

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL -
SEDE JAÉN**



**VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL Y DEFICIENCIAS DEL TANQUE
ELEVADO DEL C.P. TRES PUENTES (16M3) – PÍTIPO –
FERREÑAFE - LAMBAYEQUE**

**TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERÍA
CIVIL**

Presentado por:

BACHILLER: MERCY LOZANO PÉREZ

ASESOR: Ing. MAURO CENTURIÓN VARGAS

Jaén – Cajamarca – Perú

2017



RESUMEN

Para el análisis y diseño de los tanques o reservorios de agua, se hace una descripción general de los depósitos de almacenamiento según su clasificación y contenido, con especial énfasis en los tanques elevados a nivel de la tapa. Para los diseños a realizarse se utilizarán diferentes normativas como la Norma Técnica E - 030 de Sismo Resistente en el Perú, El ACI 350.06 Estructuras de Concreto para ingeniería Medioambiental y el ACI 318.08 Reglamento Estructural para Edificaciones, así como la norma Técnica E - 060 Norma de concreto armado en nuestro país, además del uso de diversa bibliografía para el diseño.

Esta tesis propone realizar la verificación estructural de muros, tapas vigas y columnas que conforman el tanque elevado de 16m³, mediante el análisis estructural utilizando programas de cálculo estructural Sap 2000. A fin de realizar una correcta verificación se considerará el tipo de suelo a nivel freático establecido en el ensayo de laboratorio, cargas que se produzcan sobre la estructura debida el análisis dinámico modal espectral.

Luego de obtener los resultados se realizará un análisis y verificación de las hipótesis de los métodos, refuerzos y se concluye que en cuanto a la asignación de acero en la estructura tanto en los elementos de soporte como en el reservorio, éste no concuerda con lo establecido y calculado en esta investigación.

En general se realizó ésta verificación llegando a un 70% de certeza con respecto a lo indicado en los planos, solo se encontró que las vigas y techo del reservorio y paredes del mismo tiene un 40% más de acero a lo que nos rige el diseño, por lo cual es indispensable que la estructura esté monitoreada constantemente para ver en que ámbitos pueda producirse una anomalía estructural.

Uno de los aportes desprendidos en la presente investigación profesional, es la de brindar un esquema de análisis, siguiendo un proceso metodológico para su evaluación y diseño estructural.

Palabras clave: Tanques elevados, reservorios, cálculo estructural, pre dimensionamiento, metrado, análisis estático y dinámico, SAP 2000.



CAPÍTULO I:

INTRODUCCIÓN

Los reservorios son estructuras esenciales para la distribución de agua. En el caso de los reservorios elevados, se espera que éstos se mantengan operativos luego del sismo a fin de no interrumpir la distribución de agua. No obstante, se han reportado fallas y daños en los sismos pasados debido al pobre comportamiento de esa construcción de tipo péndulo invertido. Por ejemplo, en el terremoto de Bhuj del año 2001 (India), en los pueblos de Chobari y Manfera los reservorios elevados de agua colapsaron debido a que no soportaron las cargas laterales producidas por el sismo (Raj, 2003). Asimismo, luego del sismo de Pisco del año 2007 (Perú), aproximadamente 4 reservorios elevados que sumaban una capacidad de almacenamiento total de 3070 m³ quedaron inoperativos por sufrir daños en la estructura de soporte (Kuroiwa, 2012).

En el Perú no existe una metodología para el análisis de los reservorios elevados existentes y proyectados frente a diferentes escenarios de peligro sísmico. Asimismo, a nivel mundial, son pocos los estudios que se han realizado para comprender el comportamiento no lineal de los reservorios elevados. Debido a esta necesidad y frente a la ocurrencia de eventos sísmicos ha sido el motivo del desarrollo de diferentes métodos para la predicción de los daños que se generarían en los elementos estructurales, elementos no estructurales, el riesgo que estos daños representarían para los ocupantes y el funcionamiento post terremoto de la estructura. Todos estos métodos de evaluación de la performance estructural conforman la filosofía del Diseño Sísmico Basado en Desempeño. Los procedimientos de evaluación propuestos por esta filosofía de diseño son aplicables tanto al diseño de nuevas estructuras como también a estructuras ya existentes.

Debido a estas condiciones mencionadas se ha formulado el siguiente problema:

Problema:

¿Cuál es el comportamiento estructural del Tanque Elevado del C.P. Tres Puentes (16 m³) del distrito de Pítipo, provincia de Ferreñafe y departamento de Lambayeque?.



Fundamentando la hipótesis siguiente:

Hipótesis General:

“El comportamiento estructural del Tanque Elevado ante un sismo severo, es operacional con respecto a los criterios de la norma E - 030 (Diseño Sismo resistente)”.

Alcances:

La presente investigación se realizará en el Centro Poblado de Tres Puentes, pretendiendo realizar una evaluación y comparación estructural de un Tanque Elevado cuya capacidad es de 16 m³, con el proyecto: Instalación del sistema de Agua Potable y Alcantarillado de las localidades de Pativilca y Santa Clara, Sime y Los Aguilares y Sistema de agua potable de San Luis, Jabonero y otros en Pítipo; que actualmente se encuentran en ejecución. Con el estudio en ésta tesis nos permitirá determinar los esfuerzos permisibles en los elementos estructurales y verificar el refuerzo en el reservorio elevado, para ello se mencionarán los siguientes objetivos.

