AAS9579

Universidad Católica Andrés Bello

Vicerrectorado Académico

Estudios de Postgrado

Área: Ingeniería

Programa: Ingeniería Estructural

Diseño de una losa maciza con juntas constructivas aplicable al proyecto de Plantas de Etanol.

Autor:

Ing. DESIREE CARRERO ROA

Tutor:

Ing. DENIS RODRIGUEZ

Octubre del 2014

CARTA DE APROBACIÓN DEL ASESOR

Caracas, 02 de Octubre del 2014

Señores

Director y demás integrantes

Consejo de Área de Ingeniería

UCAB,

Presentes.

Referencia: **Aprobación del Asesor del Trabajo de Grado**

Estimados Señores:

Por medio de la presente hago constar que supervise, en calidad de Asesor, el Trabajo Especial de Grado titulado **"Diseño de una losa maciza con juntas constructivas aplicable al proyecto de Plantas de Etanol.",** desarrollado por él Ing. DESIREE CARRERO ROA, titular de la cédula de identidad número 18.679.354, como requisito parcial para optar al Título de **Especialista en Ingeniería Estructural**.

Así mismo hago constar que he revisado y aprobado la versión final del mencionado trabajo, estando conforme con el mismo.

Atentamente,

Ing. DENIS RODRIGUEZ

Esp. En Ingenieria Sismorresistente

UNIVERSIDAD CATÓLICA "ANDRÉS BELLO"
VICERECTORADO ACADÉMICO
ESTUDIOS DE POSTGRADO
ÁREA DE INGENIERÍA
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Diseño de una losa maciza con juntas constructivas aplicable al proyecto de Plantas de Etanol.

Autor: Ing. Desiree Carrero Roa
Asesor: Ing.Esp.Denis Rodriguez
Año: 2014

RESUMEN

En Venezuela se están construyendo Plantas de Etanol en cuatro Estados del país. Dichas plantas son de gran importancia para el crecimiento del área productiva de hidrocarburos. En el Estado Portuguesa se presenta una problemática actual con la construcción de una losa maciza que soportará ocho tanques de almacenamiento en un área fundamental de la planta. La locación de la construcción de la obra no cuenta con plantas de concreto cercanas, para poder realizar un solo vaciado como fue previsto y establecido inicialmente en el diseño de dicha losa. Esta situación está generando un problema a nivel constructivo de gran magnitud, que a su vez implica un retraso importante en la planificación de la construcción de la planta. Se propone hacer el diseño de la losa maciza, con juntas constructivas. Lo cual permitiría una solución viable para solventar el problema que se está generando. El diseño se hará por medio del sowftware de cálculo estructural STAAD PRO, considerando las Normas Venezolanas COVENIN, cumpliendo con los requisitos minimos establecidos por las mismas. Para poder implementar el diseño no solo en el estado portuguesa, sino en los tres estados adicionales donde se construirán las plantas de etanol. Como también se hará una comparación del diseño inicial de la losa sin juntas constructivas con el diseño de la losa con juntas, para evaluar el comportamiento de ambas, las ventajas y desventajas en cuanto al diseño y construcción de las mismas.

Palabras claves: Losa Maciza, Plantas de Etanol, Juntas Constructivas, Diseño Estructural, Fundaciones, Evaluación Comparativa.

INDICE

		Pag.
Resumen		3
Índice		4
Introducción		10
Capítulo		
I	**El Problema**	
	1.1 Planteamiento del Problema	11
	1.2 Justificación	13
	1.3 Objetivos de la Investigación	14
	1.4 Alcance de la Investigación	15
	1.5 Limitaciones de la Investigación	16
II	**Marco Teórico**	
	2.1 Bases Teóricas	17
	2.1.1 Ingeniería Sismorresistente en Venezuela	17
	2.1.2 Plantas de Etanol en Venezuela	19
	2.1.3 Losas Macizas	23
	2.1.4 Espectros de Respuesta y Diseño	27
	2.1.5 Cálculos de Fundaciones de Tanques	32
	2.1.6 Juntas Constructivas	52
	2.2 Antecedentes	54
	2.2.1 Plantas de Etanol en el Mundo	54
	2.3 Fundamentos Legales	61

III **Marco Metodológico**

3.1 Tipo de Investigación 75

3.2 Diseño de la Investigación 76

3.3 Instrumentos de la Recolección de Datos 78

3.4 Técnicas de Análisis y Procesamiento 81

3.5 Fases de la Investigación 82

3.6 Operacionalización de Variables 83

IV **Analisis e Interpretación de Resultados**

4.1 Datos Iniciales 85

4.2 Especificaciones de los Materiales 86

4.3 Parámetros del Suelo 86

4.4 Programa Computacional 87

4.5 Diseño Estructural 87

4.5.1 Hipótesis utlizadas para el diseño estructural 88

4.6 Análisis de Carga 89

4.6.1 Carga Permanente, CP 90

4.6.2 Carga Variable, CV 90

4.6.3 Carga Sísmica: SX, SY y SZ 90

4.6.4 Combinación de Solicitaciones 90

4.7 Diseño por Estado Limite de Agotamiento 93

4.7.1 Modelo de Análisis 93

4.7.2 Verificación por Flexión 93

4.7.3 Evaluación del Momento Resistente 97

4.7.4 Diseño del Acero de Refuerzo 98

4.7.5 Verificación por Corte 110

4.8 Verificación por Estado Limite de Servicio 112

4.8.1 Verificación de la presión sobre el suelo 112

4.8.2 Control de Asentamientos 115

V **Conclusiones y Recomendaciones**

Bibliografia 118

Anexos 122

Glosario 177

Lista de Figuras

Figura1. Proceso de obtención de bioetanol 22

Figura 2. Losa Maciza en obra de construcción 24

Figura 3. Gráfico indicativo del Método de determinación del espectro de respuesta.....29

