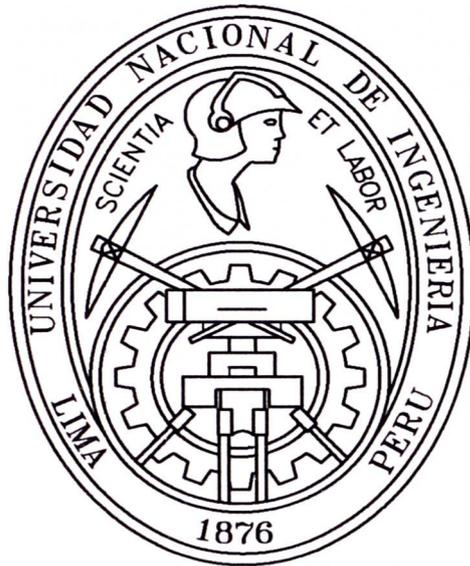


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE
SANEAMIENTO UNIPAMPA-ZONA 3**

**"ANÁLISIS Y DISEÑO STRUCTURAL DEL
RESERVORIO ELEVADO"**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

LINCOLN WILFREDO ASECNCIO ZELAYA

Lima- Perú
2007

INDICE

	Pág.
RESUMEN	2
INTRODUCCION	3
CAPITULO 1	
ANTECEDENTES	5
1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	5
1.1.1 Ubicación Política y Geográfica	6
1.1.2 Condiciones Climatológicas	8
1.1.3 Altitud del Área del Proyecto	8
1.1.4 Vías de Acceso	8
1.1.5 Topografía de la Zona	9
1.1.6 Geología y Suelos	9
1.1.7 Geomorfología	10
1.1.8 Perfil Estratigráfico y Características Geotécnicas	11
1.1.9 Población	12
1.1.10 Servicios Básicos	13
1.1.11 Enfermedades Predominantes	13
1.1.12 Alcances Financieros del Servicio	14
1.2 INGENIERÍA BASICA DEL PROYECTO	16
1.2.1 Población de Diseño	17
1.2.2 Condición Económica de la Población	19
1.2.3 Características del Consumo del Agua Potable	20
1.2.4 Estudio del Agua.	22
1.2.5 Estructuras Proyectadas	23
CAPITULO 11	
PREDIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO	28
2.1 ELECCIÓN DEL RESERVORIO	28

2.2	RESERVORIO INZTE	28
2.3	PARTE DEL RESERVORIO INZTE	28
2.4	PREDIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO ELEVADO	30
2.4.1	Condición para reservorio tipo INTZE	30
2.4.2	Determinación de la dimensiones	31
2.5	METRADO DE LAS ESTRUCTURAS DEL RESERVORIO ELEVADO	36
CAPITULO 111		
ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS DEL RESERVORIO ELEVADO		38
3.1	COMPORTAMIENTO HIDRODINAMICO DE RESERVORIOS	38
3.2	SISTEMA MECANICO EQUIVALENTE	38
3.2.1	Teoría general de reservorio rectangular	38
3.2.2	Sistema Mecánico Equivalente Simplificado. Reservorio rectangular	40
3.2.3	Sistema Mecánico Equivalente Simplificado. Reservorio circular	40
3.2.4	Influencia de la forma del fondo del reservorio	41
3.2.5	Reservorios abiertos y cerrados	42
3.2.6	Teoría del oleaje	43
3.2.7	Modelaje del reservorio	44
3.3	CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LAS ESTRUCTURAS	46
3.4	ANALISIS DINAMICO	47
3.4.1	Análisis Dinámico Modal Espectral	47
3.4.2	Magnitudes características de la respuesta sísmica modal	47
3.4.3	Determinación de la máxima respuesta	48
3.5	ANALISIS ESTATICO	49
3.5.1	Fuerza cortante en la base (V)	49
3.5.2	Peso de la estructura (P)	49
3.5.3	Distribución de la fuerza sísmica en altura	49

4.4.2	Cálculos	70
4.5	DISEÑO DE PARED CILÍNDRICA	71
4.5.1	Consideraciones para el diseño	72
4.5.2	Cálculos	73
4.6	DISEÑO DE VIGA INFERIOR	76
4.6.1	Consideraciones para el diseño	76
4.6.2	Cálculos	77
4.7	DISEÑO DE FONDO CÓNICO	78
4.7.1	Esfuerzos de membranas	78
4.7.2	Consideraciones para el diseño	80
4.7.3	Cálculos	81
4.8	DISEÑO DE FONDO EN CÚPULA ESFÉRICA	84
4.8.1	Esfuerzos de membranas	84
4.8.2	Consideraciones para el diseño	85
4.8.3	Cálculos	85
4.9	DISEÑO DE CHIMENEA DE ACCESO	89
4.9.1	Consideraciones para el diseño	89
4.9.2	Cálculos	90
4.10	DISEÑO DE VIGA DE FONDO	91
4.10.1	Consideraciones para el diseño	92
4.10.2	Cálculos	93
4.11	DISEÑO DEL FUSTE	94
4.11.1	Espesor mínimo de pared	94
4.11.2	Esfuerzos verticales actuantes	95
4.11.3	Esfuerzos admisibles	95
4.11.4	Acero de refuerzo	95
4.11.5	Cálculos	96

4.12 DISEÑO DE LA CIMENTACION	97
4.12.1 Consideraciones para el diseño	99
4.12.2 Cálculos	
CONCLUSIONES	102
RECOMENDACIONES	103
BIBLIOGRAFIA	104
ANEXOS	

RESUMEN

El presente informe de suficiencia se refiere a la formulación y diseño del Proyecto de Saneamiento Unipampa Zona 3, específicamente al desarrollo del análisis y diseño estructural del reservorio elevado, que abastecerá de agua potable a la población futura de una localidad, que se ubicará en las Pampas de cañete específicamente en las Pampas Claritas. Actualmente la zona en estudio se encuentra despoblada, por lo que se ha calculado la población futura en base a censos de distritos adyacentes; así mismo, se han realizado los estudios topográficos, geológicos, hidrológicos y geotécnicos.

Para desarrollar el análisis dinámico se ha representado el comportamiento hidrodinámico del reservorio analíticamente mediante un sistema de masas y resortes, modelando el conjunto reservorio - agua. Para el modelaje del agua se ha representado una parte de masa de agua móvil y otra masa de agua fija al reservorio, mientras que la estructura del fuste se ha considerado 9 masas concentradas y distribuidas a lo largo de su longitud.

El análisis sísmico se ha desarrollado utilizando el Análisis Dinámico Modal Espectral y para verificar los resultados obtenidos se efectuó el Análisis Estático propuesto por el Reglamento Nacional de Edificaciones, hallándose una buena coherencia entre ambos.

El cálculo de los esfuerzos en la cobertura, fondo cónico y fondo en cúpula esférica se han determinado mediante la teoría de las membranas, mientras los esfuerzos en las vigas (Viga superior, viga inferior y viga de fondo) se han determinado mediante la teoría de los tubos.

El diseño de las estructuras de la cuba se ha realizado por carga de servicio, así como el diseño del fuste; mientras, que el diseño de la cimentación se ha realizado por resistencia.

Finalmente se anexan los planos estructurales del reservorio elevado.

INTRODUCCION

La costa peruana es un territorio desértico y el agua es escasa, siendo necesario aprovechar la cuenca de los ríos que la cruzan para abastecer de agua potable a las ciudades. Una de las ciudades más importantes y localizada en este territorio es la capital del Perú, la ciudad de Lima, que actualmente se encuentra con problema de desabastecimiento del agua potable por el crecimiento de la población que acoge, debido a las migraciones de los pobladores del interior del país.

Afortunadamente, contamos con territorios disponibles en la costa peruana para su habilitación, como es el caso de las Pampas de Cañete, que pueden ser utilizadas para albergar a las poblaciones adyacentes a esa ciudad, disminuyendo el problema de la migración de los pobladores a la ciudad de Lima.

Uno de los aspectos importantes en los proyectos de habilitación urbana es el saneamiento básico (agua y desagüe). En este informe se propone analizar y diseñar las estructuras del reservorio de almacenamiento del agua potable del área a habilitar. Debido que la ciudad a abastecer presenta una superficie horizontal se ha proyectado construir un reservorio elevad.> con el objeto de dotar a las viviendas con las presiones adecuadas.

El Capítulo 1 del informe de suficiencia trata de los antecedentes del proyecto en general; se describe la zona en estudio del proyecto en aspectos tales como ubicación, clima, altitud, las vías de acceso, topografía, geología, geomorfología y geotecnia. Asimismo, se realiza la descripción de la ingeniería básica del proyecto, tal como población de diseño, condición económica, características del consumo del agua (dotación, caudal promedio de diseño, caudal máximo anual, caudal máximo horario), estudio del agua y la descripción de las diversas estructuras del proyecto (obras de captación, canal de derivación, planta de tratamiento, línea de conducción, reservorio, red de distribución de agua y red de desagüe).

El capítulo 2 describe el tipo de reservorio elegido, determinando sus dimensiones y peso de cada estructura.

El Capítulo 3 trata del análisis sísmico del reservorio elevado, el cual se efectuó mediante el Análisis Modal Espectral, considerando que el reservorio se encuentra empotrado en la base. Asimismo, se determina las frecuencias, los periodos y las formas de modo de vibración del reservorio usando el método de Holzer. También se determinan las fuerzas de inercia en fuste.

El Capítulo 4 trata el cálculo de los esfuerzos en la estructura de la cobertura, cuba y cimentación del reservorio elevado; asimismo, se diseña la estructura de la cobertura, cuba, fuste y cimentación, utilizando los diseños por carga de servicio y de resistencia.

Se han elaborado los planos estructurales del reservorio elevado.

CAPITULO 1

ANTECEDENTES

1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO

El crecimiento de la población peruana, especialmente la que vive en la costa, trae consigo la necesidad de habilitar nuevas áreas urbanas que sirvan para el desarrollo de las diversas actividades humanas. La falta de planificación adecuada provoca el crecimiento caótico y/o desordenado de las ciudades, poblándose de manera inadecuada en zonas alejadas y carentes de los servicios básicos. La finalidad del Proyecto de saneamiento de la urbanización Unipampa Zona 3, es planificar el desarrollo de la zona en estudio como futuro centro urbano, contando con los servicios básicos de agua y desagüe.

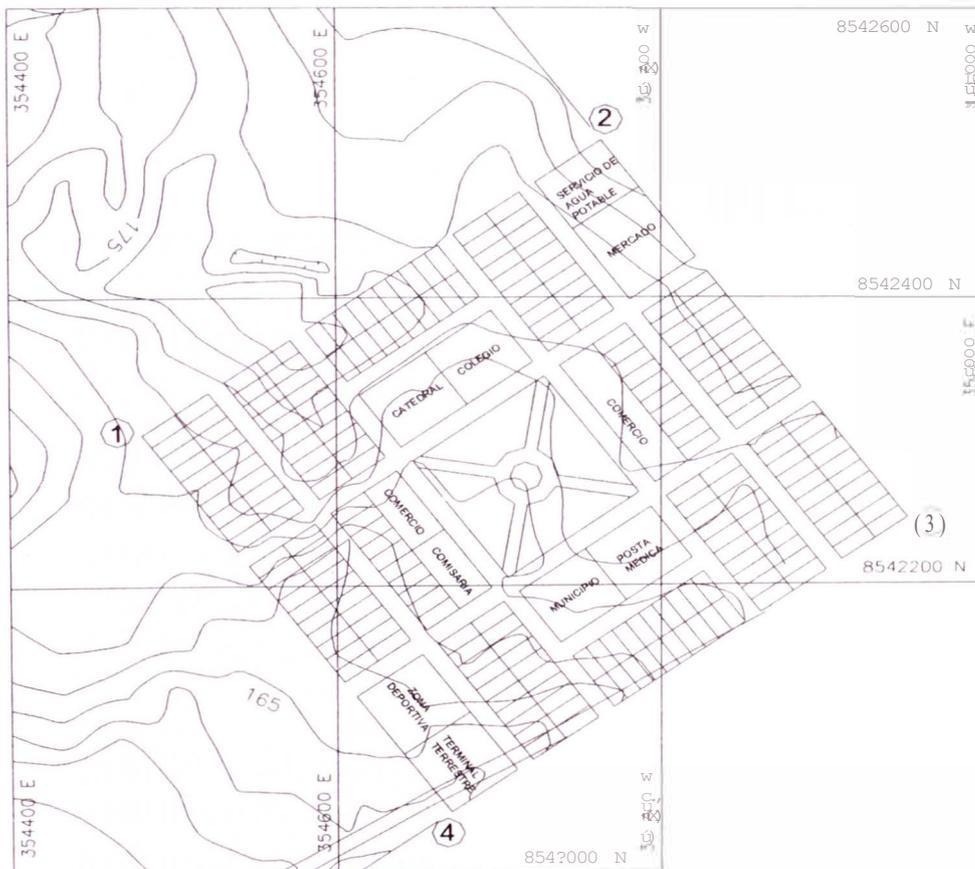


Fig. N° 1.01: Esquema de la zona de estudio Unipampa Zona 3

1.1.1 UBICACIÓN POLÍTICA Y GEOGRÁFICA

Ubicación Política:

El presente estudio se ha ejecutado en la urbanización denominada Unipampa Zona 3, ubicado en la localidad Pampa Clarita, en el distrito de San Vicente de Cañete, provincia de Cañete, departamento de Lima, entre las ciudades de San Vicente de Cañete y Chincha, a 300m del litoral peruano; a la altura del Km. 159+050 de la carretera Panamericana Sur.



Fig. N° 1.02: Esquema de la ubicación política de la zona de estudio Unipampa Zona 3

Ubicación Geográfica:

Los vértices del centro poblado tienen las siguientes coordenadas de acuerdo al grafico 01.

VÉRTICE	NORTE	ESTE
1	8542305.16	354480.78
2	8542508.75	354763.01
3	8542245.98	354952.56
4	8542042.39	354670.33

Cuadro N° 1.01: Coordenadas UTM de los vértices de la Unipampa Zona 3

El área que ocupa la zona de estudio, es de 112,752.00m², con una distribución proyectada de tipo Español (damero) con 16 manzanas y 220 viviendas, entre los cuales se encuentran locales de servicios comunales tales como: el municipio, hospital, comisaría, centro de salud, colegio, iglesia, zonas de comercio, terminal terrestre, empresa de prestadora de los servicios básicos de agua y desagüe, zona de recreación, entre los principales.

Límites:

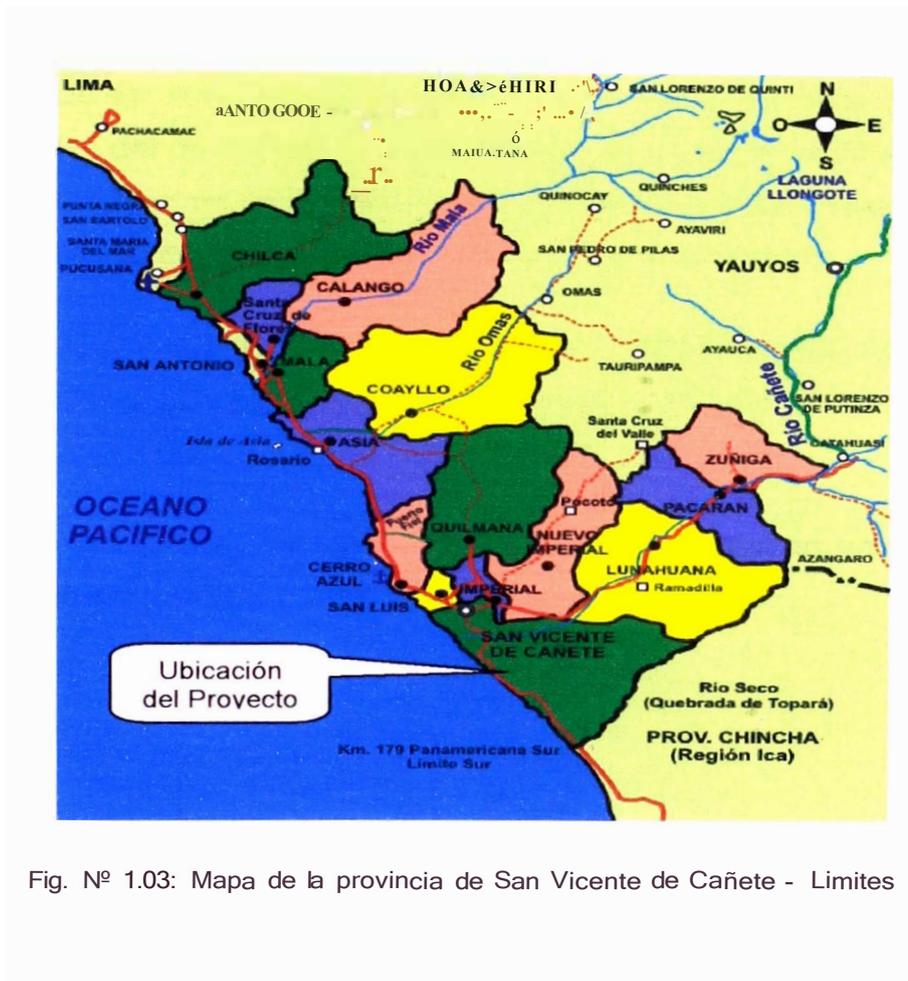


Fig. N° 1.03: Mapa de la provincia de San Vicente de Cañete - Límites

Los Límites de la urbanización Unipampa Zona 3 corresponde a

- Norte : Distritos de San Luis, Imperial, Nuevo Imperial y Lunahuaná.
- Sur : Provincia de Chinchá.
- Este : Provincia de Chinchá
- Oeste : Océano Pacífico

1.1.2 CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS

El clima de la zona es cálido, con una temperatura que oscila entre los 16° y 32°, con un promedio anual de los 22° C características de las localidades de la costa peruana. Los meses más cálidos son: diciembre, enero, febrero y marzo, y los más fríos son: julio y agosto.

1.1.3 ALTITUD DEL ÁREA DEL PROYECTO

El Proyecto se inicia con la ejecución de las obras de captación de las aguas superficiales del río Cañete, ubicado en las coordenadas N 8558616.33 y E 368489.56, a la altitud de 290msnm. Esta ubicación fue proporcionada por los especialistas del curso durante la visita técnica a la zona de estudio.

La urbanización Unipampa Zona 3, se ubica a una altitud promedio de 173.80 msnm., de acuerdo al plano topográfico de la zona de estudio desarrollado con curvas de nivel a cada metro.

Las altitudes de los vértices de Unipampa Zona 3, se muestran en el cuadro siguiente, de acuerdo a la figura 1.01:

VÉRTICE	COTA(m)
1	173.30
2	178.80
3	175.45
4	168.85

Cuadro Nº 1.02: Cotas de los vértices de Unipampa Zona 3

1.1.4 VÍAS DE ACCESO

La principal vía de acceso es por la carretera Panamericana Sur, a la altura del Kilómetro 159 + 050, cruzando por los distritos de Lima Sur (Villa el Salvador, Villa María del Triunfo), Mala, Asia, San Vicente de Cañete, Lunahuana, hasta llegar a la zona del Proyecto en un recorrido por una carretera asfaltada y de alto tránsito vehicular.

Para llegar a la zona del Proyecto, se tiene que realizar un recorrido de 1km desde la carretera Panamericana Sur, cruzando una pampa desértica, la cual no cuenta con vías de acceso. La captación de las aguas superficiales, se ubica a 23 km de la zona de estudio.

DE	A	TIPO DE VÍA	DISTANCIA (Km)	TIPO DE SERVICIO	TIEMPO (Hrs)
Lima	Unipampa	Asfaltada	159.50	Bus Interprovincial	1:45
Unipampa	Unipampa Zona 3	No existe (pampa)	01	No existe	0:15
Unipampa Zona 3	Captación	No existe (pampa)	23	No existe	5:45
Cañete	Unipampa	Asfaltada	20	Bus Interprovincial	0:25

Cuadro N° 1.03: Accesibilidad a la localidad de Unipampa Zona 3

1.1.5 TOPOGRAFÍA DE LA ZONA

La topografía de la zona en estudio, se clasifica como llana, la cual presenta una pendiente en promedio de 0.5% a lo largo del desarrollo de la línea de conducción del agua potable. La excepción son los primeros 500m (progresiva 0+500), la cual presenta una topografía abrupta de pendiente de 7% y de la progresiva 0+500 hasta la progresiva 3+400, donde se presenta una topografía ondulada y accidentada del terreno, con una pendiente del orden del 2.5% y de allí en adelante (hasta la progresiva 22+978) se desarrolla de manera suave y constante con una pendiente del orden del 0.3%.

La topografía del terreno donde se encuentra ubicada la urbanización Unipampa Zona 3, es llana. La pendiente promedio es de 2% y su desarrollo es suave y se manifiesta en el sentido SW-NE.

1.1.6 GEOLOGÍA Y SUELOS

Como geología del área se ha tomado en consideración las características litológicas de los terrenos formados por acumulaciones aluviales

1.1.8 PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUELO

Del registro de excavación de la calicata C-1, el terreno de fundación de las estructuras es una matriz de arena de gradación uniforme, de origen fluvio - aluvional (antiguo lecho del río Cañete). Por lo tanto el terreno es un suelo transportado por el agua, que presentan una estratificación bien definida. No se ha podido definir el espesor de este estrato por la carencia de pruebas geotécnicas.

Así mismo, dado que el acantilado ubicado a 300m de la calicata existente, se observa la presencia de conglomerado desde la superficie de la estructura geológica, propio de la formación Cañete, la cual hace posible pensar en la existencia del mismo material en la zona de estudio, el cual presentaría mejores características geotécnicas que las supuestas.

Capacidad Portante:

Para el cálculo de la capacidad admisible se ha considerado los datos obtenidos del estudio de suelos:

Cohesión (c)	=	0.00kg/cm ²
Angulo de Fricción Interna (ϕ)	=	32.30°
Peso Volumétrico γ_m	=	1.65g/cm ³

Considerando la teoría de Karl Terzaghi, la capacidad portante admisible se puede calcular mediante la siguiente relación:

$$q_{ad} = \frac{1}{FS} \left[\gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_y \right]$$

Donde:

Peso Volumétrico del Suelo	γ	=	1.65g/cm ³
Ancho del Cimiento	B	=	1.00m
Profundidad de Cimentación	D_f	=	1.20m
Factor de Seguridad	FS	=	3.00
Factores Adimensionales, función de ϕ	N'_q, N_y		

1.1.10 SERVICIOS BÁSICOS

Los servicios básicos que tendrá la urbanización Unipampa Zona 3, se están considerando:

Educación: un centro de estudios escolar, dividido en un CEI, un nivel primario y un nivel secundario.

Salud: un Centro de Salud.

Agua y Desagüe: una empresa prestadora del servicio básico.

Electricidad: una empresa prestadora del servicio básico.

Comercio: un Mercado.

Instituciones: Municipalidad, Comisaría, Iglesia, Centro de Recreación, Terminal Terrestre.

1.1.11 ENFERMEDADES PREDOMINANTES

De acuerdo a la información brindada por el centro de salud del distrito de Nuevo Imperial las enfermedades predominantes en la zona, corresponden en primer lugar a las infecciones respiratorias agudas (IRAS) seguida de las infecciones gastrointestinales (EDAS); así tenemos:

CAUSA DE ENFERMEDAD	2003%	2004%
1) Infecciones de las vías respiratorias	22	20
2) Enfermedades infecciones intestinales	10	7
3) Enfermedades de cavidad bucal y G.L saliva.	6	7
4) Síntomas y signos que involucran el sistema.	3	2
5) Dermatitis y eczemas	2	2
6) Micosis	2	1
7) Helmintiasis	2	1
8) Otras enfermedades del sistema urinario.	1	1
9) Desnutrición	1	1
10) Infecciones de la piel y tejido subcutáneo	1	1
11) Síntomas y signos generales	1	1
12) Infecciones e/modo predo sexual	1	1
13) Otros trastornos relacionados con el parto	1	0
14) Otros	48	53

Cuadro N° 1.06: Principales causas de morbilidad 2003-2004

Fuente: Centro de Salud de Nuevo Imperial

1.1.12 ALCANCES FINANCIEROS DEL SERVICIO¹

Como la población de Unipampa no existe, se considerará para dar estos alcances los datos obtenidos de EPS EMAPA CAÑETE y de la reformulación del estudio de pre-factibilidad del proyecto "Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado en el Distrito de Nuevo Imperial".

Tarifa

La tarifa mensual que se paga por el servicio de agua, desagüe y baja policía es de la siguiente manera:

TIPO DE SERVICIO	TARIFA: Por Consumo de Agua (S/.)	TARIFA: Por Desagüe y Limpieza Pública (S/.)	TOTAL (S/.)
Doméstico	6.50	3.00	9.50
Comercial	7.50	3.00	10.50
Casa Huerta	8.50	3.00	11.50

Cuadro N° 1.07: Cuadro de datos tarifarias según tipo de servicio y tipo de usuarios

Aspectos Básicos de Precios

Para proyectar la tarifa en la urbanización Unipampa Zona 3 se ha tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- La estratificación de la población por niveles de ingresos.
- La capacidad de pago obtenido de las encuestas realizadas en la localidad.
- La tarifa cubrirá, los costos de operación y mantenimiento, depreciación de bienes, servicio de deuda, utilidad del operador y aportes a las inversiones.
- Se planteará una tarifa constante a mediano plazo a ser sustituida gradualmente por cobro según el volumen de consumo.

¹ Municipalidad Distrital de Nuevo Imperial. Reformulación del Estudio de Pre-factibilidad del Proyecto "Ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable y alcantarillado en el distrito de Nuevo Imperial". 2006

De la evaluación socio económico realizada en una muestra de viviendas (256 encuestas) distribuida según zonas predeterminadas, ha permitido clasificar a la población en estudio por niveles de ingreso.

Según los resultados de la encuesta, el 30,7% de las familias de Nuevo Imperial tienen ingresos familiares entre 251 a 500 soles y el 20,2% tiene ingresos superiores a los 1000 soles. En el otro extremo, el 22,4% de las familias tienen ingresos inferiores o iguales a 250 soles. El ingreso promedio familiar alcanza a 714.5 soles.

INGRESOS FAMILIARES	Total(%)
Total	100,0
Hasta 250 soles	22,4
De 251 a 500 soles	30,7
De 251 a 500 soles	10,5
De 751 a 1000 soles	16,2
Más de 1000 soles	20,2

Cuadro Nº 1.08: Nuevo Imperial: Ingresos familiares

El 53,8% de los usuarios del servicio de agua potable estarían dispuestos a pagar entre 6 a 10 soles, en tanto que, el 39,2% pagaría hasta 5 soles.

MONTO QUE PAGARIAN LOS USUARIOS	TOTAL(%)
Hasta 5 soles	39.2
De 6 a 10 soles	53.8
Más de 10 soles	7.0

Cuadro Nº 1.09: Nuevo Imperial: Monto mensual que estarían dispuestos a pagar los usuarios

A través de las encuestas se estimó que el ingreso de las familias en la localidad es en promedio 714.5 soles al mes y considerando el 5% como la proporción máxima del ingreso que se debería destinar al pago de los servicios de agua potable y alcantarillado, se determinó que el promedio de la capacidad de pago, será de 35.73 soles mensuales por familia.

Teniendo en cuenta que la capacidad de pago está definida como el máximo ingreso destinado a cubrir los gastos en agua y alcantarillado, es conveniente realizar una comparación con la tarifa actual para percibir si los beneficiarios se encuentran en la posibilidad de pagar dicha tarifa, bajo el supuesto de la sostenibilidad financiera del Proyecto (las inversiones son cubiertas por recursos nacionales y los beneficiarios mayormente de estrato económico bajo, cubren los costos de operación y mantenimiento).

Con este propósito se determina la capacidad de pago por m³ de agua, tomando en cuenta el consumo promedio estimado para el Proyecto para la urbanización Unipampa Zona 3.

