxima sollicitación.

a) En la cara exterior.

El área correspondiente a un metro de fuste es:

$$(9.05^2 - 7.065^2) / 2r = 2.36m^2$$

$$V = 23.6 \times 2.36 + \frac{1}{2} (1.33 \times 43.8 + 34.2) \times 1.985$$

$$V = 147.5 \text{ Tn por metro.}$$

Debe tenerse presente que en el caso de zapatas no se coloca refuerzo de corte por lo que ello determina la altura de la zapata.

La verificación se hace con $v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 8.87 \text{ kg/cm}^2$.

$$d = \frac{147.5}{0.85 \times 8.87 \times 100} = 196 \text{ cm.}$$

lo que va a determinar un espesor total de:

$1.96 + 0.075 = 2.035 \text{ m.}$, digamos 2.05 metros , lo que requiere menor refuerzo.

b) En la cara interior.

El área correspondiente a este sector es:

$$(6.515^2 - 3.20^2) / 2r = 2.37 \text{ m}^2.$$

$$V = 23.6 \times 2.37 + \frac{1}{2} (31.5 + 0.72 \times 15.5) \times 3.315$$

$$V = 126.6 \text{ Tn por metro.}$$

Como es menor al anterior queda establecido que la sección de concreto es suficiente.

7.2.6. Verificación por punzonamiento.

Se verán dos casos.

A. Primer caso.

Se calcula el cortante para la cara interior a la distancia $d/2 = 0.99 \text{ m.}$

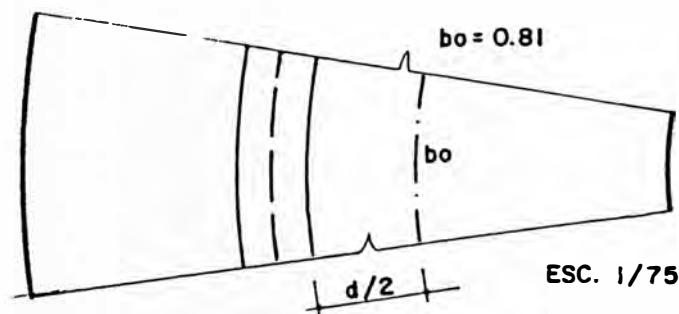


FIGURA - 76

La carga que corresponde a un metro del fuste es:

$$V = \frac{2650.7}{42.66} = 62.13 \text{ Tn}$$

$$v = \frac{V}{\emptyset b_o d}$$

$$v = \frac{62.13 \times 10^3}{0.85 \times 81 \times 197.5} = 4.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$v < v_c = 0.29 \sqrt{f_c} = 4.85 \text{ kg/cm}^2.$$

B. Segundo caso.

A la distancia d desde la cara del fuste y hasta el borde interior se obtiene el área de carga en la que se aplican las máximas presiones.

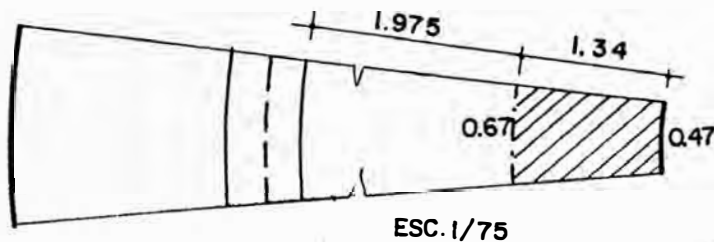


FIGURA - 77

Las presiones respectivas son 45.6 Tn/m^2 a la distancia d y 39.1 Tn/m^2 en el borde de la zapata.

$$V = 32.78 \text{ Tn.}$$

$$v = \frac{32.78 \times 10^3}{0.85 \times 67 \times 197.5} = 2.9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v < v_c = 0.29 \sqrt{f_c} = 4.85 \text{ kg/cm}^2$$

BIBLIOGRAFIA.

Referencias N°s 19, 20 y 21.

* BIBLIOGRAFIA *

1. FLUGGE, W. "Stresses in Shells"
Berlín - 1962
2. FOUQUET, P. "Les Reservoirs D'Eau"
París - 1963
3. GRAY, W. "Reinforced concrete reservoirs
and tanks"
Londres - 1954
4. GRAY Y MANNING. "Concrete water towers, bunkers,
silos and other elevated struc-
tures"
Londres - 1973
5. GUERRIN, A. "Traité de Béton Armé", Tomo V.
París - 1952 - 60
6. GUERRIN, A. "Traité de Béton Armé", Tomo VI.
París - 1952 - 60
7. KUROIWA H. "Copias impresas de Ingeniería an-
tisísmica"
Lima - 1977
8. KALMANOK, A.S. "Manual para cálculo de placas"
Montevideo - 1961
9. MANNING, G. "Reservoirs and tanks"
Londres - 1967
10. MARINA F., LUIS. "Diseño sísmico de estructuras de
abastecimiento de agua"
Tesis UNI - 1977
11. M.V.C. "Normas de diseño sismo resistente"
Lima - 1977
12. MORAL, F. "Hormigón armado"
Madrid - 1962
13. PEÑA BOEUF, A. "Mecánica elástica"
Madrid - 1947
14. POMALAZA R., J.L. "Reservorio de concreto armado pa-
ra la ciudad norteña de Ferreñafe"
Tesis UNI - 1979
15. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION "Circular concrete tanks without
prestressing"
Chicago, U.S.A.
16. TAYLOR, P. "Reinforced concrete chimneys"
Londres - 1962
17. TIMOSHENKO Y WOINOWSKY -
KRIEGER. "Theory of plates and shells"
Nueva York - 1959

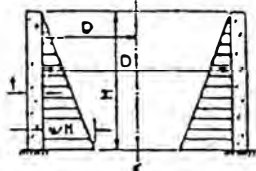
18. WIEGEL, R. "Earthquake Engineering"
U.S.A. - 1970
19. WINTER Y NILSON. "Proyecto de estructuras de hormi-
gón"
Barcelona - 1977
20. YAMASHIRO K. "Curso de concreto armado II"
Lima - 1977
21. YAMASHIRO K. "Diseño de elementos de concreto
armado"
Lima - 1974

* Aparte de las obras del listado precedente se han consul-
tado tanto el Reglamento Nacional de Construcciones, Li-
ma - 1980, como el Reglamento ACI-318-77, México D.F.-
1979.

A P E N D I C E

Table I

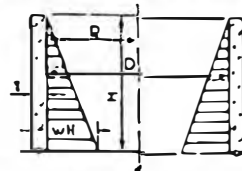
Tension in circular rings
 Triangular load
 Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times w/H$ lb. per ft.
 Positive sign indicates tension



H/Di	Coefficients at point								
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.134	+0.120	+0.101	+0.082	+0.066	+0.049	+0.029	+0.014	+0.004
0.8	+0.239	+0.215	+0.190	-0.160	+0.130	+0.096	+0.063	+0.034	+0.010
1.2	+0.271	+0.254	+0.234	+0.209	+0.180	+0.142	+0.099	+0.054	+0.016
1.6	+0.268	+0.268	+0.266	+0.250	+0.226	+0.185	+0.134	+0.075	+0.023
2.0	+0.251	+0.273	+0.285	+0.285	+0.274	+0.232	+0.172	+0.104	+0.031
3.0	+0.203	+0.267	+0.322	+0.357	+0.362	+0.330	+0.262	+0.157	+0.052
4.0	+0.164	+0.256	+0.339	+0.403	+0.429	+0.409	+0.334	+0.210	+0.073
5.0	+0.137	+0.245	+0.346	+0.428	+0.477	+0.469	+0.398	+0.259	+0.092
6.0	+0.119	+0.234	+0.344	+0.441	+0.504	+0.514	+0.447	+0.301	+0.112
8.0	+0.104	+0.218	+0.335	+0.443	+0.534	+0.575	+0.530	+0.381	+0.151
10.0	+0.098	+0.208	+0.323	+0.437	+0.542	+0.608	+0.589	+0.440	+0.179
12.0	+0.097	+0.202	+0.312	+0.429	+0.543	+0.628	+0.633	+0.494	+0.211
14.0	+0.098	+0.200	+0.306	+0.420	+0.539	+0.639	+0.666	+0.541	+0.241
16.0	+0.099	+0.199	+0.304	+0.412	+0.531	+0.641	+0.687	+0.582	+0.265

Table II

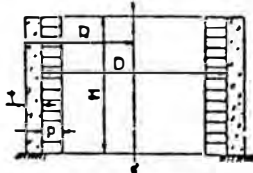
Tension in circular rings
 Triangular load
 Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times w/H$ lb. per ft.
 Positive sign indicates tension



H/Di	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.474	+0.440	+0.395	+0.352	+0.308	+0.264	+0.215	+0.165	+0.111	+0.057
0.8	+0.423	+0.402	+0.381	+0.358	+0.330	+0.297	+0.249	+0.202	+0.145	+0.076
1.2	+0.350	+0.355	+0.361	+0.362	+0.358	+0.343	+0.309	+0.256	+0.186	+0.098
1.6	+0.271	+0.303	+0.341	+0.389	+0.385	+0.385	+0.362	+0.314	+0.233	+0.124
2.0	+0.205	+0.260	+0.321	+0.373	+0.411	+0.434	+0.419	+0.369	+0.280	+0.151
3.0	+0.074	+0.179	+0.281	+0.375	+0.449	+0.506	+0.519	+0.479	+0.375	+0.210
4.0	+0.017	+0.137	+0.253	+0.367	+0.469	+0.545	+0.579	+0.553	+0.447	+0.256
5.0	-0.008	+0.114	+0.235	+0.356	+0.469	+0.562	+0.617	+0.606	+0.503	+0.294
6.0	-0.011	+0.103	+0.223	+0.343	+0.463	+0.566	+0.639	+0.643	+0.547	+0.327
8.0	-0.015	+0.096	+0.208	+0.324	+0.443	+0.564	+0.661	+0.697	+0.621	+0.386
10.0	-0.008	+0.095	+0.200	+0.311	+0.428	+0.552	+0.666	+0.730	+0.678	+0.433
12.0	-0.002	+0.097	+0.197	+0.302	+0.417	+0.541	+0.664	+0.750	+0.720	+0.477
14.0	0.000	+0.098	+0.197	+0.299	+0.408	+0.531	+0.659	+0.761	+0.752	+0.513
16.0	+0.002	+0.100	+0.198	+0.299	+0.403	+0.521	+0.650	+0.764	+0.776	+0.536

Table III

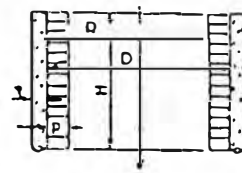
Tension in circular rings
 Rectangular load
 Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times p/H$ lb. per ft.
 Positive sign indicates tension



H/Di	Coefficients at point								
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.505	+0.431	+0.353	+0.277	+0.206	+0.145	+0.092	+0.046	+0.013
0.8	+0.921	+0.796	+0.669	+0.542	+0.415	+0.289	+0.179	+0.089	+0.024
1.2	+1.078	+0.946	+0.808	+0.665	+0.519	+0.378	+0.246	+0.127	+0.034
1.6	+1.141	+1.009	+0.881	+0.742	+0.600	+0.449	+0.294	+0.153	+0.045
2.0	+1.144	+1.041	+0.929	+0.808	+0.667	+0.514	+0.345	+0.186	+0.055
3.0	+1.112	+1.061	+0.998	+0.912	+0.796	+0.646	+0.459	+0.258	+0.081
4.0	+1.073	+1.057	+1.029	+0.977	+0.887	+0.746	+0.553	+0.322	+0.105
5.0	+1.044	+1.047	+1.042	+1.015	+0.949	+0.825	+0.629	+0.379	+0.128
6.0	+1.024	+1.038	+1.045	+1.034	+0.986	+0.879	+0.694	+0.430	+0.149
8.0	+1.005	+1.022	+1.036	+1.044	+1.026	+0.953	+0.788	+0.519	+0.189
10.0	+0.998	+1.010	+1.023	+1.039	+1.040	+0.996	+0.859	+0.591	+0.226
12.0	+0.997	+1.003	+1.014	+1.031	+1.043	+1.022	+0.911	+0.652	+0.262
14.0	+0.998	+1.000	+1.007	+1.022	+1.040	+1.035	+0.949	+0.705	+0.294
16.0	+0.999	+0.999	+1.003	+1.015	+1.032	+1.040	+0.975	+0.750	+0.321

Table IV

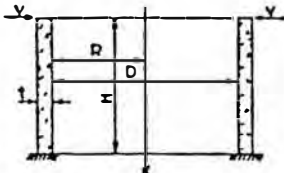
Tension in circular rings
 Rectangular load
 Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times p/H$ lb. per ft.
 Positive sign indicates tension