Figura 4. Losas vinculadas con Juntas de Construcción.....53

Figura 5. Planta de Etanol en Brasil.....55

Figura 6. Planta de Etanol Colombia.....58

Figura 7. Planta de Etanol Estados Unidos.....60

Figura 8. Vista aérea de la Planta de Etanol. Estado Trujillo.....82

Figura 9. Vista aérea de la Planta de Etanol. Estado Portuguesa.....83

Figura 10. Vista aérea de la Planta de Etanol. Estado Portuguesa.....83

Figura 11. Vista aérea de la Planta de Etanol. Estado Barinas.....84

Figura 12. Vista Esquemática de las losas de Fundación.....92

Figura 13. Losa de Fundación LS-01-Vista 3D.....97

Figura 14. Losa de Fundación LS-02-Vista 3D.....98

Figura 15. Visualización de las Máximas Tensiones MX-LS-01.....99

Figura 16. Visualización de las Máximas Tensiones MY-LS-01.....100

Figura 17. Visualización del Acero Superior Dirección X-LS-01.....103

Figura 18. Visualización del Acero Superior Dirección Z-LS-01.....104

Figura 19. Visualización del Acero Inferior Dirección X-LS-01.....105

Figura 20. Visualización del Acero Inferior Dirección Z-LS-01.....106

Figura 21. Visualización de las Máximas Tensiones MX-LS-02.....107

Figura 22. Visualización de las Máximas Tensiones MY-LS-02.....108

Figura 23. Visualización del Acero superior dirección X-LS-02.....111

Figura 24. Visualización del Acero superior dirección Z-LS-02.....112

Figura 25. Visualización del Acero inferior dirección X-LS-02.....113

Figura 26. Visualización del Acero inferior dirección Z-LS-02.....114

Lista de Tablas

Tabla 01. Distribución de las Tensiones - Losa LS-01 98

Tabla 02. Distribución de las Tensiones - Losa LS-02 99

Tabla 03. Momento Resistente de la Losa LS-01.....101

Tabla 04. Acero de Refuerzo Requerido LS-01.....102

Tabla 05. Momento Resistente de la Losa LS-02.....109

Tabla 06. Acero de Refuerzo Requerido LS-02.....110

Tabla 07. Valores de Corte Máximo LS-01.....115

Tabla 08. Valores de Corte Máximo LS-02.....115

Tabla 09. Máximos valores de Presión del Suelo LS-01.....117

Tabla 10. Máximos valores de Presión del Suelo LS-02.....117

Tabla 11. Máximos valores de Presión del Suelo/Acción sismica LS-01....118

Tabla 12. Máximos valores de Presión del Suelo/Acción sismica LS-02....118

Tabla 13. Máximos Desplazamientos Losa LS-01.....119

Tabla 14. Máximos Desplazamientos Losa LS-02.....120

INTRODUCCIÓN

El proyecto de las Plantas de Etanol en Venezuela es una de las obras actuales de mayor envergadura a nivel Nacional. Ya que representan un crecimiento económico y productivo en el país importante para la próxima década. Dichas Plantas se están implementando a nivel mundial, ya que ayuda al medio ambiente a bajar considerablemente los niveles de contaminación, como también es usado para la producción de combustible. El etanol es un compuesto químico obtenido a partir de la fermentación de los azúcares que puede utilizarse como combustible, solo, o bien mezclado en cantidades variadas con gasolina, y su uso se ha extendido principalmente para reemplazar el consumo de derivados del petróleo. Lo cual traería grandes ganancias económicas y ambientales al campo de hidrocarburos de Venezuela.

Dicha Planta será construida en cuatro (4) estados del país: Trujillo, Barinas, Cojedes y Portuguesa. En el estado Portuguesa se presenta una problemática a nivel constructivo, asociado con una losa maciza de fundación que soportará ocho tanques de almacenamiento de vital importancia para el proceso de producción de la Planta de Etanol.

En toda construcción se presentan imprevistos que pueden ser perjudiciales para el desarrollo de efectividad de la obra, si no se toman las medidas necesarias para resolverlas en el menor tiempo posible.

La ubicación geográfica de la obra, no cuenta con plantas de concreto cercanas, para la realización de grandes vaciados de concreto de las estructuras de la planta como inicialmente se tenía previsto en el diseño, específicamente de la losa de fundación de un área importante de la misma. Esto genera un retraso importante en la planificación de la construcción de la planta, que a su vez genera grandes repercusiones económicas.

Es por ello, que se propone el diseño de una losa maciza con las mismas características que la losa diseñada inicialmente, pero dividiéndola mediante juntas constructivas, esto lograría solventar la problemática presentada actualmente. Como también se haría una comparación del comportamiento de los dos diseños de la losa, para establecer cual diseño es más viable para implementarlo en todas las Plantas de Etanol que se van a construir en el país.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema

A nivel constructivo existen muchas variables que pueden causar un problema importante al momento de desarrollar una obra si no se cuenta con soluciones y decisiones acertadas al momento adecuado. Esto provocaría retrasos importantes y muchas veces se pueden generar pérdidas económicas a la empresa constructora o ente gubernamental, cual sea el caso.

Es por ello que es importante planificar e identificar los posibles imprevistos que se puedan presentar a nivel constructivo y de diseño, para tener opciones de respaldo de soluciones y estudiar cual es la más acertada para el caso estudiado.

El etanol tiene múltiples usos, sobre todo es utilizado como combustible industrial y doméstico, disolvente, anticongelante, desinfectante en el sector farmacéutico y cosmético.

En Venezuela, se está haciendo la construcción de las Plantas de Etanol, ubicadas en los estados: Portuguesa, Barinas, Cojedes y Trujillo. Para el trabajo de grado se estudiará cómo caso de aplicación la planta del estado Portuguesa. La obra tendrá una capacidad de procesamiento de 700.000 litros diarios de etanol, así como metano y alcohol. Además allí se molerán 10.600 toneladas de caña de azúcar. El complejo productivo favorecerá principalmente a los pobladores de los municipios Rojas, Alberto Arvelo Torrealba, Sosa, Obispo y Arismendi de Barinas, además de estados circunvecinos, como Portuguesa y Cojedes.

Esta Planta presenta una problemática a nivel constructivo asociado al vaciado de la losa maciza de concreto, que tiene como función soportar ocho tanques de almacenamiento importantes dentro de la planta, pertenecientes al área de Destilería, que a su vez forma parte del Complejo Agroindustrial de Derivados de la caña de azúcar, Ospino, Estado Portuguesa. La ubicación de la construcción de la obra no permite contar con plantas de concreto cercanas, para poder realizar un solo vaciado como fue previsto y establecido inicialmente en el diseño de dicha losa. Esta situación está generando un problema a nivel constructivo de gran magnitud que a su vez implica un retraso importante en la planificación de la construcción de la planta, sin contar el problema económico asociado a ello.

Debido a esto, proponemos el diseño de una losa maciza con las mismas características que las iniciales pero dividida en dos losas mediante juntas constructivas, lo cual permitiría realizar dos vaciados y solventar el problema que se presenta actualmente.

Las Juntas Constructivas se usan principalmente para separar estructuralmente dos o más sistemas colindantes entre si. Dichos sistemas pueden ser diferentes o ser parte de una misma estructura. Las características de las juntas constructivas son muy particulares, ya que mantienen las tensiones que se desarrollan en la estructura dentro de los valores admisibles del concreto. Adicionalmente tienen la capacidad de disipar tensiones debidas a agrietamientos inducidos debajo de las mismas juntas, producto de los cambios volumétricos de temperatura que por su naturaleza experimenta el concreto. Según la función que cumplen se les denomina de contracción, articulación, construcción, expansión y aislamiento. Según la forma, se les denomina rectas, machimbradas y acanaladas.

Se estudiará cómo caso de aplicación la losa ubicada en el Estado Portuguesa. El aporte del trabajo no se circunscribe a este único caso, el resultado podrá ser utilizado para cualquier otro estado de Venezuela.