Limitaciones:

Para la presente tesis se realizó la verificación solo para la superestructura del Tanque Elevado.

En el análisis estructural no se considerará el análisis dinámico tiempo – Historia ya que la Norma Técnica E - 030 de nuestro país en su Capítulo 4 (4.7) de Análisis dinámico Tiempo - Historia, indica que: El análisis dinámico tiempo - historia podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados en los numerales 4.5 y 4.6 (Análisis Estático - Análisis Dinámico modal respectivamente).

Objetivo General:

Evaluar el sistema estructural del Tanque Elevado de Tres Puentes cuya capacidad es de 16m³.

Objetivos Específicos:

- Determinar las cargas actuantes que afectan al diseño del tanque elevado, a través del análisis estático y dinámico.



- Realizar en SAP 2000 V18.0.0, la modelación estructural del tanque elevado para evaluar su comportamiento.
- Determinar las deficiencias estructurales del tanque elevado.

Definición de Variables:

Variable dependiente:

Comportamiento estructural del tanque elevado del C.P. Tres Puentes (16m3) – Pítipo – Ferreñafe - Lambayeque.

Variabes Independientes:

Cargas Estáticas y Dinámicas.

Cálculos y modelamiento estructural de la estructura.

La presente investigación para esta tesis se ha organizado de la siguiente manera: Capítulo I Introducción, constituido por el contexto y el problema, la hipótesis, los alcances y limitaciones de la investigación y los objetivos; Capitulo II Marco Teórico, constituido por Antecedentes teóricos de la investigación, Bases teóricas y Definición de Términos Básicos; Capitulo III Materiales y Métodos, constituido por el Procedimiento y el Tratamiento y análisis de los datos y presentación de resultados; Capitulo IV; Análisis y discusión de resultados, donde se describe, se explica y se discute los resultados; Capítulo V; Conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO II:

MARCO TEÓRICO

2.1 DISEÑO DE ESTRUCTURAS POR SISMO

(Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Estudios Técnicos para Proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento – Diseño Estructural).

2.1.1 Los Sismos:

Son movimientos irregulares del terreno en cualquier dirección y son causados por actividad volcánica o tectónica, los más graves son de origen tectónico. Estos últimos se producen por la ruptura del terreno, la longitud de las fallas puede ser de varios cientos de kilómetros y se generan a profundidades de 10 a 50 km o aún mayores. Existen distintas formas de fallamiento, las cuales se muestran en la Figura N° 04.

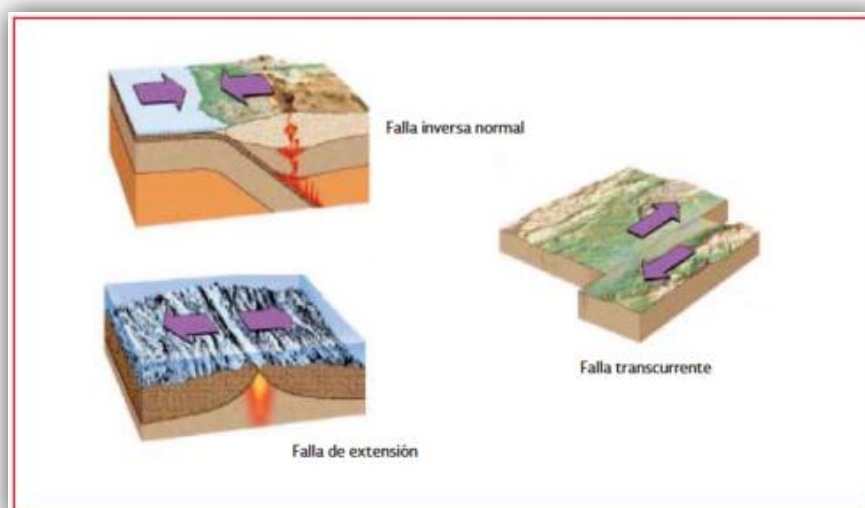


Fig. N° 01: Tipos de fallamiento (Terán, 2006)

2.1.2 Sismicidad:

Es la actividad sísmica de una región determinada y es caracterizada por:

- ✓ Magnitud
- ✓ Intensidad
- ✓ Frecuencia

No pueden predecirse los sismos en cuanto a magnitud, intensidad, ubicación ni frecuencia. Lo cual implica que solo se puede estudiar la sismicidad desde un enfoque probabilista.

2.1.3 Ondas sísmicas:

El movimiento sísmico es la suma de varias ondas de movimiento que agitan a una estructura a través de sus cimientos. Las ondas sísmicas se clasifican como:

a. Ondas de Cuerpo:

a.1 Longitudinales (ondas P o primarias): Son las más rápidas y las primeras que se registran. Producen compresión y expansión de las partículas. Provocan a la roca esfuerzos normales.

a.2 Transversales (ondas S o secundarias): Son más lentas y provocan movimientos perpendiculares al sentido de su propagación. Transmiten más energía y por lo tanto ocasionan mayores daños.

b. Ondas Superficiales: Son generadas por las ondas S y P y se parecen a las ondas en la superficie del mar. Son más lentas y también se les conoce como ondas largas o L.