H/Di	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+1.474	+1.340	+1.195	+1.052	+0.908	+0.764	+0.615	+0.465	+0.311	+0.154
0.8	+1.423	+1.302	+1.181	+1.058	+0.930	+0.797	+0.649	+0.502	+0.345	+0.166
1.2	+1.350	+1.255	+1.181	+1.062	+0.958	+0.843	+0.709	+0.556	+0.386	+0.198
1.6	+1.271	+1.203	+1.141	+1.069	+0.985	+0.885	+0.756	+0.614	+0.433	+0.224
2.0	+1.205	+1.160	+1.121	+1.073	+1.011	+0.934	+0.819	+0.669	+0.480	+0.251
3.0	+1.074	+1.079	+1.081	+1.075	+1.049	+1.006	+0.919	+0.779	+0.575	+0.310
4.0	+1.017	+1.037	+1.053	+1.067	+1.069	+1.045	+0.979	+0.853	+0.647	+0.356
5.0	+0.992	+1.014	+1.035	+1.056	+1.069	+1.062	+1.017	+0.906	+0.703	+0.354
6.0	+0.989	+1.003	+1.023	+1.043	+1.063	+1.066	+1.039	+0.943	+0.747	+0.427
8.0	+0.985	+0.996	+1.008	+1.024	+1.043	+1.064	+1.061	+0.997	+0.821	+0.486
10.0	+0.992	+0.995	+1.000	+1.011	+1.028	+1.052	+1.066	+1.030	+0.878	+0.533
12.0	+0.998	+0.997	+0.997	+1.002	+1.017	+1.041	+1.064	+1.050	+0.920	+0.577
14.0	+1.000	+0.998	+0.997	+0.999	+1.008	+1.031	+1.059	+1.061	+0.952	+0.613
16.0	+1.002	+1.000	+0.998	+0.999	+1.003	+1.021	+1.050	+1.064	+0.976	+0.636

Table V

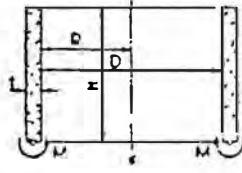
Tension in circular rings
 Moment per ft., V, applied at top
 Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times VR/H$ lb. per ft.
 Positive sign indicates tension



H/Di	Coefficients at point								
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	-1.32	-1.08	-0.86	-0.65	-0.47	-0.31	-0.18	-0.08	-0.02
0.8	-2.55	-2.04	-1.57	-1.15	-0.80	-0.51	-0.28	-0.13	-0.03
1.2	-3.17	-2.44	-1.79	-1.25	-0.81	-0.48	-0.25	-0.10	-0.02
1.6	-3.54	-2.60	-1.80	-1.17	-0.69	-0.36	-0.16	-0.05	-0.01
2.0	-3.83	-2.68	-1.74	-1.02	-0.52	-0.21	-0.05	0.01	0.01
3.0	-4.37	-2.70	-1.43	-0.58	-0.02	+0.15	+0.19	+0.13	+0.04
4.0	-4.73	-2.60	-1.10	-0.19	+0.26	+0.38	+0.33	+0.19	+0.06
5.0	-4.95	-2.45	-0.79	+0.11	+0.47	+0.50	+0.37	+0.20	+0.06
6.0	-5.17	-2.27	-0.50	+0.34	+0.59	+0.53	+0.35	+0.17	+0.01
8.0	-5.36	-1.85	-0.02	+0.63	+0.66	+0.46	+0.24	+0.09	0.01
10.0	-5.43	-1.43	+0.36	+0.78	+0.62	+0.33	+0.12	+0.02	0.00
12.0	-5.41	-1.03	+0.63	+0.83	+0.52	+0.21	+0.04	-0.02	0.00
14.0	-5.34	-0.68	+0.80	+0.81	+0.42	+0.13	0.00	-0.03	-0.01
16.0	-5.22	-0.33	+0.96	+0.76	+0.32	+0.05	-0.04	-0.05	-0.02

Table VI

Tension in circular rings
 Moment per ft., M, applied at base
 Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times MR/H^2$ lb. per ft.
 Positive sign indicates tension

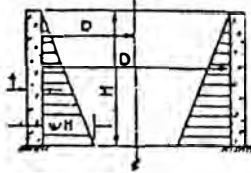


H/Di	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+2.70	+2.50	+2.30	+2.12	+1.91	+1.69	+1.41	+1.13	+0.80	+0.44
0.8	+2.02	+2.06	+2.10	+2.14	+2.10	+2.02	+1.95	+1.75	+1.39	+0.60
1.2	+1.06	+1.42	+1.79	+2.03	+2.46	+2.65	+2.80	+2.60	+2.22	+1.37
1.6	+0.12	+0.79	+1.43	+2.04	+2.72	+3.25	+3.56	+3.59	+3.13	+2.01
2.0	-0.68	+0.22	+1.10	+2.02	+2.90	+3.69	+4.30	+4.54	+4.08	+2.75
3.0	-1.78	-0.71	+0.43	+1.60	+2.95	+4.29	+5.66	+6.58	+6.55	+4.72
4.0	-1.87	-1.00	-0.05	+1.04	+2.47	+4.31	+6.34	+8.19	+8.82	+6.81
5.0	-1.54	-1.03	+0.42	+0.45	+1.84	+3.93	+6.60	+9.41	+11.65	+9.24
6.0	-1.04	-0.86	+0.59	+0.05	+1.21	+3.34	+6.54	+10.28	+13.27	+11.11
8.0	-0.24	-0.53	-0.73	-0.67	-0.02	+2.05	+5.87	+11.32	+16.52	+16.06
10.0	+0.21	-0.23	-0.64	-0.94	-0.73	+0.82	+4.79	+11.63	+19.44	+20.77
12.0	+0.32	-0.05	-0.48	-0.96	-1.15	-0.18	+3.52	+11.27	+21.80	+28.74
14.0	+0.26	+0.04	-0.28	-0.76	-1.29	-0.87	+2.29	+10.52	+23.52	+31.34
16.0	+0.22	+0.07	-0.08	-0.64	-1.28	-1.30	+1.12	+9.67	+24.93	+34.85

When this table is used for moment applied at the top, while the top is hinged, 0.0H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Moment applied at an edge causes tension when it causes outward rotation at that edge.

Table VII

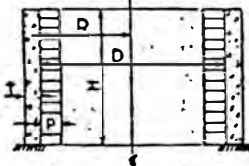
Moments in cylindrical wall
Angular load
Hinged base, free top
Mom. = coef. X wH^3 ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside



H/D	Coefficients at point								
	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.2	+0.014	+0.021	+0.007	-0.042	-0.150	-0.302	-0.529	-0.816	-1.205
0.3	+0.037	+0.063	+0.080	+0.070	+0.023	-0.068	-0.224	-0.465	-0.795
0.4	+0.042	+0.077	+0.103	+0.112	+0.090	+0.022	-0.108	-0.311	-0.602
0.5	+0.041	+0.075	+0.107	+0.121	+0.111	+0.058	-0.051	-0.232	-0.505
0.6	+0.035	+0.068	+0.099	+0.120	+0.115	+0.075	-0.021	-0.185	-0.436
0.7	+0.024	+0.047	+0.071	+0.090	+0.097	+0.077	+0.012	-0.119	-0.333
0.8	+0.015	+0.028	+0.047	+0.066	+0.077	+0.069	+0.023	-0.080	-0.268
0.9	+0.008	+0.016	+0.029	+0.046	+0.059	+0.059	+0.028	-0.058	-0.222
1.0	+0.003	+0.008	+0.019	+0.032	+0.046	+0.051	+0.029	-0.041	-0.187
1.2	+0.001	+0.002	+0.008	+0.016	+0.028	+0.038	+0.029	-0.022	-0.146
1.6	.0000	+0.001	+0.004	+0.007	+0.019	+0.029	+0.028	-0.012	-0.122
2.0	-0.001	+0.001	+0.002	+0.003	+0.013	+0.023	+0.026	-0.005	-0.104
3.0	-0.000	-0.000	-0.000	+0.001	+0.008	+0.019	+0.023	-0.001	-0.090
4.0	-0.000	-0.001	-0.002	-0.001	+0.004	+0.019	+0.023	-0.001	-0.079

Table IX

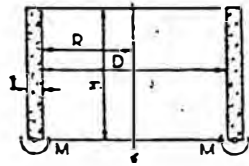
Moments in cylindrical wall
Angular load
Fixed base, free top
Mom. = coef. X pH^3 ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside



H/D	Coefficients at point								
	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.2	-0.093	-0.227	-0.439	-0.710	-1.018	-1.455	-2.000	-2.593	-3.310
0.3	-0.066	-0.225	-0.483	-0.815	-1.262	-1.894	-2.617	-3.325	-4.185
0.4	+0.028	+0.037	+0.029	-0.009	-0.089	-0.227	-0.468	-0.815	-1.178
0.5	+0.038	+0.062	+0.077	+0.068	+0.011	-0.093	-0.267	-0.529	-0.876
0.6	+0.036	+0.068	+0.088	+0.089	+0.059	-0.019	-0.167	-0.389	-0.719
0.7	+0.028	+0.051	+0.074	+0.091	+0.083	+0.042	-0.053	-0.223	-0.483
0.8	+0.018	+0.033	+0.052	+0.068	+0.075	+0.053	-0.013	-0.145	-0.365
0.9	+0.008	+0.019	+0.035	+0.051	+0.061	+0.052	+0.007	-0.101	-0.293
1.0	+0.004	+0.011	+0.022	+0.036	+0.049	+0.048	+0.017	-0.073	-0.242
1.2	+0.001	+0.003	+0.008	+0.018	+0.031	+0.038	+0.024	-0.040	-0.184
1.6	-0.001	-0.000	+0.002	+0.009	+0.021	+0.030	+0.028	-0.022	-0.147
2.0	-0.000	-0.001	-0.000	+0.004	+0.014	+0.024	+0.022	-0.012	-0.123
3.0	-0.000	-0.000	-0.000	+0.002	+0.010	+0.018	+0.021	-0.007	-0.105
4.0	-0.000	-0.000	-0.001	+0.001	+0.006	+0.012	+0.020	-0.005	-0.091

Table XI

Moments in cylindrical wall
Moment per ft., M, applied at base
Fixed base, free top
Mom. = coef. X M ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in outside

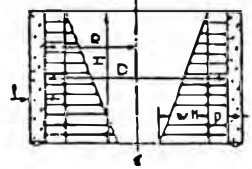


H/D	Coefficients at point								
	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.2	+0.031	+0.109	+0.196	+0.298	+0.414	+0.547	+0.692	+0.843	+1.000
0.3	+0.040	+0.090	+0.164	+0.253	+0.375	+0.503	+0.659	+0.824	+1.000
0.4	+0.027	+0.063	+0.125	+0.206	+0.318	+0.454	+0.618	+0.802	+1.000
0.5	+0.011	+0.035	+0.078	+0.152	+0.253	+0.393	+0.570	+0.775	+1.000
0.6	-0.002	+0.012	+0.034	+0.098	+0.193	+0.340	+0.519	+0.748	+1.000
0.7	-0.022	-0.030	-0.029	+0.010	+0.087	+0.227	+0.428	+0.692	+1.000
0.8	-0.028	-0.044	-0.051	-0.034	+0.023	+0.180	+0.354	+0.645	+1.000
0.9	-0.024	-0.049	-0.061	-0.057	-0.015	+0.095	+0.296	+0.606	+1.000
1.0	-0.018	-0.040	-0.058	-0.065	-0.037	+0.057	+0.252	+0.572	+1.000
1.2	-0.009	-0.022	-0.044	-0.068	-0.062	+0.002	+0.178	+0.515	+1.000
1.6	-0.002	-0.009	-0.028	-0.053	-0.067	-0.031	+0.123	+0.467	+1.000
2.0	-0.000	-0.003	-0.016	-0.040	-0.064	-0.049	+0.081	+0.424	+1.000
3.0	-0.000	-0.000	-0.008	-0.029	-0.059	-0.060	+0.048	+0.387	+1.000
4.0	-0.000	+0.002	-0.003	-0.021	-0.051	-0.066	+0.025	+0.354	+1.000

This table is used for moment applied at the top, while the top is hinged, 0.2H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Moment applied at an edge is positive and outward rotation at that edge.

Table VIII

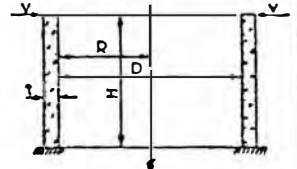
Moments in cylindrical wall
Trapezoidal load
Hinged base, free top
Mom. = coef. X $(wH^3 + pH^3)$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside



H/D	Coefficients at point									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.020	+0.072	+0.151	+0.230	+0.301	+0.348	+0.357	+0.312	+0.197	0
0.8	+0.019	+0.064	+0.133	+0.207	+0.271	+0.319	+0.329	+0.292	+0.187	0
1.2	+0.016	+0.058	+0.111	+0.177	+0.237	+0.280	+0.296	+0.263	+0.171	0
1.6	+0.012	+0.044	+0.091	+0.145	+0.195	+0.238	+0.255	+0.232	+0.155	0
2.0	+0.009	+0.033	+0.073	+0.114	+0.158	+0.199	+0.219	+0.205	+0.145	0
3.0	-0.004	+0.018	+0.040	+0.063	+0.092	+0.127	+0.152	+0.153	+0.111	0
4.0	+0.001	+0.007	+0.016	+0.033	+0.057	+0.083	+0.109	+0.118	+0.092	0
5.0	.0000	+0.001	+0.006	+0.016	+0.034	+0.057	+0.080	+0.094	+0.078	0
6.0	-0.000	-0.000	+0.002	+0.008	+0.019	+0.039	+0.062	+0.078	+0.068	0
8.0	-0.000	-0.000	-0.002	-0.000	+0.007	+0.020	+0.038	+0.057	+0.054	0
10.0	-0.000	-0.000	-0.002	-0.001	+0.002	+0.011	+0.025	+0.043	+0.045	0
12.0	-0.000	-0.000	-0.001	-0.002	-0.000	+0.005	+0.017	+0.032	+0.039	0
14.0	-0.000	-0.000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.000	+0.012	+0.026	+0.033	0
16.0	-0.000	-0.000	-0.000	-0.001	-0.002	-0.004	+0.008	+0.022	+0.029	0

Table X

Moments in cylindrical wall
Shear per ft., V, applied at top
Fixed base, free top
Mom. = coef. X VH ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in outside



H/D	Coefficients at point									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.093	+0.172	+0.240	+0.300	+0.354	+0.402	+0.448	+0.492	+0.535	+0.578
0.8	+0.085	+0.145	+0.185	+0.208	+0.220	+0.224	+0.223	+0.219	+0.214	+0.208
1.2	+0.082	+0.132	+0.157	+0.164	+0.159	+0.145	+0.127	+0.106	+0.084	+0.062
1.6	+0.079	+0.122	+0.139	+0.138	+0.125	+0.105	+0.081	+0.056	+0.030	+0.004
2.0	+0.077	+0.115	+0.126	+0.119	+0.103	+0.080	+0.056	+0.031	+0.006	-0.019
3.0	+0.072	+0.100	+0.100	+0.088	+0.068	+0.044	+0.025	+0.006	-0.010	-0.024
4.0	+0.068	+0.088	+0.081	+0.063	+0.043	+0.025	+0.010	-0.001	-0.010	-0.019
5.0	+0.064	+0.078	+0.067	+0.047	+0.028	+0.013	+0.003	-0.003	-0.007	-0.011
6.0	+0.062	+0.070	+0.056	+0.036	+0.018	+0.006	0.000	-0.003	-0.005	-0.006
8.0	+0.057	+0.058	+0.041	+0.021	+0.007	0.000	-0.002	-0.003	-0.002	-0.001
10.0	+0.053	+0.049	+0.029	+0.012	+0.002	-0.002	-0.002	-0.002	-0.001	0.000
12.0	+0.049	+0.042	+0.022	+0.007	0.000	-0.002	-0.002	-0.001	0.000	0.000
14.0	+0.048	+0.038	+0.017	+0.004	-0.001	-0.002	-0.001	-0.001	0.000	0.000
16.0	+0.044	+0.031	+0.012	+0.001	-0.002	-0.002	-0.001	0.000	0.000	0.000

*When this table is used for shear applied at the base, while the top is fixed, 0.1H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Shear acting inward is positive, outward is negative.