1.2 Justificación

La Planta de Etanol en Venezuela tiene una función fundamental dentro del campo de producción actual en el crecimiento del área de hidrocarburos en el país. Dicha Planta será diseñada y construida en cuatro (4) estados: Trujillo, Cojedes, Barinas y Portuguesa.

El Etanol es un biocombustible que no contamina el medio ambiente, ya que proviene de derivados renovables. Es por ello que se están implementando Plantas de Etanol a nivel mundial, ya que, no sólo ayuda al medio ambiente a bajar considerablemente los niveles de contaminación sino también que se puede usar como la gasolina que se utiliza actualmente en los carros, aviones, trenes, etc. Esto generaría una baja de costos considerables con respecto al precio actual de la gasolina, considerando adicionalmente que los carros fabricados desde los años 70 son compatibles con la combinación de etanol, según los productores de vehículos, como General Motors, BMW, Honda, Hyundai, Suzuki y Toyota.

En toda construcción se presentan imprevistos que pueden llegar a ser importantes y cruciales al momento de calcular la efectividad de dicha obra. La Obra de la Planta de Etanol del Estado Portuguesa no es una excepción, ya que la ubicación geográfica de las plantas no cuenta con plantas de concreto cerca, que son fundamentales para lograr vaciados de grandes proporciones. La losa maciza que va a soportar los tanques fermentadores de la planta, demanda grandes cantidades de metros cúbicos (m^3) de concreto. Esto dificulta el proceso constructivo de la misma, y genera

un retraso de actividades importantes dentro de la obra, como también gastos económicos y de tiempo de ejecución.

Aunque el estudio se enfocará en una de las plantas que está siendo construida en el país, se tomarán en cuenta los resultados arrojados en este trabajo de grado para implementarlas en las otras plantas de los demás estados.

En Venezuela actualmente se están realizando una cantidad importante de obras a nivel social y gubernamental, lo cual genera muchos problemas al momento de hacer la construcción de las mismas, ya que existen deficiencias en algunos campos para cumplir con el objetivo previamente establecido.

En la obra Nacional de las Plantas de Etanol, específicamente en el estado Portuguesa, se observa una problemática importante a nivel constructivo que se necesita solventar, tomando la mejor decisión que permita una solución factible y en un corto tiempo. Es por ello que es fundamental solventar la problemática actual presentada.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Diseñar una losa maciza con juntas constructivas aplicable al proyecto de Plantas de Etanol.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Evaluar el diseño de la losa maciza mediante juntas constructivas utilizando el programa STAAD PRO.

- Realizar un modelo numérico de la losa de fundación a estudiar.

- Describir los requisitos establecidos en la norma venezolana referidos al diseño de una losa maciza.

- Identificar los aspectos de la Norma Sismorresistente COVENIN 1756-2001 al diseño de la losa maciza.

1.4 Alcance

La presente investigación cubre los criterios y cálculos para el diseño de una losa maciza de fundación con juntas constructivas, la cual se estudiará por medio del software Staad Pro, el cual es un programa de diseño de estructuras. Al programa se le suministran los datos de las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, las acciones gravitatorias y sísmicas así como los factores de combinaciones de cargas. Para luego con los resultados obtenidos identificar las demandas al sistema propuesto y verificar los límites normativos para las deformaciones que serán calculadas.

La función principal de la losa es soportar ocho tanques de almacenamiento, el diseño se hará utilizando el sistema de juntas constructivas para revisar su comportamiento y ver si cumpe con los requisitos mínimos necesarios para aplicarlo al Proyecto de las Plantas de Etanol ubicada en el Estado Portuguesa. Contempla el desarrollo del diseño de dicha losa maciza de la planta con una losa con las mismas características geométricas pero incorporando las juntas constructivas en el diseño y construcciòn. La evaluación del caso, arrojará como resultados diferentes aspectos del comportamiento sísmico, dinámico y estático. Que ayudarán a tomar la mejor decisión a nivel estructural y constructivo para solventar la problemática presentada en la planta.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Bases Teóricas

2.1.1 Ingeniería Sismorresistente en Venezuela

Venezuela se encuentra en el límite entre las placas del Caribe y Sudamérica, lo que da origen a la moderada y alta amenaza sísmica en las regiones de todo el país. Hoy día se cuenta con lineamientos de diseño y construcción en la norma técnica Nacional para Edificaciones sismorresistentes (COVENIN, 2001), la cual representa una evolución de las anteriores normas venezolanas (MOP, 1939; 1947; 1955; 1967 y COVENIN, 1982) e incorpora muchos de los conocimientos más recientes en esta materia. La norma contiene un mapa de zonificación sísmica para fines de diseño, basado en un estudio general de la amenaza sísmica del país, en él se establecen 8 niveles generales de amenaza asociados a coeficientes de aceleración máxima del terreno (Ao), desde la zona 0 donde no se exigen prescripciones sísmicas, hasta la zona 7 donde se debe aplicar un coeficiente Ao de 0,40g para el análisis y diseño sismorresistente de las edificaciones.

La Ingeniería Estructural y la Ingeniería Sismorresistente son dos áreas de la Ingeniería Civil, orientadas al análisis, diseño, construcción, inspección, evaluación y rehabilitación de estructuras, en su concepto más general, buscando lograr que cumplan con los objetivos necesarios de seguridad, durabilidad y funcionalidad demandados por condiciones socio-naturales y tecnológicas, entre otras. Adicionalmente busca alcanzar los objetivos mencionados a través de diseños óptimos que permitan un uso

eficiente de los materiales y garantizar la factibilidad económica de su desarrollo.

La ingeniería estructural esta fundamentada en los principios de la mecánica de sólidos y/o resistencia de materiales, las cuales a su vez se fundamentan en la teoría de la elasticidad. Estos principios fueron empleados para el cálculo de edificios y puentes hace más de un siglo. Tras el desarrollo de los computadores y paralelamente de métodos numéricos, como el conocido método de los elementos finitos, esta rama de la ingeniería asumió el reto de resolver diversos problemas de la aeronáutica, la naval y la industria en general. Es así como hoy en día el concepto más general de la ingeniería estructural, le atribuye la potestad para resolver, además de edificios y puentes, problemas complejos de diseño que demanda la sociedad actual.

Por otro lado la ingeniería sismorresistente denominada en algunas regiones como ingeniería antisísmica, es una especialidad mas reciente, se ha desarrollado debido a la necesidad latente de los ingenieros estructurales de lograr diseñar estructuras capaces de resistir las fuerzas de los sismos y minorar los efectos y las consecuencias que sobre las estructuras habían dejado en muchas partes del mundo importantes terremotos. En esta especialidad el centro de atención ha estado en el estudio del comportamiento de las estructuras ante la ocurrencia de terremotos y el desarrollo y aplicación de métodos y criterios de análisis y diseño que permitan garantizar la necesaria confiabilidad de las estructura ante la amenaza de sismos. (Coronel, 2009.)