CONSUMO PROMEDIO DE AGUA MEDIDO	TARIFA DE AGUA Y DESAGÜE x m³	CAPACIDAD DE PAGO PROMEDIO
(m ³ / mes)	(S/.)	(S/. x mes)
17.40	2.05	35.73

Cuadro N° 1.1 O. Tarifa de Agua Potable y Alcantarillado, con la capacidad de pago promedio de los usuarios

1.2 INGENIERÍA BÁSICA DEL PROYECTO

El Proyecto de saneamiento Unipampa Zona 3 tiene como finalidad dotar los servicios básicos de agua potable y desagüe a la futura población de la zona en estudio.

1.2.1 POBLACIÓN DE DISEÑO

La población de diseño ha sido calculada para un periodo de 40 años, recomendación proporcionado por los especialistas del curso a fin de contar con una población considerable y permitir el mejor análisis de las estructuras a considerar.

Dado que se desconoce el comportamiento de crecimiento poblacional de la urbanización Unipampa Zona 3, se ha tomado como referencia los parámetros de crecimiento de las poblaciones aledañas para estimar el crecimiento de la población motivo del estudio.

Se estudiaron el crecimiento poblacional de los distritos San Vicente de Cañete, Cerro Azul y San Luis.

Los métodos utilizados para la estimación de la población futura de diseño, siguieron una metodología analítica, basados en estimaciones matemáticas y estadísticas.

De todos los métodos estudiados los que nos permiten una mejor correlación de los datos trabajados son, el método de interés simple y el método geométrico. Los resultados obtenidos para los parámetros de crecimiento poblacional son los siguientes:

○	INTERÉS SIMPLE (<i>r_{prom}</i>)	GEOMÉTRICO (<i>r_{prom}</i>)
San Vicente de Cañete	0.092171717	1.030383479
Cerro Azul	0.092171717	1.033835563
San Luis	0.092171717	1.021100980
PROMEDIO	0.092171717	1.028443047

Cuadro Nº 1.11: Parámetros de Crecimiento de la Población estudiada

Población Actual:

Para la estimación de la población actual se ha utilizado la densidad poblacional recomendada en la Norma OS.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

De acuerdo a la distribución del número de viviendas y la densidad poblacional analizada, se determina la población actual que se muestra en el siguiente cuadro:

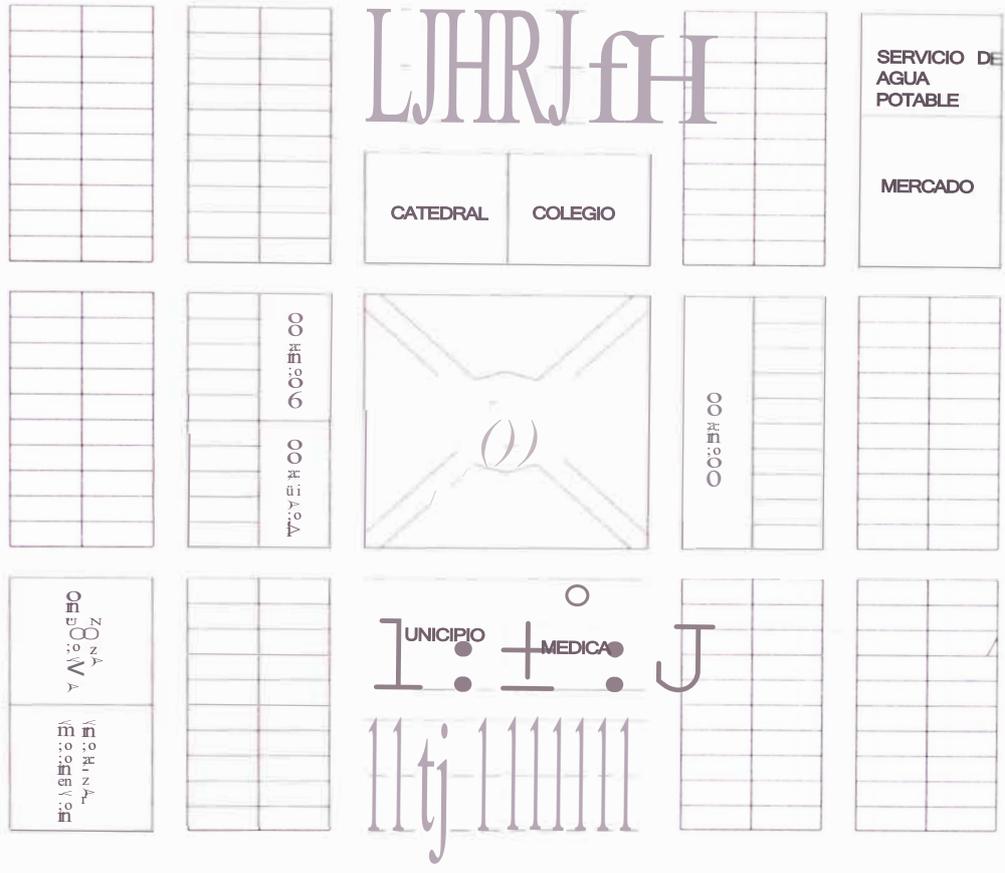


Fig. N° 1.05: Plano de distribución de Unipampa Zona 3

NÚMERO DE VIVIENDAS	DENSIDAD POBLACIONAL (del R.N.E.)	POBLACIÓN ACTUAL
220 Viv.	6 HabNiv	1320 hab

Cuadro N° 1.12: Calculo de la población actual

Periodo de Diseño:

De acuerdo a los reglamentos existentes (Sedapal, RNE.) los periodos de diseño recomendables son:

Para poblaciones de 2,000 hasta 20,000 habitantes se debe de considerar 15 años.

Para poblaciones de 2,0000 a más habitantes se debe de considerar 10 años.

Sin embargo, por motivos de diseño y cálculos se nos ha solicitado trabajar con el siguiente período de diseño:

Período de diseño = 40 años

Población Futura:

Para el cálculo de la población futura se ha utilizado dos métodos de estimación, et cual se detalla en los anexos y como resultado para el diseño se ha optado por usar el promedio obtenido de ambos, et cual se detalla a continuación:

MÉTODO	INTERÉS SIMPLE	GEOMÉTRICO
POBLACIÓN (Año 40)	6186	4053
POBLACIÓN DE DISEÑO (Promedio)		5119 hab.

Cuadro N° 1.13: Población de diseño UNIPAMPA Zona 3

1.2.2 CONDICIÓN ECONÓMICA DE LA POBLACIÓN

El crecimiento poblacional del distrito de San Vicente de Cañete será el que demande de nuevos centros urbanos donde establecerse. Por tanto Unipampa Zona 3, estará poblado básicamente por las generaciones futuras de los pobladores del centro urbano de San Vicente y cuyas actividades económicas no diferirán considerablemente de las desarrolladas actualmente.

Las características del crecimiento poblacional hacia las zonas aledañas al centro urbano de las localidades de la provincia de Cañete, es posible apreciarla si se visitan los asentamientos humanos que se encuentran en la periferia. Los pobladores del asentamiento humano "Las Lomas", en su mayoría son los hijos de los pobladores del centro urbano de Imperial, San Vicente de Cañete y

Lunahuaná y se dedican a actividades económicas similares a las de sus padres, es decir a la agricultura, agroindustria y comercio.

Por tanto, podemos considerar que los pobladores de la urbanización Unipampa Zona 3 tendrán un nivel económico de medio a bajo y la capacidad de pago por los servicios básicos de agua potable y desagüe no será suficiente para justificar un Proyecto de saneamiento con inversión privada, sin embargo la justificación social del Proyecto es una realidad, que el Estado debería de prever la dotación de los servicios básicos a la urbanización Unipampa Zona 3.

Por tal motivo se ha decidido que las obras a proyectarse deben tener un costo de ejecución alto y un costo de operación y mantenimiento bajo.

1.2.3 CARACTERÍSTICAS DEL CONSUMO DE AGUA POTABLE

Dotación

La dotación del agua, es el consumo del líquido vital que se le da a un habitante por día. La dotación esta en función de la población, el clima de la zona y las características del lugar.

La dotación se ha tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones según el cuadro siguiente:

DESCRIPCIÓN	DOTACIÓN
Habilitaciones Urbanas	250 l/hab/día ²

Cuadro N° 1. 14: Dotación del Reglamento Nacional de Edificaciones (1/s)

Caudal Promedio Anual

Es el consumo promedio durante un año de registro, expresado en litros por segundo. El caudal promedio es el resultado de la estimación de consumo per-capita para la población futura del periodo de diseño.

El caudal promedio anual, se calcula de la siguiente manera:

² R.N.E. para zonas cálidas

$$Q_m = \frac{Dot \times \text{!oblación}}{86400}$$

de donde obtenemos: $Q_m = 14.8 \text{ l/s}$

Caudal Máximo Diario

Es el consumo máximo de una serie de registros observados durante todo el año. El caudal máximo diario se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{md} = K_1 \times Q_m$$

$K_1 = 1.3$ (Factor de Consumo de agua potable)³.

de donde obtenemos: $Q_{md} = 19.25 \text{ l/s}$

Por cuestiones de diseño se esta considerado el uso del siguiente caudal máximo diario:

$$Q_{md} = 20.00 \text{ l/s}$$

Caudal Máximo Horario

Es el caudal máximo horario registrado en la hora de máximo consumo del día de máximo consumo. El caudal máximo horario se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{mh} = K_2 \times Q_m$$

$K_2 = 2.5$ (Factor de Consumo de agua potable)⁴

de donde obtenemos:

$$Q_{mh} = 37.10 \text{ l/s}$$

³ del R.N.E.

⁴ del R.N.E.

1.2.4 ESTUDIO DEL AGUA

Estudio de la Fuente

Se ha decidido tomar como fuente de abastecimiento, las aguas del Río Cañete. Este río presenta un régimen permanente (en época de estiaje no se seca) y garantiza la dotación de agua que necesitamos para el proyecto.

Los caudales garantizados se muestran en la siguiente tabla, obtenidos del registro de la Estación Socsi.

Persis- tencia	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
0.50%	73.7	128.8	124.6	59.0	25.9	16.3	12.7	11.3	10.4	11.2	17.5	32.7
75%	54.2	92.5	90.2	43.7	19.5	13.6	11.1	9.4	8.5	8.8	12.0	17.2
95%	31.6	26.3	58.1	24.6	15.8	9.7	8.2	7.3	7.5	7.6	9.3	11.2

Cuadro N° 1.15: Caudales garantizados Estación Socsi (de los caudales medios mensuales)

Del Cuadro 1.15, podemos observar que aún con una persistencia del 95% el caudal mínimo garantizado es de 7.3 m³/s para el mes de agosto, Este caudal es suficientemente mayor al que necesitamos captar.

Características Físicas y Químicas del Agua de la Fuente

Una inspección visual simple nos permite observar que el río Cañete, sobretodo en épocas de avenida, arrastra sedimentos y arenas que será necesario eliminar como parte del proceso de potabilización del agua.

En campo se determinó con el Turbidímetro que la turbidez del agua de la fuente fue de 183 UNT. Del mismo modo se determinó un PH de 8.3 (rango básico), recomendable para uso del consumo humano. La temperatura de la muestra fue de 18°C.

⁵ Portal Agrario, Ministerio de Agricultura, Exposición de la Ing. Marisa Silva

1.2.5 ESTRUCTURAS PROYECTADAS

Las estructuras que deberán proyectarse y su correspondiente ubicación dependen del estudio económico, la calidad del agua de la fuente de captación, las características topográficas de la zona, la demanda de agua potable, la demanda de desagüe, y las características geotécnicas y geomorfológicas de la zona.

En este sentido se ha decidido proyectar las siguientes estructuras:

ESTRUCTURA	UBICACIÓN	COTA (msnm)
Captación	Km 0+000 Río Cañete	290.00
Canal de Derivación	Km 0+000- 0+100	290.00 -285.60
Planta de Tratamiento	Km 0+100	285.60
Línea de Conducción	Km 0+100 - 22+978.81	285.60 - 176.00
Reservorio	Km 22+978.81	176.00
Red de Distribución de Agua Potable	Unipampa Zona 3	178.80 - 168.85
Planta de Tratamiento de Desagüe	Pampa Clarita	122.30
Emisor	Mar peruano	0.00

Cuadro N° 1.16: Ubicación de las estructuras proyectadas

Los parámetros de diseño para las diferentes estructuras se muestran en el cuadro siguiente:

CRITERIOS Y PARÁMETROS IMPORTANTES	UNIPAMPA ZONA 3	ESTRUCTURA PROYECTADA
Población Futura (habitantes)	5119hab	---
Dotación (1/hab/día)	250l/hab/día	---
Q medio = O_m (l/s)	14.81l/s	---
Qmax diario = O_{md} (l/s)	20.00l/s	Línea de Conducción.
Qmax horario = O_{mh} (l/s)	37.10l/s	Redes de Distribución de Agua y Redes de Desagüe (80%)
Volumen de regulación (m^3)	450 m^3	Reservorio Elevado

Cuadro 1.17: Parámetros de diseño de las estructuras proyectadas

Estructura de Captación (Bocatoma)

La estructura de captación es una bocatoma del tipo convencional que se construirá en la progresiva Km. 0+000 en el brazo izquierdo del río Cañete. Dicha estructura ha sido proyectada para captar un caudal de 1 m³/s con fines de riego y abastecimiento de agua potable. La bocatoma se ha diseñado para un caudal máximo de avenida estimado para un periodo de retorno de 50 años. El caudal de diseño es de 280 m³/s. La estructura consta de un barraje mixto, canal de limpia (3 compuertas radiales), estructura de captación (ubicada sobre la margen derecha del brazo del río), desarenador, muros y diques de encauzamiento. La longitud del barraje es de 55.0m y el ancho del canal de limpia de 5.40m. La altura de la toma se ubica a 1.12m del lecho del río, la altura del barraje es de 1.75m y la longitud del colchón dissipador resultó de 10.26m. El desarenador tiene una longitud de 9.62m y un ancho promedio de 1.60m. La altura de los muros de encauzamiento es de 3.71 m.

Canal de Derivación

Se conducirá las aguas captadas de la bocatoma a través de un canal abierto de concreto y sección rectangular de aproximadamente 100 metros de longitud hasta la planta de tratamiento ubicada en la cota 285.60 msnm, para transportar 1 m³/s. En el ingreso a la planta de tratamiento, se captará el caudal máximo diario, derivándose las aguas sobrantes hacia un canal de riego.

Planta de Tratamiento

La planta de tratamiento, se ha considerado construir un desarenador, pre filtro de grava y un filtro lento, debido a los cálculos obtenidos del análisis del agua y siguiendo las recomendaciones que estipula el Reglamento Nacional de Edificaciones. Estas estructuras serán de concreto armado.

El desarenador, estará ubicado al ingreso de la planta de tratamiento y con la cual se eliminará el 75% de las partículas de 0.1 mm de diámetro y mayores.

El pre filtro de grava, se ha diseñado con 04 unidades paralelas, de dimensiones: 2.5m de altura y 6.20m de longitud; cuya turbiedad de ingreso es de 183 UNT,

obteniendo una turbiedad de salida de 20 UNT, lo cual cumple con los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

El filtro lento se ha diseñado con 02 unidades paralelas, de dimensiones, 12.65m de ancho y 9.50m de longitud, considerando una altura de arena de 0.80m de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y una turbiedad de salida no mayor a 5 UNT.

Línea de Conducción

La línea de conducción se diseñará con el caudal máximo diario, con los parámetros del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se está considerando el empleo de tuberías de PVC por ser de mayor utilización, económicas, de fácil transporte e instalación en las zonas de trabajo. Se conducirá las aguas a través de tuberías de PVC de 8" de diámetro, utilizando las diferentes clases de tuberías 5, 7.5, 10 y 15 que se comercializan en el mercado de acuerdo a las condiciones de presión de trabajo. Así mismo, se están considerando las válvulas de aire y de purga de acuerdo a lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, teniendo en cuenta las variaciones de pendientes, condiciones topográficas del terreno, velocidades mínimas y máximas que se transportan en las tuberías.

Se considerará 01 cámara rompe presión en el proyecto el cual está ubicado en la progresiva Km 4 + 400 a la altitud de 245.18 msnm, a fin de minimizar la utilización de tuberías de mayor resistencia (clase) y por ende minimizar los costos del proyecto.

La línea de conducción se desarrollará desde la última junta bridada en la planta de tratamiento en la progresiva Km 0+100 hasta la progresiva 22+978.81, donde se encuentra ubicado el reservorio de almacenamiento.

El trazo de la línea de conducción se ha realizado considerando la topografía del terreno, la cual se irá ganando altitud a fin de tener la suficiente carga hidráulica para conducir y abastecer el almacenamiento del agua potable de manera continua al reservorio sin la utilización de equipos de bombeo, dado que el Proyecto en estudio es para una zona de escasos recursos económicos y por tanto los costos de operación y mantenimiento deben ser mínimos en favor de la

economía de la población de Unipampa Zona 3. Por tanto, se opta que el abastecimiento al reservorio de almacenamiento se realice por gravedad.

Reservorio

La elección del tipo de reservorio a construir depende de la topografía del terreno y del volumen de almacenamiento requerido. El volumen de almacenamiento se compone por el volumen de regulación, el volumen de reserva y el volumen contra incendio.

El volumen de regulación considera el 25% del caudal medio y el volumen de reserva considera el 7% del caudal máximo diario. Para el presente Proyecto no se considera el volumen contra incendio dado que la población futura es menor de 10,000 hab, de acuerdo a lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

El volumen de almacenamiento calculado es de 441 m³, sin embargo, para los cálculos estructurales se ha considerado que el volumen de almacenamiento será:

$$V_{alm} = 450\text{m}^3$$

Del estudio de las presiones mínimas requeridas por cada lote se concluye que la carga estática es de 20.0m de altura. El reservorio se encuentra ubicado estratégicamente en la cota +76.00msnm del alineamiento de la línea de conducción, en la progresiva 22+978.81

El reservorio elevado será del tipo INTZE, dado que ofrece mejor comportamiento estructural para reservorios de grandes volúmenes⁶.

Red de Distribución de Agua

La red de distribución, se diseñará con el caudal máximo horario y estará de acuerdo al plano urbanístico (lotización) de la urbanización Unipampa Zona 3, el cual se ha proyectado la instalación de este sistema de abastecimiento convencional. Se adaptará una distribución de caudales en un sistema de

⁶ Moral, F, "Hormigón armado", Editorial Continental S A México. 1955

circuito cerrado (tipo malla) para realizar una primera estimación de los caudales en función a las longitudes de desarrollo de las tuberías de la red.

Posteriormente, por cálculos hidráulicos, se procederá a determinar los diámetros, presiones, y velocidades las cuales deben satisfacer las condiciones máximas y mínimas para las diferentes situaciones de análisis que puedan ocurrir.

En tal sentido la red de distribución, deberá mantener las presiones de servicio mínimas, que sean capaces de llevar el agua al interior de las viviendas (zonas altas) y deberán existir limitaciones de presiones máximas tales que no provoquen daños en las conexiones y que permitan el servicio sin mayores inconvenientes de uso (zonas bajas).

Se empleará tuberías de PVC de diámetros comerciales que se encuentran en el mercado, lo que permitirá la reducción de costos además de facilidad de transporte e instalación.

Red de Desagüe

La red de desagüe que se proyectará serán de tubería PVC, de diámetro mínimo 8" con buzones de inspección cada 80m como máximo y en las intersecciones de las calles de Unipampa Zona 3. Se tendrá en cuenta la topografía de la zona para la colección de las aguas residuales. Así mismo se buscará con ello minimizar en lo posible movimientos de tierra innecesarios y minimizar de este modo los costos.

Se diseñará la red cumpliendo con los requisitos exigidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones y las especificaciones técnicas para la ejecución de obras de Sedapal.

CAPITULO 11

PREDIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO ELEVADO

2.1 ELECCION DEL TIPO DE RESERVORIO

De los estudios hidrológicos se obtuvo como resultado el volumen de almacenamiento requerido para el proyecto siendo este 450m^3 . Así mismo del estudio de las presiones mínimas requeridas por cada lote se concluye que la carga estática es de 20.0m.

Los estudios de suelo dan como resultado que la altura mínima de desplante es 3.0m y teniendo en cuenta que la topografía de la zona donde se ubicará el reservorio es plano, se recomendó proyectar un reservorio elevado que cumpla con los requerimientos de los estudios.

2.2 RESERVORIO INTZE

Son muchas formas que se puede adoptar un reservorio elevado, tanto de la cuba como del soporte, se opta por diseñar el reservorio tipo INZTE ya que ofrece un buen comportamiento estructural para volúmenes grandes.

Los reservorios INZTE, toman este nombre porque el fondo que emplean es el fondo INZTE. Los fondo INZTE se caracterizan por presentar un fondo compuesto por una parte interior esférica y otra exterior cónica, esta última produce esfuerzo de compresión al anillo circular de fondo compensando de esta manera los esfuerzos de tracción producido por la parte interior esférica, logrando que la viga no resulte fatigada por fuerzas longitudinales.

Su geometría permite minimizar concreto y acero ya que la mayoría de sus elementos trabajan en compresión.

2.3 PARTES DEL RESERVORIO INZTE

El reservorio INTZE esta conformado por los siguientes elementos:

Linterna de iluminación

Elemento que se ubica en el polo de la cobertura; su función es de proporcionar iluminación al interior de la cuba para facilitar el mantenimiento y las inspecciones regulares. También permite la circulación del aire por sobre el nivel del agua almacenada evitando la aparición de presiones negativa ante descensos bruscos del nivel del agua.

Cobertura

Consiste en una cúpula esférica de concreto armado, la cual estará sometida en su totalidad a esfuerzos de compresión que deberá ser absorbido por el propio concreto. Su función es la de proteger el agua de almacenamiento de la contaminación del medio ambiente.

Cuba

La función de la cuba es la de sostener el agua de almacenamiento, y esta conformado por:

- ./ Una pared cilíndrica vertical
- ./ Un fondo cónico
- ./ Un fondo en cúpula esférica
- ./ Una viga superior, que une la pared cilíndrica con la cobertura
- ./ Una viga inferior, que une la pared vertical con el fondo cónico
- ./ Una viga de fondo, que une el fondo cónico con el fondo en cúpula esférica .
- ./ Una chimenea de acceso

El conducto cilíndrico se ubica en el polo del fondo en cúpula esférica, cuya función es la de permitir el ingreso hacia el interior de la cuba para su limpieza e inspección.

Fuste

La función del fuste es de sostener adecuadamente la cuba y de entregar el agua de almacenamiento con la presión mínima requerida, así mismo, debe resistir todo el peso del reservorio incluido el peso del agua almacenada.

El fuste será de forma cilíndrica con una puerta de ingreso de 1.20m x 2.10m y ventanas de iluminación interna de 0.40m x 0.40m distribuidas diametralmente cada 5.00m a lo largo de su longitud.

Cimentación

La cimentación se hará considerando una placa circular, logrando con esto un mejor comportamiento de la estructura en terrenos arenosos.

Estructuras complementarias

Son elementos que permiten un acceso eficiente al interior de la cuba; debes ser livianas, pudiendo ser de metal o de concreto armado, para no proporcionar peso adicional a la estructura. Para el presente trabajo se considerarán elementos metálicos.

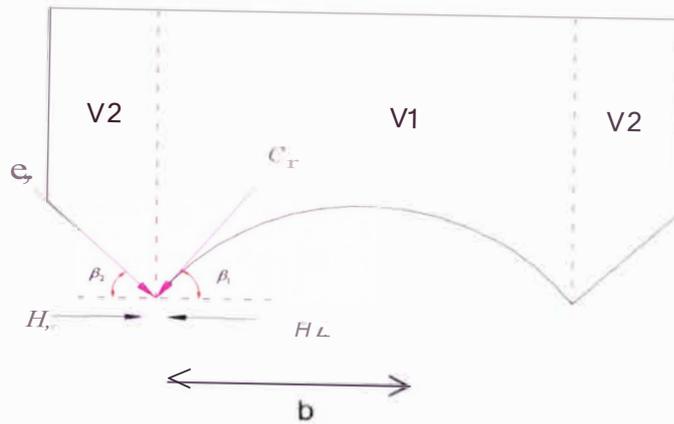
Los elementos complementarios lo constituyen la pasarela peatonal, la escalera de gato y la escalera que ira apoyada en el terreno.

2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO ELEVADO

2.4.1 Condición para reservorio tipo INTZE

Los depósitos INTZE se dimensionan de tal modo, que se anulen los empujes sobre la viga circular de fondo, que une la pared cónica con la esférica, es decir:

$$H_C = H_V$$



Las presiones C_e y C_v en toda la longitud $2r$ son:

$$C_c = \frac{\gamma^* V_1}{\text{sen}\beta_1} \quad C_v = \frac{\gamma^* V_2}{\text{sen}\beta_2}$$

y las componentes horizontales son:

$$H_e = \frac{\gamma^* V_1}{\text{sen}\beta_1} \cos\beta_1 \quad H_v = \frac{\gamma^* V_2}{\text{sen}\beta_2} \cos\beta_2$$

La condición anterior puede expresarse por:

$$\frac{V_1}{\text{tg}\beta_1} = \frac{V_2}{\text{tg}\beta_2}$$

Donde:

V_1 : Volumen sobre la cúpula esférica

V_2 : Volumen sobre el fondo cónico

β_1 : Angulo formado por la tangente a la curva y el horizontal

β_2 : Angulo formado el fondo cónico y el horizontal

2.4.2 Determinación de las dimensiones

Los cálculos de las diferentes partes que constituyen los depósitos INTZE es bastante complicado, por tratarse de paredes delgadas de revolución, de forma cilíndricas, cónicas y esféricas.

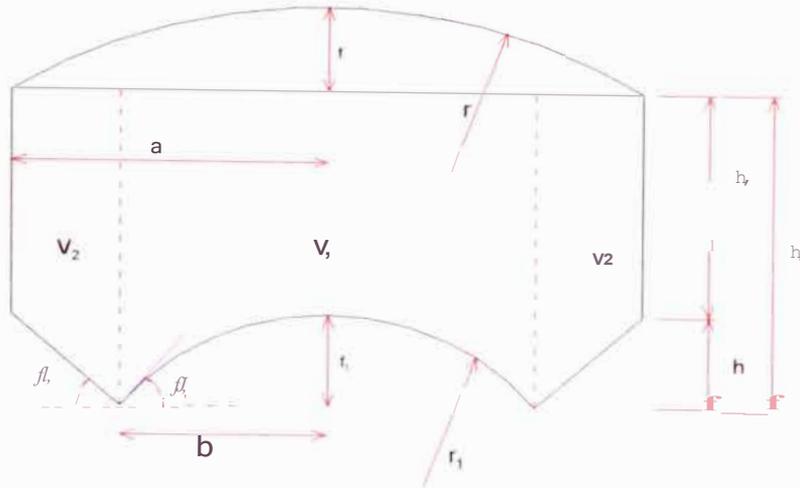


Fig. N° 2.01: Dimensiones de la cuba

De la figura se puede calcular:

$$V_1 = \pi * b^2 * h_2 * f / * (r_1 - \diamond) \quad \dots\dots (1)$$

$$V_2 = \frac{(a - b)}{2} * \pi * [h_1 * (2a + b) + h_2 * (2b + a)] \quad \dots\dots (2)$$

$$\tan \beta_1 = \frac{b}{\sqrt{(r_1^2 - b^2)}} \quad \dots\dots (3)$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{(h_2 - h_1)}{(a - b)} \quad \dots\dots (4)$$

$$2 * r_1 * f_1 = b^2 + f_1^2 \quad \dots\dots (5)$$

$$2 * r * f = a^2 + f^2 \quad \dots\dots (6)$$

Consideraciones para el predimensionamiento

Una primera aproximación es considerar los volúmenes V_1 y V_2 a nivel de h_1 , iguales, y $\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$ es decir¹⁴:

$$a) \quad V_1 = \pi * b^2 * h_1 \quad V_2 = \pi * (a^2 - b^2) h_1$$

$$\text{Igualando los volúmenes se obtiene:} \quad a = b \sqrt{2} \quad \dots\dots (1)$$

¹⁴ Moral, F., "Hormigón armado", Editorial Continental S.A. México, 1955

b) Reemplazando $\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$ en la expresión (3) se obtiene:

$$r_1 = b./2 \quad \dots\dots\dots (11)$$

Reemplazando $\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$ en la expresión (4)

$$h_2 - h_1 = a - b$$

Haciendo: $h_2 = a \quad \dots\dots\dots (111)$

$$h_1 = b \quad \dots\dots\dots (IV)$$

Reemplazando (11) en la expresión (5) se obtiene:

$$f_1 = a - b \quad \dots\dots\dots (V)$$

Se observa que las expresiones del (1) al (V), todos están en función del parámetro "a", si reemplazamos estos en las expresiones (1) y (2) se obtiene una expresión para el volumen de almacenamiento en función de "a".

$$V_R = V_1 + V_2$$

$$V_1 = V_2 = 1.327 * a^3$$

$$V_R = 2.654 * a^3 \quad \dots\dots\dots \bullet \bullet \quad a = 0.722 * \sqrt[3]{V_R}; \dots\dots\dots(VI)$$

Se sugiere valores de f de 1/2 a 1/5 a¹⁵; tomando un valor intermedio:

$$f = \frac{1}{3} \quad \dots\dots\dots (VII)$$

Por geometría $r = \sqrt{a^2 + (a - f)^2}$, y reemplazando (VII) en esta expresión obtenemos:

$$r = \frac{5}{3} * a \quad \dots\dots\dots (VIII)$$

Criterios para dimensionar

a) Las expresiones del (1) al (VI) se empleara para una primera aproximación de la medidas del deposito, las cuales se irán afinando, ya que al considerar la chimenea de acceso y al redondear las cifras se obtendrán valores no consistentes que deben ajustarse haciendo

⁵ Moral, F., "Hormigón armado", Editorial Continental S.A. México, 1955

prevalecer la condición de depósito INTZE y del volumen útil del reservorio; es decir:

$$\frac{(V_1 - V_{Ch})}{\tan \beta_1} = \frac{V_2}{\tan \beta_2}$$

Además: $V_{alm} = V_1 - V_{Ch} + V_2$

Donde: V_{alm} : Volumen de almacenamiento

V_{Ch} : Volumen de chimenea

$$V_{Ch} = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot (h_2 - f_1)}{4}$$

Siendo: D : Diámetro exterior de la chimenea.

b) Luego de la primera aproximación

Al obtener de la primera aproximación, valores para el volumen de almacenamiento, menores al volumen útil, notamos de una primera apreciación que podemos aumentar el volumen obtenido, si reducimos f_1 , con la consiguiente variación de r_1 , de los ángulos β_1, β_2 y h_1 ; manteniendo el resto de valores constantes.