Table XII

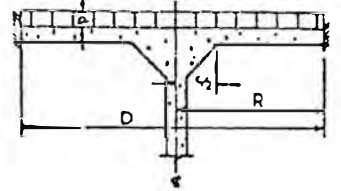
Moments in circular slab without center support
Uniform load
Fixed edge
Mom. = coef. X pR^3 ft.lb. per ft.
Positive sign indicates compression in surface loaded



Coefficients at point										
0.00R	0.10R	0.20R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
Radial moments, M_r										
+0.078	+0.073	+0.067	+0.057	+0.043	+0.028	+0.003	-0.023	-0.053	-0.087	-0.125
Tangential moments, M_t										
+0.078	+0.074	+0.071	+0.066	+0.059	+0.050	+0.039	+0.026	+0.011	-0.022	-0.055

Table XIII

Moments in circular slab with center support
 Uniform load
 Wedge
 $w = \text{coef.} \times pR^3$ ft.lb. per ft.
 Positive sign indicates compression in surface loaded

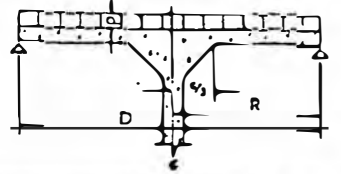


Coefficients at point

0.05R	0.10R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
Radial moments, M_r												
-0.2100	-0.0729 -0.1433	-0.0275 -0.0624 -0.1089	-0.0026 -0.0239 -0.0521 -0.0862	+0.0133 -0.0011 -0.0200 -0.0429 -0.0698	+0.0238 +0.0136 +0.0002 +0.0161 -0.0351	+0.0342 +0.0290 +0.0220 +0.0133 +0.0029	+0.0347 +0.0328 +0.0233 +0.0249 +0.0194	+0.0277 +0.0276 +0.0269 +0.0254 +0.0231	+0.0142 +0.0158 +0.0169 +0.0176 +0.0177	-0.0049 -0.0021 +0.0006 +0.0029 +0.0049	-0.0294 -0.0255 -0.0216 -0.0178 -0.0143	-0.0589 -0.0541 -0.0490 -0.0441 -0.0393
Tangential moments, M_t												
-0.0417	-0.0700 -0.0287	-0.0541 -0.0421 -0.0218	-0.0381 -0.0354 -0.0284 -0.0172	-0.0251 -0.0258 -0.0243 -0.0203 -0.0140	-0.0145 -0.0168 -0.0177 -0.0171 -0.0150	+0.0002 +0.0059 -0.0027 -0.0051 -0.0070 -0.0083	+0.0085 +0.0031 +0.0013 +0.0005	+0.0118 +0.0099 +0.0080 +0.0063 +0.0046	+0.0103 +0.0098 +0.0086 +0.0075 +0.0064	+0.0065 +0.0061 +0.0057 +0.0052 +0.0046	-0.0003 -0.0009 -0.0006 -0.0003 0.0000	-0.0118 -0.0108 -0.0098 -0.0088 -0.0078

Table XIV

Moments in circular slab with center support
 Uniform load
 Fixed edge
 $w = \text{coef.} \times pR^3$ ft.lb. per ft.
 Positive sign indicates compression in surface loaded

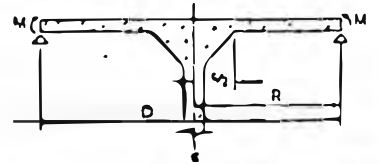


Coefficients at point

0.05R	0.10R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
Radial moments, M_r												
-0.3658	-0.1388 -0.2487	-0.0640 -0.1180 -0.1869	-0.0221 -0.0557 -0.0977 -0.1465	+0.0058 -0.0176 -0.0467 -0.0800 -0.1172	+0.0255 +0.0081 -0.0135 -0.0381 -0.0645	+0.0501 +0.0391 +0.0258 +0.0109 -0.0055	+0.0614 +0.0539 +0.0451 +0.0352 +0.0245	+0.0629 +0.0578 +0.0518 +0.0452 +0.0381	+0.0566 +0.0532 +0.0494 +0.0451 +0.0404	+0.0437 +0.0416 +0.0393 +0.0368 +0.0340	+0.0247 +0.0237 +0.0226 +0.0215 +0.0200	0 0 0 0 0
Tangential moments, M_t												
-0.0731	-0.1277 -0.0498	-0.1040 -0.0768 -0.0374	-0.0788 -0.0684 -0.0516 -0.0293	-0.0569 -0.0539 -0.0470 -0.0367 -0.0234	-0.0391 -0.0394 -0.0375 -0.0333 -0.0263	-0.0121 -0.0153 -0.0175 -0.0184 -0.0184	+0.0061 +0.0020 -0.0014 -0.0042 -0.0062	+0.0175 +0.0134 +0.0097 +0.0065 +0.0038	+0.0234 +0.0197 +0.0163 +0.0132 +0.0103	+0.0251 +0.0218 +0.0186 +0.0158 +0.0132	+0.0228 +0.0199 +0.0172 +0.0148 +0.0122	+0.0168 +0.0145 +0.0123 +0.0103 +0.0085

Table XV

Moments in circular slab with center support
 Moment per ft., M , applied at edge
 Fixed edge
 $w = \text{coef.} \times M$ ft.lb. per ft.
 Positive sign indicates compression in top surface



Coefficients at point

0.05R	0.10R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
Radial moments, M_r												
-2.650	-1.121 -1.950	-0.622 -1.026 -1.594	-0.333 -0.584 -0.930 -1.366	-0.129 -0.305 -0.545 -0.847 -1.204	+0.029 -0.103 -0.280 -0.499 -0.765	+0.268 -0.187 +0.078 -0.057 -0.216	+0.450 +0.394 +0.323 +0.236 +0.130	+0.596 +0.558 +0.510 +0.451 +0.392	+0.718 +0.692 +0.663 +0.624 +0.577	+0.824 +0.808 +0.790 +0.762 +0.740	+0.917 +0.909 +0.900 +0.891 +0.880	+1.000 +1.000 +1.000 +1.000 +1.000
Tangential moments, M_t												
-0.530	-0.980 -0.388	-0.847 -0.641 -0.319	-0.688 -0.608 -0.472 -0.272	-0.544 -0.518 -0.463 -0.372 -0.239	-0.418 -0.419 -0.404 -0.368 -0.305	-0.211 -0.233 -0.251 -0.261 -0.259	-0.042 -0.072 -0.100 -0.123 -0.145	+0.095 +0.066 +0.035 +0.007 -0.020	+0.212 +0.185 +0.157 +0.129 +0.099	+0.314 +0.290 +0.263 +0.240 +0.214	+0.405 +0.384 +0.363 +0.340 +0.317	+0.488 +0.469 +0.451 +0.433 +0.414

Table XVI

base of cylindrical wall

w/H^2 lb. (triangular)
 p/H lb. (rectangular)
 M/H lb. (mom. at base)

indicates shear acting inward

Uniform load, fixed base	Rectangular load, fixed base	Triangular or rectangular load, hinged base	Moment at edge
0.436	+0.755	+0.245	-1.58
0.374	+0.552	+0.234	-1.75
0.339	+0.460	+0.220	-2.00
0.317	+0.407	+0.204	-2.28
0.299	+0.370	+0.189	-2.57
0.262	+0.310	+0.158	-3.18
0.236	+0.271	+0.137	-3.68
0.213	+0.243	+0.121	-4.10
0.197	+0.222	+0.110	-4.49
0.174	+0.193	+0.096	-5.18
0.158	+0.172	+0.087	-5.81
0.145	+0.158	+0.079	-6.38
0.135	+0.147	+0.073	-6.88
0.127	+0.137	+0.068	-7.36

Table XVIII

Stiffness of cylindrical wall
 Near edge hinged, far edge free
 $k = \text{coef.} \times E I^3 / H$

$H^3 / D I$	Coefficient	$H^3 / D I$	Coefficient
0.4	0.139	5	0.713
0.8	0.270	6	0.783
1.2	0.345	8	0.903
1.6	0.399	10	1.010
2.0	0.445	12	1.108
3.0	0.548	14	1.198
4.0	0.635	16	1.281

Table XVII

Center support for circular slab
 $k \times \begin{cases} p R^2 & \text{(hinged and fixed)} \\ M & \text{(moment at edge)} \end{cases}$

	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
	1.320	1.387	1.463	1.542	1.625
	0.839	0.919	1.007	1.101	1.200
	8.16	8.66	9.29	9.99	10.81

Table XIX

Stiffness of circular plates
 With center support
 $k = \text{coef.} \times E I^3 / R$

c/D	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
Coef.	0.290	0.309	0.332	0.358	0.387

Without center support
 Coef. = 0.104

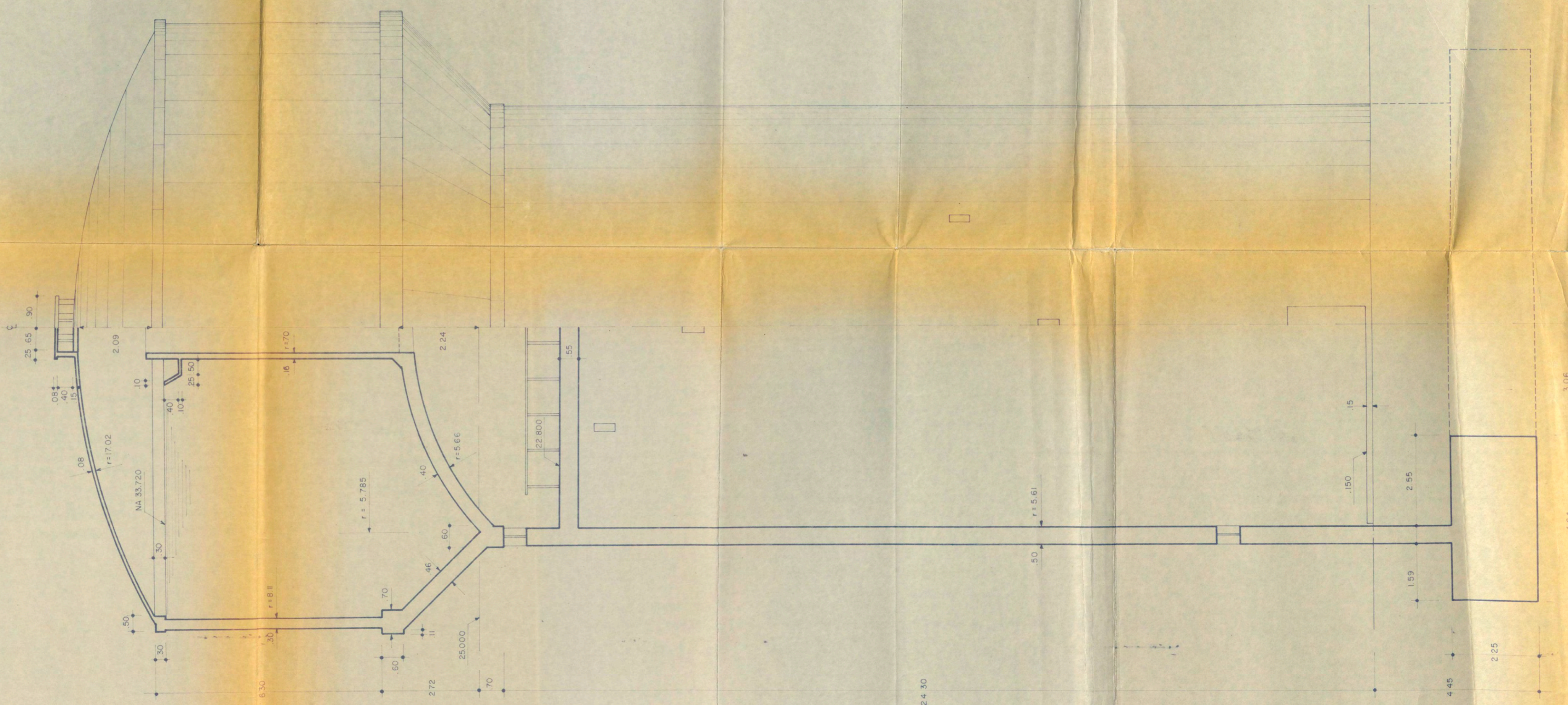
XX. Supplementary Coefficients for Values of H^2/DI Greater than 16 (Extension of Tables I to XI, XVI and XVIII)*