Una estructura debe ser capaz de soportar deformaciones en sus componentes sin que se dañen gravemente o se degrade su resistencia. Cuando una estructura no es dúctil y tenaz se rompe fácilmente al iniciarse

su deformación por la acción sísmica. Al degradarse su rigidez y resistencia pierde su estabilidad y puede colapsar en su totalidad.

2.1.2 Plantas de Etanol en Venezuela

La Planta de Etanol que vamos a estudiar, se encuentra ubicada en el estado Portuguesa, que es uno de los 23 estados de Venezuela, ubicado al occidente de la República, es considerado "El Granero de Venezuela" por la gran cantidad de productos agrícolas que allí se obtienen. El estado limita al norte con el Estado Lara, al este con el Estado Cojedes, al oeste con el estado Trujillo y al sur con el Estado Barinas.

El estado Portuguesa cuenta con una gran extensión de tierras planas, con suelos de buena calidad y abundancia del recurso agua; presenta un importante potencial agrícola estimado en un 60% de su superficie. Existen 940 000 ha de tierra con muy alto, alto y moderado potencial en las planicies de los principales ríos, cuyas características agroclimáticas permiten el desarrollo, sin muchas limitaciones, de rubros como: cereales, ganaderías de leche y carne, caña de azúcar, frutales no cítricos, oleaginosas y fibras. La disponibilidad de tierras agrícolas del estado, en comparación al total nacional, es de aproximadamente 13% de tierras aptas para uso agrícola vegetal y 2% aptas para uso pecuario. De este enorme potencial existe una gran extensión de tierras subutilizadas, lo cual viene dado por: ganadería extensiva localizada en zonas planas con suelos de buena calidad con problemas moderados de inundación; en algunas áreas de ganadería semiintensiva del piedemonte; y las planicies inundables, escasamente empleadas a pesar que en ellas existen suelos de buena calidad que podrían ser adecuadamente aprovechados mejorando el drenaje.

Las condiciones geotécnicas generales en el estado portuguesa son buenas, ya que cuenta con suelos en su mayoria firmes y con una buena resistencia.

Es importante saber que son las plantas de etanol y la función que cumplen, para poder entender y saber estudiar con bases cualquier diseño dentro de la misma.

Las plantas de Etanol se han construido en países extranjeros, para poder desarrollar un nuevo componente biocombustible llamado etanol. El cual tiene características similares al de la gasolina, pero con porcentajes menores importantes de químicos contaminadores. Lo cual hace muy atractivo el producto, ya que si se utilizara junto con la gasolina bajaríamos el incremento de contaminación mundial a gran escala. El etanol es un compuesto químico obtenido a partir de la fermentación de los azúcares que puede utilizarse como combustible, solo, o bien mezclado en cantidades variadas con gasolina, y su uso se ha extendido principalmente para reemplazar el consumo de derivados del petróleo. En Venezuela este compuesto es muy importante, ya que somos un país netamente petrolero.

El etanol (Alcohol Etílico) puede producirse de dos formas. La mayor parte de la producción mundial se obtiene del procesamiento de materia de origen renovable (caña de azúcar y /o derivados como melaza; sorgo dulce; sorgo rojo; remolacha; etc); en particular, ciertas plantas con azúcares. El etanol así producido se conoce como bio-etanol. Por otra parte, también puede obtenerse etanol mediante la modificación química del etileno, por hidratación. El etanol es un combustible que puede producirse a partir de un gran número de plantas, con una variación, según el producto agrícola, del rendimiento entre el combustible consumido y el generado en dicho proceso.Debido al aumento de las medidas tomadas para controlar las emisiones totales de gases con efecto invernadero, la utilización de este alcohol como combustible para el trasporte por carretera está creciendo muy rápido. Un análisis del ciclo de vida completo de este producto como combustible muestra como las emisiones generadas en el proceso de producción del combustible y las de operación son compensadas por las

fijadas en el cultivo durante su crecimiento.El etanol se obtiene fácilmente del azúcar o del almidón en cosechas de maíz y caña de azúcar, entre otros.

El bioetanol se obtiene a partir de la remolacha (u otras plantas ricas en azúcares), de cereales, de alcohol vínico o de biomasa, mediante un proceso de destilación. En España la producción industrial emplea principalmente cereal como materia prima básica, con posibilidad de utilizar los excedentes de la industria remolachera transformados en jugos azucarados de bajo costo. En general, se utilizan tres familias de productos para la obtención del alcohol:

Azucares, procedentes de la caña o la remolacha, por ejemplo.Cereales, mediante la fermentación de los azúcares del almidón. Biomasa, por la fermentación de los azúcares contenidos en la celulosa y hemicelulosa.

Las Plantas de Etanol hacen todo el sistema que comienza al procesar la caña de azucar, que pasa por varios etapas para llegar a su estado final que es el etanol. A continuación se explican con detalles los procesos:

Dilución: Es la adición del agua para ajustar la cantidad de azúcar en la mezcla o (en última instancia) la cantidad de alcohol en el producto. Es necesaria porque la levadura, usada más adelante en el proceso de fermentación, puede morir debido a una concentración demasiado grande del alcohol.

Conversión: La conversión es el proceso de convertir el almidón/celulosa en azúcares fermentables. Puede ser lograda por el uso de la malta, extractos de enzimas contenidas en la malta, o por el tratamiento del almidón (o de la celulosa) con el ácido en un proceso de hidrólisis ácida.

Fermentación: La fermentación alcohólica es un proceso anaeróbico realizado por las levaduras, básicamente. De la fermentación alcohólica se obtienen un gran número de productos, entre ellos el alcohol

Destilación o Deshidratación: La destilación es la operación de separar, mediante calor, los diferentes componentes líquidos de una mezcla (etanol/agua). Una forma de destilación, conocida desde la antigüedad, es la obtención de alcohol aplicando calor a una mezcla fermentada. (Blanco, 2008.)