Ondas P Primarias o longitudinales

Son las más rápidas



Ondas S Secundarias o transversales

Son más lentas



Ondas superficiales

Son culpables de las catástrofes

Fig. N° 02: Tipos de Ondas (Terán, 2006)



2.2 RESPUESTA DE LAS ESTRUCTURAS ANTE LOS SISMOS

(Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Estudios Técnicos para Proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento – Diseño Estructural).

En la ocurrencia de un sismo, el suelo se mueve al azar en todas direcciones. Por tanto, el movimiento sísmico de las estructuras es tridimensional, sin embargo las componentes horizontales son las más dañinas, por lo que la componente vertical suele despreciarse.

El movimiento sísmico provoca que se mueva la base de cualquier estructura y esta misma, se resiste a ser movida, debido a su inercia lo que genera fuerzas sobre la estructura ya que acelera a la misma y el origen de estas fuerzas está en la masa y rigidez lateral.

Las fuerzas de inercia inducen deformación lateral en la estructura, la que al actuar sobre la rigidez lateral de la misma produce fuerzas sísmicas internas. Dado que una excitación sísmica es un fenómeno dinámico y vibratorio, las fuerzas sísmicas cambian de magnitud y sentido periódicamente. Esto produce complicadas oscilaciones en las estructuras.

El efecto dinámico de las fuerzas sísmicas puede ser considerable. La estructura puede amplificar o de amplificar el movimiento del terreno.

La fuerza sobre una estructura muy rígida es igual a su masa multiplicada por la aceleración del suelo. En casos de estructuras flexibles, el nivel de fuerza sísmica depende de la relación que guarda su periodo con el periodo de suelo.

El comportamiento estructural difiere de acuerdo con el sistema estructural y la esbeltez de la estructura.

2.3 DAÑOS EN RESERVORIOS ELEVADOS BAJO CARGAS SÍSMICAS

(Fuente: Tesis Evaluación de la Respuesta Sísmica No Lineal de Reservorios Elevados Tipo Intze, 2015).

En la Fig. N° 03 se observa la falla por corte en las vigas de un reservorio elevado de 700 m³ de capacidad que se produjo durante el sismo de Chile del año 1960 de magnitud 9.5Mw. En la Fig. N° 04 se muestra un reservorio elevado de 200 m³ que falló durante el sismo de Bhuj del año 2001 de magnitud 8.1Mw. El

reservorio presenta fisuras circunferenciales en la parte inferior del fuste. En la Fig. N° 05 se muestra el desprendimiento del recubrimiento de un reservorio elevado de 1500 m³ de capacidad durante el sismo de Pisco del año 2007 de magnitud 8 Mw.

Durante el terremoto de Bhuj, India, del año 2001, en los pueblos de Chobari y Manfera varios reservorios elevados de agua con soporte tipo fuste y tipo pórtico colapsaron. En el año 2003, Rai (2003) estudió el desempeño de dichas estructuras llegando a la conclusión de que las fuerzas laterales y momentos volcantes de diseño obtenidas con el código de su país fueron menores a las requeridas por los códigos internacionales.



Fig. N° 03: Falla por corte en las vigas (Masoudi et al., 2012)



Fig. N° 04: Fisuras circunferenciales en la parte inferior del fuste (Rai, 2003)



Fig. N° 05: Desprendimiento del recubrimiento de acero (Kuroiwa, 2012)



2.4 CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

(Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Estudios Técnicos para Proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento – Diseño Estructural).

En sismos moderados y frecuencias pequeñas se busca que las estructuras se mantengan elásticas, mientras que en sismos de gran importancia las estructuras deben presentar un comportamiento inelástico, deformándose mucho antes del colapso, aunque esto implique daños de importancia. Es decir, que el diseño estructural deberá realizarse para resistencia última considerando estructuras dúctiles.

Debe tomarse en consideración que, para el sismo máximo más probable las estructuras no deben presentar fallas estructurales mayores que pongan en riesgo la integridad del elemento, la continuidad del servicio y más importante aún, que su falla ocasione la pérdida de vidas humanas.

2.4.1 Factor de comportamiento sísmico:

Para caracterizar las estructuras en función de su ductilidad se establece un valor conocido como factor de comportamiento sísmica, Q . A través de este valor, se busca considerar la ductilidad estructural, la estructuración, el deterioro o efecto que puede contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran.

2.4.2 Factor de reducción por sobre resistencia R :

La sobre resistencia es una consideración que se fundamenta en diversos factores. En primer lugar, los valores nominales de resistencia de los materiales son menores que su resistencia real. Tómese en cuenta que en el diseño estructural y en los métodos para evaluar la resistencia de los materiales, se consideran simplificaciones que siempre entregan resultados del lado de la seguridad.