TABLE I				TABLE II					TABLE III					TABLE IV				
Coefficients at point				Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point				
.05H	.15H	.25H	.35H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
0.654	+0.520	+0.325	+0.115	+0.812	+0.817	+0.756	+0.603	+0.344	+0.949	+0.825	+0.629	+0.379	+0.128	+1.062	+1.017	+0.908	+0.703	+0.394
0.702	+0.577	+0.372	+0.137	+0.816	+0.839	+0.793	+0.647	+0.377	+0.986	+0.879	+0.694	+0.430	+0.149	+1.066	+1.039	+0.943	+0.747	+0.427
0.768	+0.663	+0.459	+0.182	+0.814	+0.861	+0.847	+0.721	+0.436	+1.026	+0.953	+0.788	+0.519	+0.189	+1.064	+1.061	+0.997	+0.821	+0.486
0.805	+0.731	+0.530	+0.217	+0.802	+0.866	+0.880	+0.778	+0.483	+1.040	+0.996	+0.859	+0.591	+0.226	+1.052	+1.066	+1.030	+0.878	+0.533
0.828	+0.785	+0.593	+0.254	+0.791	+0.864	+0.900	+0.820	+0.527	+1.013	+1.022	+0.911	+0.652	+0.262	+1.041	+1.064	+1.050	+0.920	+0.577
0.838	+0.824	+0.636	+0.285	+0.781	+0.859	+0.911	+0.832	+0.553	+1.040	+1.035	+0.949	+0.705	+0.294	+1.021	+1.059	+1.061	+0.952	+0.613

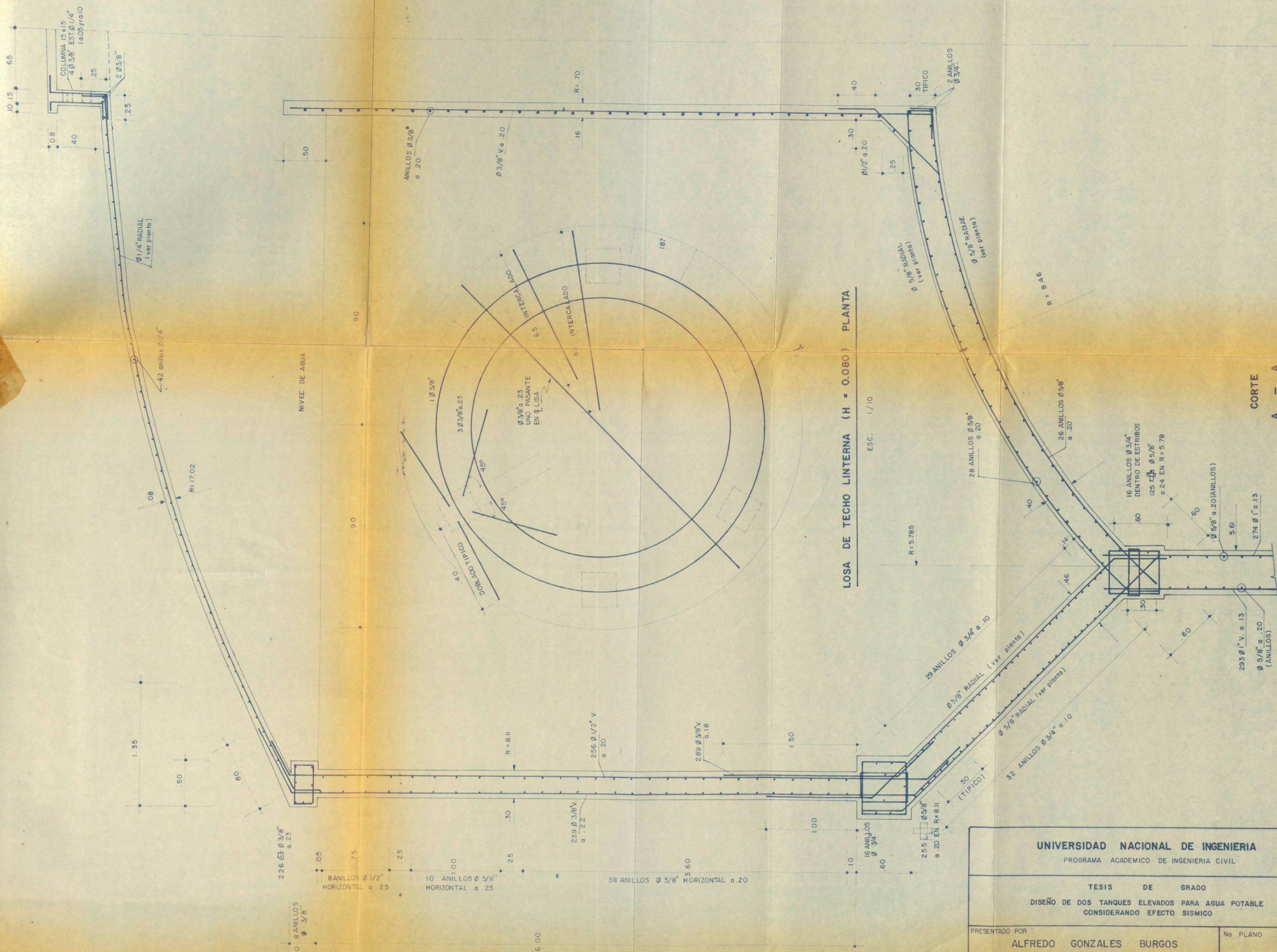
TABLE V				TABLE VI					TABLE VII					TABLE VIII				
Coefficients at point				Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point				
.05H	.10H	.15H	.20H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
-9.98	-4.90	-1.59	+0.22	+15.30	+25.9	+36.9	+43.3	+35.3	+0.015	+0.014	+0.005	-0.018	-0.063	+0.008	+0.014	+0.020	+0.024	+0.020
-10.34	-4.54	-1.00	+0.68	+13.20	+25.9	+40.7	+51.8	+45.3	+0.012	+0.012	+0.007	-0.013	-0.053	+0.005	+0.010	+0.015	+0.020	+0.017
-10.72	-3.70	-0.04	+1.26	+8.10	+23.2	+45.9	+65.4	+63.6	+0.007	+0.007	+0.007	-0.008	-0.040	+0.000	+0.005	+0.009	+0.014	+0.013
-10.86	-2.86	+0.72	+1.66	+3.28	+19.2	+46.5	+77.9	+83.5	+0.002	+0.005	+0.006	-0.005	-0.032	+0.000	+0.003	+0.006	+0.011	+0.011
-10.82	-2.06	+1.26	+1.66	-0.70	+14.1	+45.1	+87.2	+103.0	+0.000	+0.001	+0.006	-0.003	-0.026	+0.000	+0.001	+0.004	+0.008	+0.010
-10.68	-1.36	+1.60	+1.62	-3.40	+9.2	+42.2	+94.0	+121.0	+0.000	+0.000	+0.004	-0.001	-0.023	+0.000	+0.000	+0.003	+0.007	+0.008

TABLE IX				TABLE X					TABLE XI					TABLE XVI				TABLE XVIII
Coefficients at point				Coefficients at point					Coefficients at point					Tri. Fixed	Rect. Fixed	T. or R. Hinged	Mom. at Edge	Stiffness
.05H	.10H	.15H	1.00H	.05H	.10H	.15H	.20H	.25H	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H	.05H	.10H	.15H	.20H	.25H
+0.013	+0.002	-0.024	-0.073	+0.032	+0.039	+0.033	+0.023	+0.014	-0.015	+0.095	+0.296	+0.606	+1.000	+0.114	+0.122	+0.062	-8.20	1.430
+0.010	+0.004	-0.018	-0.061	+0.031	+0.035	+0.028	+0.018	+0.009	-0.037	+0.057	+0.250	+0.572	+1.000	+0.102	+0.111	+0.055	-8.94	1.568
+0.007	+0.006	-0.010	-0.048	+0.028	+0.029	+0.020	+0.011	+0.004	-0.062	+0.002	+0.178	+0.515	+1.000	+0.089	+0.096	+0.048	-10.36	1.810
+0.007	+0.007	-0.005	-0.037	+0.026	+0.025	+0.015	+0.006	+0.001	-0.067	-0.031	+0.123	+0.467	+1.000	+0.080	+0.086	+0.043	-11.62	2.025
+0.006	+0.006	-0.003	-0.031	+0.024	+0.021	+0.011	+0.003	0.000	-0.064	-0.049	+0.081	+0.424	+1.000	+0.072	+0.077	+0.039	-12.76	2.226
+0.004	+0.005	-0.001	-0.026	+0.023	+0.018	+0.008	+0.002	0.000	-0.059	-0.060	+0.048	+0.387	+1.000	+0.067	+0.074	+0.036	-13.76	2.400

* Not shown in the supplementary Tables, ring tension and moment may be determined approximately by sketching curves similar to those in the text.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL		
TESIS DE GRADO DISEÑO DE DOS TANQUES ELEVADOS PARA AGUA POTABLE CONSIDERANDO EFECTO SISMICO		
PRESENTADO POR		No PLANO
ALFREDO GONZALES BURGOS		A - 1
PLANO: ARQUITECTURA		
DISEÑO	FECHA	ESCALA
A. GONZALES B.	DIC. - 1982	1 / 75



LOSA DE TECHO LINTERNA (H = 0.080) PLANTA

ESC: 1/10

CORTE A - A

ESC: 1/25

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO
DISEÑO DE DOS TANQUES ELEVADOS PARA AGUA POTABLE
CONSIDERANDO EFECTO SISMICO

PRESENTADO POR:
ALFREDO GONZALES BURGOS

No PLANO

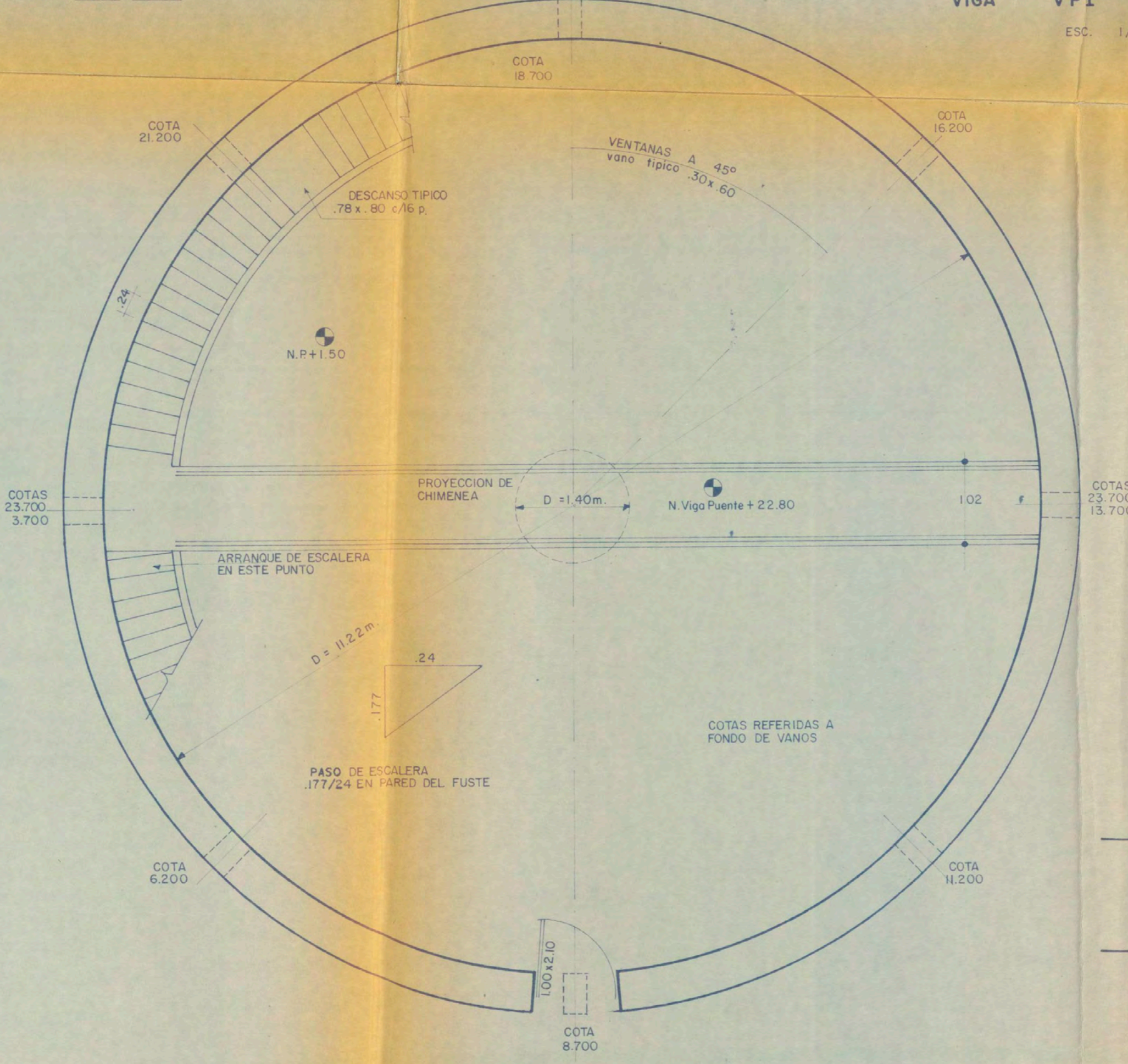
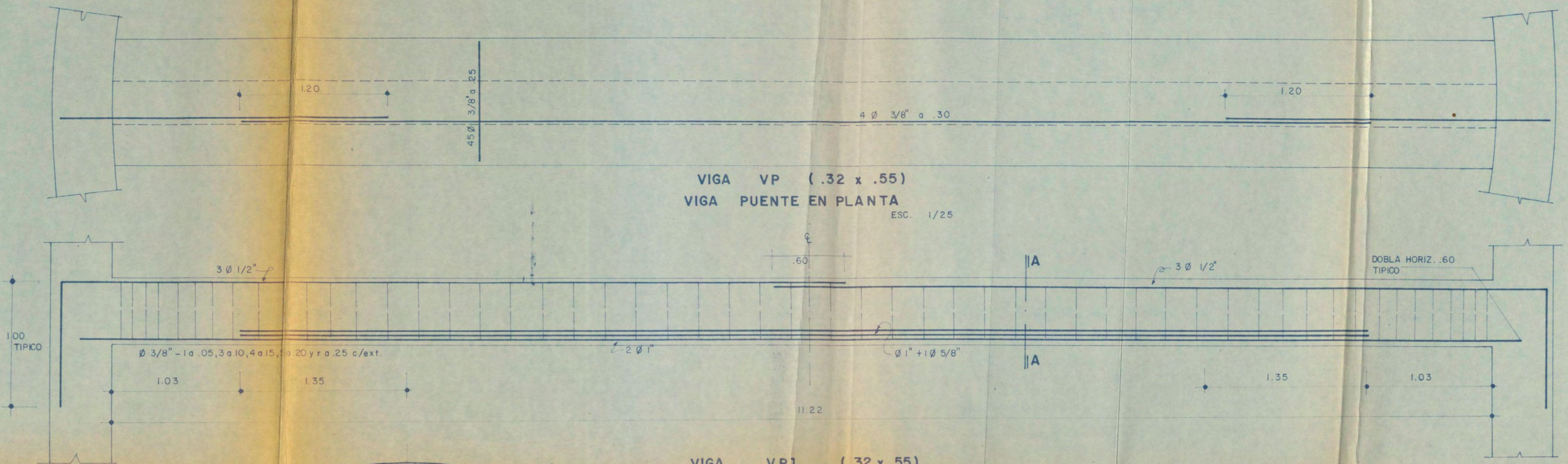
PLANO:
ARMADO DE CUBA - CORTE