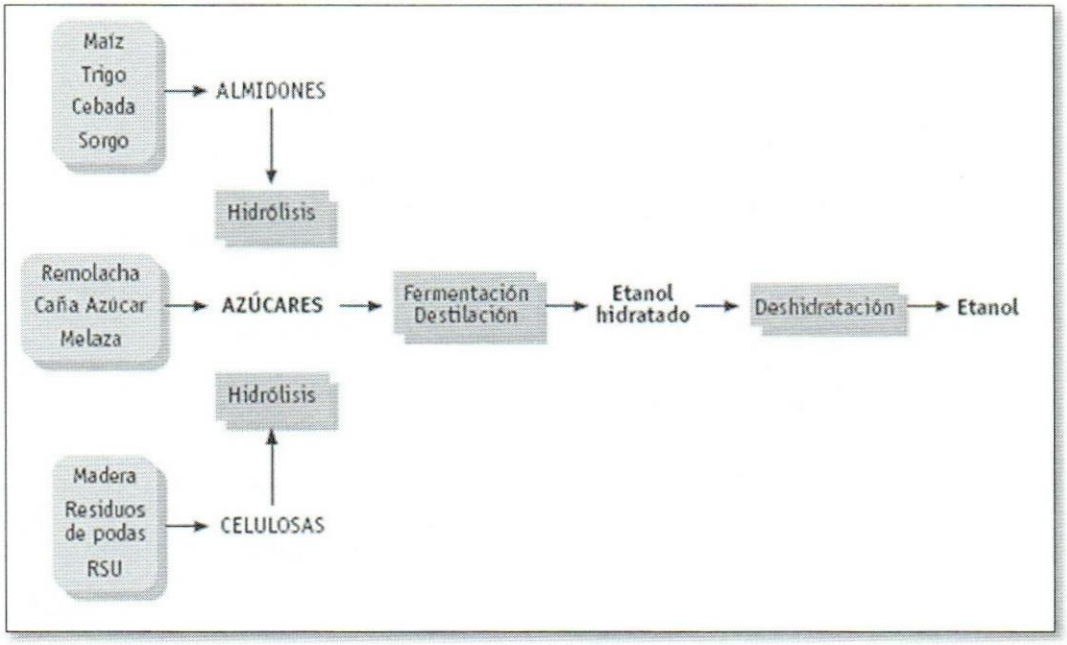


Figura 1. Proceso de obtención de bioetanol.(Blanco, 2008.)

Otra alternativa a las cosechas dedicadas a fines energéticos, son los que ofrecen un mayor potencial para la producción de bioetanol, el uso de residuos de procesos agrícolas, forestales o industriales, con alto contenido en biomasa. Estos residuos pueden ir desde la paja de cereal a las "limpias" forestales, pasando por los Residuos Sólidos Urbanos (RSU) o las cáscaras de cereal o de arroz. Los residuos tienen la ventaja de su bajo costo, ya que son la parte no necesaria de otros productos o procesos, salvo cuando son utilizados en la alimentación del ganado. Los RSU tienen un alto contenido en materia orgánica, como papel o madera, que los hace una potencial

fuente de materia prima, aunque debido a su diversa procedencia pueden contener otros materiales cuyo pre proceso de separación incremente mucho el precio de la obtención del bioalcohol.

También pueden utilizarse residuos generados en algunas industrias, como la papelera, la hortofrutícola o la fracción orgánica de residuos sólidos industriales. Muchos de estos residuos no sólo tienen valor económico en el contexto donde se generan sino que pueden ser causa de problemas ambientales durante su eliminación.

Los residuos de biomasa contienen mezclas complejas de carbohidratos, llamados celulosa, hemicelulosa y lignina. Para obtener los azúcares de la biomasa, ésta es tratada con ácidos o enzimas que facilitan su obtención. La celulosa y hemicelulosa son hidrolizadas por enzimas o diluidas por ácidos para obtener sacarosa, que es entonces fermentada. Los principales métodos para extraer estos azúcares son tres: la hidrólisis con ácidos concentrados, la hidrólisis con ácidos diluidos y la hidrólisis enzimática (Cabrera, 2006.)

Las Plantas de Etanol que serán construidas en Venezuela, tienen un área o fase importante para el proceso de obtención de Etanol. Esta área se llama Fermentación, esta conformoda por 8 tanques de Almacenamiento, los cuales van a estar sobre una losa maciza de grandes dimensiones.

2.1.3 Losas Macizas

Las losas macizas son elementos estructurales de concreto armado, de sección transversal rectangular llena, de poco espesor y abarcan una superficie considerable del piso.

Sirven para conformar pisos y techos en un edificio o soportar grandes cargas de Equipos Industriales. Pueden tener uno o varios tramos continuos. Tienen la desventaja de ser pesadas y transmiten fácilmente las vibraciones, el ruido y el calor; pero son más fáciles de construir; basta fabricar un

encofrado de madera, de superficie plana, distribuir el acero de refuerzo uniformemente en todo el ancho de la losa y vaciar el concreto.

Las luces de cada tramo se miden perpendicularmente a los apoyos; cuando éstos no sean paralelos, la luz del tramo será variable y se considerará en la dirección que predomina en la placa.

Según sea la forma de apoyo, las losas macizas pueden ser:

- Armadas en un sentido, si la losa se apoya en dos lados opuestos. En este caso el acero principal se colocará perpendicularmente a la dirección de los apoyos.
- Armada en dos sentidos, si se apoya en los cuatro lados. En este caso se colocarán barras principales en los dos sentidos ortogonales.

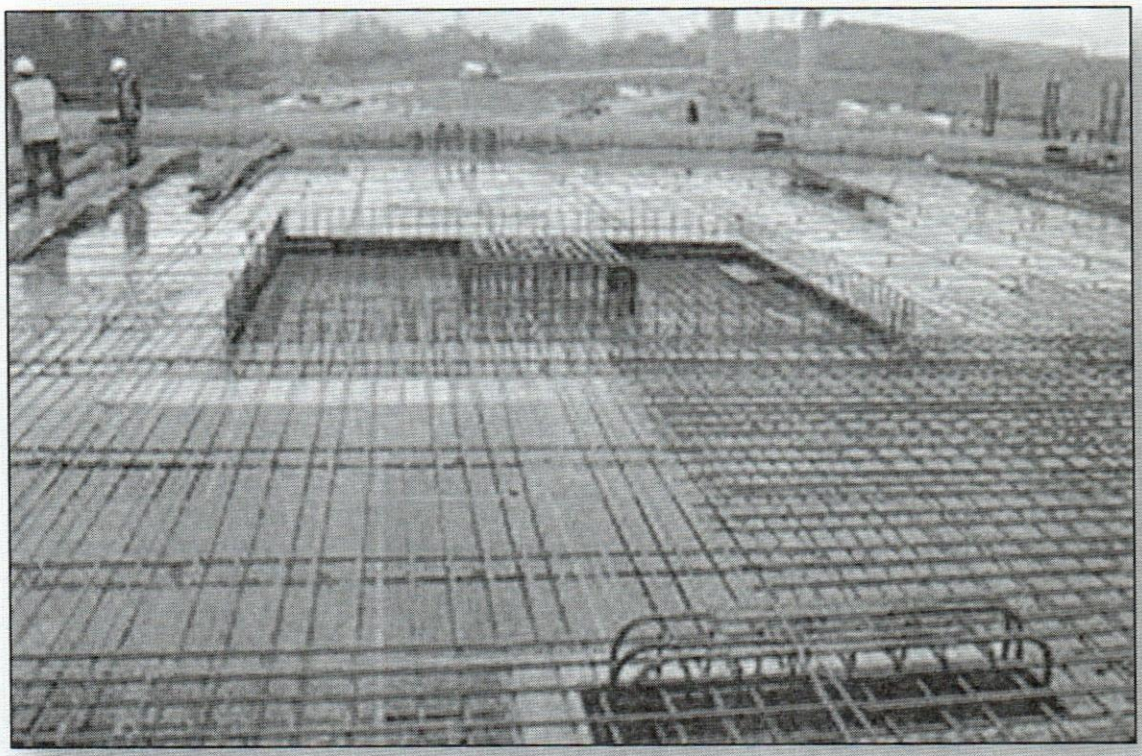


Figura 2. Losa Maciza en obra de construcción.(Ulma, 2010.)