Además, la sobre resistencia depende de otros factores, entre los cuales se encuentran el sistema estructural empleado, el grado de hiperestaticidad, el detallado estructural y la variabilidad de las propiedades índice de los materiales con el tiempo y con la velocidad de aplicación de la carga.



CAPÍTULO III:

MATERIALES Y METODOS

3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA:

El Centro Poblado Tres Puentes B, Distrito de Pitipo, Provincia de Ferreñafe y Región Lambayeque, se encuentra ubicado en el Norte del País, con una altura media sobre el nivel del mar de 56 metros.

3.2 TOPOGRAFÍA Y TIPO DE SUELO:

El lugar del Proyecto en mención, tiene como cota topográfica promedio de 56.00 m.s.n.m.

3.3 NAPA FREÁTICA:

El nivel de napa freática no se registra con calicatas de 2.50 m de profundidad.

3.4 TEMPERATURA, EVAPORACIÓN Y VIENTO:

El Clima de la región es variable, entre Cálido y templado con temperaturas medias a la sombras variando entre 18° a 24°C en los meses de invierno y verano respectivamente. La temperatura promedio es de 21°C. La humedad relativa es de 75%.

La evaporación diaria media varía de 5.2mm como máximo en los meses de verano y de 3.6mm, como mínimo en los meses de invierno. Una de las características principales del Centro Poblado es la persistente presencia de corrientes de aire provenientes del Sur, que se inician después del mediodía, cuya velocidad promedio anual es de 8.2 nudos por hora (4.2 m/seg).

CAPÍTULO IV:

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 DESCRIPCIÓN DEL RESERVORIO

El reservorio elevado tiene las siguientes características y fueron extraídas del Expediente Técnico y Estudio de Mecánica de Suelos:

- Ubicación del reservorio : Lambayeque
- Fecha de verificación : 2016
- Aplicación de Norma : ACI 350
- Resistencia del concreto $f'c$: 245 kg/cm^2
- Resistencia del acero f_y : 4200 kg/cm^2
- Peso unitario del concreto : 2400 kg/m^3
- Peso unitario del agua : 1000 kg/m^3
- Aceleración de la gravedad : 9.80 m/s^2
- Capacidad portante del suelo : 1.32 kg/cm^2 .
- Tipo del reservorio : Rectangular elevado
- Capacidad del reservorio : 16 m^3

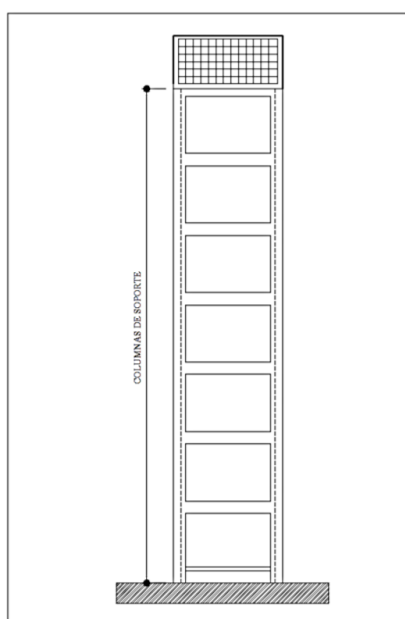


Fig. N° 06: Vista en elevación del reservorio a analizar en SAP 2000.



4.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL:

4.2.1 DISEÑO Y VERIFICACIÓN

4.2.1.1 DISEÑO DE TAPA

Para el cálculo de la cobertura se analizara (aplicando la teoría de membranas) los esfuerzos que se producen en la tapa con peso propio, la carga de la linterna de iluminación, la sobrecarga, así como los efectos de flexión producidos en el apoyo.

Por Membrana para un metro de longitud de tapa.

DIRECCION VERTICAL:

$$\begin{aligned} F'c &= 245 \text{ kg/cm}^2 \\ Fr &= 2\sqrt{f'c} = 31.30 \text{ kg/cm}^2 \\ F22 &= 9.27 \text{ Kg/cm}^2 \\ B &= 15 \text{ cm} \\ \text{Ancho trib.} &= 100 \text{ cm} \\ \text{Rec} &= 3 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\delta c = 9.27 \text{ kg/cm}^2 < 31.30 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

Para el techo del tanque, losa maciza de 15 cms, se colocará un As min en dicha dirección, $As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$, por lo que colocando $\emptyset 3/8" @ .25$ es suficiente y bastones $\emptyset 3/8" @ .25$ en los apoyos.

DIRECCION HORIZONTAL:

$$\begin{aligned} F'c &= 245 \text{ kg/cm}^2 \\ Fr &= 2\sqrt{f'c} = 31.30 \text{ kg/cm}^2 \\ F11 &= 11.08 \text{ Kg/cm}^2 \\ B &= 15 \text{ cm} \\ \text{Ancho trib.} &= 100 \text{ cm} \\ \text{Rec} &= 3 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\delta c = 11.08 \text{ kg/cm}^2 < 31.30 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$



Para el techo del tanque, losa maciza de 15 cms, se colocará un As min en dicha dirección, $As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$, por lo que colocando $\emptyset 3/8" @ .25$ es suficiente y bastones $\emptyset 3/8" @ .25$ en los apoyos.