De la expresión (5)
$$r_1 = \frac{(r^2 + f_1^2)}{2f_1}$$

Manteniendo $\beta_1 = \beta_2$ y de las expresiones (1) y (3) tendremos: $\tan \beta_1 = \tan \beta_2$ de donde:

$$h_1 = h_2 - \frac{b(a-b)}{\sqrt{(r_1^2 - b^2)}}$$

Calculo de las dimensiones

a) Para la primera aproximación se utiliza las expresiones del (1) al (VIII), luego hacemos variar f_1 hasta obtener el volumen deseado:

De VI: $a = 0.722^3 \cdot 441$

$a = 5.50m$

De 1:	$b = 5.50 / 2$	$b = 3.90m$
De 11:	$r_1 = 3.90 \cdot 2$	$r_1 = 5.52m$
De 111:	$h_2 = a = 5.50m$	
De IV:	$h_1 = b = 3.90m$	
De V:	$f_1 = 5.50 - 3.90 = 1.60m$	$f_1 = 1.60m$
De VII:	$f = \frac{5 \cdot 50}{3} = 1.833$	$f = 1.85m$
De VIII:	$r = \frac{5}{3} \cdot 5.50$	$r = 9.17m$

- b) Con los valores obtenidos en la primera aproximación se elabora el cuadro Nº 2.1 que muestra las iteraciones efectuadas, haciendo varia f_1 .
- c) Finalmente después de la tercera iteración, redondeando y considerando una altura adicional de 0.50 m por encima del máximo n.º del agua, por efecto del oleaje el cual será verificado al momento de realizar el análisis respectivo, obtenemos:

$a = 5.50m$	$b = 3.90m$	$f_1 = 1.45m$	$r_1 = 5.97m$
$f = 1.85m$	$r = 9.17m$	$h_2 = 6.00m$	$h_1 = 4.60m$

Cuando se redondea $h_1 = 4.10m$ se obtiene $\beta = 41.19^\circ$

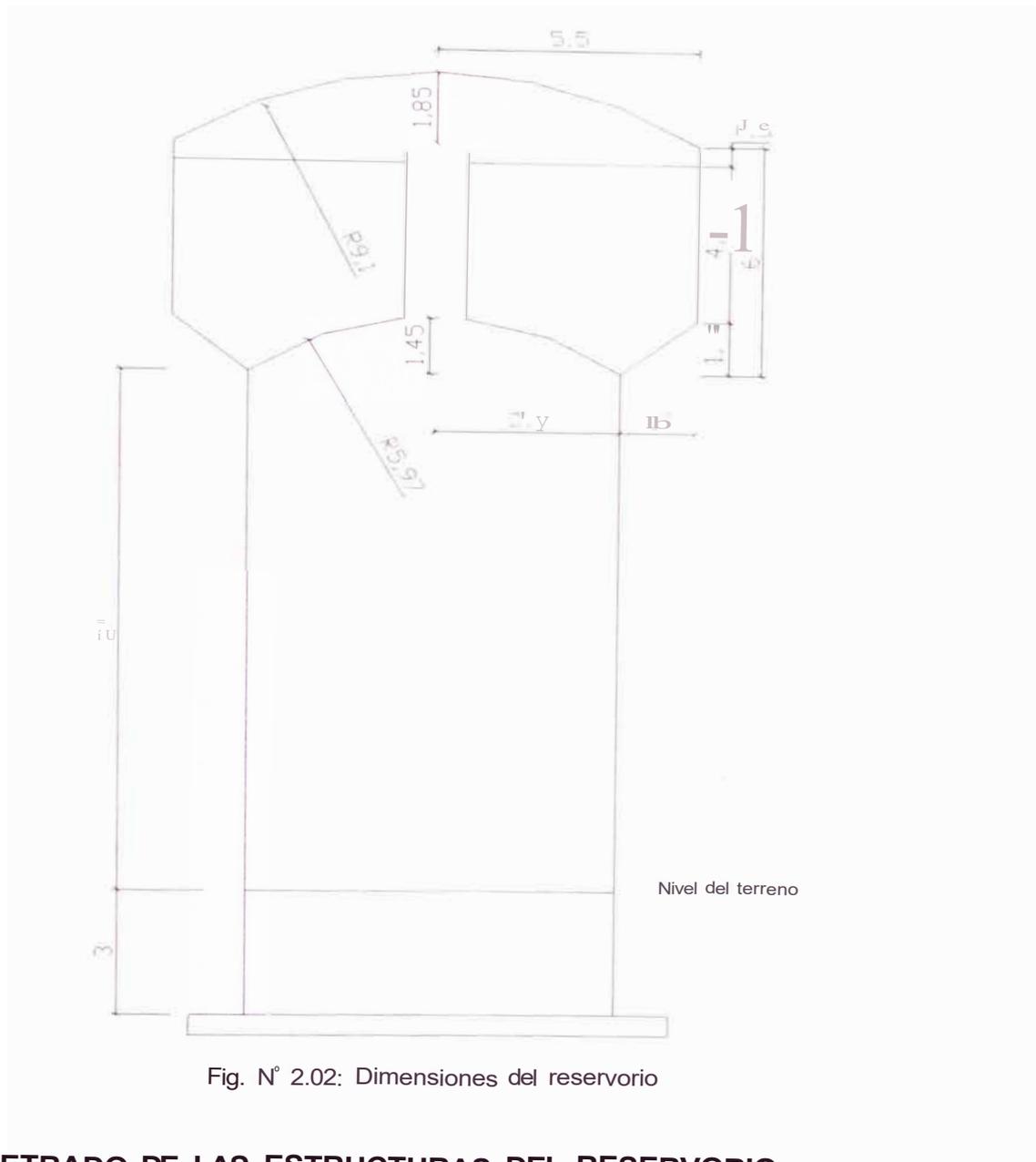


Fig. N° 2.02: Dimensiones del reservorio

2.5 METRADO DE LAS ESTRUCTURAS DEL RESERVORIO

Se asume el espesor del fuste, de la cuba y de la cúpula así como de las vigas las que serán verificadas al momento de realizar los análisis respectivos. No se va a considerar el peso de la linterna de iluminación, porque se está considerando la cúpula sin abertura, esto solo para el Análisis Sísmico.

Peso de la cobertura

$$P_e = 2 * n * R * f * e * y c$$

$$P_e = 2 * 1 * 9.17 * 1.85 * 0.1 * 2400$$

$$P_e = 25,589 \text{ kg}$$

Peso de la viga superior

$$P_{Vs} = 2 * n * 5.6 * 0.3 * 0.2 * 2,400$$

$$P_{Vs} = 5,067\text{kg}$$

Peso de la pared cilíndrica

$$P_{pc} = 2 * Tl * 5.6 * 4.2 * 0.2 * 2,400$$

$$P_{pc} = 70,935\text{kg}$$

Peso de la viga inferior

$$P_{Vi} = 2 * n * 5.65 * 0.3 * 0.4 * 2,400$$

$$P_{Vi} = 10,224 \text{ kg}$$

Peso del fondo cónico

$$P_{Fc} = 2 * n * 4.85 * 2.19 * 0.2 * 2,400$$

$$P_{Fc} = 32,034 \text{ kg}$$

Peso del fondo en cúpula esférica

$$P_e = 2 * n * R * f * e * y_c$$

$$P_{eE} = 2 * n * 5.97 * 1.45 * 0.2 * 2,400$$

$$P_{eE} = 26,107\text{kg}$$

Peso de la chimenea de acceso

$$P_{dH} = 2 * n * 0.625 * 4.59 * 0.15 * 2,400$$

$$P_{dH} = 6,489\text{kg}$$

Peso de la viga de fondo

$$P_{VF} = 2 * n * 3.9 * 0.3 * 0.5 * 2,400$$

$$P_{VF} = 8,822\text{kg}$$

Peso del fuste

$$P_F = 2 * n * 3.9 * 0.2 * 23 * 2,400$$

$$P_F = 270,529\text{kg}$$

CAPITULO 111

ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS DEL RESERVORIO ELEVADO

3.1 COMPORTAMIENTO HIDRODINAMICO DE RESERVORIOS

Hipótesis

Se considera al medio como homogéneo, continuo e isotrópico y se supondrá que se trata de un fluido sin viscosidad, es decir, que durante el movimiento, los esfuerzos generados entre las partículas son normales a su superficie de contacto.

Se considerar que las partículas se desplazan siguiendo un movimiento continuo, es decir, que la velocidad relativa entre dos partículas adyacentes es pequeña, de tal manera que su distancia entre ellas permanece en el mismo orden de magnitud durante todo el movimiento.

Cuando el liquido se encuentra en reposo y se le inducen movimientos de alguna manera, se tendría que usar las tres coordenadas, sin embargo, se considera que el movimiento del liquioo se desarrolla en secciones paralelas entre.

3.2 SISTEMA MECANICO EQUIVALENTE

3.2.1 Teoría general de reservorio rectangular

El fenómeno hidrodinámico solo ha sido posible representarlo analíticamente mediante un Sistema Mecánico Equivalente de masas y resortes, cuando se supone al fluido como incomprensible.

Para reservorios rectangulares rígidos, como se muestra en la Fig. 01, se ha realizado los análisis considerando el problema como un análisis bidimensional (Fig. 02) y sometiendo al reservorio a un movimiento estacionario de traslación armónica a lo largo del eje X.

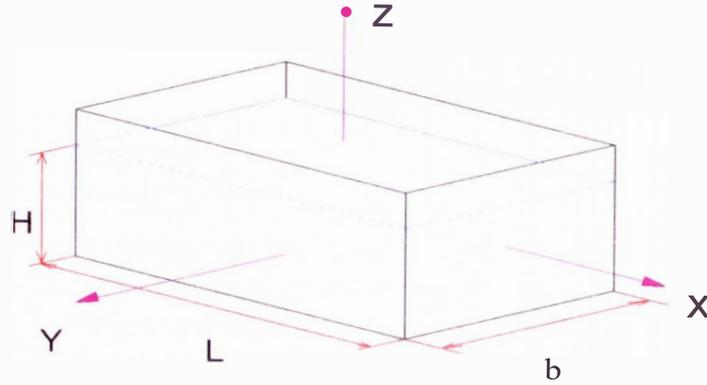


Fig. 3.01: Recipiente rectangular. Sistema tridimensional

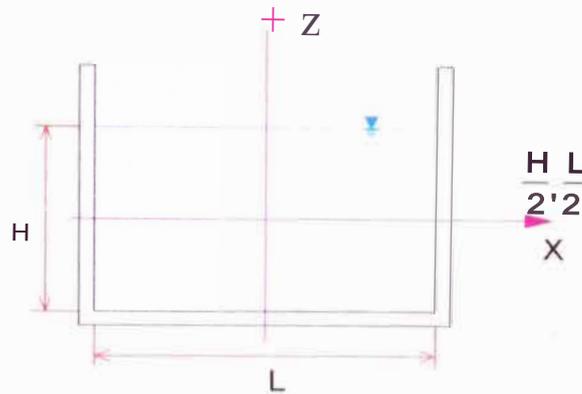


Fig. 3.02: Recipiente rectangular. Sistema bidimensional

Obteniéndose la solución al comportamiento del agua, la misma que se es asociado al de un sistema mecánico equivalente (Fig. 03) donde M_0 es la masa fija de agua a la estructura y M_n son las masas móviles del agua ligadas a las paredes del reservorio, por medio de resortes con una rigidez K_n

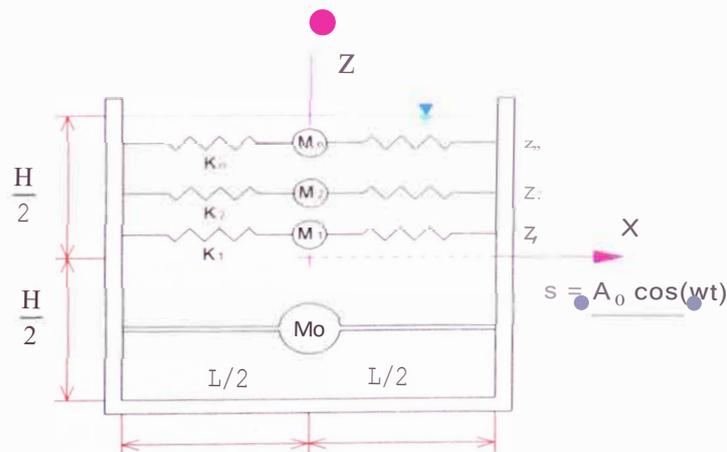
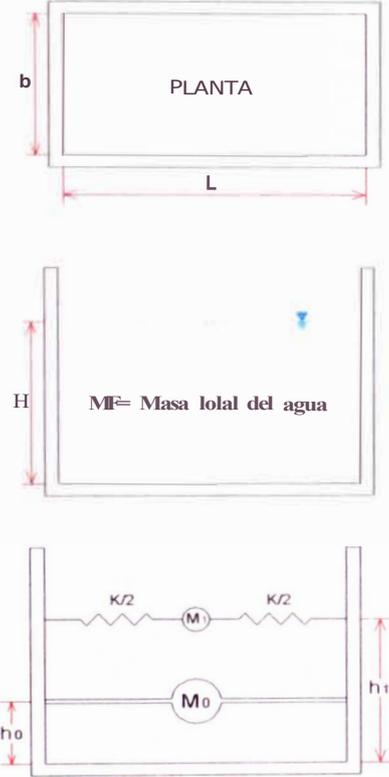


Fig. 3.03 Sistema Mecánico Equivalente del líquido. Reservorio rectangular

3.2.2 Sistema Mecánico Equivalente Simplificado. Reservorio rectangular

Para reservorios rectangulares se han planteado un Sistema Mecánico Equivalente más simplificado donde se considera solo el primer modo de oscilación, y que son valido para relación de $L/H \geq 4/3$



$$\frac{M_0}{M_F} = \frac{\text{Tanh}\left(\frac{F_0 \cdot z}{H}\right)}{\frac{J}{2} \cdot \frac{L}{H}}$$

$$\frac{M_1}{M_F} = \frac{5}{6} \cdot \frac{\text{Tanh}\left(\frac{F_0 \cdot z}{H}\right)}{\frac{F_0 \cdot H}{L}}$$

$$\frac{HK}{W_F} = 12 \left(\frac{M_1}{M_F} \right)^2 \left(\frac{H}{L} \right)^2$$

$$h_0 = H [1 + u(-1)]$$

$$h_1 = H \left[1 - \frac{\cosh(F_0 z) \cdot p}{\sqrt{10} \cdot \sinh(F_0 z)} \right]$$

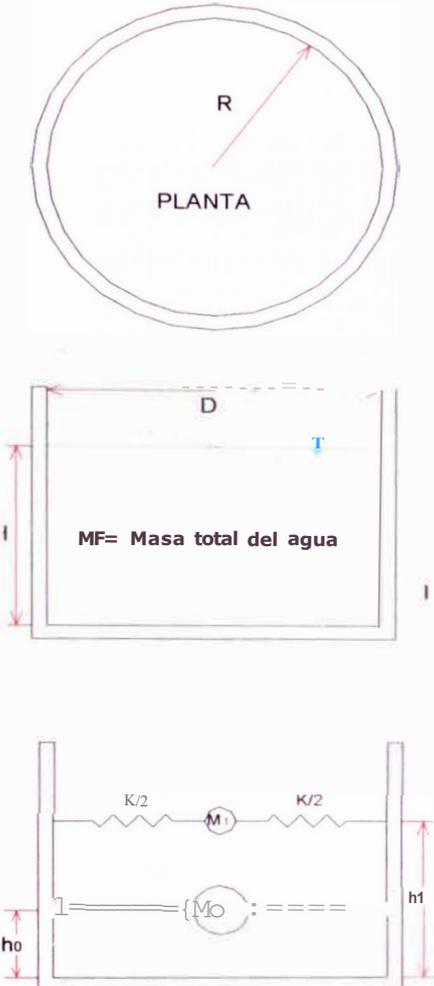
$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{M_1}{K}}$$

Cuando se toman en cuenta las presiones del fondo y paredes del tanque: $a = 1.33$ $P = 2$.

Cuando solo se consideran los efectos de las presiones en las paredes (caso usado en el presente trabajo) $a = 0$ $p = 1$.

3.2.3 Sistema Mecánico Equivalente Simplificado. Reservorio circular

Similarmente al caso de reservorios rectangulares, se han planteado expresiones para un Sistema Mecánico Equivalente, para reservorios circulares, que son validas solo cuando $D/H \geq 4/3$



$$\frac{M_0}{M_F} = \frac{\text{Tanh}\left(\frac{.135 \sqrt{H}}{D}\right)}{\frac{.135 \sqrt{H}}{D}}$$

$$\frac{M_1}{M_F} = \frac{363}{512} \frac{\text{Tanh}\left(.135 \frac{H}{D}\right)}{.135 \frac{H}{D}}$$

$$\frac{HK}{W_F} = \frac{45}{2} \left(\frac{M_1}{M_F}\right)^2 \left(\frac{H}{D}\right)^2$$

$$h_0 = \frac{3}{8} \cdot H \left[1 + \alpha \left(\frac{M_F}{M_0} - 1 \right) \right]$$

$$h_1 = H \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{.135 \sqrt{H}}{D}\right) - P}{.135 \sqrt{H} \sinh\left(\frac{.135 \sqrt{H}}{D}\right)} \right]$$

$$T_a = 2 r r \diamond$$

MF= Masa total del agua

Cuando se toman en cuenta las presiones del fondo y paredes del tanque: $a = 1.33$ $p = 2$

Cuando solo se consideran los efectos de las presiones en las paredes (caso usado en el presente trabajo) $a = 0$ $p = 1$.

3.2.4 Influencia de la forma del fondo del reservorio

Los reservorios elevados comúnmente usan fondo semiesférico y tronco cónico, por lo que se puede asumir un reservorio equivalente que tenga el mismo diámetro y volumen que el tanque en análisis.

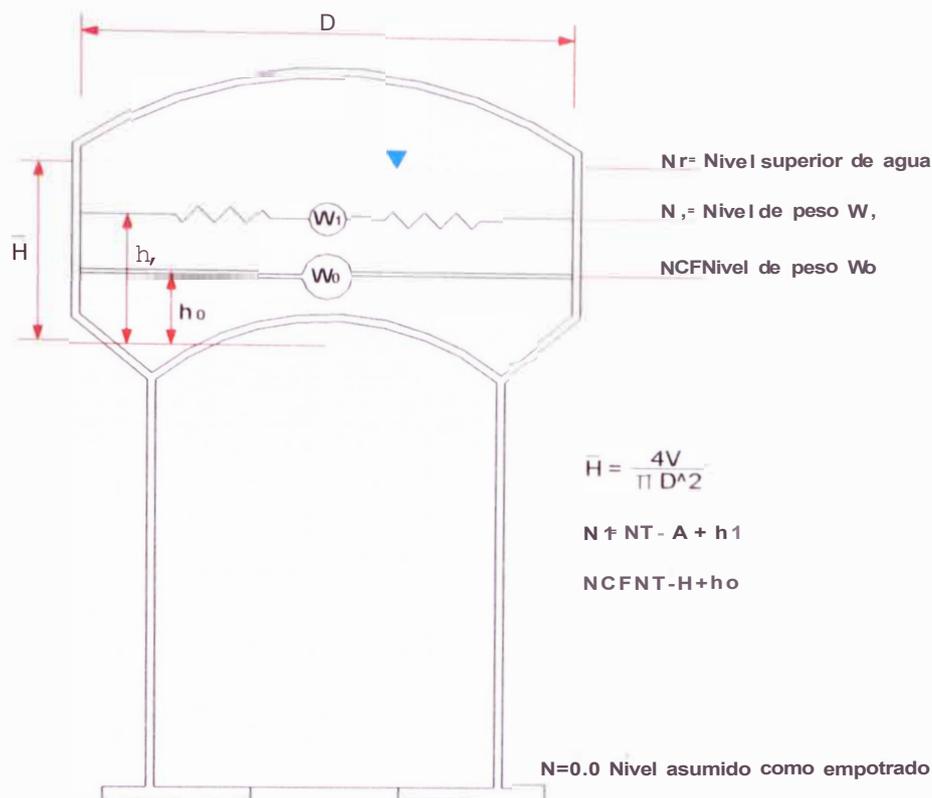


Fig. N° 3.04 Ubicación de los pesos de agua

De esa manera se puede trabajar con un reservorio que tiene una altura promedio \bar{H} , como se muestra en la siguiente figura.

\bar{H} = Altura promedio del agua

h_1, h_0 = Ubicación de los pesos W_1 y W_0 respectivamente

N_T, N_1, N_0 = Cotas de niveles de agua.

$W_0 = M_0 \cdot g$

$W_1 = M_1 \cdot g$

3.2.5 Reservorios abiertos y cerrados

Las expresiones deducidas anteriormente son válidas para reservorios abiertos. El comportamiento de reservorio cubierto con tapa rígida es diferente, sin embargo, si existe un volumen mayor a 2% del volumen del reservorio entre la superficie del líquido y la tapa, se considera que las presiones ejercidas sobre las paredes serán prácticamente iguales a las que producirían en reservorios abiertos.

El volumen por encima del nivel del agua se calcula:

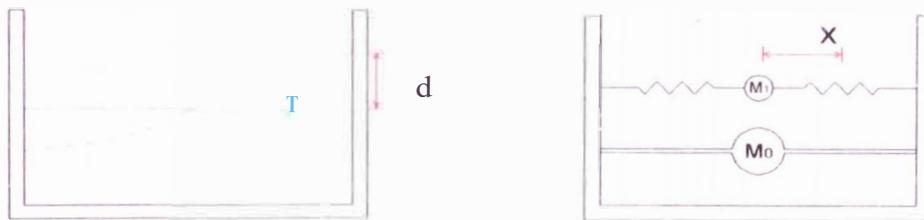
$$V = n * f^2 (R - f/3) \qquad V = n * 1.85^2 (9.17 - 1.85/3) = 91.96 \text{ m}^3$$

$$\frac{91.96}{450} * 100\% = 20.44\%$$

Como 20.44 % > 2%; las expresiones señaladas anteriormente podrán aplicarse para el análisis del reservorio.

3.2.6 Teoría del oleaje

Cuando se va a diseñar la cuba es importante considerar el efecto del oleaje (d), para evitar presiones adicionales sobre la cobertura.



Del espectro de aceleración del Reglamento Nacional de Edificación:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} g$$

Donde: $C = 2.5 * \left(\frac{T}{T_a}\right) \qquad C \leq 2.5$

T_a = Periodo de la masa móvil del agua

$R = 3$ (Factor de ductilidad para el agua)

Se determina la máxima amplitud de "x"

$$A_1 = a_1 \frac{S_{a1}}{w_1^2}$$

Donde: $w_1 = 2\pi / T_a$

a_1 = Factor de participación del 1er modo = 1.0

Luego el movimiento es de la siguiente forma:

$$\epsilon = \frac{0.325 * \frac{H * K}{w_1} * \frac{D}{H}}{1 - 0.425 * \frac{A_1}{D} * \left(\frac{H * K}{w_1}\right)^2 * \left(\frac{D}{H}\right)^2}$$

Para reservorios circulares

Entonces: $d = \epsilon * A_1$

3.2.7 Modelaje del reservorio

Para modelar los reservorios se diferencia la zona del recipiente, llamado cuba, y la zona de la estructura de soporte del recipiente, llamado fuste. La altura total de la cuba H_e esta comprendida entre el centro de gravedad del fondo, que comprende el fondo en cúpula esférico y el fondo cónico, y el centro de gravedad de la cobertura. La altura del fuste H_f se considera desde la zona inferior del fuste, asumida como empotrada y el centro de gravedad del fondo.

Para el presente trabajo, la cuba se modela como un sistema de masa distribuida de la siguiente manera:

- El peso P_{13} representa el peso de la cobertura del reservorio.
- El peso P_{12} viene a ser el peso del agua móvil ligada a la estructura con el resorte de rigidez K .
- El peso P_{11} representa el peso de la pared cilíndrica, viga superior, viga inferior, chimenea interior de acceso y el peso de agua W_0 considerada fija a la estructura ubicada en el centro de gravedad del conjunto.
- El peso P_{10} representa el peso del fondo cónico, fondo en cúpula esférica y viga de fondo y esta ubicado al mismo nivel que su centro de gravedad del conjunto.

El fuste se modela como un sistema de masas concentradas y distribuidas a lo largo de su longitud. Para el presente trabajo se va a considerar 9 pesos concentradas.