Las losas macizas forman parte de las estructuras de concreto armado, que por lo general abarcan una superficie a considerar en un piso. Son productos completamente diferentes, porque mientras que en el caso de las losas aligeradas, estas se caracterizan por el bajo peso de allí su nombre, las losas macizas, son muy pesadas, además no son un aislante térmico, o acústico, y transmiten en forma general, las vibraciones. Es muy sencilla de hacer, y es la que llamamos losas macizas, losas monolíticas o convencionales, que se hacen desde hace muchos años. La construcción de este tipo de losas, es muy sencilla como lo mencionamos más arriba, y solo consiste en hacer un encofrado de madera muy plano, colocar todo el acero en forma pareja y uniforme y hacer el vaciado del concreto para que esta al cabo de un tiempo considerado, se seque o fragüe.

Es importante señalar, que las losas macizas, según sea la forma que se ha elegido para el apoyo, pueden ser losas armadas en uno, o en dos sentidos, en el caso de las primeras, es cuando la losa se apoya en dos lados opuestos, es en este caso que los refuerzos de hierros deberán colocarse en forma recta en la dirección de los apoyos. Y en el segundo caso, es cuando la losa está apoyada en cuatro de sus lados, y allí es en donde se colocan palancas en dos sentidos.

Las losas macizas, llevan bastantes metros cúbicos de concreto, sin embargo, sencillos, de construir, no resultan caras. Es por ello que se les usa en la construcción de casas. Si nos preguntamos cuál es el grosor de estas losas, diremos que en forma general, son de diez o quince centímetros, y siempre el perímetro de estas losas, tienen que estar fortalecido, por las vigas, o encadenado como también se lo da en llamar. Las losas macizas, fueron por años lo único en construcción de losas de concreto, pero en estos momentos aunque se siguen haciendo, las losas más livianas están siendo las que más se usan, por comodidad por falta de espacio, y por precios. Para la construcción de las losas macizas, son necesarios otros elementos a

considerar en cuanto al armado, es decir que para que ellas tengan la resistencia que tienen, se le deben agregar las mallas, que están confeccionadas con hierros de diez, o doce milímetros, que van dispuestos de manera que formen una superficie firme y resistente, y después de haber colocado toda la malla, se volcará el concreto de manera pareja en toda la superficie.

La red de la que hablamos, está compuesta por los hierros, que se colocan en varillas pero lo que hay que tener en cuenta, es que sean colocadas en ambos sentidos. Y para lograr la máxima resistencia y durabilidad, deberemos colocar las varillas o cabillas a una distancia mínima de entre cinco, o diez centímetros. Digamos que estas mallas, o redes, conforman el corazón de las losas macizas, por lo tanto son de vital importancia. No hemos hecho mención de los materiales que se necesitan para confeccionar las losas macizas, y estos son; el cemento, la arena, el agua, la grava, los hierros, o varillas, que deben ser de acuerdo a la función que la losa tendrá, por ejemplo de tratarse de una terraza, no hacen falta más que los de 6 milímetros. Todos los materiales anteriormente mencionados, deben ser en la cantidad, adecuada para cada trabajo de losas. Las empresas que se ocupan del armado y de la construcción de éstas y de otro tipo de losas, son empresas que tienen experiencia en ello, por eso es que debemos pedir presupuestos antes de comenzar con el trabajo, y asesoramiento sobre qué tipo de materiales usar, y como debería ser la losa si la queremos reforzar por cualquier razón. De todas maneras hay tablas que tienen la función de sacar la cantidad de materiales que se deben colocar para determinados trabajos, por ejemplo en una superficie de cincuenta metros cuadrados, no serán los mismos, que en otra de unos ciento veinte o más metros cuadrados. (Ulma, 2010.)

Para el diseño de una losa maciza es fundamental saber los datos geotécnicos de la zona y poder asi realizar el espectro de respuesta y diseño.

2.1.4 Espectros de Respuesta y Diseño

Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en el año 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores. Actualmente, el concepto de espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área del diseño sismorresistente. En forma general, podemos definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.

El concepto de los espectros comenzó a gestarse gracias a una idea Kyoji Suyehiro, Director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokyo, quien en 1920 ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, con el objeto registrar la respuesta de los mismos ante la ocurrencia de un terremoto. Unos años después, Hugo Benioff publicó un artículo en el que proponía un instrumento similar al de Suyehiro, destinado a medir el desplazamiento registrado por diferentes péndulos con los cuales se podría determinar el valor máximo de respuesta y construir una curva (lo que hoy conocemos como espectro de desplazamiento elástico) cuya área sería un parámetro indicador de la destructividad del terremoto. Finalmente, fue Maurice Biot en el Instituto

Tecnológico de California, quien propuso formalmente la idea de espectros de respuesta elástica.

Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta consideremos una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración, T, y con igual factor de amortiguamiento. Si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (utilizando un registro de aceleraciones, $\ddot{u}g(t)$), cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos, u(t). Una vez que hemos calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo (en valor absoluto, dado que el signo no tiene importancia) de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo T representa un punto del espectro.

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Debemos aclarar, sin embargo, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamiento.

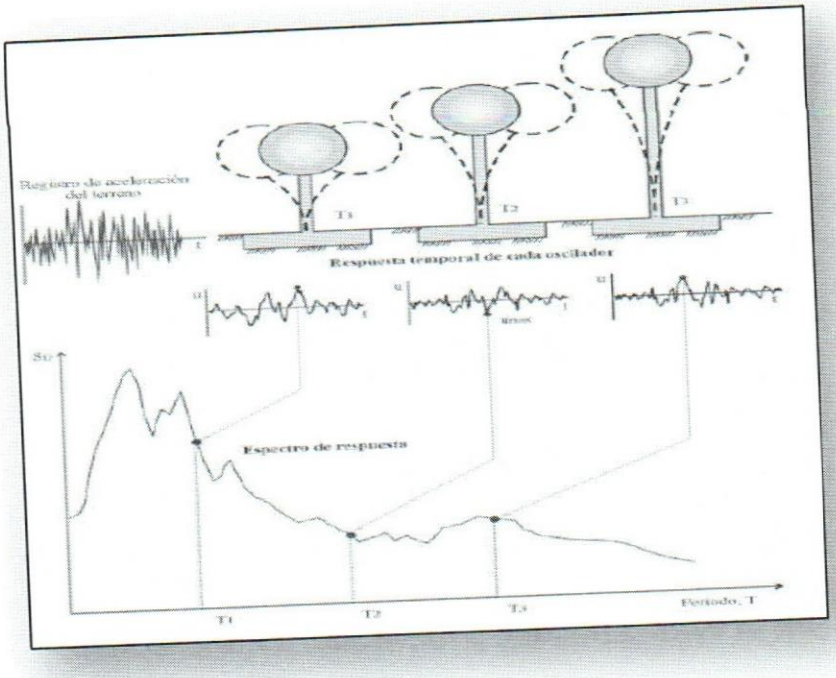


Figura 3. Gráfico indicativo del Método de determinación del espectro de respuesta.(Crisafulli, 2002)