4.2.1.2 DISEÑO DE CUBA

Para el cálculo de las paredes de la cuba se analizará en el estado elástico agrietado.

F'_c	=	245 kg/cm ²
F_y	=	4200 kg/cm ²
B	=	20cm
h	=	100cm
Rec	=	4cm
d	=	16cm
E_s	=	2.10E+06Kg/cm ²
E_c	=	$15000 \times \sqrt{245} = 234787.1376 \text{ Kg/cm}^2$
n	=	8.944

EN EL ESTADO AGRIETADO:

F_s	=	0.6 f_y	=	2520.00Kg/cm ²
F_c	=	0.45 f_y	=	110.25Kg/cm ²

Sabemos que el esfuerzo máximo de tracción del concreto es de $2\sqrt{f'_c}$ Equivalente a 31.30kg/cm². Según NTE: E-060. Se ponderará al cálculo del acero por flexión que se produce en las paredes.

Del análisis se tiene que el momento flector producido por el apoyo es de 3.83Tn/m. Ver figura

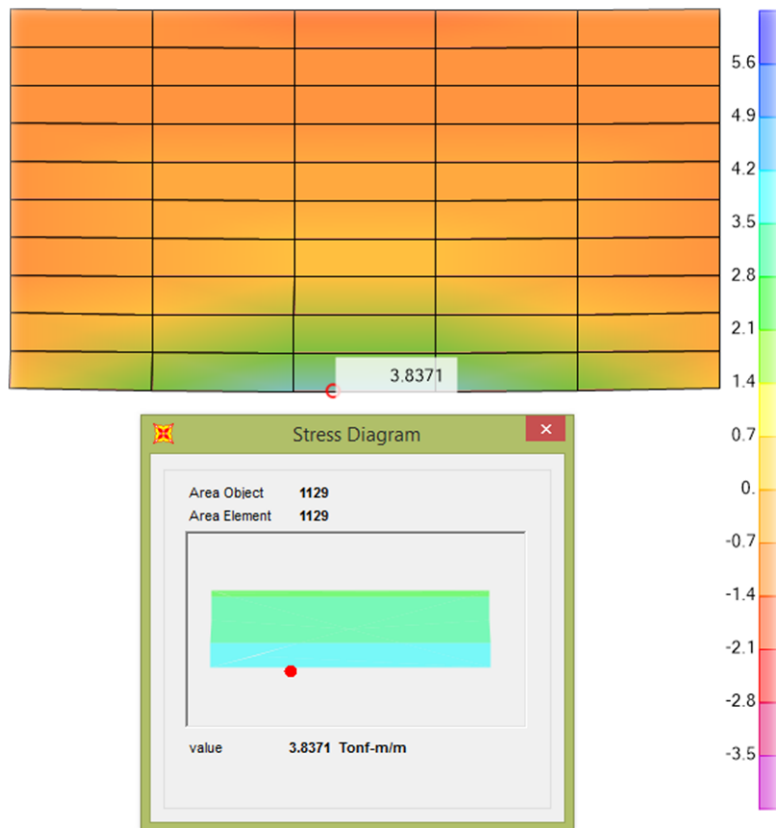


Fig. N° 07: Momento flector producido por el apoyo en la cuba en SAP 2000.

$$k = 0.3671$$

$$j = 0.8776$$

$$As = \frac{M}{fsxjd} = 2.39cm^2$$

$As_{min} = 0.0025 \times 100 \times 16 = 4.00cm^2$, por lo que colocando $\varnothing 1/2"$ @.25 en dos capas en ambas direcciones, es suficiente y bastones $\varnothing 1/2"$ @ .25 en los apoyos.

4.2.1.3 DISEÑO DEL FONDO DE LA CUBA

Para el cálculo de las paredes de la cuba se analizara en el estado elástico agrietado.

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

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

B	=	20cm
h	=	100cm
Rec	=	4cm
d	=	16cm
Es	=	2.10E+06Kg/cm ²
Ec	=	15000x√245 = 234787.1376 Kg/cm ²
n	=	8.944

EN EL ESTADO AGRIETADO:

Fs	=	0.6fy	=	2520.00Kg/cm ²
Fc	=	0.45fy	=	110.25Kg/cm ²

Sabemos que el esfuerzo máximo de tracción del concreto es de $2\sqrt{f'c}$ Equivalente a 31.30kg/cm². Según NTE: E-060. Se ponderará al cálculo del acero por flexión que se produce en las paredes.