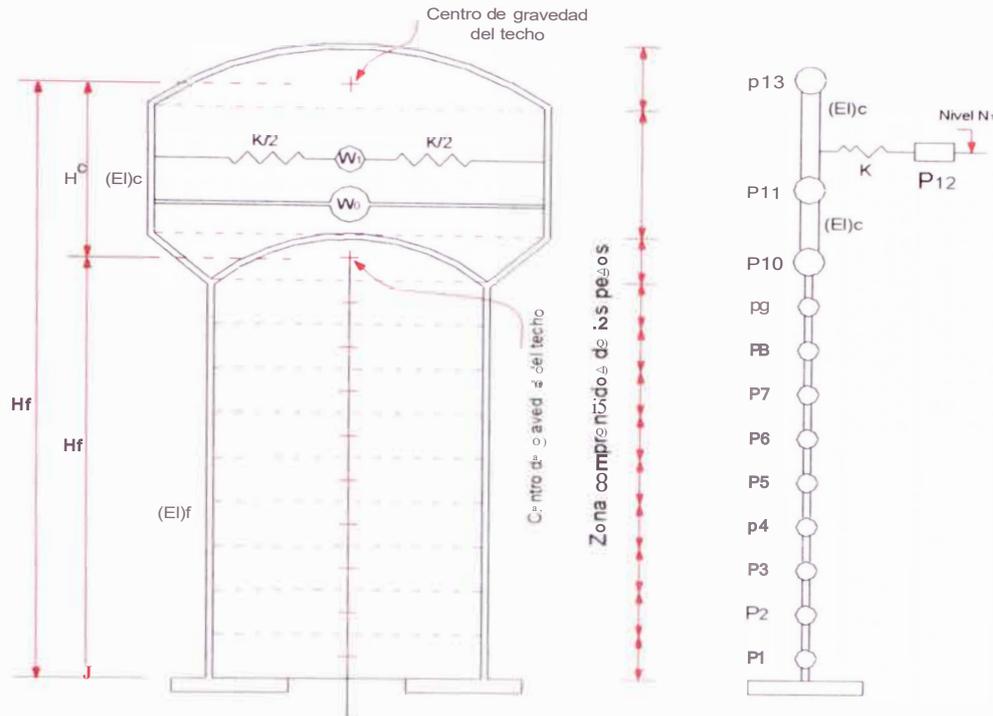


Fig. N° 3.05 Modelaje del reservorio

H_f = Altura del fuste H_e = Altura de la cuba H_T = Altura total

Rigideces laterales

Se considera el fuste y la cuba como una gran columna hueca cuya rigidez esta determinada por la expresión:

$$K = 12 * E * I_j h^3$$

Siendo: $E = 15,000 \cdot J f'c$ Modulo de elasticidad

$$I_j = \frac{(r_e^4 - r_i^4)}{4} \quad \text{Inercia}$$

$f'c$ = Resistencia a compresión del concreto

r_e, r_i = Radio exterior y radio interior

h = Altura

Para el encuentro de cuba y fuste de rigideces K_c y K_f , la rigidez equivalente se

determinara:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_f}$$

3.3 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LAS ESTRUCTURAS

La intensidad de la respuesta dinámica de una estructura depende en igual medida de sus características dinámicas, de las de la onda sísmica y de las del medio a través del cual se propaga.

Los elementos esenciales que definen las características dinámicas de la estructura son los siguientes:

- Gama de pulsaciones o frecuencia W , y los periodos naturales T ,
- Formas propias de oscilación (modos de vibración) Φ

Periodos (T_i) y formas propias de oscilación de modo (Φ)

Para los cálculos de los periodos y formas de modo se empleara el método iterativo de Holzer, que utiliza las siguientes formulas:

$$F_i = m_i \cdot W_i^2 \cdot Y_i, \quad \Delta Y_i = V_i / k_i \quad Y_{i+1} = Y_i + \Delta Y_{i+1}$$

$$V_{i+1} = V_i - F_i, \quad V_i = K_i \cdot Y_i$$

Donde:

- F_i = Fuerza sísmica en el nivel i
- m_i = Masa en el nivel i
- W_i = Frecuencia angular de la i -ésima forma de modo
- V_i = Cortante en el nivel i
- ΔY_i = Desplazamiento relativo del nivel i
- Y_i = Desplazamiento total en el nivel i
- k_i = Rigidez lateral en el nivel i

Las iteraciones se realizan asumiendo un " w_i^2 " y un "y 1" (desplazamiento del primer nivel).

Luego de varias iteraciones se grafica " w_i^2 " vs. " R_i " ($R_i = V_n - F_n$, $n =$ ultimo nivel), debiéndose cumplir del grafico $R_i = 0$

Luego: $T_i = 2 * \pi / \omega_i$, (periodo de la i-ésima forma de modo)

Conocidos los desplazamientos Y , se determina la forma de modo respectiva $\phi_i = \{Y\}$

3.4 ANALISIS DINAMICO

3.4.1 Análisis Dinámico Modal Espectral

Es un procedimiento riguroso para determinar la fuerza sísmica, y esta basado en que las estructuras, ante la ocurrencia de un sismo se van a deformar según sus modos propios de oscilación.

El espectro de respuesta se basa en diversos registros de sismos con diferentes hipocentros y distancias epicentrales y tiene la ventaja de poder caracterizar el poder destructivo de los sismos independientemente de la calidad de la construcción, y por medio de la absorción de energía de las ondas sísmicas.

La expresión general de desplazamiento es:

$$\{Y_i\} = \frac{-F.P.M}{w_i} * S_v$$

Donde: S_v = Seudo-espectro de velocidades
 F.P.M = Factor de participación modal
 $F.P.M = \frac{\sum m_u \phi_{iu}}{\sum m_u \phi_{iu}^2}$

3.4.2 Magnitudes características de la respuesta sísmica modal

Nos interesa la variación de la fuerza de inercia según la altura del fuste así como el esfuerzo cortante en la base.

Fuerza cortante en la base para cada modo de vibración i

$$V_{b_i} = F.P.M. (I:Ma \cdot \phi_{a_i}) \cdot Sa_i$$

Donde: M_a = Masa al nivel a

ϕ_{a_i} = Elemento del vector $\{\phi_i\}$ en el nivel a del modo i

Considerando el espectro teórico del Reglamento Nacional de Edificaciones, tendremos:

$$Sa_i = \frac{ZUSC_i}{R_d} g \quad \text{Donde:} \quad C_i = 2.5 * \left(\frac{T_s}{T}\right)^{2.5}$$

Fuerza de inercia para cada modo i de vibración.

$$F_{\alpha_i} = V_{b_i} \cdot \phi_{\alpha_i} \cdot w_{\alpha} / \sum \phi_{\alpha_i} \cdot w_{\alpha}$$

Donde: w_a = Peso al nivel a

3.4.3 Determinación de la máxima respuesta

Debido a que el movimiento sísmico no es periódico, sino más bien de carácter transitorio, no es correcto considerar la máxima respuesta como la suma algebraica de las respuestas correspondientes a cada modo.

El Reglamento Nacional de edificaciones establece como máxima respuesta

$$r = 0.25 \cdot I \cdot r_{rd} + 0.75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2}$$

3.5 ANALISIS ESTATICO

Con la finalidad de realizar una comparación de los resultados del análisis dinámico modal espectral se realizara el análisis estático presentado por el Reglamento Nacional de edificaciones.

3.5.1 Fuerza cortante en la base (V)

La fuerza cortante total en la base de la estructura se determinara por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R_t} P$$

Debiendo considerarse para $e/R \geq 0.125$

3.5.2 Peso de la estructura (P)

En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

3.5.3 Distribución de la fuerza sísmica en altura

La fuerza cortante V se distribuirá de la siguiente forma:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot h_i} * (V - F_a)$$

Donde: $F_a = 0.07 * T * V$; $0.15 * V$ (Siempre y cuando el periodo fundamental T es mayor que 0.7s.)

3.6 CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS SISMO RESISTENTE

La Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, contempla las consideraciones para la determinación de la fuerza sísmica, las mismas, que se han tomado en cuenta para el análisis del reservorio, siendo los siguientes:

ZONIFICACION	Z = 0.5	
CLASIFICACION DE SUELOS	S = 1.2	
	$T_g = 0.6$	
CATEGORIA DE LA ESTRUCTURA	U = 1.3	
COEFICIENTE SISMICO	$C = 2.5 * (\frac{1}{T_a})$	C \diamond 2.5
FACTOR DE DUCTILIDAD	R = 6	

3.7 CALCULOS

3.7.1 Masa móvil del agua (M_1), masa fija del agua (M_0) y periodo(T^a)

El fondo de la cuba del reservorio no es plano, por lo que se deberá calcular la altura promedio:

$$\bar{H} = \frac{4V}{\pi * D^2} = \frac{4 * 450}{\pi * 11^2} = 4.74m \quad \diamond \quad \frac{\bar{H}}{D} = \frac{4.74}{11} = 0.43$$

Y como $\bar{H}/D \diamond 0.75$ se utilizarán las expresiones del sistema mecánico equivalente para reservorios circulares

$$W_F = 450tn$$

$$\diamond M_F = \frac{W_F}{g} = \frac{450}{9.81} = 45.87tn/m/s^2$$

Masa del agua móvil:

$$\frac{M}{M_F} = \frac{\frac{\text{Tanh}(\frac{.73}{2} \cdot \frac{4.74}{11})}{\frac{11}{2} \cdot \frac{4.74}{11}}}{\frac{11}{2} \cdot \frac{4.74}{11}} = 0.616$$

$$\diamond M_0 = 28.26tn / m / s^2$$

Masa del agua fija:

$$\frac{M_1}{M_F} = \frac{363}{512} \cdot \frac{\text{Tanh}(\sqrt{13.5} \cdot \frac{4.74}{11})}{\frac{11}{2} \cdot \frac{4.74}{11}} = 0.412$$

$$\diamond M_1 = 18.88tn/m/s^2$$

$$h_0 = \frac{3}{8} * 4.74[1 + 0 * (0.412-1)]$$

$$\diamond h_0 = 1.78\text{m}$$

$$h_1 = 4.74 \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{18.88}{45.87} * 0.43\right) - 1}{\frac{18.88}{45.87} * 0.43 \sinh\left(\frac{18.88}{45.87} * 0.43\right)} \right]$$

$$\diamond h_1 = 2.76\text{m}$$

Rigidez de la masa móvil del agua:

$$\frac{4.74K}{450} = \frac{45}{2} \left(\frac{18.88}{45.87} \right)^2 \left(\frac{4.74}{11} \right)^2$$

$$\diamond K = 67.19\text{tn / m}$$

Periodo de la masa móvil del agua:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{18.88}{67.19}}$$

$$\diamond T_a = 3.33\text{s}$$

3.7.2 Oleaje (d)

$$Z = 0.5$$

$$S_2 = 1.2$$

$$T_s = 0.6$$

$$U = 1.3$$

$$e = 2.5 \cdot \left\langle \frac{0.6}{3.33} \right\rangle = 0.45$$

$$S_a = \frac{0.5 * 1.3 * 1.2 * 0.45 * 9.81}{3} = 1.15\text{m/s}^2$$

$$W_1 = \frac{2 * \pi}{T_a} = \frac{2 * \pi}{3.33} = 1.89\text{rad / s}$$

$$A_1 = \frac{S_a}{W_1}$$

a_1 Factor de participación del 1er modo = 1.00

$$A_1 = \frac{1 * 1.15}{1.89^2} = 0.32\text{m}$$

$$\frac{HK}{W_1} = \frac{4.74 * 67.19}{185.20} = 1.72$$

$$\frac{D}{H} = \frac{1.1}{4.74} = 2.32$$

$$E = \frac{0.3 \cdot 2.57 \cdot 7.2 \cdot 0.32}{1 - 0.32 \cdot \frac{2.57}{11} (1.72)^2 (2.32)^2} = 1.618$$

$$d = E \cdot A_1 = 1.618 \cdot 0.32 = 0.51\text{m}$$

Como $d = 0.51\text{m}$ lo asumido en 2.4.2.3.c es correcto.

3.7.3 Cálculos de las rigideces

En el cuadro N° 3.01 observan las rigideces para cada valor de h_i , así como el peso de cada masa del sistema.

3.7.4 Periodos y forma de modos

Se ha determinado los cuatro primeros modos de vibración por el método de Holzer resultando lo siguiente:

Nivel	1 ^{er} modo	2 ^{do} modo	3 ^{er} modo	4 ^{to} modo
1	0,000000	0,0161	0,0487	0,0891
2	0,000001	0,1448	0,4308	0,7524
3	0,000002	0,2725	0,7463	1,0000
4	0,000003	0,3984	0,9463	0,6952
5	0,000004	0,5215	1,0000	0,0063
6	0,000006	0,6412	0,8990	-0,6861
7	0,000007	0,7565	0,6589	-0,9994
8	0,000008	0,8667	0,3170	-0,7606
9	0,000009	0,9710	-0,0740	-0,1016
10	0,000009	0,9839	-0,1239	-0,0076
11	0,000009	0,9970	-0,1770	0,1066
12	1,000000	-0,1381	0,0263	-0,0196
13	0,000009	1,0000	-0,1903	0,1419

Cuadro N° 3.02: Modos de vibración

Así mismo se ha determinado las frecuencias y periodos para cada modo de vibración.

	1 ^{er} modo	2 ^{do} modo	3 ^{er} modo	4 ^{to} modo
W^2	3,56	138239,38	3161624,82	11292678,4
W	1,89	371,81	1778,10	3360,46
T	3,3311	0,0169	0,0035	0,0019

Cuadro N° 3.03: Frecuencias y periodos de vibración

3.7.5 Factor de Participación Modal

El cálculo del Factor de Participación Modal para cada modo de vibración se observa en los cuadros N° 3.04, N° 3.05, N° 3.06 y N° 3.07.

3.7.6 Resultados del Análisis Dinámico Modal Espectral

Espectro de aceleración

a) Para el primer modo de vibración con $T^a = 3.3311s$

$$e = 2.5 * \left(\frac{0.6}{3.3311} \right) = 0.45$$

$$Sa1 = \frac{0.5 * 1.3 * 1.2 * 0.45 * 981}{3} = 114.78 \text{ cm/s}^2$$

b) Segundo modo de vibración con $T_2 = 0.0169s$

$$e = 2.5 * \left(\frac{0.6}{0.0169} \right) = 88.76; e \leq 2.5$$

Tomamos $C = 2.5$

$$Sa1 = \frac{0.5 * 1.3 * 1.2 * 2.5}{6} * 981 = 318.83 \text{ cm / s}^2$$

$$\text{El máximo } Sa = 0.5 * g = 0.5 * 981 = 490.5 \text{ cm / s}^2$$

c) Tercer y cuarto modo de vibración

Se observa que para periodo pequeño el valor de C es grandes entonces asumimos $C = 2.5$ por, lo tanto, $Sa_{3,4} = 318.83\text{cm/s}^2$

Fuerza cortante en la base y fuerza de inercia

Los valores calculados se muestran en el cuadro N° 3.08, N° 3.09, N° 3.10 y N° 3.11.

Fuerza de diseño del Análisis Dinámico

Los valores obtenidos se muestran el cuadro N° 3.12

3.7.7 Resultados del Análisis Estático

El periodo se considerará el que determinó mediante el método de Hotzer, es decir:

$$T = 0.0169\text{s} \quad \text{Entonces: } C = 2.5$$

Fuerza cortante.

$$V = \frac{0.5 * 1.3 * 2.5 * 1.2 * 905.8}{6} = 294.39\text{tn}$$

Distribución de la fuerza sísmica en altura

Como: $T < 0.7\text{s}$ la $F_a = 0$

Los valores de la fuerza sísmica se observan en el cuadro N° 3.13

3.7.8 Comparación de fuerzas entre Análisis Dinámico y Análisis Estático

Se puede observar en el siguiente cuadro, que el Análisis Estático presenta valores más conservadores, lo que era de esperar. Para el diseño del fuste se utilizarán los valores de las fuerzas de inercia obtenidos del Análisis Dinámico Modal Espectral.

Nivel	Fuerza de Inercia (tn)		Fuerza cortante (tn)	
	Análisis Dinámico	Análisis Estático	Análisis Dinámico	Análisis Estático
1	0,48	0,57	251,78	294,38
2	4,19	1,71	251,30	293,82
3	6,78	2,84	247,11	292,11
4	8,00	3,98	240,33	289,27
5	8,41	5,12	232,34	285,28
6	9,64	6,26	223,93	280,17
7	10,23	7,39	214,29	273,91
8	10,03	8,53	204,05	266,52
9	9,92	9,67	194,02	257,99
10	22,41	23,50	184,10	248,32
11	127,44	140,86	161,69	224,82
12	25,36	72,77	34,25	83,96
13	8,89	11,20	8,89	11,20

Cuadro N° 3.14

Comparación de fuerzas entre el Análisis Dinámico y el Análisis Estático

CAPITULO IV

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL RESERVORIO ELEVADO

4.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

4.1.1 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo será de grado 60 de las siguientes características:

- Resistencia a la fluencia $f_y = 4,200 \text{ kg} / \text{cm}^2$
- Modulo de elasticidad $E_s = 2 * 10^6 \text{ kg} / \text{cm}^2$

4.1.2 Concreto

El concreto a considerar para el diseño será de las siguientes características:

- Peso específico $\gamma_e = 2,400 \text{ kg} / \text{cm}^3$
- Modulo de elasticidad $E_c = 15,000 \sqrt{f'c} \text{ kg} / \text{cm}^2$
- Resistencia a la compresión:
 - Linterna de iluminación, cobertura, viga superior, pared cilíndrica, chimenea de acceso, viga inferior, fondo cónico, fondo en cúpula esférica y viga de fondo $f'c = 280 \text{ kg} / \text{cm}^2$
 - Fuste y cimentación $f'c = 245 \text{ kg} / \text{cm}^2$

4.2 DISEÑO DE LA LINTERNA DE ILUMINACION

La linterna de iluminación esta compuesta por un techo plano, columnas y una viga circular sobre la que se apoyan las columnas, por lo que el diseño se realiza para cada parte.

4.2.1 Diseño del techo plano

Se considerara un techo circular plano de 1.25 m de diámetro y para el análisis se empleara las formulas del diseño por resistencia, considerando a la losa como viga simplemente apoyada.

Consideraciones para el diseño

El momento actuante está dado por: $M = k * 0.9 * f_c * b * d^2$

Siendo: f_c = Resistencia del concreto

f_y = Resistencia de fluencia del acero

b = Ancho unitario

d = t - recubrimiento

t = Espesor de losa

Recubrimiento= 2cm (7.9.1.c del R.N.E - E060-05)

$$w = (1 - \sqrt{1 - 2.36K}) / 1.18$$

La cuantía: $\rho = w * \frac{f_c}{f_y}$ Siendo $\rho > \rho_{min}$

$\rho_{min} = 0.0025$ Para losas con barras lisa 7.10.2 R.N.E-E060-05

La sección del acero será: $A_s = \rho * b * d$

Cálculos

a) Metrado

Se asume espesor de los $t = 0.075m$

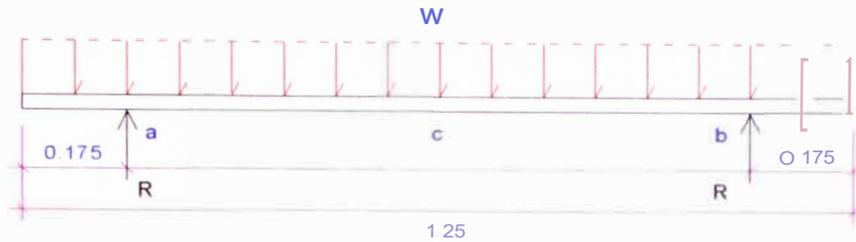
$$W_p = \text{peso propio} = 1.5 * 0.075 * 1.00 * 2400 = 270kg / m$$

$$W_{s,c} = \text{sobre carga} = 1.5 * 100 = 150kg/m$$

$$W = W_p + W_{s,c} = 420kg/m$$

b) Momentos flectores

Del gráfico condición de equilibrio



$$\sum F_V = 0 \quad 2R - 420 \cdot 1.25 = 0 \quad \diamond R = 262.5 \text{ kg}$$

$$M_e = 420 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.175 - 262.5 \cdot 0.5 \cdot (1.25 - 0.35) \rightarrow M_e = 36.10 \text{ kg/m}$$

e) Diseño

$$d = 7.5 - 2.0 = 5.5 \text{ cm}$$

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

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$k = \frac{36.10 \cdot 100}{0.9 \cdot 280 \cdot 100 \cdot 5.5^2} = 0.0047$$

$$w = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot 0.0047}}{1.18} = 0.0047$$

$$p = w \cdot \frac{f'c}{f_y} = 0.0047 \cdot \frac{280}{4200}$$

$$p = 0.0003 < p_{\min}$$

Usamos cuantía mínima: $A_{s \min} = 0.0025 \cdot 100 \cdot 7.5 = 1.875 \text{ cm}^2$

=> Techo plano de losa circular de 0.075m de espesor con acero liso de

↔ 1/4" @ 0.150m

4.2.2 Diseño de las columnas

Se consideran 4 columnas distribuidas simétricamente en la circunferencia de 0.45m de diámetro, las que se diseñan considerando la resistencia de elemento a compresión del R.N.E - E060

Consideraciones para el diseño

El Reglamento Nacional de Edificación en su apartado 12.3.2 establece que para elementos estribados sometidos a compresión, la resistencia de diseño P_0 (carga sobre cada columna) no debe ser mayor P_e es decir:

$$P_c \geq P_0$$

Donde:

$$P_e = \phi^* 0.80(0.85 * f'c * (A_g - A_s) + A_s * f_y) \quad \text{Carga de colapso}$$

A_g = Área geométrica

A_s = Área de acero

ϕ = 0.70

También en el R.N.E en el apartado 12.6.1 establece que el acero longitudinal mínimo y máximo para elementos en compresión es:

$$A_{s_{min}} = 0.01 * b * d \leq A_s \leq A_{s_{max}} = 0.06 * b * d$$

Cálculos

a) Peso del peso propio (P_p)

$$w_{\text{echoplano}} = n * 1.25^2 * 0.075 * 2400 / 4 = 220.9 \text{ kg}$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = n * 1.25^2 * 100 / 4 = 122.7 \text{ kg}$$

$$P_p = w_{\text{echoplano}} + w_{\text{sobrecarga}} = 343.6 \text{ kg}$$

b) Carga actuantes en columnas (P_0)

$$P_0 = \frac{P_t}{4} = \frac{343.6}{4} = 85.90\text{kg}$$

c) Carga de colapso (P_e)

Considerando columnas cuadradas de 0.15 m x 0.15 m

$$A_g = 15 \times 15 = 225\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.01 \times 15 \times 15 = 2.25\text{cm}^2$$

$$\text{Usando } 4 \nabla 3/8 \quad A_s = 2.84\text{cm}^2$$

$$P_e = 0.7 * 0.8 * (0.85 * 280 * (225 - 2.84) + 2.84 * 4200)$$

$$P_e = \mathbf{36,289\text{kg}} \quad \rightarrow P_c > P_0 \text{ OK}$$

Usamos:

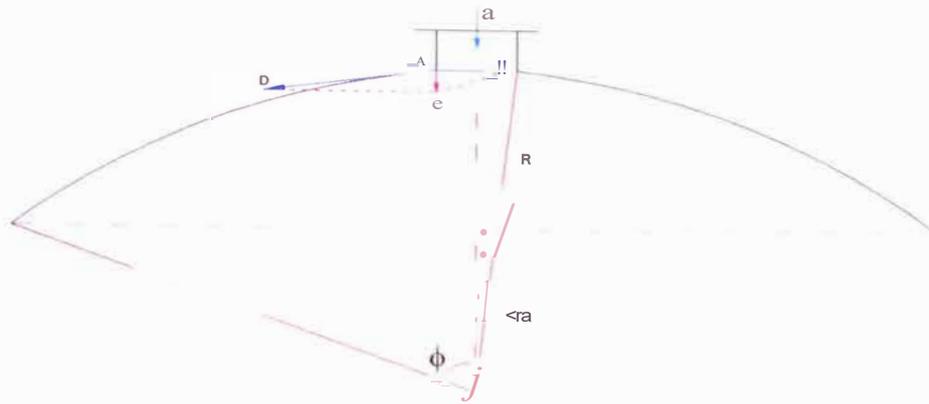
=> Columnas de 0.15m x 0.15m con 4 ∇ 3/8" y estribos 1/4" @ 0.10m

4.2.3 Diseño de la viga circular de soporte

Las columnas se apoyan sobre una viga circular en la cobertura, el mismo que debe trabajar a compresión.

Consideraciones para el diseño

En el paralelo AB del borde superior, el peso unitario AC de la linterna de peso total Q, se descompone en las fuerzas AD y AE, la primera corresponde al esfuerzo de membrana tangente al meridiano, y la segunda debe absorberse mediante un anillo de concreto armado.



Del grafico:

$$AC = Q / (2 * r_r * R * \text{sen} \phi_a)$$

$$AD = N_1 = 0 / (2 * \gamma_t * R * \text{sen}^2 \phi_a)$$

$$AE = Q * \text{tg} \phi_a / (2 * \gamma_t * R * \text{sen} \phi_a)$$

La viga de concreto estará trabajando a un esfuerzo de compresión C^a , que se determina mediante la teoría de los tubos, dado por:

$$C_a = \frac{1}{2} * AE * D = \frac{1}{2} * AE * 2 * r_0$$

Donde: $r_0 = R * \text{sen} \phi_a$ radio de la abertura.

El esfuerzo de compresión C^a es:

$$e_a = \frac{Q * \text{tg} \phi_a}{2 * n}$$

Debiéndose verificar:

$$P_c > C_a$$

Donde:

$$P_e = \phi * 0.80 [0.85 * f'c * (A_g - A_s) + A_s * f_y] \quad \text{Carga de colapso}$$

A_g = Área geométrica

A_s = Área de acero

ϕ = 0.70

Cálculos

a) Peso de la linterna (Q)

Esta dado por la suma del peso del techo (P_1) mas el peso de las columnas (P_e), considerando altura de columnas 0.40m.

$$P_1 = 343.6\text{kg}$$

$$P_e = 0.15 * 0.15 * 0.40 * 4 * 2400 = 86.4\text{kg}$$

$$O = P_1 + P_e = 430\text{kg}$$

b) Calculo de (ϕ^a)

$$r = 0.45\text{m} \quad R = 9.17\text{m} \quad -+ \text{sen} \phi^a = \frac{r}{R} = \frac{0.45}{9.17} = 0.049073$$

$$-+ \phi^a = 2.812809^\circ$$

$$\phi^a = 2^\circ 48' 46''$$

c) Carga de compresión (C^a)

$$C_a = 430 * \frac{\text{tg}(\phi^a)}{2n} = 1393\text{kg}$$

d) Carga de colapso (P_e)

Asumiendo un anillo circular cuadrado de 0.15m x 0.15m

$$A_g = 15 \times 15 = 225\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.01 \times 15 \times 15 = 2.25\text{cm}^2$$

$$\text{Usando } 4 \phi 3/8 \quad -+ A_s = 2.84\text{cm}^2$$

$$P_e = 0.7 * 0.8 * (0.85 * 280 * (225 - 2.84) + 2.84 * 4200)$$

$$P_e = 36,289\text{kg} \quad \rightarrow C_a < P_c \text{ OK}$$

Usamos:

⇒ Vigas de 0.15m x 0.15m con 4 ϕ 3/8" y estribos ϕ 1/4" @ 0.20m

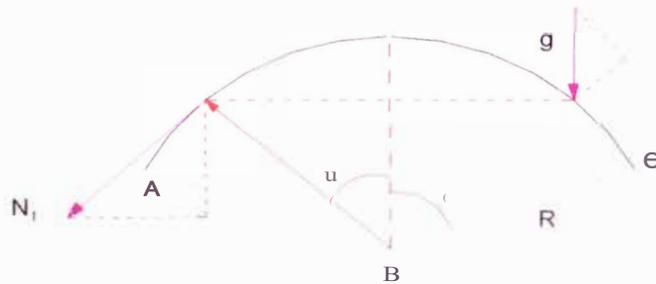
4.3 DISEÑO DE LA COBERTURA

La cobertura consiste en una cúpula esférica y sus cálculos se realizarán aplicando la teoría de membranas.