E - 1

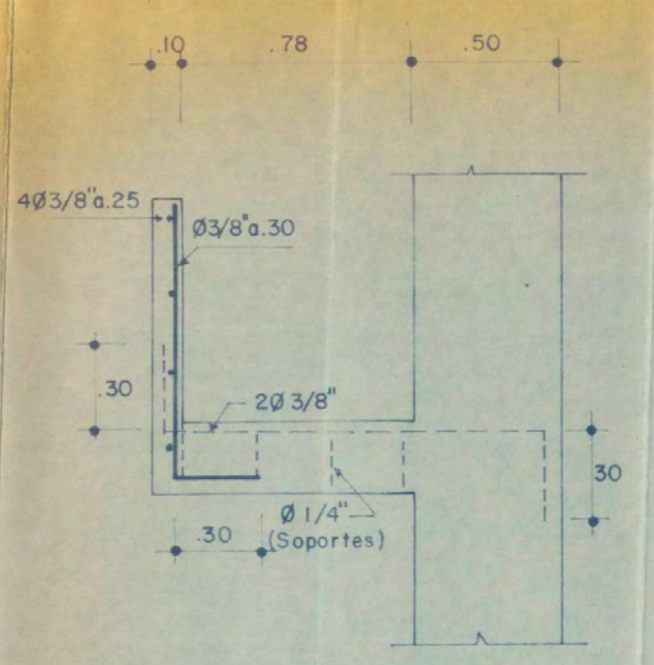
DISEÑO:
A. GONZALES B.

FECHA:
DIC - 1982

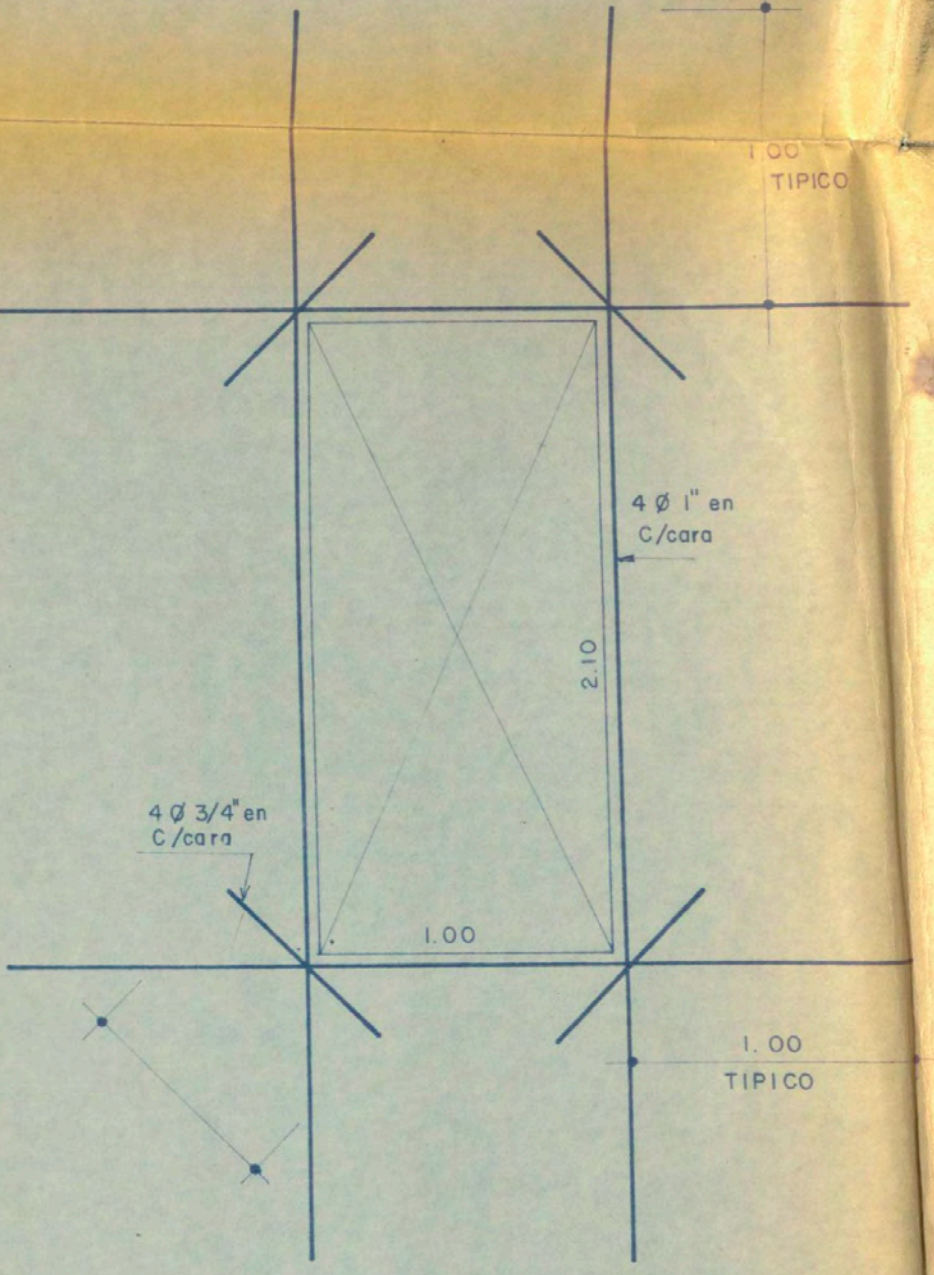
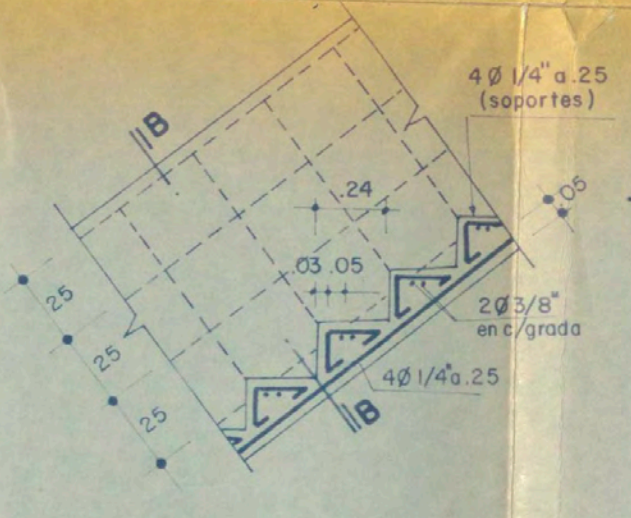
ESCALA:
INDICADA



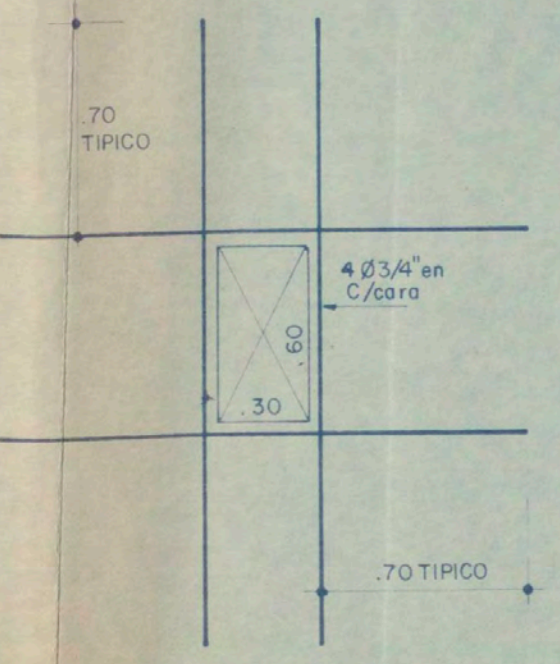
PLANTA : VIGA PUENTE VENTANAS PUERTA Y ESCALERA
ESC. 1 / 50



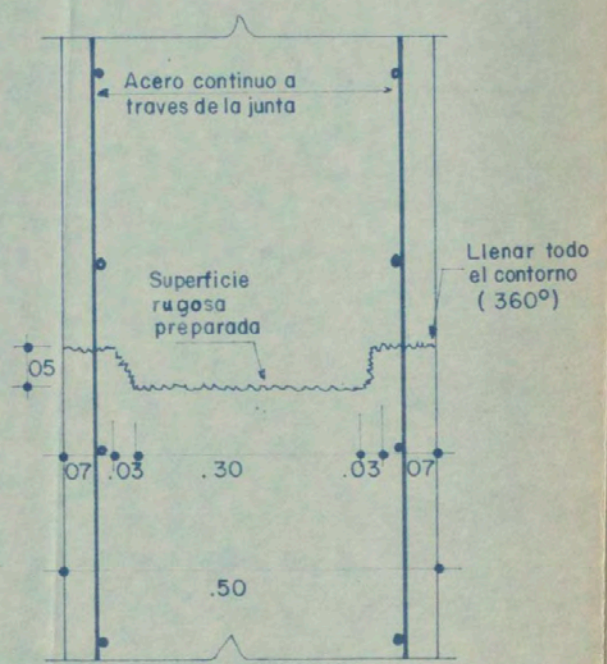
CORTE B - B
DETALLE DE ESCALERA
ESC. 1 / 25