Del análisis se tiene que el momento flector producido por el apoyo es de 5.96Tn/m. Ver figura N° 08

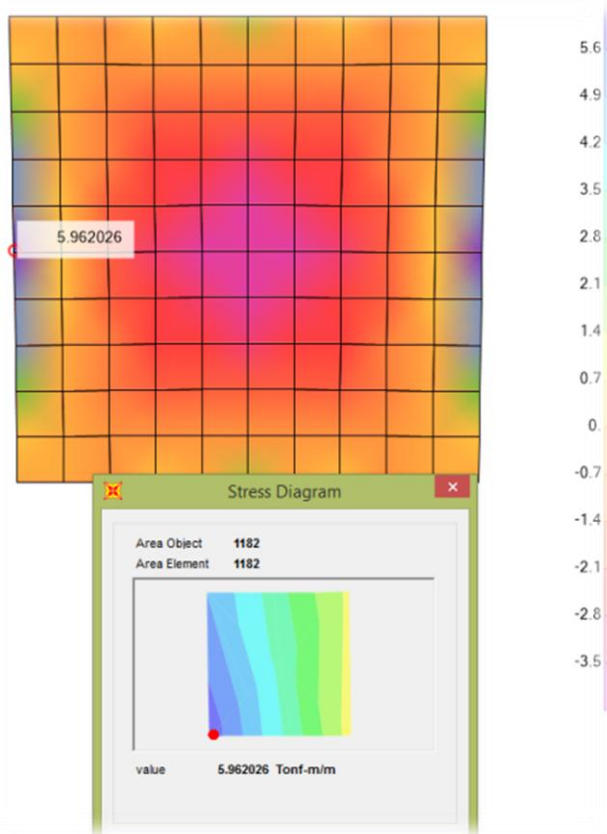


Fig. N° 08: Momento flector producido por el fondo de la cuba en SAP 2000.



$$k = 0.3671$$

$$j = 0.8776$$

$$As = \frac{M}{f * j * d} = 3.186 \text{ cm}^2$$

As min = 0.0025x100x16= 4.00cm², por lo que colocando Ø 1/2" @.20 en dos capas en ambas direcciones, es suficiente y bastones Ø 1/2" @ .25 en los apoyos.

4.2.1.4 VERIFICACION DE VIGAS DE APOYO

Para el cálculo de las paredes de la cuba se analizara en el estado elástico agrietado.

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

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

$$M = 4.48 \text{ Tn-m}$$

$$B = 30\text{cm}$$

$$h = 50\text{cm}$$

$$\text{Rec} = 4\text{cm}$$

$$d = 16\text{cm}$$

$$Es = 2.10\text{E}+06\text{Kg/cm}^2$$

$$Ec = 15000 \times \sqrt{245} = 234787.1376 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8.944$$

$$As = 3 \text{ Ø } 3/4"$$

$$A's = 3 \text{ Ø } 3/4"$$

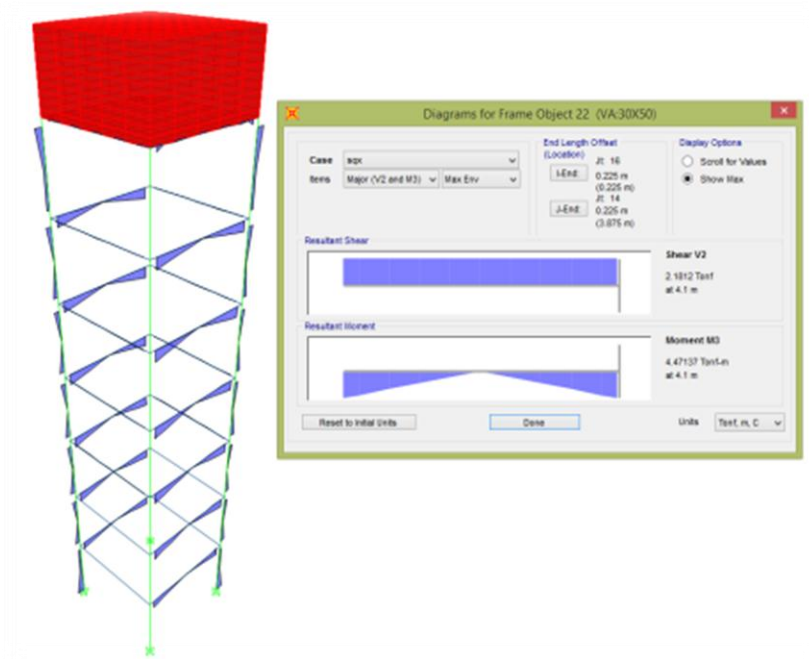


Fig. N° 09: Momento último en la viga crítica en SAP 2000.

A.- VERIFICANDO ESFUERZOS

VIGA ALTO 50 cm
 ANCHO 30 cm

$f'c$ = 245 kg/cm²
 Fy = 4200 kg/cm²
 Fc = 110.25 kg/cm²
 Fs = 1700 kg/cm²
 Es = 2100000
 Ec = 234787.1376Kg/cm²
M + 4.48 Tn-m

PERALTE d-4 cm
d= 46 cm

RELACION MODULAR n = Es/Ec
 n= 8.94

K permisible(diseño) K = $(n * fc) / (n * fc + fs)$
 k = 0.3671

J = 1 - K/3
 J = 0.8776
As= (M)/(fs J d)
 As = 6.51cm²

Como podemos ver la viga puede ser diseñada solo como simplemente reforzada.