La realización de un espectro de respuesta requiere de la ejecución de numerosos cálculos, dado que es necesario resolver la ecuación de equilibrio dinámico para determinar la historia (variación en el tiempo) de desplazamientos, velocidad y aceleraciones para una gran cantidad de estructuras con diferentes periodos de vibración, T, y factores de amortiguamiento. En la actualidad, esto no representa un problema de importancia por la gran capacidad de cálculo de las computadoras modernas, las cuales pueden realizar un espectro de respuesta elástica en décimas de segundo. Sin embargo, cuando estos tipos de gráficos se desarrollaron en su etapa inicial, hace varias décadas, la situación era muy diferente. Como anécdota, es interesante mencionar que Housner calculaba los espectros mediante un procedimiento gráfico que requería aproximadamente de un día de trabajo para calcular un punto del espectro. Posteriormente, se desarrolló

un método más rápido usando un péndulo de torsión ("computadora analógica") que permitía determinar los espectros mediante una analogía matemática entre los dos fenómenos. En este caso, el tiempo requerido para calcular un punto del espectro se redujo a unos 15 minutos.

Como mencionamos anteriormente, el concepto de espectro ha ganado una amplia aceptación como herramienta de la dinámica estructural. Es por ello que se han desarrollado varios tipos de espectros, los cuales presentan características diferentes y se utilizan con distintos objetivos. En particular analizaremos tres de los espectros más comunes:

Espectros de respuesta elástica: representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento.

Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.

Espectros de respuesta inelástica: son similares a los anteriores pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismorresistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico. Como ejemplo, podemos mencionar los espectros de ductilidad (recordemos que ductilidad de desplazamientos es la relación entre el desplazamiento máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento de fluencia).

Estos espectros representan la ductilidad requerida por un terremoto dado en función del periodo de vibración de la estructura y se grafican usualmente para distintos niveles de resistencia. También, se construyen espectros de aceleración, desplazamiento de fluencia o desplazamiento

último de sistemas inelásticos, en donde se consideran distintos niveles de ductilidad o distintos tipos de comportamiento histerético de la estructura.

Espectros de diseño: las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes.

Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, descriptos previamente, no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos, cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo.

Es muy importante que distingamos entre espectros de respuesta, que se obtienen para un terremoto dado, y espectros de diseño, los cuales se aplican al cálculo y verificación de estructuras y representan la sismicidad probable del lugar (Crisafulli, 2002.)

2.1.5 Cálculos de Fundaciones de tanques verticales

Se tomó en cuenta la siguiente hoja de cálculo, de Fundaciones de tanques verticales industriales, con características similares a los tanques de almacenamiento que se encuentra en las Plantas de Etanol.

1. CIMENTACIÓN DE LOS TANQUES VERTICALES DE COMBUSTIBLE.

1.1. CARGAS QUE INTERVIENEN.

1.1.1. CARGAS SUPERFICIALES UNIFORMEMENTE REPARTIDAS.

-Peso del suelo de acero del tanque:

Superficie: $\Pi * R^2 = \Pi * (8,5m/2)^2 = 56,75m^2$
Espesor: ¼" (6,35mm).
Peso específico del acero: $7.850kg/m^3$

Carga del suelo del tanque: $7.850kg/m^3 * 6,35E-3\ m = 49,85kg/m^2 = 4,985E-3kg/cm^2 = 49,85kg/m^2$.
Peso total del suelo del tanque: $49,85kg/m^2 * 56,75m^2 = 2.829kg$ aplicados en el centro del círculo.

-Peso del combustible a tanque lleno:

Superficie: $\Pi * R^2 = \Pi * (8,5m/2)^2 = 56,75m^2$
Altura de combustible: 8m
Peso específico del fluido equivalente de cálculo según lo indicado en la memoria: $999,06kg/m^2$

Carga de combustible: $999,06kg/m^2 * 8m = 7.992,5kg/m^2 = 7,993E-1kg/cm^2$
Peso total de combustible: $7.992,5kg/m^2 * 56,75m^2 = 453.574kg$ aplicados en el centro del círculo.

-Peso de las paredes y el techo del tanque:

Longitud de circunferencia: $2 * \Pi * R = 8,5 * \Pi = 26,7m$
Espesor de pared: 3/16" (4,7625mm)
Peso por unidad de longitud de circunferencia de apoyo de pared (de 4.1.2. del anejo de cálculo de los tanques verticales): 378,6kg/m

Carga sobre la base de la circunferencia del tanque: $378,6kg/m\ /\ 4,7625E-3m = 79.496kg/m^2 = 7,95kg/cm^2$.
Peso total de paredes y techo: $378,6kg/m * 26,7m = 10.109kg$ aplicados en el centro del círculo.

(En el caso de la hipótesis de nieve, a esta carga hay que añadir (4.1.4. del anejo de cálculo de los tanques verticales):
$255,1kg/m\ /\ 4,7625E-3m = 53.564kg/m^2 = 5,36kg/cm^2$, que supone un peso total de $255,1kg/m * 26,7m = 6.811kg$ aplicado en el centro del círculo)

-Peso de la cimentación:

Superficie: $\Pi * R^2 = \Pi * (9,5m/2)^2 = 70,88m^2$
Canto supuesto para la losa: 0,25m
Peso específico del hormigón armado de la losa: $2.500kg/m^3$

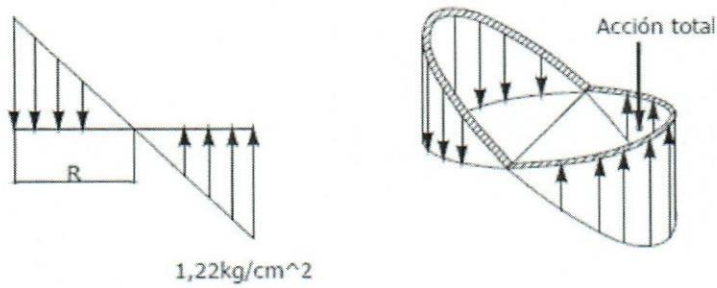
Carga de hormigón armado: $2.500kg/m^3 * 0,25m = 625kg/m^2 = 6,25E-2kg/cm^2$
Peso total de hormigón armado: $625kg/m^2 * 70,88m^2 = 44.301kg$ aplicados en el centro del círculo.

1.1.2. CARGAS PROVOCADAS POR ACCIONES EXTERNAS.

-La considerada en el punto anterior en caso de nieve.