REFUERZO EN PUERTA
ESC 1 / 25

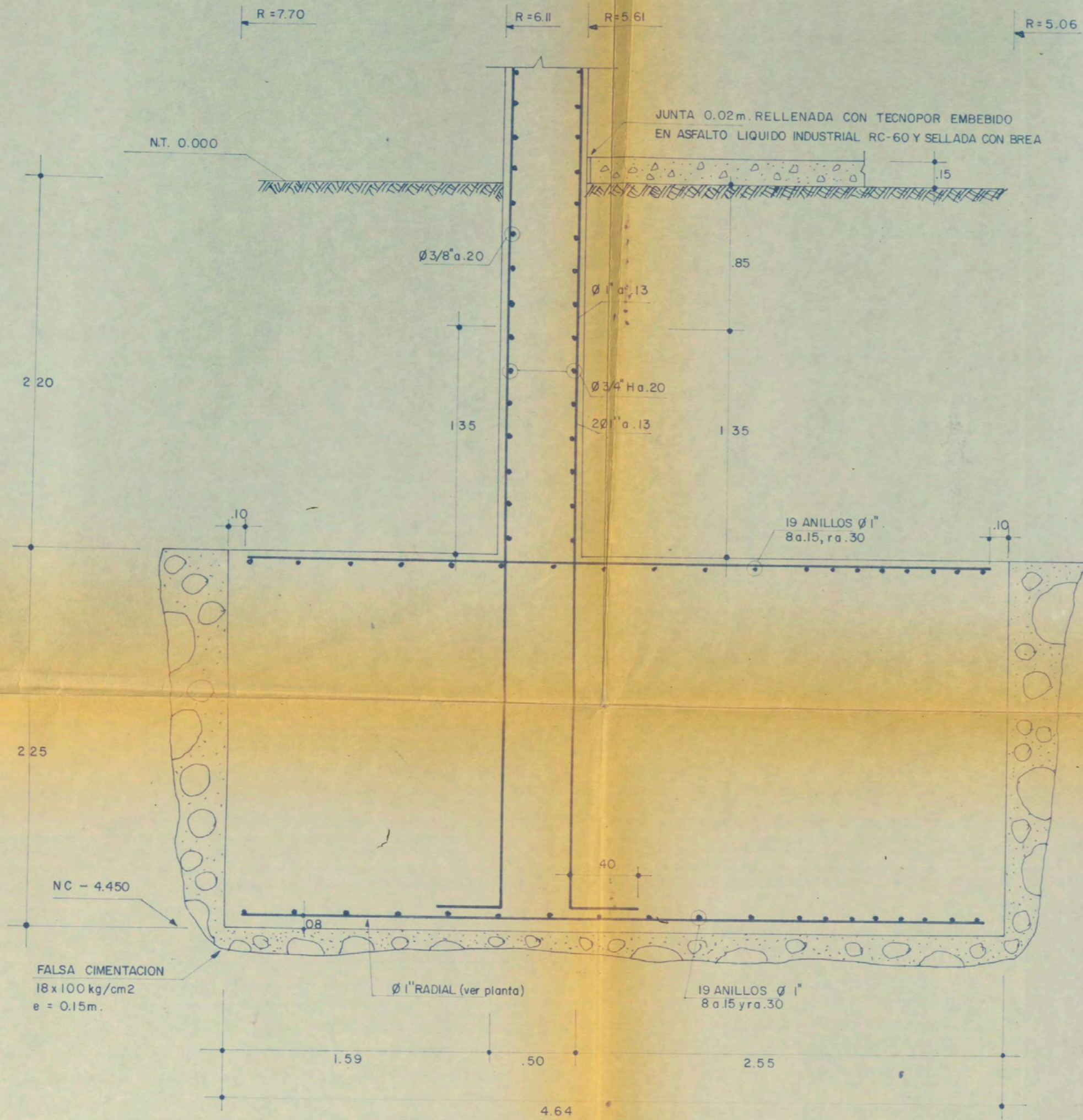


REFUERZO EN VENTANA
ESC. 1/25



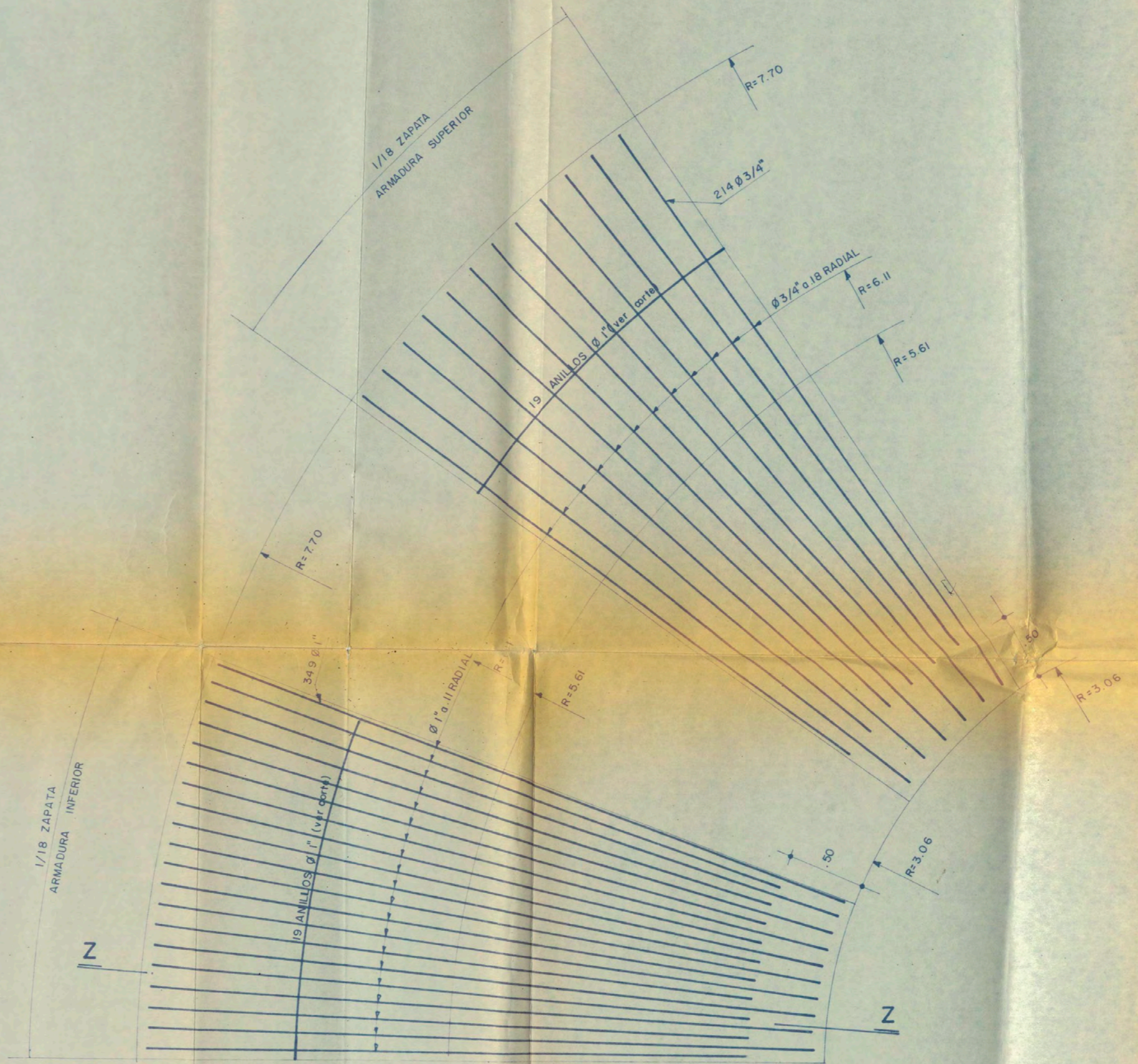
JUNTA DE CONSTRUCCION EN MUROS
ESC. 1 / 10

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL		
TESIS DE GRADO DISEÑO DE DOS TANQUES ELEVADOS PARA AGUA POTABLE CONSIDERANDO EFECTO SISMICO		
PRESENTADO POR :	ALFREDO GONZALES BURGOS	No PLANO
PLANO	ARQUITECTURA VIGA PUENTE Y DETALLES	E - 3
DISEÑO	A. GONZALES B.	FECHA DIC. - 1982
		ESCALA INDICADA



CORTE Z - Z

ESC. 1/25



CIMENTACION - PLANTA

ESC. 1/25

ESPECIFICACIONES

CONCRETO : $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

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

SOBRECARGA EN CUPULA : 100 kg/m^2

RECUBRIMIENTOS : CUPULA EN ϕ

CUBA : VIGAS CIRCULARES, MURO CILINDRICO, PARED TRONCO CONICA Y

CASQUETE ESFERICO = 0.04m. LIBRE.

FUSTE CILINDRICO = 0.04m LIBRE.

VIGA PUENTE (.32 x .55) = 0.05 AL ESTRIBO.

CIMENTACION : 0.075m. LIBRE, ABAJO Y 0.05m LIBRE ARRIBA

LOSA DE FONDO : EN ϕ

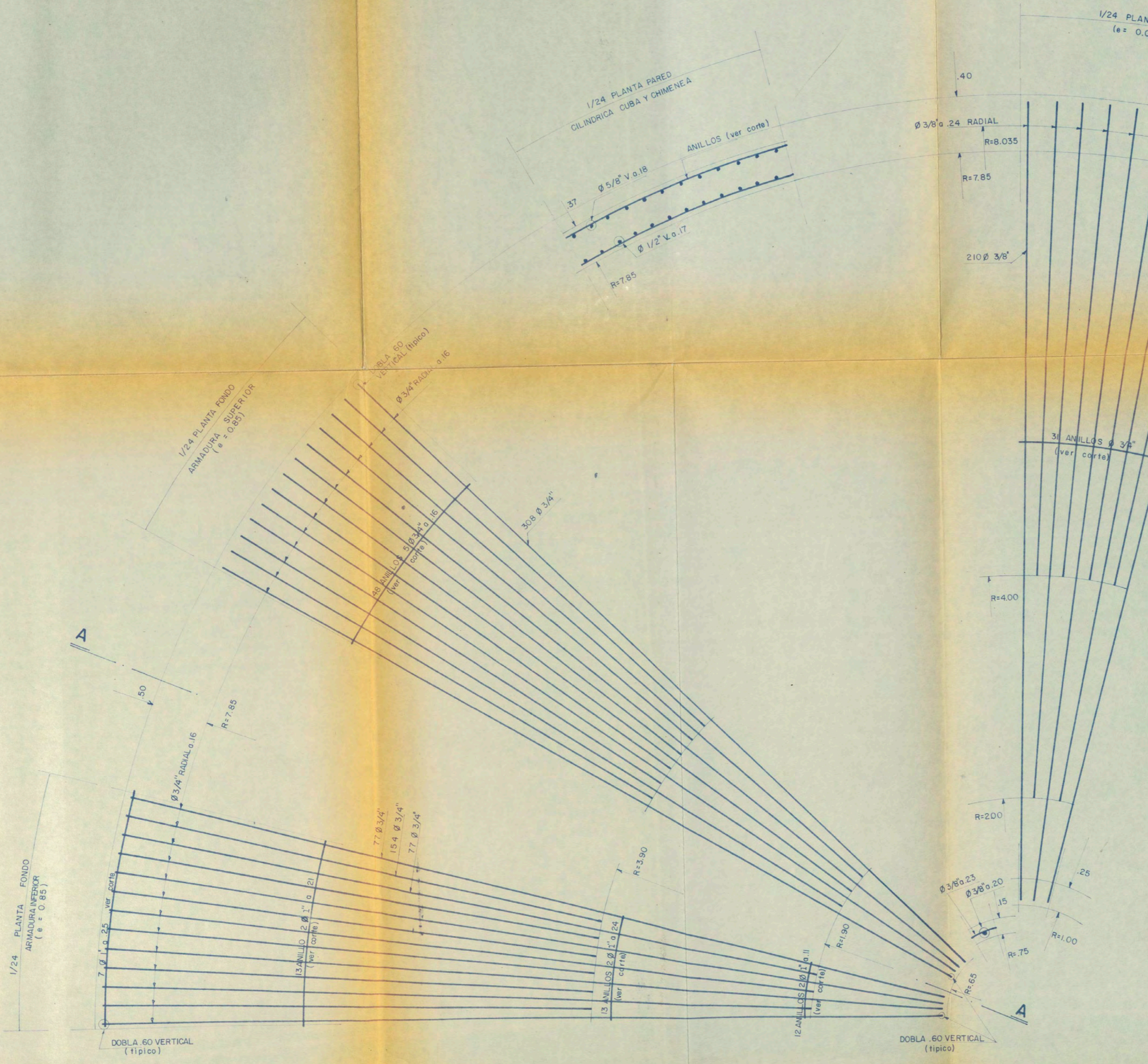
RECUBRIMIENTO : LAS SUPERFICIES INTERIORES DE LA CUBA SE TARRAJEARAN EN DOS CAPAS ;
 1) MEZCLA 1:4 c/a DE 1.5cm. DE ESPESOR CON ACABADO RAYADO;
 2) A LAS 24 HORAS CON MEZCLA 1:3 c/a DE 0.5cm. DE ESPESOR CON ACABADO FROTACHADO FINO.
 EN AMBOS CASOS SE UTILIZARA ADITIVO IMPERMEABILIZANTE EN LA PROPORCION QUE INDICQUE EL FRABRICANTE (PUEDE SER TIPO CHEMA 1).
 LA PARTE EXTERIOR DE LA CUPULA Y CUBA SE TARRAJEARA CON MEZCLA 1:5 c/a DE 0.5cm. DE ESPESOR Y ACABADO FROTACHADO FINO.

TERRENO : $f_t = 10.00 \text{ kg/cm}^2$ (VERIFICAR EN OBRA)
 TRASLAPES : EN EL REFUERZO RADIAL Y/O VERTICAL DE CUPULA Y CUBA NO SE PERMITE.