4.3.1 Esfuerzos de membranas

Los esfuerzos de membrana N_I (meridianos) y N_{II} (anulares) se determinan dependiendo de las condiciones en que se encuentre la cúpula esférica, es decir:

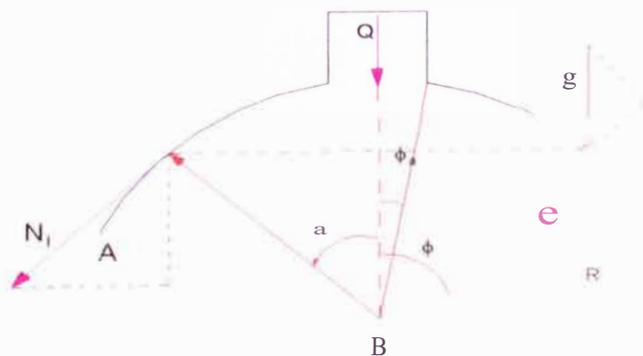
a) Cúpula esférica sometida al peso propio



El esfuerzo meridiano
$$N_I = \frac{-R \cdot g}{1 + \cos a}$$

El esfuerzo anular
$$N_{II} = \frac{R \cdot g \cdot (1 - \cos a)}{1 + \cos a}$$

b) Cúpula esférica con linterna de iluminación sometida al peso propio



El esfuerzo meridiano:
$$N_I = \frac{-R \cdot g \cdot (\cos \phi - \cos a)}{\sin 2a} - \frac{Q}{2 \cdot n \cdot R \cdot \sin^2 a}$$

El esfuerzo anular:
$$N_{II} = R \cdot g \cdot \left[\frac{\cos \phi - \cos a}{\sin^2 a} - \cos a \right] + \frac{Q}{2 \cdot n \cdot R \cdot \sin^2 a}$$

Donde:

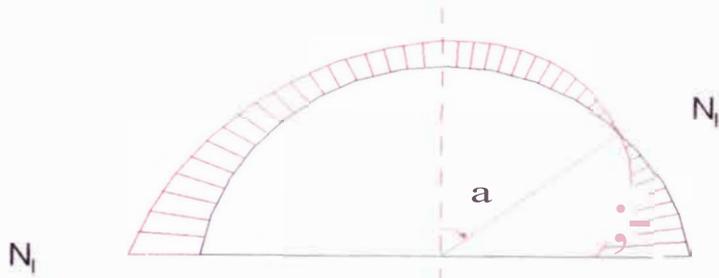
g = Peso propio de la cúpula esférica por unidad de superficie

R = Radio de la cúpula esférica

Q = Peso total de la linterna

a = Angulo que varía desde 0° hasta ϕ

Los esfuerzos de membrana N_I (meridianos) y N_{II} (anulares) se muestran en el grafico siguiente:



Del grafico se puede observa que los esfuerzos meridianos son siempre de compresión, mientras que los esfuerzos anulares cambian de compresión a tracción cuando: $a \geq 51^\circ 50'$

4.3.2 Consideraciones para el diseño

a) Espesor h de la cúpula esférica

Se considera de los siguientes valores: $h \geq R/500$ y $h \geq 6\text{cm}$

b) Armadura meridional

Los esfuerzos meridianos N_I es siempre de compresión, por lo que solo necesario una armadura mínima:

$$A_{s_{\min}} = P_{\min} \cdot b \cdot h$$

$P_{\min} = 0.0018$ Para losas con barras corrugadas con límites de esfuerzo de fluencia de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ (7.10.2 R.N.E - E060-05)

Donde: $b =$ ancho unitario (100cm)

Debiéndose verificar la compresión del concreto, es decir:

$$\sigma_c < \sigma_{ct}$$

Donde: $\sigma_e = \frac{N}{h}$

Siendo:

σ_c = Esfuerzo en tracción del concreto (kg/cm^2)

σ_{ct} = Máximo esfuerzo en tracción del concreto (kg/cm^2)

$$\sigma_{ct} = 0.08 * f'_e$$

c) Armadura anular

La armadura anular se completa con barras de menor o igual diámetro que las barras utilizadas para la armadura de los meridianos.

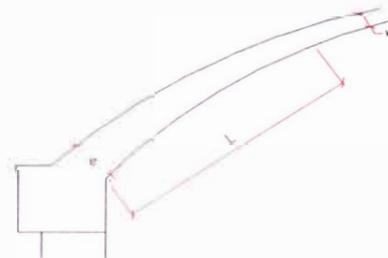
d) Ensanche de cobertura

Debido al cambio brusco de los esfuerzos en las aproximaciones de los bordes, es conveniente engrosar un poco el espesor de la cúpula esférica. La longitud de ensanche se puede determinar en función del espesor h de la cúpula esférica mediante la siguiente expresión:

$$L = 16 * h$$

El ensanche recomendado:

$$e = 1.5 * h \text{ a } 2.0 * h$$



4.3.3 Cálculos

a) Espesor de la cúpula esférica

$$R = 9.17\text{m}$$

$$h_{\min} = 9.17/500 = 1.83\text{cm}$$

$$\text{Pero } h \geq 6.0\text{cm}$$

Asumiendo

$$h = 7.50\text{cm}$$

b) Angulo de abertura (α)

$$a = 5.50\text{m} \quad R = 9.17\text{m} \quad \sin\alpha = \frac{a}{R} = \frac{5.50}{9.17} = 0.59978$$

$$\alpha = 36.8542^\circ$$

$$\alpha = 36^\circ 51'15''$$

Como $\alpha < 51^\circ 50'$ **OK** fuera de zona de tracciones.

c) Peso de la cúpula esférica por unidad de superficie (g)

$$W_d = \text{peso propio} = 0.1 \text{ O}^* 2400 = 240\text{kg/m}^2$$

$$W_l = \text{sobre carga} = 100\text{kg/m}^2$$

$$g = W_d + W_l = 340\text{kg/m}^2$$

d) Cálculos de los esfuerzos de membranas

$$R = 9.17\text{m} \quad \alpha_a = 2^\circ 48'46'' \quad \alpha = 36^\circ 51'15''$$

$$g = 340\text{kg/m}^2 \quad Q = 430.0\text{kg}$$

Con esto valores se determina los esfuerzos de membranas los cuales se muestran en la página siguiente.

e) Armadura meridional

$$f'c = 280\text{kg/cm}^2 \quad \alpha_{et} = 0.08 * 280 = 22.4\text{kg/cm}^2$$

$$N_l = -3,099\text{kg/m}$$

$$h = 7.50\text{cm}$$

$$\sigma_c = 30.99/7.5 = 4.132\text{kg/cm}^2 \quad \sigma_e < \alpha_{et} = 19.6\text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Considerando armadura mínima:

$$A_{s_{mm}} = 0.0018 * b * t = 0.002 * 100 * 7.5$$

$$A_{s_{min}} = 1.35\text{cm}^2$$

Usamos $\alpha 3/8'' @ 0.40\text{m} + \alpha 1/4'' @ 0.40\text{m}$ intercaladas

ESFUERZOS EN MEMBRANA DE LA COBERTURA

R	9,17m
Q	430kg
g	340kg/cm ²

ϕ_a	2,81281 °
ϕ	36,8542 °

a °	N _I (kg/m)	N _{II} (kg/m)
2,8128	-3099	-15
4	-2323	-787
6	-1902	-1198
8	-1758	-1330
10	-1694	-1377
12	-1662	-1388
14	-1646	-1379
16	-1638	-1359
18	-1637	-1328
20	-1639	-1291
22	-1644	-1247
24	-1652	-1197
26	-1661	-1141
28	-1673	-1080
30	-1686	-1014
32	-1700	-944
34	-1716	-868
36	-1734	-788
36,8542	-1742	-753

Cuadro N° 4.01: Esfuerzos de membrana de la cobertura

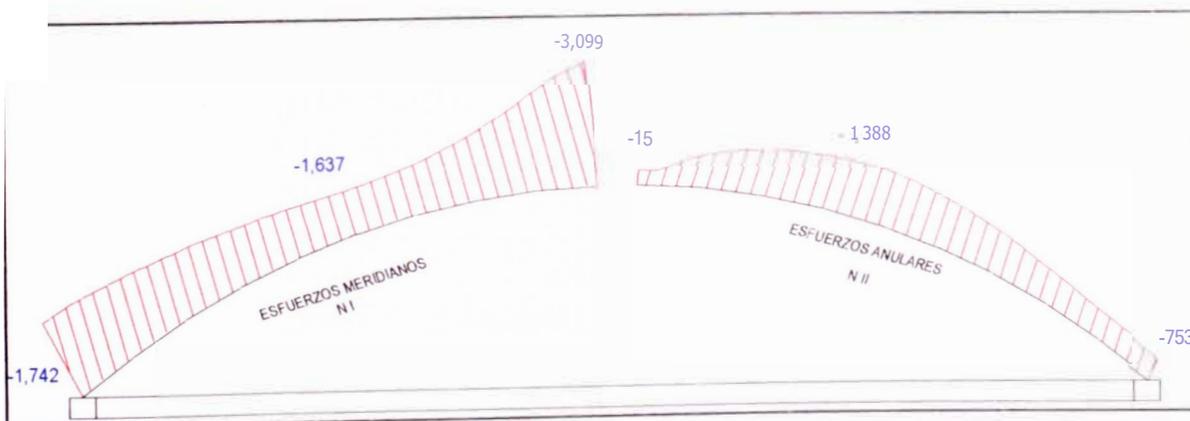


Fig. N° 4.01: Diagrama de los esfuerzos de membrana de la cobertura

f) Armadura anular

Se va considerar el mismo refuerzo que en la armadura meridional, es decir:

Usamos $\nabla 3/8" @ 0.40m + \nabla 1/4" @ 0.40m$ intercaladas

g) Ensanche de la cúpula esférica

$$L = 16 * 0.075 = 1.20m \quad e = 2 * 0.075 = 0.15m$$

⇒ **Cobertura de 7.50cm de espesor con ensanche en el borde de 15cm en una longitud de 120m**

Armadura meridiana y anular:

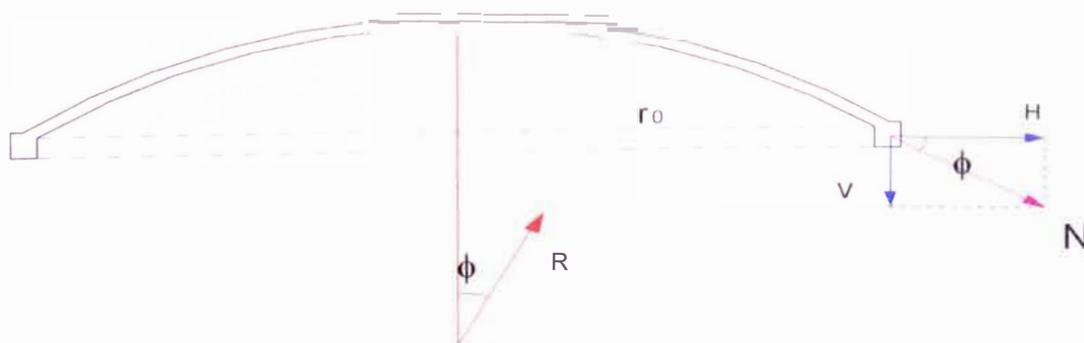
$\nabla 3/8" @ 0.40m$ y $\nabla 1/4" @ 0.40m$ intercalado en una sola malla.

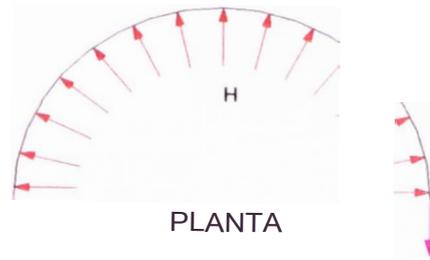
4.4 DISEÑO DE VIGA SUPERIOR

Se ha visto que los esfuerzos de la membrana N , en los bordes no son verticales por lo que es conveniente disponer una viga circular de borde que absorba el empuje horizontal.

El anillo de borde estará sometido a esfuerzo de tracción, debido al empuje horizontal de los esfuerzos meridianos N .

4.4.1 Consideraciones para el diseño





a) Fuerza horizontal y fuerza de tracción

$$H = N_1 \cdot \cos \phi$$

La tracción se calcula por la teoría de los tubos:

$$T^a = N_1 \cdot \cos \phi \cdot r_0$$

$$T^a = N_1 \cdot \cos \phi \cdot R \cdot \sin \phi \quad T^a = \frac{1}{2} \cdot R \cdot N_1 \cdot \sin(2\phi)$$

b) Acero de refuerzo

Se considera que la tracción en la viga es resistida solamente por el

acero: $A_s = T^a$ (Diseño por servicio)

a^a = Esfuerzo a tracción del acero

f_y
3 Esfuerzo máximo del acero en tracción pura

Para los cálculos se considerara: $a_{at} = 1,400 \text{ kg} / \text{cm}^2$

c) Sección de concreto

Se considera que la viga circular trabaja al esfuerzo máximo de tracción que puede resistir el concreto por consiguiente:

$$T_a = \sigma_{ct} A_c + \sigma_{at} A_s$$

Siendo:

$$(\mu_{at} = n\sigma \quad A_s = \frac{T_a}{\sigma_{at}} \quad T_a = \sigma_{et} (A_c + nA_s)$$

Sección mínima para resistir la tracción T_a :

$$A_c = T_a \left(\frac{1}{\sigma_{et}} - \frac{1}{\sigma_{at}} \right)$$

$$n = E_s/E_c$$

= Relación de módulos de elasticidad.

= Modulo de elasticidad del acero (kg/cm^2)

$$E_c = 15000 \text{ Jf'c.}$$

= Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)

= Esfuerzo en tracción del concreto (kg/cm)

= Esfuerzo en tracción del acero (kg/cm^2)

Para los cálculos se va considerar: $\sigma_{ct} = 0.08 * f'_e$

4.4.2 Cálculos

$$R = 9.17\text{m}$$

$$N_1 = -1,742\text{kg/m}$$

$$\phi = 36^\circ 5'11''$$

a) Fuerza de tracción

$$T_a = \frac{2 * 9.17 * 1,742 * \sin[2 * (36^\circ 5'11'')]}{2} \quad T_a = 7,666\text{ kg}$$

b) Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{7,666}{1,400} = 5.48\text{ cm}^2$$

Usamos: $4\phi 12 + 2\phi 3 / 8''$

c) Área de concreto

$$E = 2 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15,000 \text{ J280} = 250,998 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$\sigma_{et} = 0.08 * 280 = 22.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\mu_{at} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

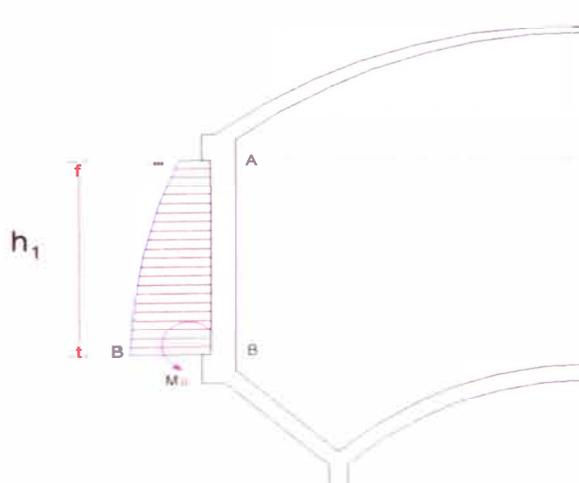
$$A_c = 7,666 * \left(\frac{-1}{22.4} - \frac{9}{1400} \right) \quad A_c = 293\text{cm}^2$$

⇒ **Vigas superior circular de 0.30m x 0.20m con 4 ∅ 1/2" + 2 ∅ 3/8" y estribos ∅ 1/4" @ 0.20m**

4.5 DISEÑO DE PARED CILÍNDRICA

El cálculo de esfuerzos se va desarrollar teniendo en cuenta las siguientes hipótesis:

- La pared cilíndrica se encuentra empotrada por su parte superior en el anillo (viga superior) que soporta el empuje de la cúpula de cubierta y por su parte inferior en otro anillo de unión (viga inferior) con la pared cónica del fondo.
- Los anillos se hallan sometidos a esfuerzos de tracción, que determinan un desplazamiento de los extremos A y B de la pared.



- La deformación de la base B de la pared será la misma para los tres elementos que en ella concurren: pared cilíndrica, anillo (viga de fondo) y pared cónica; siempre que se adopte en el cálculo de cada uno de ellos el mismo valor para el esfuerzo a tracción del concreto (σ_{ret})
- En estas condiciones, se admite que la presión hidrostática actúa íntegramente sobre el sistema anular.

4.5.1 Consideraciones para el diseño

a) Espesor "e" de la pared cilíndrica

$$100 * e = \left(\frac{1}{C_{bt}} - \frac{1}{C_{at}} \right) * Y_a * h_1 * a \quad (\text{"Hormigón Armado", de}$$

Fernando Moral

Donde: h_1 = altura de la pared cilíndrica (m)

a = Radio del cilindro (m)

n = Relación de módulos de elasticidad

También debe cumplirse:

$$A_c \geq \frac{T_{max} * C_{bt} * C_{at}}{C_{bt} * C_{at} * [E_s + C_{bt} * a * (n - 1)]}$$

Donde: $T_{max} = \gamma * x * a$

Siendo: T_{max} = Tracción máxima a la profundidad considerada

γ = Peso específico del agua (1,000 kg/cm³)

i_{sh} = Deformación por fragua del concreto (0.003)

x = Distancia a la que se desea medir la fuerza de tracción, medida desde la superficie de agua

$$C_{bt} = 0.08 * f'c \quad \sigma_d = 980 \text{ kg/cm}^2$$

b) Acero de refuerzo por tracción

Los esfuerzos anulares de tracción se calcularán análogamente al esfuerzo de tracción del anillo superior.

Luego el acero de refuerzo será:

$$\frac{T_{max}}{\sigma_{at}} = \frac{\gamma * x * a}{\sigma_{at}} \quad (\text{Diseño en servicio})$$

c) Acero de refuerzo por momento flector

El momento flector que M_s que actúan en la parte inferior de la pared, se puede calcular mediante la expresión:

$$M_s = 0.2123 * y * (a * e)^{3.12} \quad (\text{"Hormigón Armado", de Fernando Moral})$$

Este momento flector es positivo y se anula a una profundidad:

$$x = h \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_s}{f_{se} * j * d}} \right)$$

Donde: $A = \frac{1.316 * h^2 * M_s}{f_{se} * j * d}$

El acero de refuerzo será: $A_s = \frac{M_s}{f_{se} * j * d}$

Donde: $f_{se} = 1,547 \text{ kg / cm}^2$ Esfuerzo máximo en flexión del acero en la cara exterior (para ϕ 3/4", 1/2" o 5/8")

$$j = 1 - k/3$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n * f_c}}$$

$f_c = 0.45 * f'_c$ Esfuerzo máximo de compresión por flexión del concreto

$f_s = f_y / 2.5$ Esfuerzo en flexión del acero

$d = e - \text{recubrimiento}$

Debiendo verificar que: $A_{Smin} > \frac{A_{Smax \text{ en Tracción}}}{2}$

4.5.2 Cálculos

a) Espesor "e" de pared cilíndrica

$$f'_c = 280 \text{ kg / cm}^2 \quad \sigma_{et} = 22.4 \text{ kg / cm}^2 \quad \sigma_{at} = 980 \text{ kg / cm}^2$$

$$n = 8 \quad a = 5.5 \text{ m}$$

$h_1 = 4.20\text{m}$ (Se esta considerando una sección 30*40 para la viga inferior)

Reemplazando: $e = \left(\frac{-1 - \diamond}{22.4 - 980} \right) * 10 * 5.5 * 4.20 = 8.43\text{cm}$

Asumiendo: $e = 20\text{cm}$

$A_c = 100 * 20 \quad \diamond \quad A_c = 2,000\text{cm}^2$

Verificando:

$E_{sh} = 0.0003 \quad \sigma_c = 0.08 * 280 = 22.4\text{kg} / \text{cm}^2$

$T_{max} = 1,000 * 3.9 * 5.5 \quad T_{max} = 21,450\text{kg}$

$A_c \geq \frac{21450}{22.4 * 980} [0.0003 * 2 * 10^6 + 980 - 22.4(8 - 1)] = 1,391\text{cm}^2 \quad \text{OK}$

b) Acero de refuerzo por esfuerzo de tracción

Se calculan las tensiones en anillos de 1m empezando por la parte superior:

$\sigma_{at} = 980\text{kg} / \text{cm}^2 \quad h_1 = 4.2\text{m} \quad a = 5.5\text{m}$

X_i (m)	T_i (kg)	A_{s_i} (cm ²)	Barras
	$1000 * X_i * a$	T_i / σ_{at}	Acero corrugado
1.20	1.20	6,600	1/2" @ 0.175m
2.20	2.20	12,100	1/2" @ 0.100m
3.20	3.20	17,600	5/8" @ 0.100m
4.20	4.20	23,100	5/8" @ 0.075m

Cuadro N° 4.02: Acero circular en la pared cilíndrica

c) Acero de refuerzo por momento flector

Momento en la parte inferior:

$M_g = 0.2193 * 1000 * (5.5 * 0.20)^{3/2} \quad \diamond \quad M_g = 253.0\text{kg/m}$

Profundidad (x) a la que se anula M_8

$$A = \frac{1.316 * 4.2}{f_s * 0.20} = 5.27$$

$$X = 4.2 * \left(1 - \frac{1.57}{5.27}\right)$$

$$X = 2.95\text{m}$$

Armadura necesaria para resistir el momento en la parte inferior:

$$M_8 = 253.0 \text{ kg/m} \quad f_{se} = 1547 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_e = 0.45 * 280 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 4200 / 2.5 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{recubrimiento} = 3\text{cm}$$

$$d = 20 - 3 = 17\text{cm}$$

$$n = 8$$

$$k = \sqrt[3]{1 + \frac{1680}{8 * 126}} = 0.375$$

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

$$A_s = \frac{253 * 100}{1547 * 0.875 * 17} = 1.10 \text{ cm}^2$$

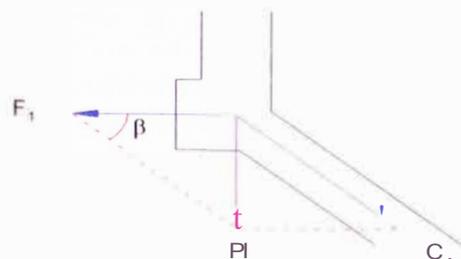
Se observa que la sección de acero es pequeña comparada con el acero principal por lo que se toma el acero mínimo, el cual se refuerzará hasta una altura de 1.90m a partir de la parte superior.

X_i (m)	$A_{s_{\min}}$ (cm ²)	Barras
	T_i/cr_{at}	Acero corrugado
1.20	3.37	1/2" @ 0.15m
2.20	6.17	1/2" @ 0.15m
3.20	8.98	1/2" @ 0.15m
4.20	11.79	5/8" @ 0.15m

Cuadro N° 4.03: Acero vertical en la pared cilíndrica

4.6 DISEÑO DE VIGA INFERIOR

En la viga inferior actúan las cargas del peso de la cobertura, peso de la viga superior y peso de la pared cilíndrica, generando esfuerzo de tracción en la viga.



$$P_t = W_{\text{cobertura}} + W_{\text{viga superior}} + W_{\text{pared cilíndrica}}$$

$$F_1 = P_t * \text{ctg} \beta \quad C_1 = P_t / \text{sen} \beta$$

Siendo: F_1 = Fuerza de tracción en la viga circular

C_1 = Fuerza de compresión en el fondo cónico

Se observa que la fuerza P_t no genera tensiones anulares sobre la pared cónica, pero la componente C_1 da lugar a una compresión sobre las generatrices de la pared cónica.

La tensión F_1 origina una tracción en el anillo inferior

4.6.1 Consideraciones para el diseño

a) Tracción en el viga

$$T = p_t * \text{ctg} \beta * a$$

Siendo: $p_t = P_t / (2\pi r)$ Peso por unidad de longitud

a Radio de la pared cilíndrica

b) Acero de refuerzo

Se considera que la tracción en la viga es resistida solamente por el acero:

$$A_s = \frac{T}{\sigma_{at}} \quad (\text{Diseño por servicio})$$

Donde: σ_{at} = Esfuerzo en tracción del acero

$$\sigma_{at} = 1,400 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{Para evitar formación de grietas}$$

c) Sección de concreto

Se considera que la viga circular trabaja al esfuerzo máximo de tracción que puede resistir el concreto por consiguiente la sección mínima para resistir la tracción T^a :

$$A_c = T \frac{1}{\sigma_{at}} - \frac{J}{\sigma_{at}}$$

Para los cálculos se va considerar: $\sigma_{c1} = 0.08 * f_c$

4.6.2 Cálculos

$$a = 5.5 \text{ m}$$

$$\beta = 41.19^\circ$$

$$W_{\text{cupula}} = 25.6 \text{ tn}$$

$$W_{\text{g. superior}} = 5.07 \text{ tn}$$

$$W_{\text{cilindro}} = 65.9 \text{ tn}$$

a) Tracción en la viga inferior

$$P_t = 25.6 + 5.07 + 65.9 = 96.57 \text{ tn}$$

$$p_t = 96.57 / (2 * n * 5.5) = 2795 \text{ kg / m}$$

$$T = 2795 * \text{ctg}(41.19^\circ) * 5.5$$

$$T = 17,566 \text{ kg}$$

b) Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{17,566}{1,400} = 12,54 \text{ cm}^2$$

⇒ Usamos 4 ϕ 5/8" + 4 ϕ 1/2"

c) Sección de concreto

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

$$n = 8$$

$$f_{jet} = 0,08 * 350 = 28,0 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{jal} = 1,400 \text{ kg / cm}^2$$

$$A_c = 17,566 * \left(\frac{1}{28,0} - \frac{8}{1,400} \right)$$

$$A_c = 527 \text{ cm}^2$$

⇒ Vigas inferior de 0.30m x 0.40m con 4 ϕ 5/8" + 4 ϕ 1/2" y estribos ϕ 3/8" @0.20m

4.7 DISEÑO DEL FONDO CÓNICO

El fondo cónico se halla sometido a la acción de tres tipos de cargas; las cargas externas (cobertura, viga superior, pared cilíndrica y viga inferior), el peso propio y la presión de agua, los que generan dos tipos de esfuerzos, uno de ellos los esfuerzos de membranas y el otro los esfuerzos de flexión en los bordes superior e inferior.

4.7.1 Esfuerzos de membranas

Los esfuerzos de membrana N_1 (meridianos) y N_{II} (anulares) se determinan al sumar los esfuerzos correspondientes producidos por cada tipo de carga.

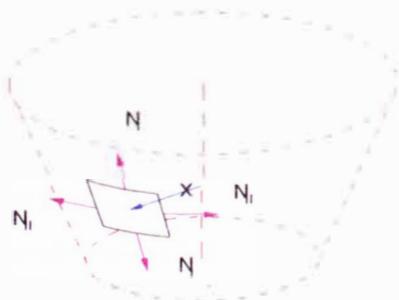
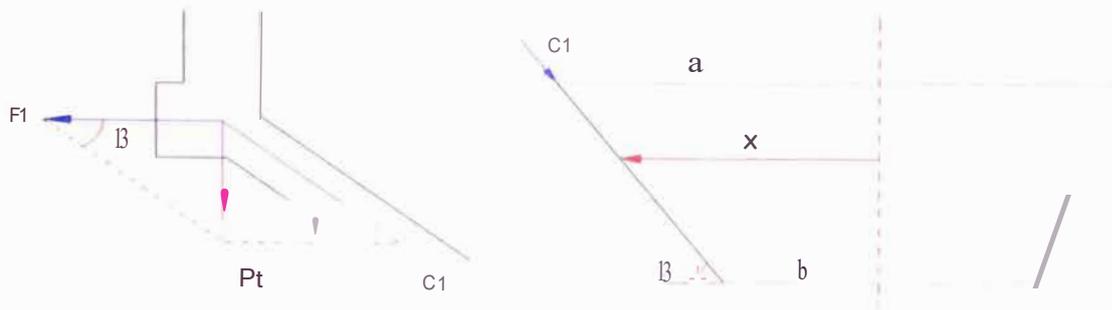


Fig. Nº 4.02: Esfuerzos de membrana en superficie cónica

a) Fondo cónico sometido a cargas externas



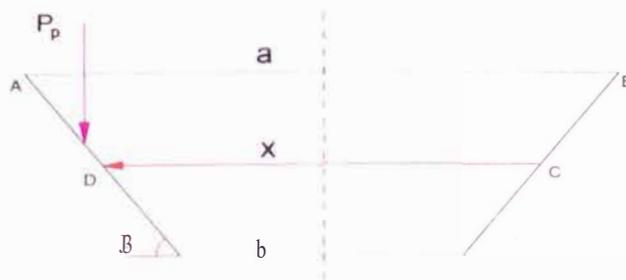
Las cargas sobre el fondo cónico son producidas por el peso de la cobertura, la viga superior, la pared cilíndrica y la viga inferior; generando solamente un esfuerzo meridiano de compresión N_I , al fondo cónico a través de la carga C_1 .