B.- DISEÑO DE SECCIÓN

DISEÑO DE VIGAS RECTANGULARES

$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $b = 30 \text{ cm}$
 $h = 50 \text{ cm}$
 $r_e = 4 \text{ cm}$ (Recubrimiento al Estribo)
 $\phi = 0.85$ Por Cortante y Flexión
 ϕ de Estribo $3/8"$
 ϕ varilla $3/4"$
 Recubrimiento al centro de la varilla: 5.91 cm



Momento de Diseño $M_u = 4.47 \text{ Tn-m}$
 Bloque en Compresión $a = 1.91 \text{ cm}$
 Peralte Efectivo $d = 44.09 \text{ cm}$
 Distancia max.al eje neutro $c_{max} = 16.53 \text{ cm}$
 $\beta_1 = 0.85$
 $a_{max} = 14.05 \text{ cm}$

Cuantías	$\rho_{min} =$	0.00301169
	$\rho_{min} =$	0.0034
	$\rho_{min} =$	0.0034

Acero de refuerzo	$A_s =$	2.9027 cm²
	$A_{s \text{ min}} =$	3.9836 cm²
	$A_{s \text{ min}} =$	4.4972 cm²
	$A_s =$	4.5 cm²

Varillas Usar Usar 2Ø 3/4"

Este acero es lo que debería tener la viga, diseñada de forma simplemente reforzada , pero en los planos adjuntos dicha viga tiene 3 Ø 3/4", lo que me permitirá hacer una verificación para ver si cumple o no con lo establecidos en la NTE:E-060 haciendo previa verificación de esfuerzos.

D.- DISEÑO POR CORTE



DISEÑO POR CORTANTE

$f'c =$	245 Kg/cm ²
$f_y =$	4200 Kg/cm ²
Ancho de viga =	30 cm
$V_u =$	2273.8 Kg
Recubrimiento =	4 cm
Área del estribo =	0.71 cm ²
$V_c =$	11448.22 Kg
Comprobación =	no necesita estribos de diseño
Nota =	Requiere sólo estribos de montaje
$A_v =$	1.42 cm ²
Separación =	56.8 cm
Long. de Confinamiento =	100 cm
Cantidad de Estribos =	2

E.- VERIFICACION CON ACERO IMPUESTO EN LOS PLANOS

VERIFICACIÓN DE VIGAS RECTANGULARES

$f'c =$	245 Kg/cm ²
$f_y =$	4200 Kg/cm ²
$b =$	30 cm
$M =$	4.48 Tn-m
$h =$	50 cm
$r_e =$	4 cm
$A_s =$	8.55
ϕ de Estribo	0.95 cm
ϕ varilla	1.91 cm
$n =$	8.944
$k =$	0.367
$j =$	0.878
$d =$	44.09 cm

Esfuerzos:

$$f_s = \frac{M}{A_s x j x d} \quad f_c = \frac{2M}{k x j x b d^2}$$

Cálculos:

$$f_s = 1354 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 47.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Al comparar tenemos:

Como $f_s = 1354 \text{ Kg/cm}^2 < f_y = 1700 \text{ Kg/cm}^2$ OK
se puede $f_c = 47.7 \text{ Kg/cm}^2 < 0.45 f_c = 110 \text{ Kg/cm}^2$ OK

apreciar los esfuerzos aún están en la relación de lo que la norma nos permite, por lo tanto la viga aun funciona como simplemente reforzada según el acero asignado.



Con lo cual se comprueba que en estos casos, que el acero asignado no es el adecuado para la sección de viga indicado en los planos, lo cual según el programa el acero indispensable sería el que se calculó anteriormente de forma simplemente reforzada.

4.7.6 VERIFICACION DE LAS COLUMNAS DE APOYO

Para la verificación de las columnas, tomaremos una de ellas la más crítica, se tendrá en cuenta los parámetros que se muestran a continuación.

F'_c	=	245 kg/cm ²
F_y	=	4200 kg/cm ²
M	=	30.15 Tn-m
B	=	30cm
h	=	50cm
e	=	20cm
Rec	=	4cm
d	=	16cm
E_s	=	2.10E+06 Kg/cm ²
E_c	=	$15000 \cdot \sqrt{245} = 234787.1376$ Kg/cm ²
A_s	=	$6\emptyset 1" + 4\emptyset 5/8" = 41.82$ cm ²



A.- DATOS PARA DIAGRAMA DE ITERACIÓN DE COLUMNAS

DIAGRAMA DE ITERACION DE COLUMNAS

DATOS

$f'c=$	245 Kg/cm ²
$f_y=$	4200 Kg/cm ²
$E_s=$	2038902 Kg/cm ²
$E_c=$	236568.6 Kg/cm ²
$\beta=$	0.85
$b=$	0.45 m
$h=$	0.45 m
$r=$	4 cm
Estribo=	ϕ 3/8"
Esquinas=	ϕ 1"
Interior=	ϕ 5/8"
As min=	20.25 cm ²
$\phi Pb=$	76049.27 Kg
0.1 f'c Ac=	49612.50 Kg