PARA OTROS CASOS :
 $\phi 1/4''$ ANILLOS = 0.30
 $\phi 3/8''$ ANILLOS = 0.40
 $\phi 1/2''$ ANILLOS = 0.60
 $\phi 5/8''$ ANILLOS = 0.70
 $\phi 3/4''$ ANILLOS = 1.00
 $\phi 2''$ ANILLOS = 1.30

EN ZAPATA NO SE PERMITE EN ESTRIBOS o REFUERZO RADIAL.
 EN LOSA DE FONDO :
 $\phi 3/8''$ RADIAL = 0.40
 $\phi 3/8''$ ANILLOS = 0.40

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL		
TESIS DE GRADO DISEÑO DE DOS TANQUES ELEVADOS PARA AGUA POTABLE CONSIDERANDO EFECTO SISMICO		
PRESENTADO POR: ALFREDO GONZALES BURGOS	No PLANO	
PLANO CIMENTACION TANQUE INTZE	C - 1	
DISEÑO A GONZALES B.	FECHA DIC. - 1982	ESCALA 1/25

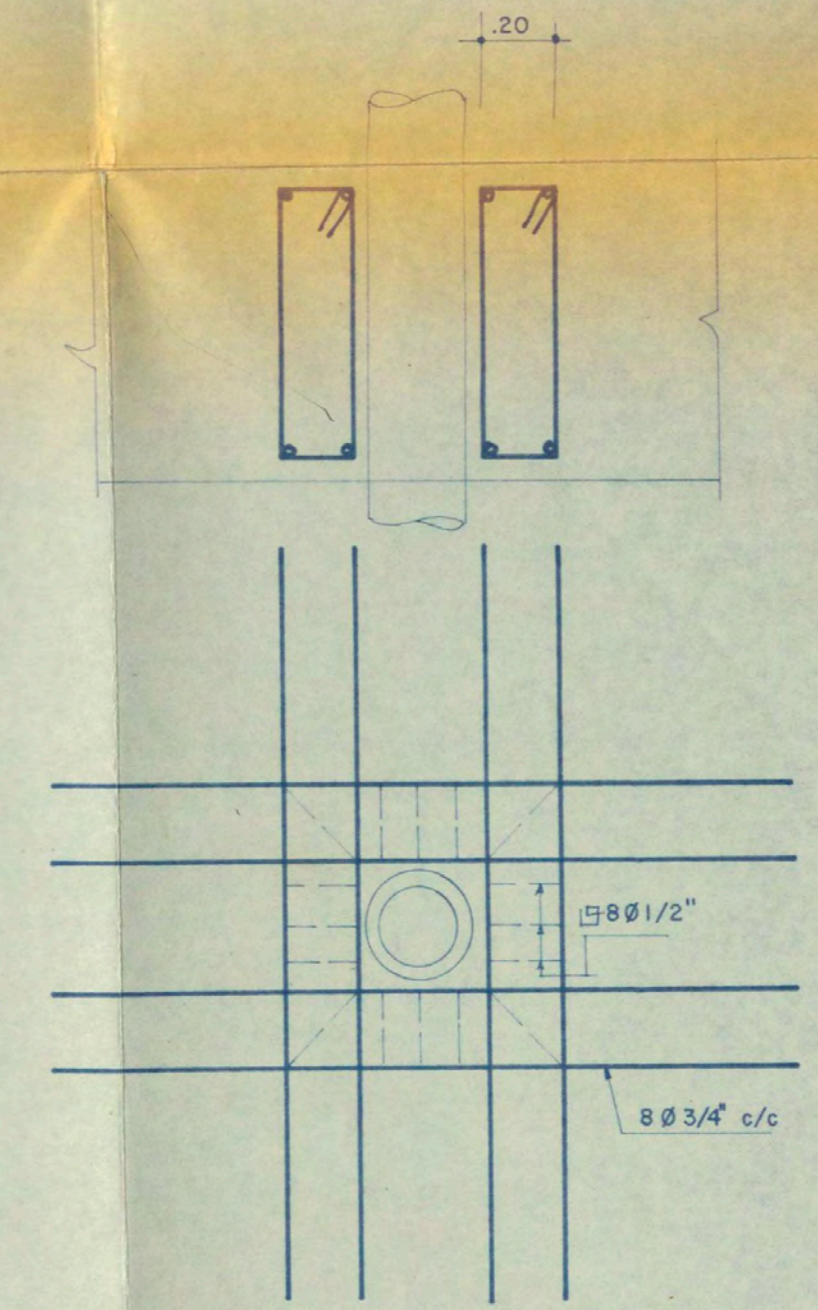


1/24 PLANTA CUPULA
(e = 0.08)

1/24 PLANTA PARED
CILINDRICA CUBA Y CHIMENEA

1/24 PLANTA FONDO
ARMADURA SUPERIOR
(e = 0.85)

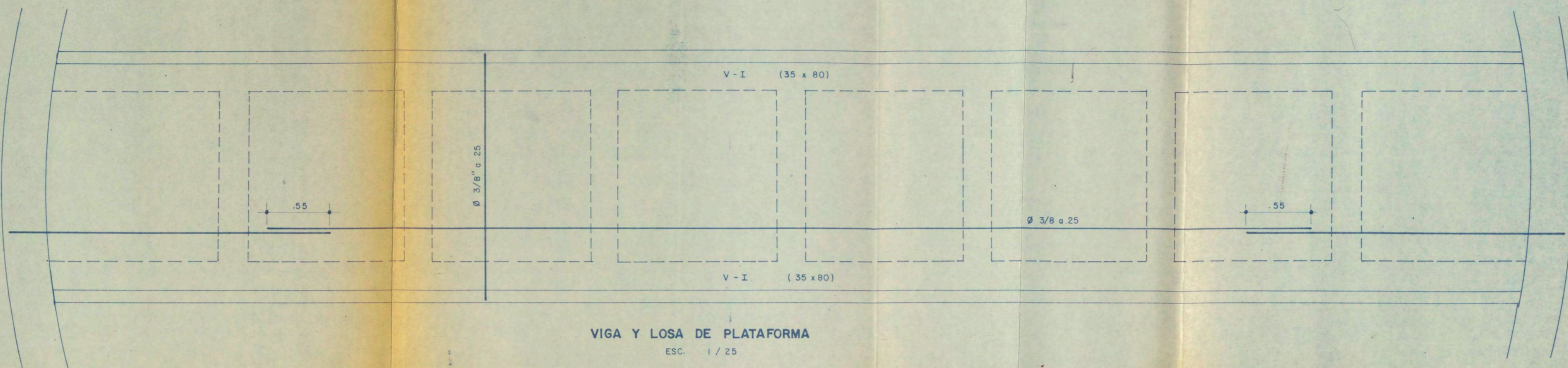
1/24 PLANTA FONDO
ARMADURA INFERIOR
(e = 0.85)



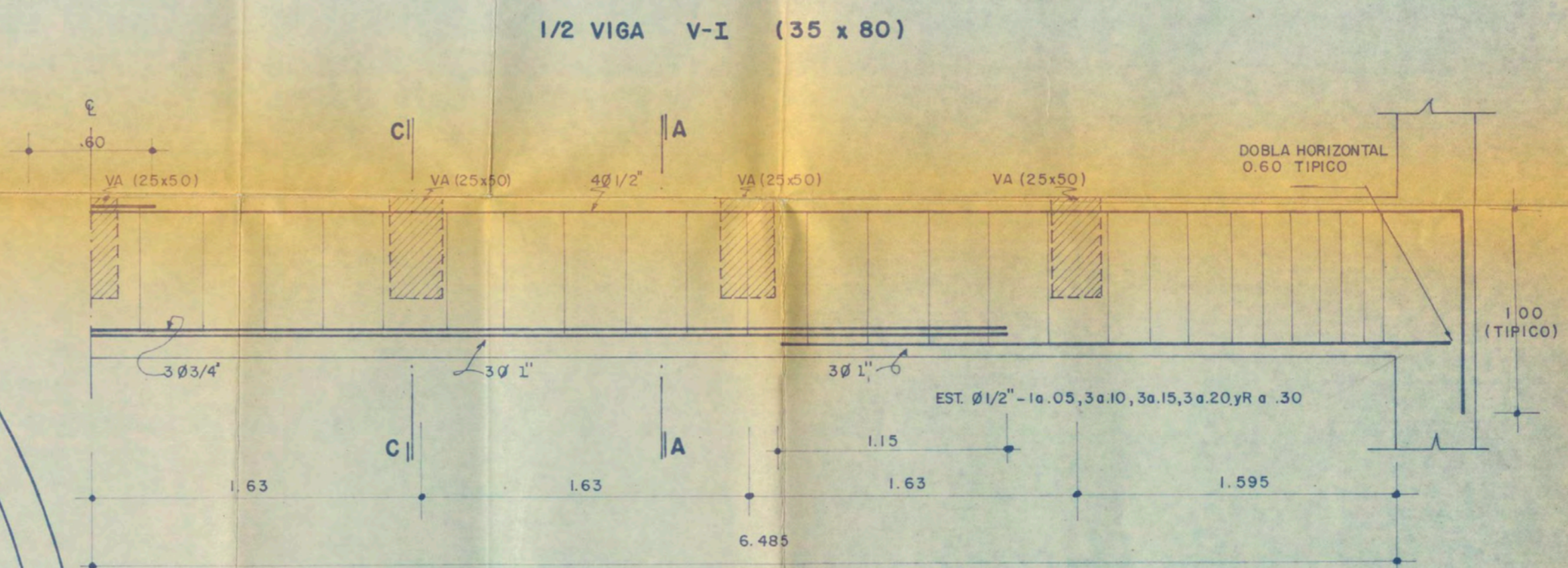
REFUERZO EN PASE DE TUBERIAS EN FONDO
DE CUBA

1 / 20

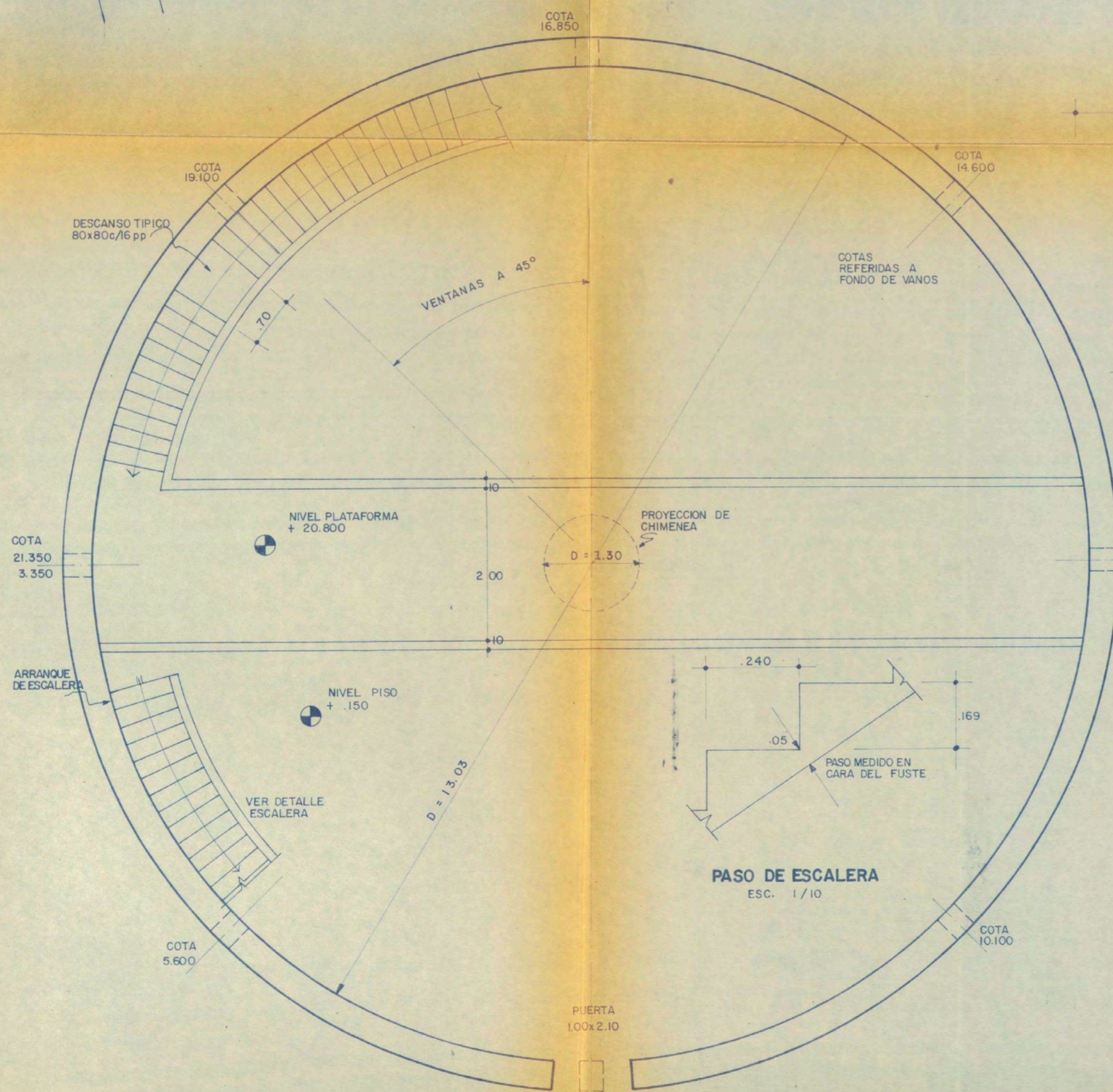
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL		
TESIS DE GRADO DISEÑO DE DOS TANQUES ELEVADOS PARA AGUA POTABLE CONSIDERANDO EFECTO SISMICO		
PRESENTADO POR :	ALFREDO GONZALES BURGOS	No PLANO
PLANO:	ARMADO DE CUBA - PLANTA	E - 2a
DISEÑO	A. GONZALES B.	FECHA DIC. - 1982
		ESCALA 1 / 25