Esfuerzo meridiano:
$$N_I = -\frac{P_t}{2 * n * x * \text{sen}3}$$

Esfuerzo anular:
$$N_{II} = 0$$

$$P_t = W \text{ cobertura} + W \text{ viga superior} + W \text{ pared cilíndrica} + W \text{ viga inferior}$$

b) Fondo cónico sometido a peso propio



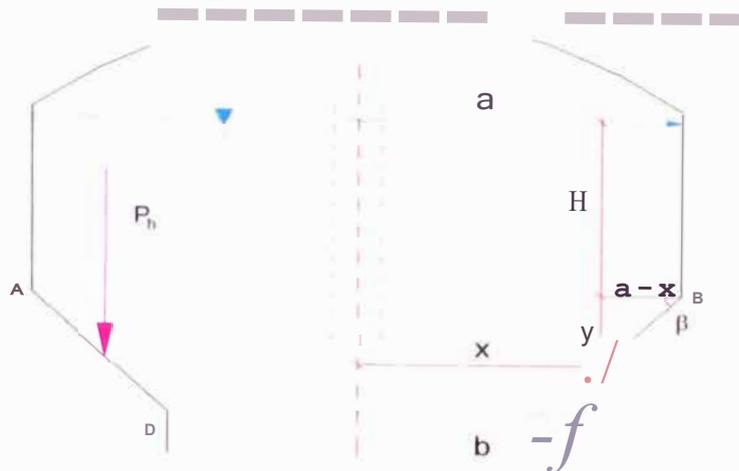
Los esfuerzos de membrana se calculan con las siguientes expresiones:

El esfuerzo meridiano
$$\therefore N_I = -\frac{g * (a^2 - x^2)}{x * \text{sen}213}$$

El esfuerzo anular
$$\therefore N_{II} = g * x * \text{ctg}3$$

Donde: g = Peso de membrana por unidad de superficie

c) Fondo cónico sometido a peso hidrostática



Al igual que los casos anteriores los esfuerzos de membrana se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$\text{El esfuerzo meridiano} \quad : N_l = -\frac{y(a-x)^2 * (a+2*x)}{6 * x * \cos \beta} - \frac{H * y * (a^2 - x^2)}{2 * x * \sin \beta}$$

$$\text{El esfuerzo anular} \quad : N_{\theta} = y * x * \frac{[(a-x) * \operatorname{tg} \beta + H]}{\sin \beta}$$

Donde: $y =$ Peso específico del agua ($1,000 \text{ kg/cm}^3$)

$H =$ Altura de agua sobre el borde superior del fondo cónico

4.7.2 Consideraciones para el diseño

a) Espesor "e" del fondo cónico

Los esfuerzos anulares de tracción determinados por N_{θ} permiten obtener el espesor del fondo de cónico mediante la siguiente expresión:

$$Ac = \left(\frac{1}{\sigma_{et}} - \frac{1}{\sigma_{al}} \right) * N_{\theta}$$

Siendo: $\sigma_{et} = 0.08 * f' c. (\text{kg} / \text{cm}^2)$ $\sigma_{al} = 1,400 \text{ kg} / \text{cm}^2$

$N_{\theta} =$ Máximo esfuerzo anular en el apoyo

Luego: $e = Ac/100$

b) Armadura meridional

Como los esfuerzos meridionales son de compresión, la armadura meridional se considera como un porcentaje del área del concreto y se determina por:

$$A_s = 0.01 * A_c$$

Debiendo cumplir que:

$$P_e > N_d \quad (\text{Resistencia de diseño de elementos a compresión})$$

Siendo: $P_e = \phi * 0.80 [0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y]$

c) Armadura anular

Cuando los esfuerzos anulares son de tracción, el acero que resiste los esfuerzos está dado por:

$$A_s = \frac{N_d}{\sigma_{at}} \quad (\text{Diseño por servicio})$$

En caso los esfuerzos anulares son de compresión el acero se calcula igual como se determina el acero meridional.

4.7.3 Cálculos

a) Esfuerzos de membranas

$$W_{\text{cupula}} = 25.6 \text{ tn}$$

$$W_{\text{Viga superior}} = 5.07 \text{ tn}$$

$$W_{\text{Viga inferior}} = 10.22 \text{ tn}$$

$$W_{\text{cilindro}} = 65.89 \text{ tn}$$

$$P_t = 25.6 + 5.07 + 65.89 + 10.22 = 106.78 \text{ tn}$$

$$a = 5.5 \text{ m} \quad b = 3.9 \text{ m} \quad \theta = 41.19^\circ \quad H = 3.8 \text{ m} \quad \gamma = 1,000 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 0.20 \text{ m} \quad (\text{Espesor asumido del fondo cónico})$$

$$g = 0.20 * 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

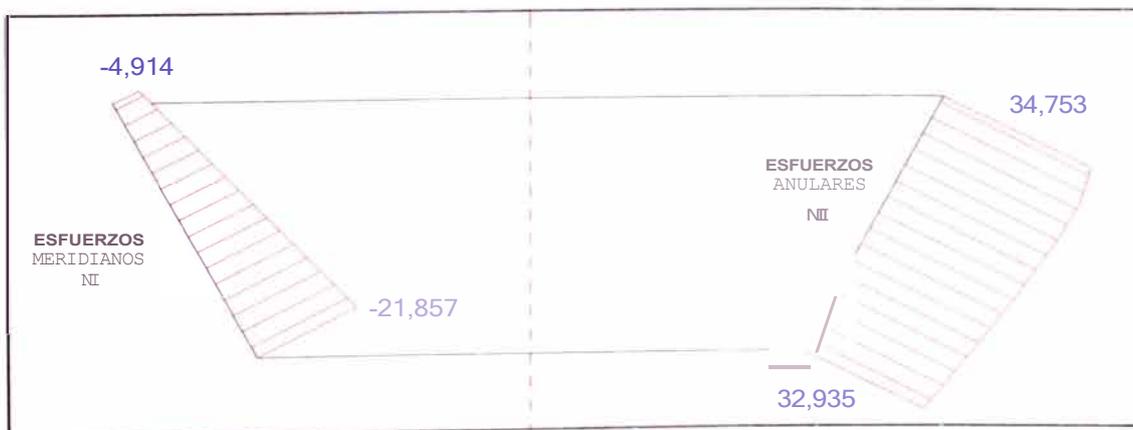
Con estos valores se determinan los esfuerzos meridianos N_I y anulares N_{II} .

x	$N_{I\ ce}$	$N_{I\ pp}$	$N_{I\ ph}$	N_I (Kg/m)
5,5	-4.914	0	0	-4.914
5,2714	-5.127	-226	-1.383	-6.736
5,0429	-5.359	-463	-2.900	-8.722
4,8143	-5.614	-711	-4.566	-10.891
4,5857	-5.894	-974	-6.394	-13.262
4,3571	-6.203	-1.252	-8.403	-15.859
4,1286	-6.546	-1.549	-10.615	-18.711
3,9	-6.930	-1.868	-13.060	-21.857

Cuadro N° 4.04: Esfuerzos meridianos en fondo cónico

x	$N_{II\ ce}$	$N_{II\ pp}$	$N_{II\ ph}$	N_{II} (Kg/m)
5,5	0	3.017	31.736	34.753
5,2714	0	2.891	32.018	34.910
5,0429	0	2.766	32.162	34.928
4,8143	0	2.641	32.166	34.807
4,5857	0	2.515	32.032	34.547
4,3571	0	2.390	31.759	34.148
4,1286	0	2.265	31.347	33.611
3,9	0	2.139	30.796	32.935

Cuadro N° 4.05: Esfuerzos anulares en fondo cónico



F.19 N° 4.03: Diagrama de los esfuerzos de membrana en fondo cónico

b) Espesor "e" del fondo esférico

Se determina con el mayor esfuerzo anular a tracción del concreto,

$$N_{II} = 34,753 \text{ kg}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_{et} = 0.08 * 280 = 22.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_{at} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = \left(\frac{1}{22.4} - \frac{8}{1400} \right) * 34,753 = 1,353 \text{ cm}^2$$

$$e = 1,353 / 100 = 13.53 \text{ cm}$$

→ Asumimos $e = 0.20 \text{ m}$

e) Armadura meridional

$$A_c = 100 * 20 = 2,000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.01 * 2,000 = 20 \text{ cm}^2$$

Si usando $\nabla 5/8" @ 0.175 \text{ m}$ $A_s = 23.76 \text{ cm}^2$

Verificación de la resistencia de diseño de elementos a compresión:

$$P_e = 0.7 * 0.8 * [0.85 * 280 * (2,000 - 23.76) + 23.76 * 4,200]$$

$$P_e = 319,277 \text{ kg} > N_1 (21,857 \text{ kg}) \quad \text{OK}$$

Usando: $\nabla 5/8" @ 0.175 \text{ m}$ en doble malla

d) Armadura anular

$$N_{II} = 34,753 \text{ kg}$$

$$A_s = 34,753 / 1,400 = 24.82 \text{ cm}^2$$

Usando: $\nabla 5/8" @ 0.15 \text{ m}$ en doble malla

⇒ **Fondo cónico de 0.20m de espesor**

Armadura meridional: $\nabla 5/8" @ 0.175 \text{ m}$ en doble malla

Armadura anular: $\nabla 5/8" @ 0.15 \text{ m}$ en doble malla

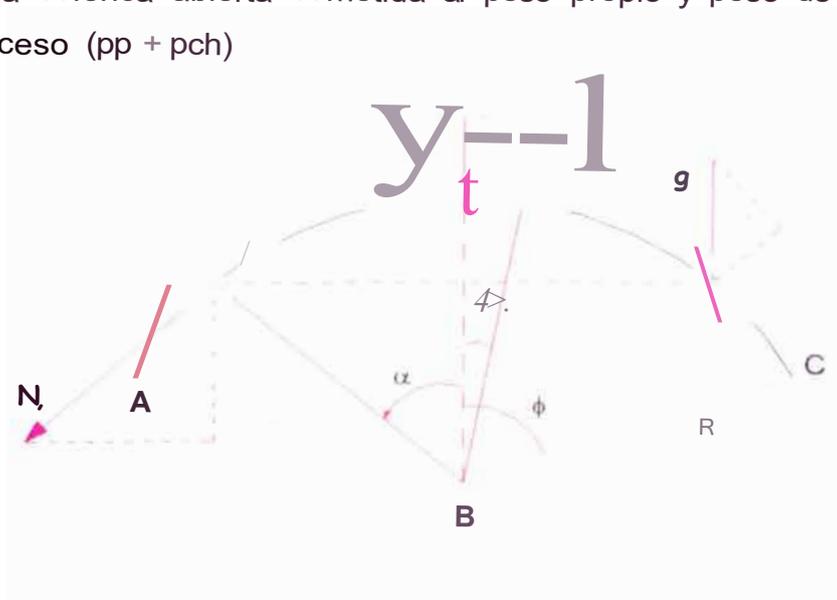
4.8 DISEÑO DE FONDO EN CÚPULA ESFÉRICA

El fondo en cúpula esférica se halla sometido a la acción de su peso propio, a la presión hidrostática del líquido y al peso de la chimenea de acceso.

4.8.1 Esfuerzos de membranas

Los esfuerzos de membrana N_1 (meridianos) y N_{ϕ} (anulares) se determinan al sumar los esfuerzos correspondientes producidos por cada tipo de carga.

- a) Cúpula esférica abierta sometida al peso propio y peso de la chimenea de acceso (pp + pch)



Los esfuerzos de membrana se calculan con las siguientes expresiones:

$$\text{El esfuerzo meridiano: } N_1 = -R \cdot g \frac{(\cos \alpha - \cos a)}{\sin^2 a} - \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot R \cdot \sin^2 a}$$

$$\text{El esfuerzo anular: } N_{\phi} = R \cdot g \left[\frac{\cos \alpha + \cos a}{\sin^2 a} - \cos a \right] + \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot R \cdot \sin^2 a}$$

Donde: Q es el peso de la chimenea

$$\sin \alpha = r/R = 0.55 / 5.97 = 0.09212 \quad \alpha = 5.28600 = 5^\circ 17'10''$$

b) Peso de la cúpula por unidad de superficie (g)

$$e = 0.20\text{m} \quad (\text{Espesor asumido del fondo en cúpula esférica})$$

$$g = 0.20 * 2400 = 480\text{kg} / \text{m}^2$$

c) Cálculos de los esfuerzos de membranas

$$Q = 6,065\text{kg} \quad \text{Peso de la chimenea de acceso}$$

α°	Nlpp+pch	Nlph	NI (Kg/m)
5,286 °	-19.050	0	-19.050
6	-15.120	-2.878	-17.997
8	-9.158	-7.264	-16.423
10	-6.402	-9.326	-15.727
12	-4.907	-10.478	-15.385
14	-4.009	-11.206	-15.215
16	-3.429	-11.714	-15.143
18	-3.034	-12.097	-15.131
20	-2.755	-12.406	-15.161
22	-2.552	-12.669	-15.222
24	-2.401	-12.905	-15.307
26	-2.287	-13.124	-15.411
28	-2.200	-13.332	-15.533
30	-2.134	-13.535	-15.668
32	-2.083	-13.734	-15.817
34	-2.045	-13.933	-15.978
36	-2.017	-14.132	-16.149
38	-1.997	-14.332	-16.329
40	-1.984	-14.534	-16.519
40,788	-1.981	-14.615	-16.596

Cuadro N° 4.06: Esfuerzos meridionales en fondo en cúpula esférica

a °	NII pp+pch	NII ph	NII
5,286 °	16.197	-25.763	-9.566
6	12.270	-22.929	-10.659
8	6.321	-18.694	-12.373
10	3.580	-16.827	-13.248
12	2.104	-15.912	-13.808
14	1.228	-15.464	-14.235
16	674	-15.278	-14.604
18	309	-15.259	-14.950
20	63	-15.355	-15.293
22	-105	-15.537	-15.642
24	-217	-15.787	-16.004
26	-288	-16.094	-16.383
28	-330	-16.451	-16.781
30	-348	-16.851	-17.199
32	-347	-17.293	-17.640
34	-331	-17.772	-18.103
36	-302	-18.286	-18.588
38	-261	-18.834	-19.096
40	-211	-19.415	-19.626
40,788	-188	-19.653	-19.841

Cuadro Nº 4.07: Esfuerzos anulares en fondo en cúpula esférica

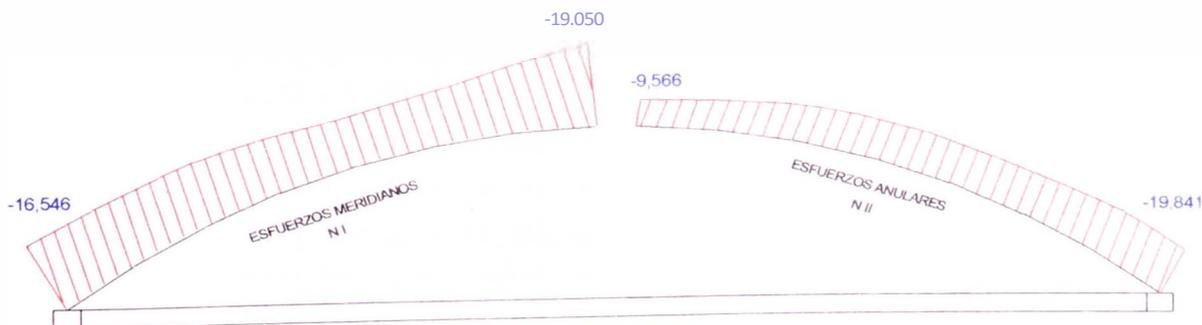


Fig. Nº 4.04: Diagrama de los esfuerzos de membrana en fondo en cúpula esférica

d) Espesor de cúpula

Se determina con el esfuerzo anular máximo en tracción, lo cual se da cuando el reservorio se encuentra vacío.

$$N_{11} = 16,197 \text{ kg/m}$$

$$f' e = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_{et} = 0.08 * 280 = 22.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$n=8$$

$$A_c = \left(\frac{-1 - \sqrt{1 - \frac{22.4}{1400}}}{2} \right) * 16,197 = 631 \text{ cm}^2$$

$$e = 631/100 = 6.31 \text{ cm}$$

$$\text{Asumimos } e = 0.20 \text{ m}$$

e) Armadura meridional

$$A_c = 100 * 20 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.01 * 2000 = 20 \text{ cm}^2$$

Si usando $\phi 58'' @ 0.175 \text{ m}$. entonces $A_s = 23.76 \text{ cm}^2$

Verificación de la resistencia de diseño de elementos a compresión:

$$P_e = 0.7 * 0.8 * [0.85 * 280 * (2000 - 23.76) + 23.76 * 4200]$$

$$P_e = 319,277 \text{ kg} > N_1 (19,050 \text{ kg}) \quad \text{OK}$$

f) Armadura anular.

Se observa que los esfuerzos anulares son de compresión, por lo tanto el acero se determina igual que el acero meridional.

$$A_c = 100 * 20 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.01 * 2000 = 20 \text{ cm}^2$$

Si usando $\phi 58'' @ 0.175 \text{ m}$. entonces $A_s = 23.76 \text{ cm}^2$

verificación de la resistencia de diseño de elementos a compresión:

$$P_e = 0.7 * 0.8 * [0.85 * 280 * (2,000 - 23.76) + 23.76 * 4,200]$$

$$P_e = 319,277 \text{kg} > N_1 (19,841 \text{kg}) \quad \text{OK}$$

⇒ Fondo cónico de 0.20m de espesor

Armadura meridional: $\varnothing 5/8'' @ 0.175\text{m}$ en doble malla

Armadura anular: $\varnothing 5/8'' @ 0.175\text{m}$ en doble malla

4.9 DISEÑO DE CHIMENEA DE ACCESO

4.9.1 Consideraciones para el diseño

La chimenea de acceso de radio r_1 , se halla sometido a la acción de una presión normal exterior, igual a la presión hidrostática: $p \Rightarrow \gamma^* x$

Que da origen a una compresión por unidad de altura $C = p * r_1$

Debiéndose verificar:

a) La compresión por pandeo

$$C < C_P = \frac{3 * E * 1}{K * r_1^2}$$

Donde: $1 = 100 * t^3 / 12$

$E = 15,000 \text{ f e}$

$K = 10$ Factor de seguridad

$r_1 =$ Radio promedio

$t =$ espesor de la chimenea

b) Chequeo de la esbeltez E

$$E = LIP < 50$$

Siendo: $L =$ longitud de la chimenea de acceso

$$p = \gamma_1 / A$$

Donde: $t = \frac{1}{4}(\sqrt{r_e^4 - r_i^4})$ $A = \pi(r_e^2 - r_i^2)$

c) Armadura principal

Como la chimenea se encuentra en com presión se colocara un refuerzo mínimo:

$$A_{s_{min}} = P_{min} * b * t$$

$P_{min} = 0.0018$ Para losas con barras corrugadas con límites de esfuerzo de fluencia de 4,200 kg/cm² (7.10.2 R.N.E - E06 0-05)

Donde:

b= ancho unitario (100cm)

t = espesor de losa

4.9.2 Cálculos

$$y = 1,000 \text{ kg} / \text{m}^3 \quad h = 4.09 \text{ m} \quad r_1 = 0.625 \text{ m}$$

$$f'c = 280 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad t = 0.15 \text{ m}$$

a) Verificación del pandeo

$$p = 1,000 * 4.09 = 4,090 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$e = 4,090 * 0.625 = 2,556 \text{ kg} / \text{m}$$

$$I = 100 * 15^3 / 12 = 28,125 \text{ cm}^4$$

$$E = 15,000 * 280 = 250,998 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$C_p = \frac{3 * 250,998 * 28,125}{10 * 62.5^2} = 542,156 \text{ kg} / \text{m}$$

$C < C_p$ OK

b) Chequeo de la esbeltez

$$L = 4.29 \text{ m}$$

$$I = 4 * (70^4 - 55^4) = 11'670,526 \text{ cm}^4$$

$$A = 4 * (70^2 - 55^2) = 5,890 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{11'670,526}{5,890} = 44.51 \text{ cm}$$

$$E = 429/44.51 = 9.64 < 50 \quad \text{OK}$$

e) Armadura vertical

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Usar: $\nabla 3/8" @ 0.25 \text{ m}$.

d) Armadura circular

Usar: $\nabla 1/2" @ 0.25 \text{ m}$.

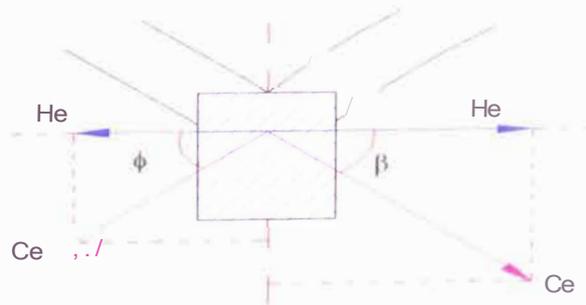
\Rightarrow Chimenea de acceso de 0.15m de espesor

Armadura vertical: $\nabla 3/8" @ 0.25 \text{ m}$

Armadura circular: $\nabla 1/2" @ 0.225 \text{ m}$

4.10 DISEÑO DE VIGA DE FONDO

La viga de fondo se halla sometido a los esfuerzos de compresión del fondo cónico C_e y del fondo en cúpula esférico C_e , los que producen a su vez las componentes horizontales H_e y H_e , debiendo la viga de fondo absorber la resultante R de las componentes horizontales.



De la figura:

$$H_e = C_e * \cos \beta$$

$$H_e = C_e * \cos \phi$$

$R = H_e - H_e$; $H_e > H_e$ La viga de fondo se encuentra en tracción
 $H_e < H_e$ La viga de fondo se encuentra en compresión

4.10.1 Consideraciones para el diseño

a) Esfuerzo horizontal H

La fuerza resultante R produce un esfuerzo H en la viga que puede ser calculado por la teoría de los tubos y esta dado por:

$$H = \frac{R \cdot D}{2} = \frac{R \cdot 2 \cdot r_0}{2} \quad \rightarrow \quad H = r_0 \cdot R$$

Siendo: r_0 = radio del anillo

La fuerza horizontal H puede expresar como:

$$H = r_0 \cdot (C_e \cdot \cos \phi - C_e \cdot \cos [\lambda])$$

Si $H > 0$ La viga de fondo se encuentra en tracción
 $H < 0$ La viga de fondo se encuentra en compresión

b) Sección del concreto

Se determina mediante la siguiente expresión:

$$A_c = T \cdot \left(-1 - \frac{n}{\sigma_{at}} \right) J$$

$n = E_s/E_c$ = Relación de módulos de elasticidad

σ_{ct} = Esfuerzo en tracción del concreto (kg/cm^2)

σ_{at} = Esfuerzo en tracción del acero (kg/cm^2)

Para los cálculos se va considerar: $\sigma_{ct} = 0.08 \cdot f'_c$

$$\sigma_{at} = 1,400 \text{ kg / cm}^2$$

c) Acero de refuerzo

La armadura puede estar sometida a tracción o compresión, determinándose para cada caso de la siguiente manera:

c.1) Cuando H es de compresión (-)

Se determinara considerando la cuantía mínima para elementos a compresión debiéndose verificar la resistencia de diseño de elementos a compresión, es decir:

$$A_s = 0.01 * A_c$$

Siempre que: $P_e > H$

$$P_e = \phi [0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y]$$

c.2) Cuando H es de tracción (+)

Se considera que la tracción en la viga es resistida íntegramente por el acero, por lo tanto:

$$A_s = \frac{H}{\sigma_{at}} \quad (\text{Diseño por servicio})$$

σ_{at} = Esfuerzo en tracción del acero

$$\sigma_{at} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

4.10.2 Cálculos

$$r_0 = 7.35 \text{ m}$$

$$C_e = N_e = 16,596 \text{ kg/m}$$

$$\beta = 41.19^\circ$$

$$C_e = N_c = 20,548 \text{ kg/m}$$

$$\beta = 40.788^\circ$$

a) Fuerza H sobre la viga

$$H = 7.35 * (16,596 * \cos 40.788^\circ - 20,548 * \cos 41.19^\circ)$$

$$H = -2,1298 \text{ kg} \quad \text{La viga se encuentra en compresión}$$

b) Área de concreto

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad E_c = 280,624 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad n = 8$$

$$a_{ef} = 0.08 \cdot 280 = 22.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \Delta a = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = 2 \cdot 1,298 \cdot \left(\frac{-1 - \sqrt{1 + 8 \cdot 1400}}{2 \cdot 22.4} \right) \quad A_c = 829 \text{ cm}^2$$

Considerando una viga de $0.3\text{m} \times 0.5\text{m}$, entonces $A_c = 1,500 \text{ cm}^2$

c) Acero de refuerzo

$$A_s = 0.01 \cdot 1,500 = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si usamos } 8 \text{ } \phi \text{ } 5/8", \quad A_s = 15.84 \text{ cm}^2$$

Verificación:

$$P_e = 0.7 \cdot 0.80 [0.85 \cdot 350 \cdot (1,500 - 15.84) + 15.84 \cdot 4200] = 269,972 \text{ kg}$$

$$P_e > H \text{ OK}$$

⇒ Vigas de $0.30\text{m} \times 0.50\text{m}$ con $8 \text{ } \phi \text{ } 5/8"$ y estribos $\phi \text{ } 3/8" @ 0.20\text{m}$

4.11 DISEÑO DEL FUSTE

Se diseña con las mismas consideraciones usadas para chimeneas.

Cargas a considerar:

- Carga axial (P), por peso propio y peso de fluido
- Fuerzas cortantes por sismo (V)
- Momentos flectores por sismo (M)

4.11.1 Espesor mínimo de pared

Cuando el diámetro interno es menor que 6.0m , el espesor mínimo es 17.5cm y se incrementará 0.6cm por cada 0.60m de incremento del diámetro

4.11.2 Esfuerzos verticales actuantes

Se va a considerar el fuste sin abertura, dado que la única abertura que existe es la de la puerta de ingreso y esta representa un ángulo muy pequeño.

$$f'_{ce} = \frac{p * A}{2 * r * t * [(1 - p)8 - n * p * C]}$$

$$f_{ce} = f'_{ce} * \left(1 + \frac{t}{2 * r * A}\right)$$

$$f_{se} = n * f'_{ce} * O$$

A, 8, C, D, E, F: constantes

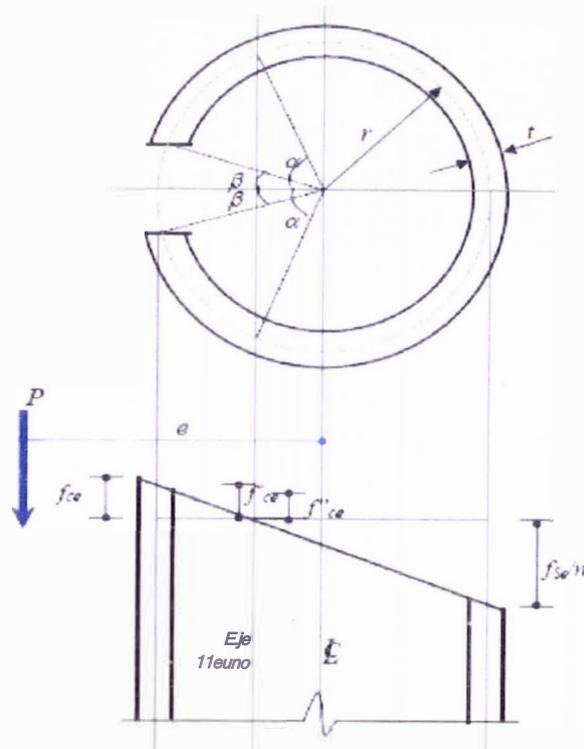
P = carga vertical total.

t = espesor de la pared.