D.- GRÁFICO DE DIAGRAMA DE ITERACIÓN

DIAGRAMA DE ITERACION DE LA COLUMNA

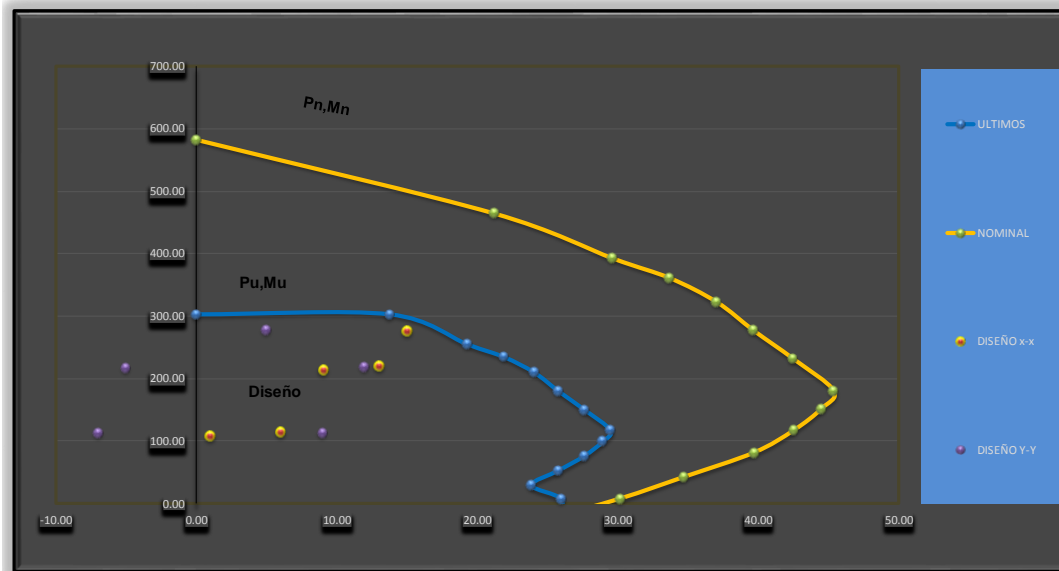


Fig. N° 10: Diagrama de Iteración de la verificación de columnas.

Lo cual concluye que el acero impuesto en la columna está dentro de los rangos permisibles, ya que realizando el diagrama de iteración para dicho elemento, este cumple con el acero indicado en los planos adjuntos.



CAPÍTULO V:

CONCLUSIONES

- ✓ Se llevó a cabo la verificación del Sistema Estructural del Tanque Elevado llegándose a constatar que cumple con el requerimiento estipulado en la norma técnica E-030.
- ✓ Se verificó que el valor de la cortante basal dinámica es de 52.16 Ton. y el valor del cortante basal estático es de 64.65 Ton., cumpliendo con lo estipulado en la norma técnica E – 030.
- ✓ La deriva máxima de la estructura es de 0.001063 y el desplazamiento máximo en los puntos de control es de 3.22 mm., cumpliendo con los requisitos de la Norma E.030.
- ✓ Se verificó que los esfuerzos en las paredes del reservorio no sobrepasan el esfuerzo de Von Mises: $Esf VM = 9.27 \text{ Kg/cm}^2 < Esf Act 31.30 \text{ Kg/cm}^2$, SI CUMPLE.
- ✓ El acero en las vigas en este análisis resulta un área de 5.68 cm^2 y en los planos indica un área de 8.52 cm^2 , para lo cual NO CUMPLE.
- ✓ El acero en las columnas en este análisis resulta un área de 41.82 cm^2 , lo cual SI CUMPLE.
- ✓ El acero en la losa de fondo de la cuba del reservorio según este análisis resulta un área de 1.27 cm^2 cada 20cm doble capa, en los planos indica un área de 1.27 cm^2 , lo cual SI CUMPLE.
- ✓ El acero de refuerzo en las paredes de la cuba del reservorio para este análisis resulta un área de 1.27 cm^2 cada 25cm doble capa, en los planos indica un área de 1.27 cm^2 cada 15cm, lo cual NO CUMPLE.



CAPÍTULO VI:

RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda realizar un análisis estructural de reservorios con formas Rectangulares y evaluar su comportamiento con la interacción del fluido que contenga.
- ✓ Se recomienda analizar el comportamiento estructural de la estructura mediante aisladores y amortiguadores sísmicos en la cimentación.
- ✓ En la malla curricular de la Escuela de ingeniería Civil se debe incluir el curso de Modelamiento de estos sistemas estructurales.
- ✓ Incorporar en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones parámetros para el Análisis y diseño sísmico en Estructuras de Almacenamiento de Líquidos.



CAPÍTULO VII:

BIBLIOGRAFÍA

- ✓ SEISMIC DESIGN OF LIQUID-CONTAINING CONCRETE STRUCTURES (ACI 350.3-01) and Commentary (350.3R-01).
- ✓ REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (E.030 - Diseño Sismo resistente).
- ✓ REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (E.060 - Concreto Armado).
- ✓ COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. 2013. "SAP2000 v.16.0.1–Structural Analysis Program", Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.
- ✓ Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Estudios Técnicos para proyectos de Agua potable, Alcantarillado y Saneamiento – Diseño Estructural.
- ✓ Tesis Evaluación de la Respuesta Sísmica No Lineal de Reservorios Elevados Tipo Intze, 2015.