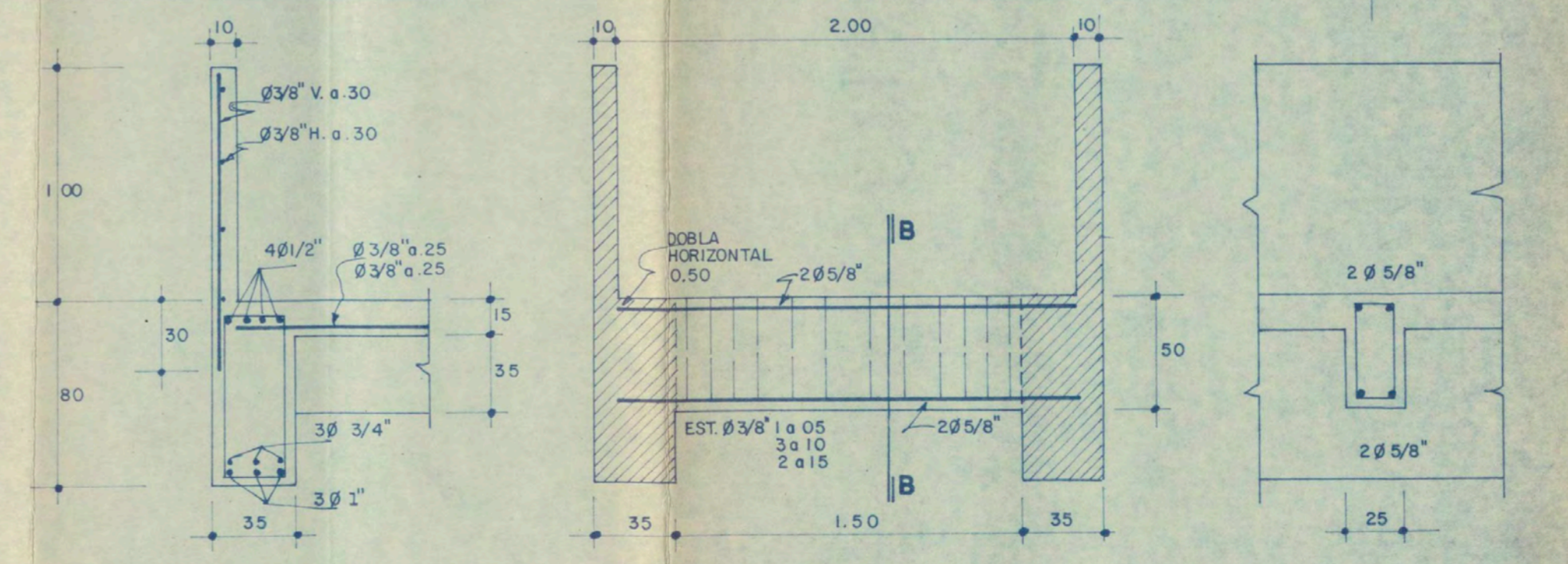
VIGA Y LOSA DE PLATAFORMA
ESC. 1 / 25



1/2 VIGA V-I (35 x 80)



PLANTA PLATAFORMA - VENTANAS - PUERTAS Y ESCALERA
ESC. 1 / 50

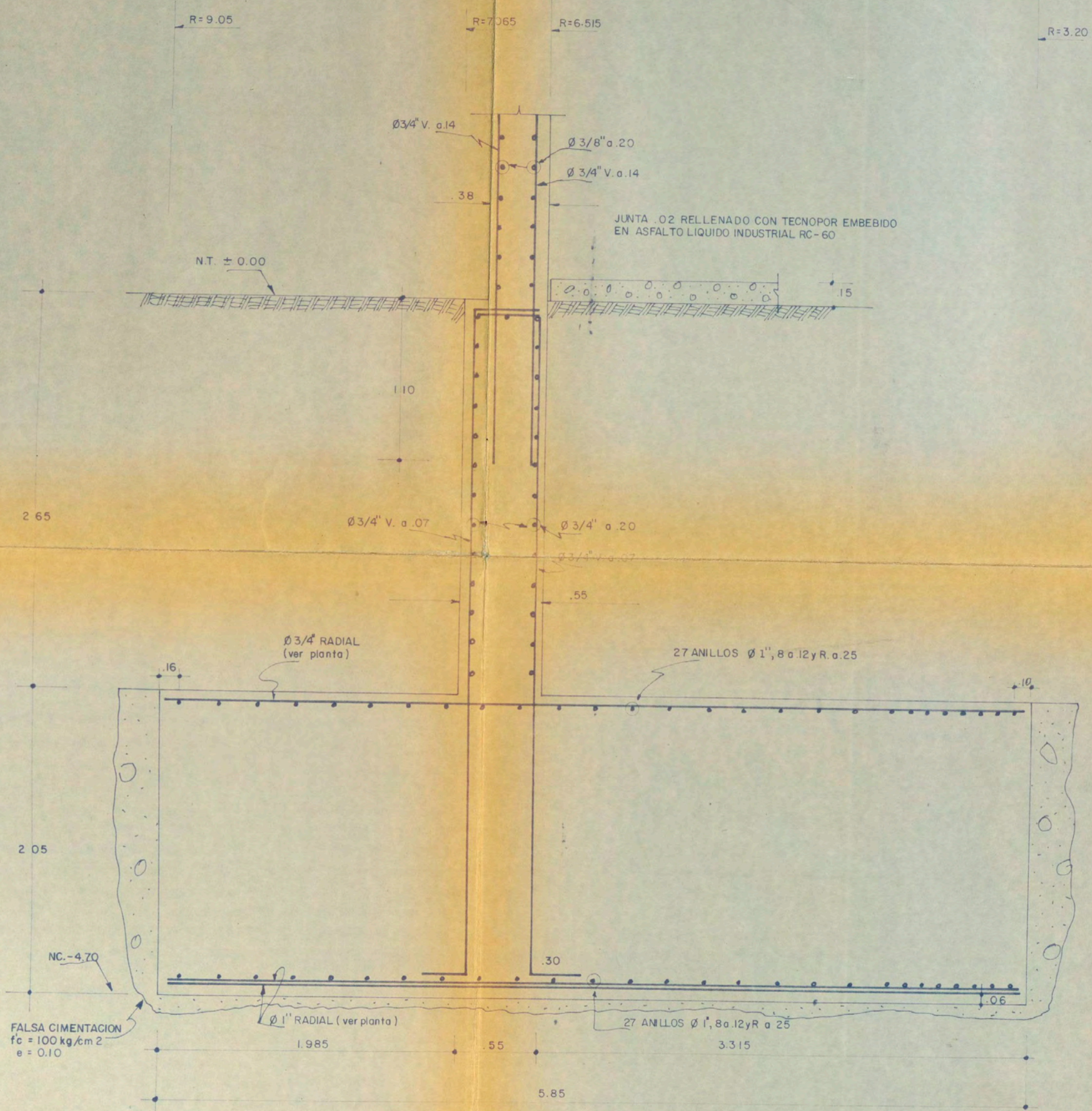


SECCION A - A

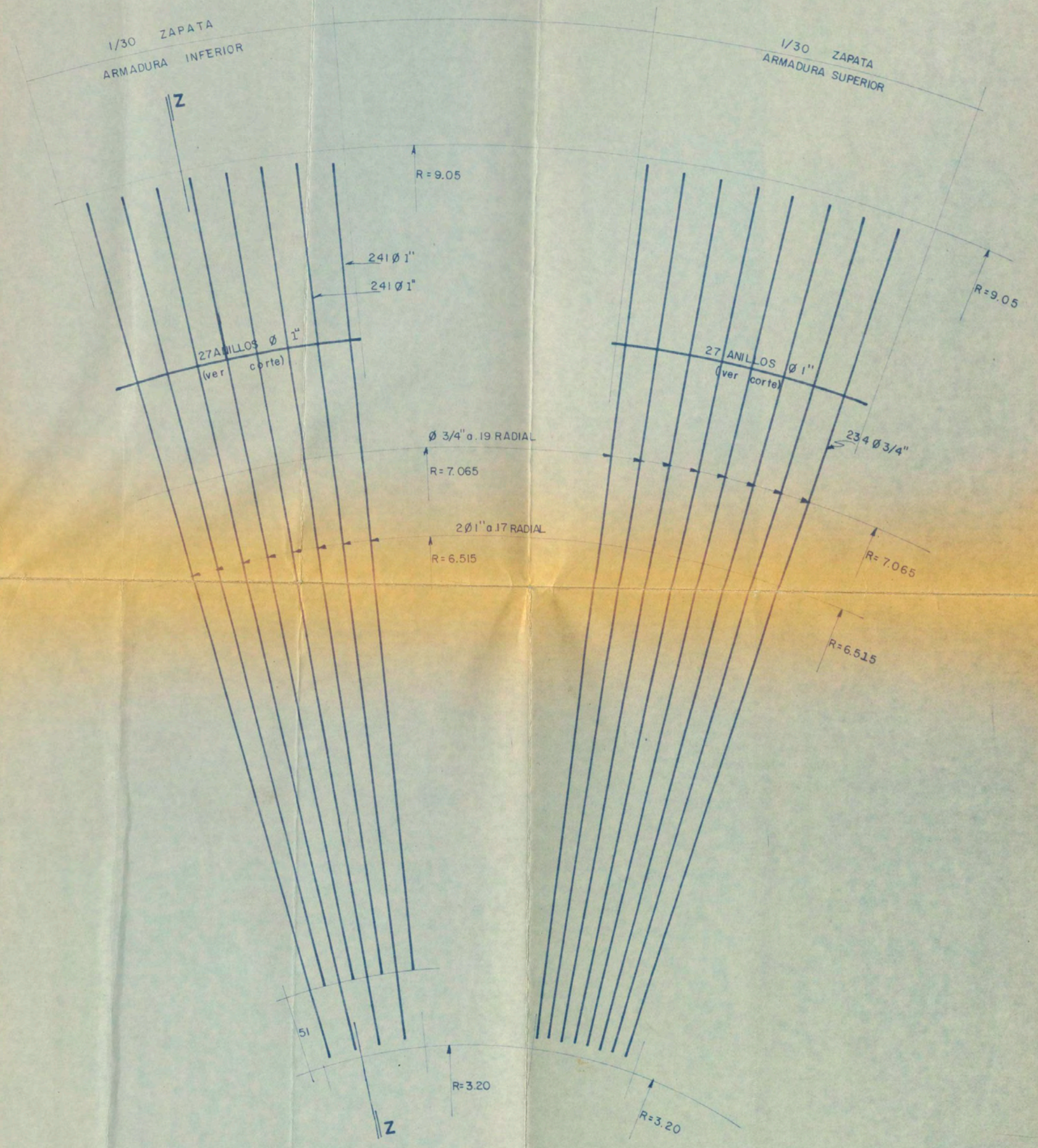
VA SECCION C - C
ESC. 1 / 25

SECCION B - B

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL		
TESIS DE GRADO DISEÑO DE DOS TANQUES ELEVADOS PARA AGUA POTABLE CONSIDERANDO EFECTO SISMICO		
PRESENTADO POR: ALFREDO GONZALES BURGOS	No PLANO	
PLANO ARQUITECTURA VIGA PUENTE Y DETALLES	E - 3a	
DISEÑO A. GONZALES B.	FECHA DIC. - 1982	ESCALA INDICADA



CORTE Z - Z
ESC. 1/25



CIMENTACION PLANTA
ESC. 1/25

CONCRETO : $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
ACERO : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
SOBRECARGA EN CUPULA : 100 kg/m^2
RECUBRIMIENTOS : CUPULA EN ϕ

ESPECIFICACIONES

CUBA : VIGAS CIRCULARES, MURO CILINDRICO, PARED TRONCO CONICA Y
CASQUETE ESFERICO = 0.04m LIBRE
FUSTE CILINDRICO = 0.04m LIBRE
VIGA PUENTE (.32x.55) = 0.05 AL ESTRIBO
CIMENTACION : 0.075m. LIBRE, ABAJO Y 0.05m. LIBRE ARRIBA
LOSA DE FONDO EN ϕ

RECUBRIMIENTO : LAS SUPERFICIES INTERIORES DE LA CUBA SE TARRAJEARAN EN DOS CAPAS ;
1) MEZCLA 1:4 c/a DE 1.5cm. DE ESPESOR CON ACABADO RAYADO;
2) A LAS 24 HORAS CON MEZCLA 1:3 c/a DE 0.5cm DE ESPESOR CON ACABADO FROTACHADO FINO
EN AMBOS CASOS SE UTILIZARA ADITIVO IMPERMEABILIZANTE EN LA PROPORCION QUE INDIQUE EL FRABRICANTE (PUEDE SER TIPO CHEMA 1).
LA PARTE EXTERIOR DE LA CUPULA Y CUBA SE TARRAJEARA CON MEZCLA 1:5 c/c DE 0.5cm DE ESPESOR Y ACABADO FROTACHADO FINO.
TERRENO : $f_t = 10.00 \text{ kg/cm}^2$ (VERIFICAR EN OBRA)
TRASLAPES : EN EL REFUERZO RADICAL Y/O VERTICAL DE CUPULA Y CUBA NO SE PERMITE.
PARA OTROS CASOS :
 $\phi 1/4$ ANILLOS = 0.30
 $\phi 3/8$ ANILLOS = 0.40
 $\phi 1/2$ ANILLOS = 0.60
 $\phi 5/8$ ANILLOS = 0.70
 $\phi 3/4$ ANILLOS = 1.00
 $\phi 1$ ANILLOS = 1.30
EN ZAPATA NO SE PERMITE EN ESTRIBOS o REFUERZO RADIAL
EN LOSA DE FONDO : $\phi 3/8$ RADIAL = 0.40
 $\phi 3/8$ ANILLOS = 0.40

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA			
PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL			
TESIS DE GRADO		DISEÑO DE DOS TANQUES ELEVADOS PARA AGUA POTABLE CONSIDERANDO EFECTO SISMICO	
PRESENTADO POR : ALFREDO GONZALES BURGOS			No PLANO
PLANO CIMENTACION TANQUE INTZE			C - 1a
DISEÑO A GONZALES B.	FECHA DIC - 1982	ESCALA 1/25	