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$p = \frac{A_{VERTICAL}}{A_c}$$

$$e = \frac{M}{P} \text{ excentricidad}$$



4.11.3 Esfuerzos admisibles

$$f_{ce} = 0.375 * f'_c$$

$$f_{se} \leq \begin{cases} 1055 \text{ kg} / \text{cm}^2, f_y = 2800 \text{ kg} / \text{cm}^2 \\ 1266 \text{ kg} / \text{cm}^2, f_y = 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2 \end{cases}$$

4.11.4 Acero de refuerzo

- Refuerzo mínimo vertical: $0.0025 * A_c, 4\#12"@0.30\text{m}$ o equivalente
- Refuerzo mínimo horizontal: $0.0020 * A_c, 4\#12"@0.30\text{m}$ o equivalente

- Cuando el espesor de la pared es mayor que 0.25m, el refuerzo se colocará en dos capas.
- Cuantía recomendable: $p \geq 0.004$

4.11.5 Cálculos

a) Momentos de volteo

El diseño del fuste se efectuara por carga de servicio, por tanto las fuerzas obtenidas del Análisis Dinámico Modal Espectral se divide por el factor de carga de sismo (1.25). Los valores de los momentos de volteo y excentricidades se observan en el cuadro N° 4.08.

b) Constantes para tablas

$$W = 918.24\text{tn}$$

$$M = 4,557\text{kg} \cdot \text{m}$$

$$e = 4.96\text{m}$$

$$r_m = 3.9\text{m}$$

$$e/r_m = 1.27$$

$$f'c = 245\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$f_y = 4,200\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$n = 8$$

Con $n = 8$ y $e/r_m = 1.27$ y $\beta = 0$ entramos a la tabla 1 del Anexo para obtener los valores de α para las cuantías establecidas en el siguiente cuadro:

	0,005	0,007	0,009	0,011	0,013
α°	64	68	72	75	77

Con los valores de α entramos en la tabla 2 del anexo para determinar las constantes A, B, C y D, obteniendo los siguientes valores:

α°	64	68	72	75	77
A	0.55	0.65	0.7	0.75	0.8
B	0.42	0.54	0.56	0.6	0.7
C	1.4	1.15	0.95	0.8	0.7
D	2.55	2.2	1.85	1.7	1.55

c) Esfuerzos

Obtenidos las constantes A, B, C y D determinamos los esfuerzos f_{ce} y f_{se} teniendo en cuenta que:

$$f_{ce} \approx 92.00 \text{ kg / cm}^2 \quad f_{se} \approx 1,266 \text{ kg / cm}^2$$

a°	64	68	72	75	77
r_{ce}	89.46	81.09	84.68	84.41	76.18
f_{ce}	93.63	84.29	87.78	87.30	78.63
f_{se}	1824.89	1427.19	1253.30	1147.97	944.68

Se puede observar que los esfuerzos menores lo obtenemos con $a = 72^\circ$ lo que da una cuantía de $p = 0.009$

d) Armadura $Ac = 20 * 100 = 2,00 \text{ cm}^2$

- Acero vertical: $Asv = 0.009 * 2,000 = 18 \text{ cm}^2$

Usamos:

- ⊕ **3/4" @ 0.125m de 0.0,1 - 3.80m**
- ⊕ **5/8" @ 0.250m de 3.8m - 5.0m**
- ⊕ **1/2" @ 0.250m de 5.0m - 13.83m**

- Acero Horizontal: $Ash = 0.002 * 2,000 = 4 \text{ cm}^2$

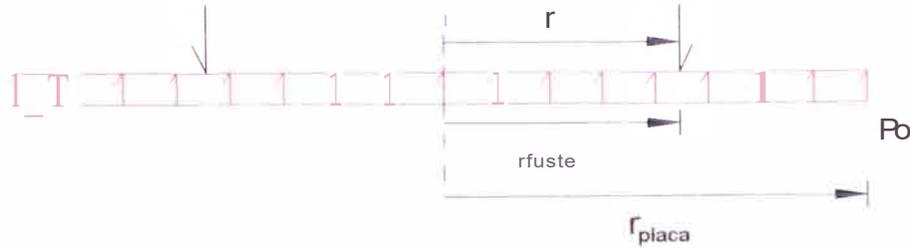
Usamos: ⊕ **1/2" @ 0.30m**

4.12 DISEÑO DE LA CIMENTACION

El diseño de la cimentación se hará considerando una placa circular, que permite un mejor comportamiento de la estructura con el terreno de fundación. El análisis se desarrollará mediante la teoría de placas, con soluciones tomadas de la referencia (7).

Para el caso de placa circular sometida a una carga distribuida P_o sobre una circunferencia de radio r_{placa} se tiene como solución:

a) Cuando $0 \leq t \leq 1$



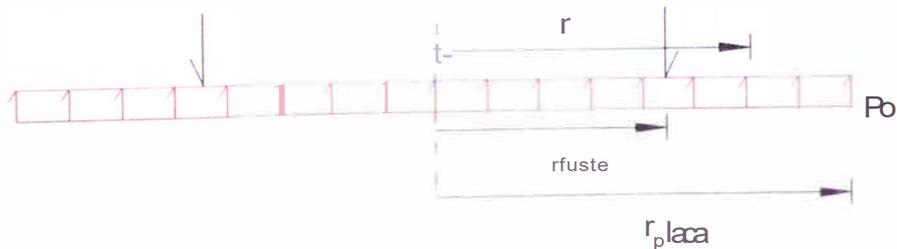
$$W_r = -\frac{P_o * r_{placa}^4}{64 * O} \left[\frac{2 * X_1 * (1 - t^2)}{(1 + \mu)} - t^4 - 1 \right]$$

$$Q_r = \frac{P_o * r_{placa} * t}{2}$$

$$M_r = -\frac{P_o * r_{placa}^2}{16} [1 - (3 + \mu) * t^2]$$

$$M_t = -\frac{P_o * r_{placa}^2}{16} [1 - (1 + 3 * \mu) * t^2]$$

b) Cuando $1 \leq t \leq b$



$$w_r = -\frac{P_o * r_{placa}^4}{64 * D} \left[\frac{2 * X_2 * \{1 - t^2\}}{(1 + \mu)} - 8 * b^2 * (1 - t^2) * \text{LN}\{t\} + t^4 - 1 \right]$$

$$Q_r = \frac{P_o * r_{placa}}{2} \left[b \frac{2}{t} - t \right]$$

$$M_r = -\frac{P_o * r_{placa}^2}{16} \left[1 - (3 + \mu) * t^2 - 2 * (1 - \mu) * b^2 * \left(\frac{1}{t} - 1 \right) + 4 * (1 + \mu) * b^2 * \text{LN}(t) \right]$$

$$M_t = -\frac{P_o * r_{placa}^2}{16} \left[1 - (1 + 3 * \mu) * t^2 + 2 * (1 - \mu) * b^2 * \left(\frac{1}{t} - 1 \right) + 4 * (1 + \mu) * b^2 * \text{LN}(t) \right]$$

Siendo: $p_0 = p / t * r^2_{placa}$

$$t = r / r_{fuste}$$

$$b = r_{placa} / r_{fuste}$$

$$X_1 = 2 * (1 - \mu) + (1 + 3 * \mu) * b^2 - 4 * (1 + \mu) * b^2 * LN(b)$$

$$X_2 = 2 * (1 - \mu) - (3 + \mu) * b^2 - 4 * (1 + \mu) * b^2 * LN(b)$$

$w_r =$ Deflexión de la placa en el punto r

$O_r =$ Fuerza cortante a una distancia r del origen, por unidad de longitud en la dirección tangencial.

$M_r =$ Momento flexionante que gira en el plano radial, por unidad de longitud en la dirección tangencial.

$M_t =$ Momento flexionante que gira en el plano tangencial, por unidad de longitud en la dirección radial.

$D =$ Rigidez de la placa a flexión

$$D = E * h^3 / [12 * (1 - \mu^2)]$$

4.12.1 Consideraciones para el diseño

El momento actuante M_r y M_t esta dado por:

$$M = k * 0.9 * f'_c * b * d^2 \quad (\text{Diseño por resistencia})$$

Siendo: f'_c = Resistencia del concreto
 f_y = Resistencia de fluencia del acero
 b = Ancho unitario (100cm)
 d = t - recubrimiento
 t = Espesor de losa
 Recubrimiento = 7.0cm

$$w = (1 - J_1 - 2.36K) / 1.18$$

La cuantía: $p = w * \frac{f'_c}{f_y}$ y siendo $p > p_{min}$

$p_{min} = 0.0018$ Para losas con barras corrugadas 7.10.2 R.N.E- E060-05

La sección del acero será: $A_s = \rho * b * d$

4.12.2 Cálculos

a) Cálculo del momento resistente M_r

Del estudio de suelos: $q_{ad} = 2.64 \text{ kg/cm}^2$

$$y_s = 1.65 \text{ tn/m}^3$$

Considerando una placa circular de diámetro 10.0m. y espesor de 0.70m

Peso de la estructura	=	918.20tn
Peso del terreno	$n * 5.0^2 * 3.00 * 1.65 =$	388.77tn
Peso de la placa circular	$\pi * 5.0^2 * 0.70 * 2.40 =$	131.95tn
Peso total	=	1,438.92tn

$$M_r = 918.20 * 5.0 + 388.77 * 5.0 + 131.95 * 5.0 = 7,194.62 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Cuadro N° 4.09 $M_v = 4,557.31 \text{ tn} \cdot \text{m}$

$$M_r / M_v = 7,194.62 / 4,557.31 = 1.58 \quad \rightarrow M_r / M_v \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

$$P_0 = 1438.92 / (n * 5.0^2) = 18.3 \text{ tn/m}^2 \quad \rightarrow P_0 < q_{ad} \quad \text{OK}$$

Con estos valores de determinar los momentos flexionantes y aceros necesarios, los cuales se pueden observar en el cuadro N° 4.09

b) Distribución del acero

r	Acero por unidad de longitud en la dirección tangencial		Acero por unidad de longitud en la dirección radial	
	As _r (cm)	⌀	Ast (cm)	⌀
1	14,797	5/8" @ 0,125	15,623	5/8" @ 0,125
2	11,340	5/8" @ 0,125 + 5/8" @ 0,250	13,404	5/8" @ 0,125
3	11,340	5/8" @ 0,125 + 5/8" @ 0,250	11,340	5/8" @ 0,175
3,9	11,340	5/8" @ 0,125 + 5/8" @ 0,250	11,340	5/8" @ 0,175
4	11,340	5/8" @ 0,125 + 5/8" @ 0,250	11,340	5/8" @ 0,175
5	11,340		11,340	5/8" @ 0,175

Cuadro N° 4. 1Q Distribución del refuerzo en la cimentación.

CONCLUSIONES

La geometría de los reservorios tipos INTZE deben determinarse considerando la condición de equilibrio de los esfuerzos horizontales que se ejercen en la viga de fondo; es decir, el esfuerzo de compresión que origina el fondo cónico se debe equilibrar con el esfuerzo de tracción que origina el fondo en cúpula esférica.

El comportamiento hidrodinámico del reservorio se puede representar analíticamente mediante un sistema de masas y resortes, y cuando la relación $H/L \diamond 0.75$ se puede asumir una masa de agua móvil y otra masa de agua fija al reservorio.

Los periodos de vibración del reservorio obtenidos por el método de Holzer son relativamente pequeños con lo que podemos considerar al reservorio como una estructura rígida.

El periodo de vibración de la masa móvil del agua es prácticamente igual al periodo de vibración correspondiente al primer modo de vibración de la estructura, mientras que el periodo de vibración correspondiente al segundo modo de vibración es prácticamente igual al periodo de vibración del primer modo de vibración de la estructura, cuando esta se analiza sin la masa móvil del agua.

Como la mayoría de los elementos del reservorio tipo INTZE trabajan a compresión, esto permite considerar la mínima cantidad de acero, significando una disminución en el costo del reservorio.

Para eliminar el empuje lateral de la cobertura en cúpula esférica, en el apoyo, se debe considerar una viga de borde que absorba dicha fuerza. De igual manera, en la unión de la pared cilíndrica con el fondo cónico se produce un esfuerzo horizontal la cual debe ser absorbida mediante el uso de una viga de borde.

RECOMENDACIONES

Para realizar el análisis dinámico se recomienda la aplicación de otros métodos, pudiendo ser el propuesto por el Ing. Julio Rivera Feijoo (Método Estático Simplificado) y/o el Análisis Estático propuesto por el Reglamento Nacional de Edificaciones, a fin de verificar la validez de los resultados obtenidos

Al predimensionar la altura de la pared cilíndrica de la cuba se debe tener presente el efecto del oleaje de la masa de agua móvil que se produce cuando el reservorio es sometido a una fuerza externa, con la finalidad de evitar que se produzcan esfuerzos adicionales en la cobertura.

Se recomienda considerar como mínimo los tres primeros modos de vibración para determinar las fuerzas de inercia y la fuerza cortante en la base, cuando se realice el análisis dinámico.

BIBLIOGRAFÍA

1. Agüero Pittman, R., "Agua potable para poblaciones rurales", Servicio Educativo Rurales, Lima, 1997.
2. Arocha Ravelo, S., "Abastecimiento de agua", Ediciones Vega, Caracas, 1980.
3. Cunza Lamas, L., "Diseño de placas circulares de cimentación", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1993.
4. Dirección General de Salud Ambiental, "Abastecimiento de Agua y Saneamiento para Poblaciones Rurales y Urbano Marginales", Lima, 1997.
5. McCorman, J.C. y Nelson, J.K., "Análisis de estructuras", Alfa Omega Grupo Editor S.A, México, 2002.
6. Moral, F., "Hormigón armado", Editorial Continental S.A, México, 1955.
7. Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima, 2006.
8. Rivera Feijoo, J.R., "Análisis sísmico de reservorios elevados", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1984.
9. Rivera Feijoo, J.R., "Análisis y diseño de reservorios de concreto armado", American Concrete Institute, Capitulo de Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 2001.
10. Salinas Saavedra, J.R., "Análisis y diseño sismo resistente de un reservorio elevado con estructura cilíndrica de soporte", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1999.
11. Sedapal, "Especificaciones Técnicas para la ejecución de Obras de Sedapal", Lima, 2006.
12. Siu Delgado, R.V., "Análisis y diseño de un reservorio elevado de concreto armado tipo intze apoyados en columnas", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1991.
13. Timoshenko, S.P., "Teoría de placa,s planas y curvas", Editorial Acne Agency S.R.L. Buenos Aires, 1947.

ANEXOS

ITERACIONES PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO

1 Valm= 1 450

a	b	h2	Dext	f1	r1	h1	V1	V2	Vch	Valm	J
5.50	3.90	5.50	1.40	1.60	5.52	3.90	220.78	220.78	6.00	438.56	45.00
				1.55	5.68	3.99	223.82	222.16	6.08	439.90	43.35
				1.50	5.97	4.10	224.14	224.91	6.16	442.90	41.19

Cuadro N° 2.01

PESOS Y RIGIDECES

Nivel	Pesos (tn)	hi (m)	rl (m)	re (m)	I(m4)	fe (Kg/cm2) ¹	E (kg/cm2)	K (kg-m/cm2)	K (tn/cm)
-------	------------	--------	--------	--------	-------	--------------------------	------------	--------------	-----------

1	30.059	1.28	3.80	4.00	37.29569984	245	234787.1376	50105384.52	5010538.45?
		2.56	3.80	4.00	37.29569984	245	234787.1376	6263173.065	626317.3065
2	30.059	2.56	3.80	4.00	37.29569984	245	234787.1376	6263173.065	626317.3065
3	30.059	2.56	3.80	4.00	37.29569984	245	234787.1376	6263173.065	626317.3065
4	30.059	2.56	3.80	4.00	37.29569984	245	234787.1376	6263173.065	626317.3065
5	30.059	2.56	3.80	4.00	37.29569984	245	234787.1376	6263173.065	626317.3065
6	30.059	2.56	3.80	4.00	37.29569984	245	234787.1376	6263173.065	626317.3065
7	30.059	2.56	3.80	4.00	37.29569984	245	234787.1376	6263173.065	626317.3065
8	30.059	2.56	3.80	4.00	37.29569984	245	234787.1376	6263173.065	626317.3065
9	30.059	2.56	3.80	4.00	37.29569984	245	234787.1376	6263173.065	626317.3065
10	66.963	1.28	3.80	4.00	37.29569984	245	234787.1376	50105384.52	4764252.456
		0.70	5.50	5.70	110.3778797	280	250998.008	969258119.9	
11	369.777	2.03	5.50	5.70	110.3778797	280	250998.008	39741609.74	3974160.974
12	185.347	0.79	5.50	5.70	110.3778797	280	250998.008	674298656.1	67429865.61
13	25.589	3.04	5.50	5.70	110.3778797	280	250998.008	11833489.16	1183348.916

Cuadro N° 3.01

FACTOR DE PARTICIPACION MODAL DEL 1° MODO DE VIBRACION						
Nivel	Mi (tn s ² /cm)	ξ	M _{1j}	M _{1j} ²	Acum M _{1j}	Acum M _{1j} ²
1	0.0306	0.00000013	0.000000	0.000000	0.0000	0.000000
2	0.0306	0.00000121	0.000000	0.000000	0.0000	0.000000
3	0.0306	0.00000228	0.000000	0.000000	0.0000	0.000000
4	0.0306	0.00000335	0.000000	0.000000	0.0000	0.000000
5	0.0306	0.00000443	0.000000	0.000000	0.0000	0.000000
6	0.0306	0.00000550	0.000000	0.000000	0.0000	0.000000
7	0.0306	0.00000657	0.000000	0.000000	0.0000	0.000000
8	0.0306	0.00000765	0.000000	0.000000	0.0000	0.000000
9	0.0306	0.00000872	0.000000	0.000000	0.0000	0.000000
10	0.0683	0.00000886	0.000001	0.000000	0.0000	0.000000
11	0.3769	0.00000903	0.000003	0.000000	0.0000	0.000000
12	0.1889	1.00000000	0.188937	0.188937	0.1889	0.188937
13	0.0261	0.00000904	0.000000	0.000000	0.1889	0.188937
F.P.M					1.000	

Cuadro N° 3,04

FACTOR DE PARTICIPACION MODAL DEL 2° MODO DE VIBRACION						
Nivel	Mi (tn s ² /cm)	ξ	M _{2j}	M _{2j} ²	Acum M _{2j}	Acum M _{2j} ²
1	0.0306	0.0161	0.000493	0.000008	0.000493	0.0000079
2	0.0306	0.1448	0.004437	0.000642	0.004930	0.0006503
3	0.0306	0.2725	0.008350	0.002275	0.013250	0.0029256
4	0.0306	0.3984	0.012206	0.004863	0.025486	0.0077883
5	0.0306	0.5215	0.015981	0.008335	0.041467	0.0161229
6	0.0306	0.6412	0.019647	0.012597	0.061113	0.0287202
7	0.0306	0.7565	0.023180	0.017536	0.084293	0.0462559
8	0.0306	0.8667	0.026556	0.023016	0.110850	0.0692723
9	0.0306	0.9710	0.029753	0.028891	0.140603	0.0981636
10	0.0683	0.9839	0.067160	0.066077	0.207763	0.1642407
11	0.3769	0.9970	0.375790	0.374645	0.583553	0.5388861
12	0.1889	-0.1381	-0.026090	0.003603	0.557463	0.5424888
13	0.0261	1.0000	0.026085	0.026085	0.583548	0.5685734
F.P.M					1.026	

Cuadro N° 3,05

FACTOR DE PARTICIPACION MODAL DEL 3 ^o MODO DE VIBRACION						
Nivel	Mi (tn s ² /cm)	ξ_j	Mi ξ_j	M14 \diamond	Acum. MRP	Acum. ML \diamond
1	0.0306	0.0487	0.001492	0.000073	0.001492	0.0000727
2	0.0306	0.4308	0.013201	0.005687	0.014693	0.0057597
3	0.0306	0.7463	0.022867	0.017065	0.037560	0.0228252
4	0.0306	0.9463	0.028997	0.027440	0.066557	0.0502655
5	0.0306	1.0000	0.030641	0.030641	0.097198	0.0809065
6	0.0306	0.8990	0.027546	0.024764	0.124744	0.1056703
7	0.0306	0.6589	0.020190	0.013304	0.144934	0.1189745
8	0.0306	0.3170	0.009712	0.003078	0.154646	0.1220528
9	0.0306	-0.0740	-0.002269	0.000168	0.152377	0.1222208
10	0.0683	-0.1239	-0.008460	0.001049	0.143917	0.1232694
11	0.3769	-0.1770	-0.066729	0.011813	0.077188	0.1350822
12	0.1889	0.0263	0.004964	0.000130	0.082152	0.1352126
13	0.0261	-0.1903	-0.00464	0.000945	0.077188	0.1361571
F.P.M					0.567	

Cuadro N° 3,06

FACTOR DE PARTICIPACION MODAL DEL 4 ^o MODO DE VIBRACION						
Nivel	Mi (tn s ² /cm)	t	Mi ξ_j	Mi ξ_j^2	Acum. MR ξ_j	Acum. MR ξ_j^2
1	0.0306	0.0891	0.002729	0.000243	0.002729	0.0002430
2	0.0306	0.7524	0.023053	0.017344	0.025782	0.0175871
3	0.0306	1.0000	0.030641	0.030641	0.056423	0.0482281
4	0.0306	0.6952	0.021301	0.014808	0.077724	0.0630360
5	0.0306	0.0063	0.000193	0.000001	0.077917	0.0630372
6	0.0306	-0.6861	-0.021022	0.014422	0.056895	0.0774597
7	0.0306	-0.9994	-0.030623	0.030604	0.026272	0.1080639
8	0.0306	-0.7606	-0.023305	0.017726	0.002967	0.1257900
9	0.0306	-0.1016	-0.003113	0.000316	-0.000146	0.1261062
10	0.0683	-0.0076	-0.000517	0.000004	-0.000663	0.1261101
11	0.3769	0.1066	0.040180	0.004283	0.039517	0.1303931
12	0.1889	-0.0196	-0.003702	0.000073	0.035815	0.1304657
13	0.0261	0.1419	0.003702	0.000525	0.039517	0.1309911
F.P.M					0.302	

Cuadro N° 3,07

FUERZA CORTANTE EN LA BASE Y FUERZA DE INERCIA (1^{er} MODO DE VIBRACION)

F.P. I	1.0001	Isai (cm/s ²)	114.781
	0.45		

Nivel	Mi (tn s ² /cm)	ϕ	Mt*cl> (tn s ² /cm)	Acum. M*cl> (tn s ² /cm)
1	0.0306	0.000000	0.0000	0.0000
2	0.0306	0.000001	0.0000	0.0000
3	0.0306	0.000002	0.0000	0.0000
4	0.0306	0.000003	0.0000	0.0000
5	0.0306	0.000004	0.0000	0.0000
6	0.0306	0.000006	0.0000	0.0000
7	0.0306	0.000007	0.0000	0.0000
8	0.0306	0.000008	0.0000	0.0000
9	0.0306	0.000009	0.0000	0.0000
10	0.0683	0.000009	0.0000	0.0000
11	0.3769	0.000009	0.0000	0.0000
12	0.1889	1.000000	0.1 89	0.1889
13	0.0261	0.000009	0.0000	0.1889

Fza. cortante en la base y fza. de inercia (tn)	
Vbi	21.69
Fe1	0.00
Fe2	0.00
Fe3	0.00
Fe4	0.00
Fc5	0.00
Fes	0.00
Fe1	0.00
Fes	0.00
Fe9	0.00
Fe10	0.00
Fe11	0.00
Fe12	21.69
Fe13	0.00

Cuadro N° 3.08

FUERZA CORTANTE EN LA BASE Y FUERZA DE INERCIA (2^{do} MODO DE VIBRACION)

F.P.M	1.026	Isai (cm/s ²)	318.825!
C	2.5		

Nivel	Mi (tn s ² /cm)	ϕ	Mt*cl> (tn s ² /cm)	Acum. M, ct, (tn s ² /cm)
1	0.0306	0.0161	0.0005	0.0005
2	0.0306	0.1448	0.0044	0.0049
3	0.0306	0.2725	0.0083	0.0133
4	0.0306	0.3984	0.0122	0.0255
5	0.0306	0.5215	0.0160	0.0415
6	0.0306	0.6412	0.0196	0.0611
7	0.0306	0.7565	0.0232	0.0843
8	0.0306	0.8667	0.0266	0.1108
9	0.0306	0.9710	0.0298	0.1406
10	0.0683	0.9839	0.0672	0.2078
11	0.3769	0.9970	0.3758	0.5836
12	0.1889	-0.1381	-0.0261	0.5575
13	0.0261	1.0000	0.0261	0.5835

Fza. cortante en la base y fza. de inercia (tn)	
Vbi	190.95
Fe	0.16
Fe2	1.45
Fe3	2.73
Fe4	3.99
Fc5	5.23
Fes	6.43
Fe1	7.58
Fes	8.69
Fc9	9.74
Fe10	21.98
Fe11	122.97
Fe12	-8.54
Fe13	8.54

Cuadro N° 3.09

FUERZA CORTANTE EN LA BASE Y FUERZA DE INERCIA (3^{er} MODO DE VIBRACION)

	0.5671		
I.F.P.Mcl	2.5	Isai (cm/s ²)	318.8251

Nivel	Mi (tn s ² /cm)	ü	M,•<ji (tn s ² /cm)	AGum. M,•4> (tn s ² /cm)
1	0.0306	0.0487	0.0015	0.0015
2	0.0306	0.4308	0.0132	0.0147
3	0.0306	0.7463	0.0229	0.0376
4	0.0306	0.9463	0.0290	0.0666
5	0.0306	1.0000	0.0306	0.0972
6	0.0306	0.8990	0.0275	0.1247
7	0.0306	0.6589	0.0202	0.1449
8	0.0306	0.3170	0.0097	0.1546
9	0.0306	-0.0740	-0.0023	0.1524
10	0.0683	-0.1239	-0.0085	0.1439
11	0.3769	-0.1770	-0.0p67	0.0772
12	0.1889	0.0263	0.0050	0.0822
13	0.0261	-0.1903	-0.0050	0.0772

Fza. cortante en la base y fza. de inercia (tn)	
Vbi	13.95
Fe1	0.27
F _e 2	2.39
FcJ	4.13
Fe4	5.24
Fes	5.54
Fes	4.98
Fe1	3.65
Fes	1.76
F _e 9	-0.41
Fc10	-1.53
Fc11	-12.06
Fc12	0.90
Fe1J	-0.90

Cuadro N° 3.10

FUERZA CORTANTE EN LA BASE Y FUERZA DE INER<IA (4^o MODO DE VIBRACION)

	0.3021		
P.Mcl	2.5	Isai (cm/s ²)	318.8251

Nivel	Mi (tn s ² /cm)	ü	M,•4> (tn s ² /cm)	Acum. Mt* (Jn s ² /cm)
1	0.0306	0.0891	0.0027	0.0027
2	0.0306	0.7524	0.0231	0.0258
3	0.0306	1.0000	0.0306	0.0564
4	0.0306	0.6952	0.0213	0.0777
5	0.0306	0.0063	0.0002	0.0779
6	0.0306	-0.6861	-0.0210	0.0569
7	0.0306	-0.9994	-0.0306	0.0263
8	0.0306	-0.7606	-0.0233	0.0030
9	0.0306	-0.1016	-0.0031	-0.0001
10	0.0683	-0.0076	-0.0005	-0.0007
11	0.3769	0.1066	0.0402	0.0395
12	0.1889	-0.0196	-0.0037	0.0358
13	0.0261	0.1419	0.0037	0.0395

Fza. cortante en la base y fza. de inercia (tn)	
Vbi	3.80
F _e	0.26
Fe2	2.22
F _e J	2.95
Fc4	2.05
Fes	0.02
Fes	-2.02
Fe1	-2.95
F _e s	-2.24
Fc9	-0.30
Fc10	-0.05
Fc11	3.86
Fe12	-0.36
F _e 1J	0.36

Cuadro N° 3.11

FUERZA DE DISEÑO DEL ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL

Nivel	$0.25 \sum_{i=1}^n r_i $	$0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2}$	Fza. Inercia (tn)	Fza. Cortante (tn)
1	0.17	0.31	0.48	251.78
2	1.51	2.67	4.19	251.30
3	2.45	4.32	6.78	247.11
4	2.82	5.18	8.00	240.33
5	2.70	5.71	8.41	232.34
6	3.36	6.28	9.64	223.93
7	3.54	6.69	10.23	214.29
8	3.17	6.86	10.03	204.05
9	2.61	7.31	9.92	194.02
10	5.89	16.52	22.41	184.10
11	34.72	92.71	127.44	161.69
12	7.87	17.49	25.36	34.25
13	2.45	6.44	8.89	8.89

Cuadro N° 3, 12

FUERZA DE DISEÑO DEL ANALISIS ESTATICO

P= 905.79651
C= 2.5

V= 294.3838492 tn

Nivel	Pi (tn)	xi(m)	hi (m)	Pi*hi (tn-m)	Fza. inercia (tn)	Fza. Cortantes (tn)
1	30.05883	1.28	1.28	38.48	0.57	294.38
2	30.05883	2.56	3.84	115.43	1.71	293.82
3	30.05883	2.56	6.40	192.38	2.84	292.11
4	30.05883	2.56	8.96	269.33	3.98	289.27
5	30.05883	2.56	11.52	346.28	5.12	285.28
6	30.05883	2.56	14.08	423.23	6.26	280.17
7	30.05883	2.56	16.64	500.18	7.39	273.91
8	30.05883	2.56	19.20	577.13	8.53	266.52
9	30.05883	2.56	21.76	654.08	9.67	257.99
10	66.963	1.98	23.74	1589.70	23.50	248.32
11	369.7772	2.03	25.77	9529.16	140.86	224.82
12	185.3475	0.79	26.56	4922.83	72.77	83.96
13	25.589	3.04	29.60	757.43	11.20	11.20
				19915.62		

CUADRO N° 3, 13

MOMENTOS DE INERCIA Y EXCENRICIDADES PARA EL DISEÑO DEL FUSTE

Factor de carga de sismo =1.25

Nivel	tu (m)	Xl (m)	Pi (tn)	Acum. Pi (tn J)	Fza. Inercia ¹ (tn)	Fza. Inercia ² (tn)	Fza. Cortante (tnj)	Ml =(tn-m)	e = Ml/Acum. Pi (m)	e/r _m
13	29.60	3.04	25.59	25.59	8.890	7.112	7.1	21.62	0.845	0.2166
12	26.56	0.79	185.35	210.94	25.364	20.291	27.4	43.27	0.205	0.0526
11	25.77	2.03	369.78	580.71	127.436	101.949	129.4	305.85	0.527	0.1350
10	23.74	1.98	66.96	647.68	22.411	17.929	147.3	597.47	0.922	0.2365
9	21.76	2.56	30.06	677.74	9.923	7.939	155.2	994.83	1.468	0.3764
8	19.20	2.56	30.06	707.79	10.030	8.024	163.2	1412.73	1.996	0.5118
7	16.64	2.56	30.06	737.85	10.233	8.187	171.4	1851.59	2.509	0.6434
6	14.08	2.56	30.06	767.91	9.642	7.713	179.1	2310.19	3.008	0.7714
5	11.52	2.56	30.06	797.97	8.409	6.727	185.9	2786.02	3.491	0.8952
4	8.96	2.56	30.06	828.03	7.996	6.397	192.3	3278.22	3.959	1.0151
3	6.40	2.56	30.06	858.09	6.777	5.421	197.7	3784.30	4.410	1.1308
2	3.84	2.56	30.06	888.15	4.188	3.351	201.0	4298.96	4.840	1.2411
1	1.28	1.28	30.06	918.21	0.481	0.384	201.4	4556.79	4.963	1.2725

CUADRO N° 4.08

(1) Fuerza de inercia obtenida del analisis sísmico

(2) Fuerza de inercia obtenida del analisis sísmico entre el factor de carga de sismo

ESFUERZOS DE FLEXION EN LA CIMENTACION RIGIDA

u=	0.166
po=	17.9 tn/m ²
hplaca=	0.7 m
E=	2347871.38 tn-m

Rfuste=	3.9 m
Rplaca=	5 m
fe=	245 kg/cm ²
O=	69011.68 tn-m
fy=	4200.00 kg/cm ²
d=	63 cm

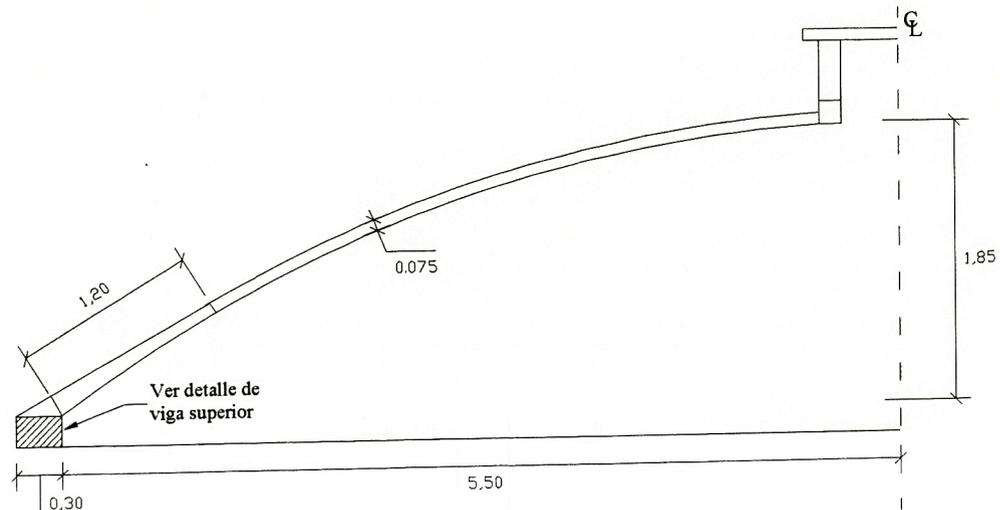
b= 1.282

x1= 2.225

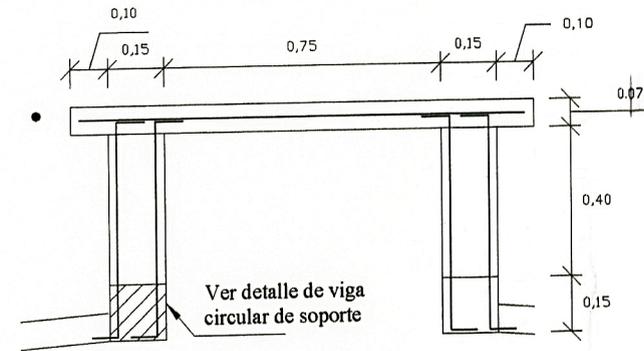
x2= -5.441

r.	t=r/Rfuste	Wr	Qr (tn/m)	Momento flexionante y acero por unidad de longitud en la direccion tangencial						Momento flexionante y acero por uoidad de longitud en la direccion radial					
				Mr (tn-m/m)	K	w	cuantia calculada	cuantia necesaria	As, (cm)	Mt (tn-m/m)	K	w	cuantia calculada	cuantia necesaria	As (cm)
1	0.26	-0.00242	8.97	-34.401	0.03931	0.04026	0.00235	0.00235	14.797	-36.271	0.04144	0.04251	0.00248	0.00248	15.623
2	0.51	-0.00177	17.94	-23.752	0.02714	0.02759	0.00161	0.00180	11.340	-31.232	0.03569	0.03647	0.00213	0.00213	13.404
3	0.77	-0.00085	26.91	-6.004	0.00686	0.00689	0.00040	0.00180	11.340	-22.835	0.02609	0.02651	0.00155	0.00180	11.340
3.9	1.00	0.00000	34.98	16.038	0.01833	0.01853	0.00108	0.00180	11.340	-12.406	0.01418	0.01430	0.00083	0.00180	11.340
4	1.03	-0.00057	-20.18	13.224	0.01511	0.01525	0.00089	0.00180	11.340	-12.080	0.01380	0.01392	0.00081	0.00180	11.340
5	1.28	-0.00922	0.00	0.000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00180	11.340	-10.136	0.01158	0.01166	0.00068	0.00180	11.340

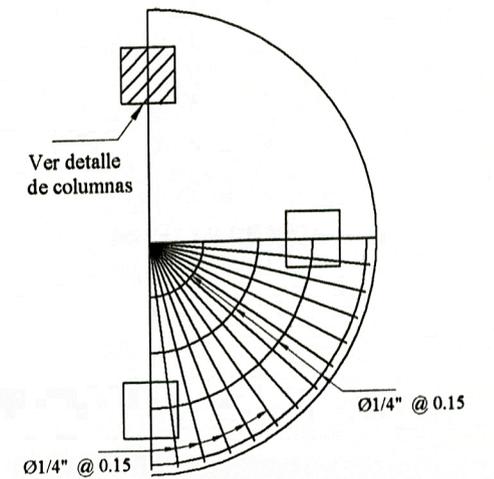
CUADRO N° 4.09



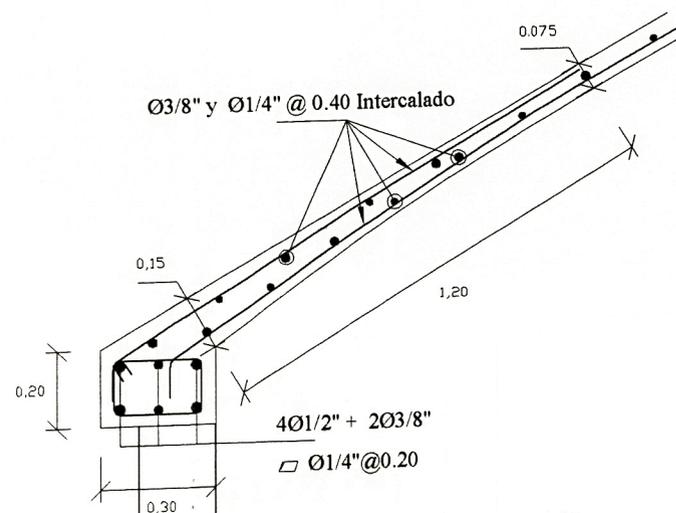
COBERTURA EN CUPULA ESFERICA
ESC 1/50



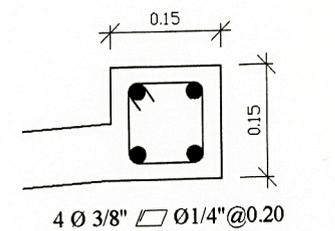
LINTERNA DE ILUMINACION
ESC 1/20



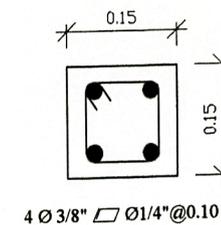
PLANTA DE TECHO DE LINTERNA
ESC 1/20



DETALLE DE VIGA SUPERIOR Y ENSANCHE DE COBERTURA
ESC 1/20



VIGA CIRCULAR DE SOPORTE
ESC 1/10

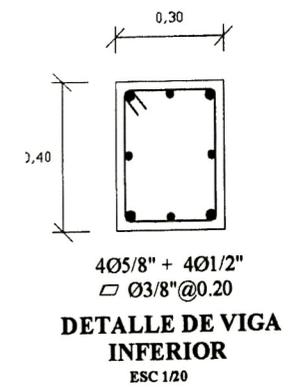
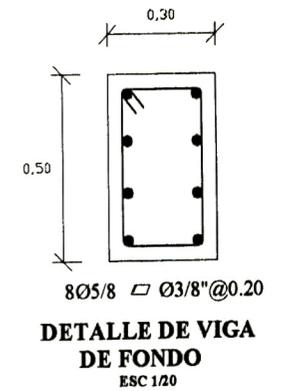
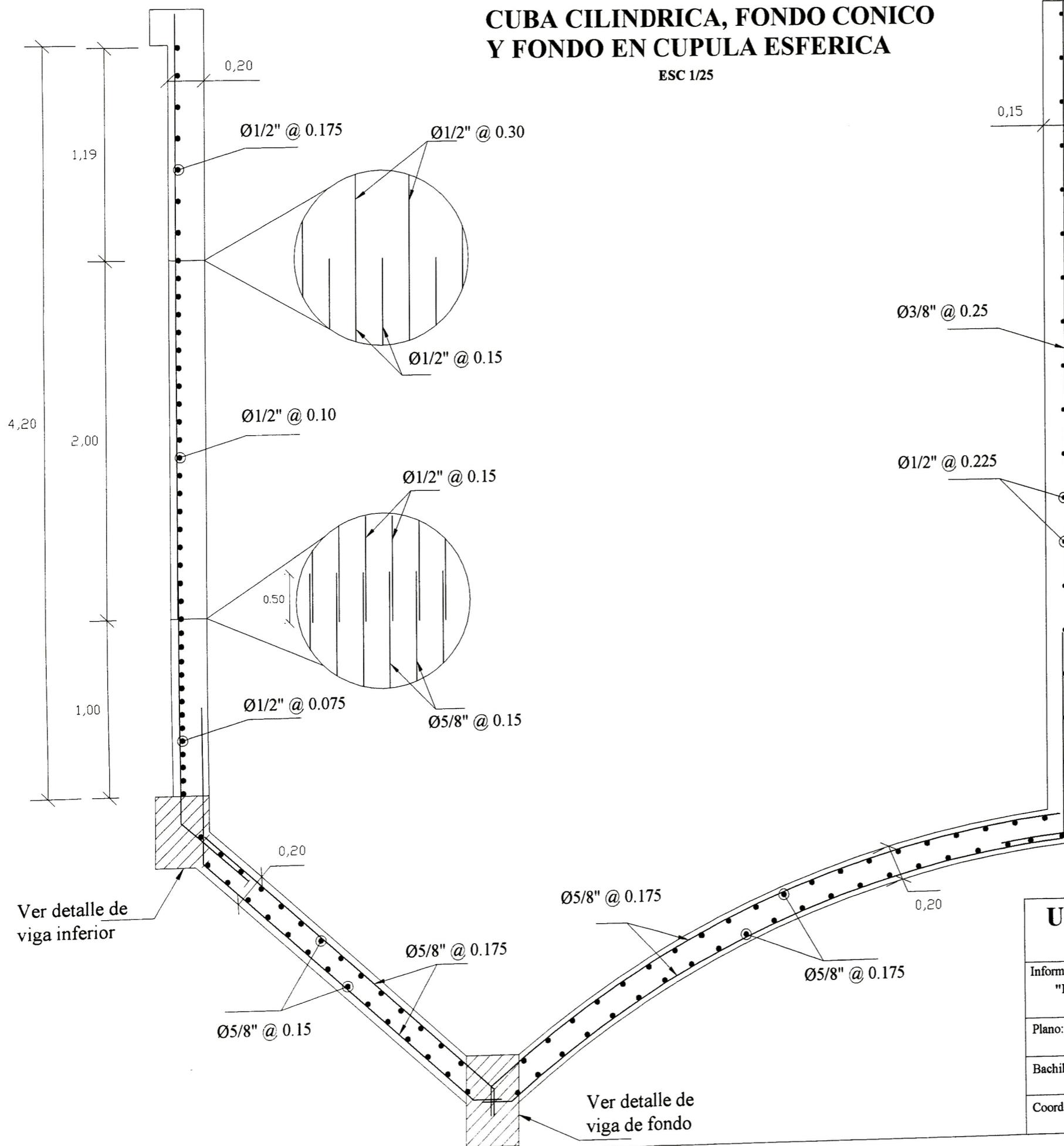


COLUMNAS
ESC 1/10

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Informe:		
"FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNI-PAMPA ZONA 3 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO ELEVADO"		
Plano:		E-1
LINTERNA DE ILUMINACION, COBERTURA Y VIGA SUPERIOR		
Bachiller:	LINCOLN W. ASECIO ZELAYA	
Coordinador:	Ing. LUIS MANCO CEPEDAS	
Escala:		Indicada
Fecha:		Abril 2007

CUBA CILINDRICA, FONDO CONICO Y FONDO EN CUPULA ESFERICA

ESC 1/25



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Informe: "FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNI-PAMPA ZONA 3
 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO ELEVADO"

Plano: CUBA, FONDO CONICO, FONDO EN CUPULA ESFERICA, VIGA DE FONDO Y CHIMENEA

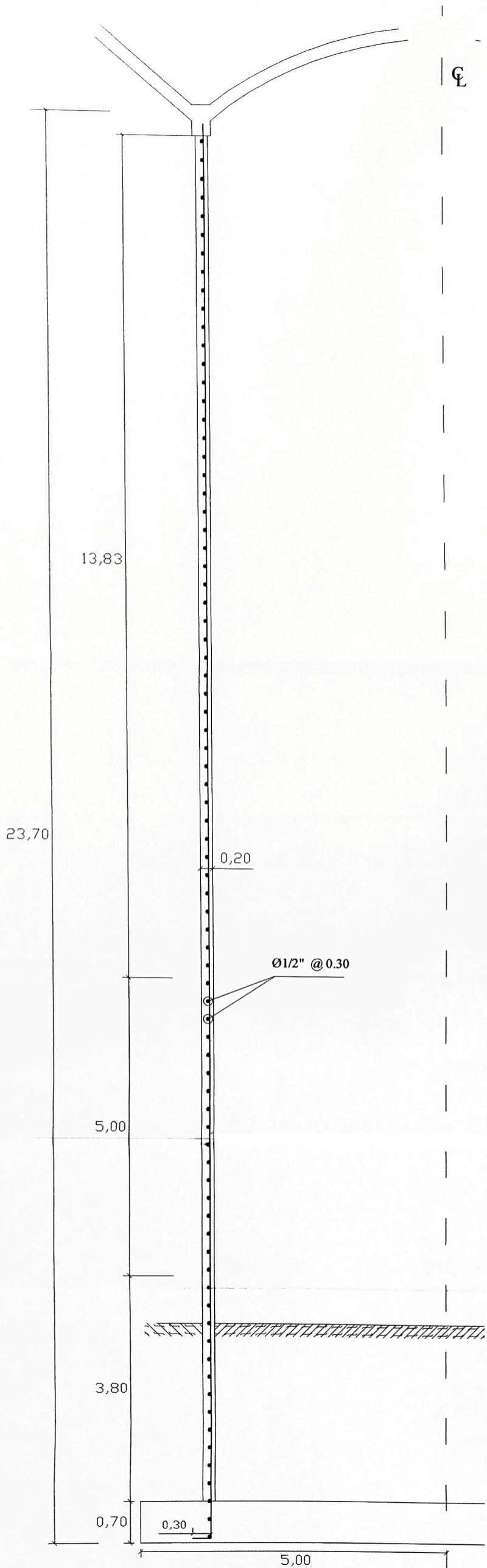
Bachiller: LINCOLN W. ASECIO ZELAYA

Escala: Indicada

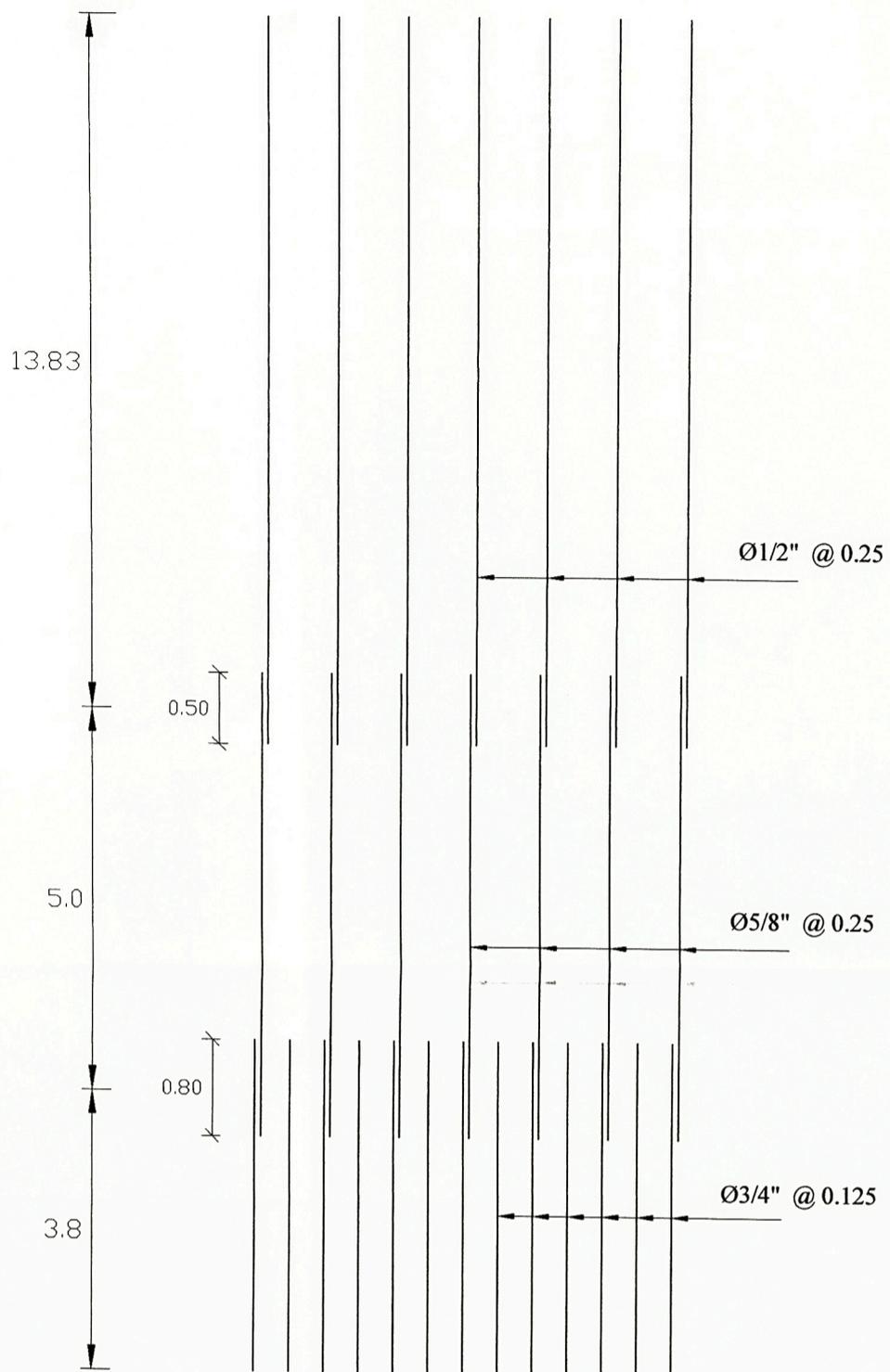
Coordinador: Ing. LUIS MANCO CEPEDAS

Fecha: Abril 2007

Lamina: E-2



FUSTE CILINDRICO
ESC 1/75



DETALLE DE ACERO VERTICAL DEL FUSTE
S/E

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Informe:
"FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNI-PAMPA ZONA 3
ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO ELEVADO"

Plano:
FUSTE CILINDRICO

Lamina:

Bachiller:
LINCOLN W. ASENCIO ZELAYA

Escala: Indicada

Coordinador:
Ing. LUIS MANCO CEPEDAS

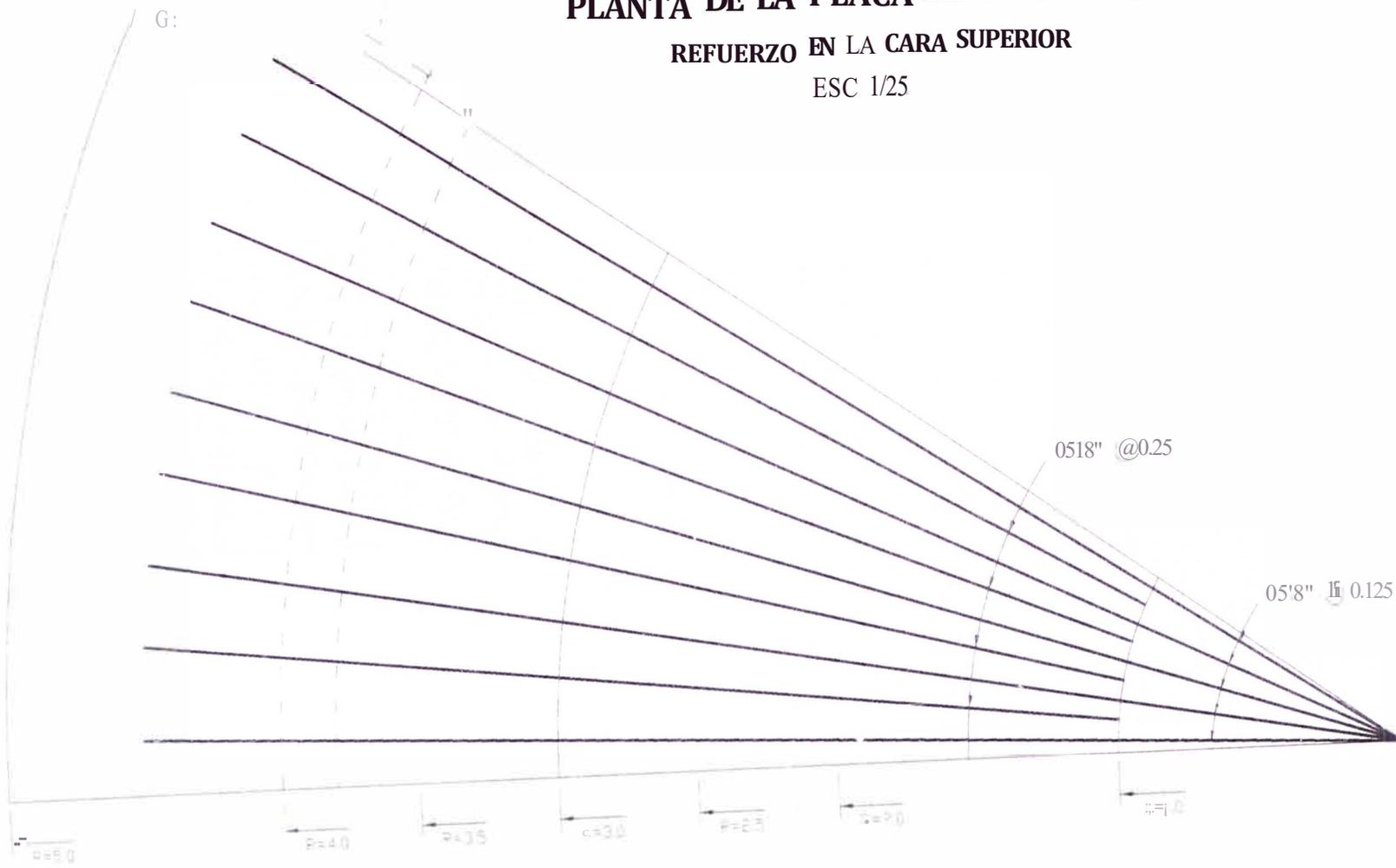
Fecha: Abril 2007

E-3

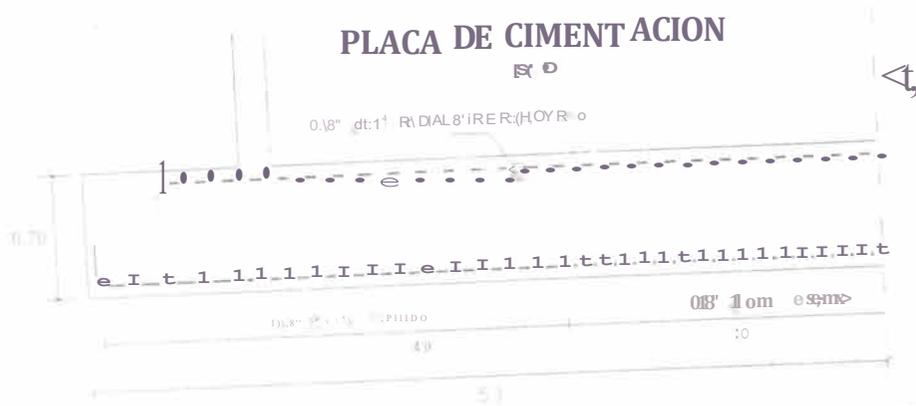
PLANTA DE LA PLACA DE CIMENTACION

REFUERZO EN LA CARA SUPERIOR

ESC 1/25



PLACA DE CIMENTACION



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Información:
"FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO LÍNEA FANPA ZONA 3
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVOIRIO ELEVADO"

PLACA DE CIMENTACION	Lamina
Bachiller LL COLN W. ASENCIO ZELAYA	Indicada
Coordinador Ing. LL15 MANCO CEPEDAS	Anal car

E-4