-Empuje del viento:

827kg (4.1.2. del anejo de cálculo de los tanques verticales) actuando en horizontal a media altura del tanque, que provocan un incremento de carga en uno de sus lados de (4.2.5. del anejo de cálculo de los tanques verticales) 1,22kg/cm^2 (e igual magnitud, pero en decremento, en el lado opuesto, según la ley de la figura siguiente). Este valor supone una acción total que se calcula en base a la figura representada a continuación y que se supone aplicada en el centro de gravedad de la semicircunferencia (a 2*R/ Π=2,7m del centro):



Longitud de media circunferencia: 2 * Π * R / 2 = 4,25 * Π = 13,35m
Carga máxima: 1,22kg/cm^2
Espesor: 4,7625mm

Acción total: 13,35m * 4,7625E-3m * 1,22E4kg/m^2 / 2 = 388kg aplicados a 2,7m del centro del círculo.

-Acción del sismo:

33.064kg (4.1.5.) actuando en horizontal en la parte alta del tanque, que provocan un incremento de carga en uno de sus lados (decremento en el otro) de (4.6. del anejo de cálculo de los tanques verticales) 97,87kg/cm^2. Este valor supone una acción total que se calcula de manera similar a la expresada en el epígrafe anterior sobre empuje del viento y que se supone aplicada en el centro de gravedad de la semicircunferencia (a 2*R/ Π=2,7m del centro):

Longitud de media circunferencia: 2 * Π * R / 2 = 4,25 * Π = 13,35m
Carga máxima: 97,87kg/cm^2
Espesor: 4,7625mm

Acción total: 13,35m * 4,7625E-3m * 97,87E4kg/m^2 / 2 = 31.113kg aplicados a 2,7m del centro del círculo.

1.2. CÁLCULO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.

1.2.1. HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

-Se emplea el método de Terzaghi según el modelo de Prandtl para cimentaciones superficiales.

-Se considera cimentación mediante losa circular de 9,5m de diámetro centrada con respecto al tanque.

-Se considera cimentación a nivel de 1m por debajo de la superficie del terreno, según las consideraciones efectuadas en los cálculos relativos al cubeto en cuanto a profundidad necesaria de este.

-Se consideran por separado las condiciones de viento y sobrecarga de nieve y la de sismo.

1.2.2. DETERMINACIÓN DE LA CARGA ACTUANTE.

Según 1., se tienen las siguientes cargas, comprobandose que la más desfavorable se da en el caso de sismo:

1.2.2.1. Caso con viento y sobrecarga de nieve.

-Acción vertical total aplicada en el centro del círculo:
2.829kg + 453.574kg + 10.109kg + 44.301kg= 510.813kg
-Acción vertical total aplicada a 2,7m del centro del círculo:
388kg

Estas dos acciones se pueden equiparar a una resultante suma de ambas que, utilizando un cálculo de momentos con respecto al centro del círculo, resultaría estar colocada a la siguiente distancia del centro del círculo:

(388kg * 2,7m + 510.813kg * 0m) / (388kg + 510.813kg) = 2,05E-3m

Este valor resulta tan pequeño, que se considera razonable aceptar que la carga total está aplicada en el centro. Así pues:

-Acción vertical aplicada en el centro del círculo: **511.201kg**
-Acción horizontal: **827kg**

1.2.2.2. Caso con acción del sismo.

-Acción vertical total aplicada en el centro del círculo:
2.829kg + 453.574kg + 44.301kg = 500.704kg
-Acción vertical total aplicada a 2,7m del centro del círculo:
31.113kg

Estas dos acciones se pueden equiparar a una resultante suma de ambas que, utilizando un cálculo de momentos con respecto al centro del círculo, resultaría estar colocada a la siguiente distancia del centro del círculo:

(31.113kg * 2,7m + 500.704kg * 0m) / (31.113kg + 500.704kg) = 0,16m

Este valor resulta tan pequeño, que se considera razonable aceptar que la carga total está aplicada en el centro. Así pues:

-Acción vertical aplicada en el centro del círculo: **531.817kg**
-Acción horizontal: **33.064kg**

1.2.3. CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO.

Dado que se tiene una inclinación de la carga debida a la existencia de componentes horizontal y vertical, se considerará la influencia de esta inclinación.

Así, se calcula la carga de hundimiento según la fórmula general modificada para superficie circular con carga compuesta en 2 direcciones según:

$$q_h = 1{,}2\ cN_c * i_c + qN_q * i_q + 0{,}3\ B\gamma N_\gamma * i_\gamma$$

Donde:

q = sobrecarga sobre el nivel de cimentación
γ= peso específico efectivo del terreno bajo el nivel de cimentación
B = ancho de la cimentación
c = cohesión del terreno de cimentación
N_c, N_q, N_γ, factores de capacidad de carga, funciones únicamente del ángulo de rozamiento interno Φ con valores tomados de Jose Mª Rodríguez Ortíz.
i_c, i_q, i_γ, coeficientes correctores por inclinación de la carga (componentes en 2 direcciones) que según Meyerhof, para un ángulo de inclinación de la carga de α= arctg(H/V) siendo H la carga horizontal y V la vertical, son

$$i_c = i_q = (1 - \alpha^o/90^o)^2$$

$$i_\gamma = (1 - \alpha/\Phi)^2$$

Los valores que hay que considerar son los siguientes:

q = peso específico * profundidad de cimentación.
Según los datos disponibles del anejo de geotecnia sobre calicatas en la zona, para 1m de profundidad se obtiene una densidad de 1,77gr/cm^3, por lo que se tiene:

$$q = 1{,}77E\text{-}3kg/cm^3 * 100cm = 0{,}177kg/cm^2$$

γ = peso específico.
A pesar de ser necesario para el cálculo el peso específico efectivo y a falta de otros datos, se opta por considerar como peso específico bajo la cota de cimentación el aportado por la información de la calicata de hasta 3m de profundidad. Es decir:

$$\gamma = 1{,}88gr/cm^3$$

B = ancho de la cimentación.
Considerado como el diámetro de la circunferencia:

$$B = 9{,}5m$$

Φ = ángulo de rozamiento interno.
Se halla en función de los datos disponibles sobre ensayo de penetración estándar (S.P.T.).

En principio, y para determinar si es necesario considerar en el cálculo geotécnico de la cimentación uno o más estratos, se considerará que hasta los 19,3m de profundidad el material es el mismo en cuanto a tipologías que pudieran exigir una diferenciación relativa a la dureza de las capas. Este dato se desprende de la columna estratigráfica que figura en el anejo de geotecnia (el suelo vegetal, que en la columna llega hasta los 1,2m, se considera retirado para la obra), considerándose lícito tomar hasta esa cota una tipología de "suelo blando de naturaleza cohesiva".

De esta columna, y considerando el valor medio del S.P.T. de los ensayos entre 1,2m y 19,3m de profundidad, se obtiene:

$$S.P.T. = 11$$

Así pues, según la relación gráfica empírica entre el valor del S.P.T. y el ángulo de rozamiento interno de los suelos, para un S.P.T. 11 de se tendría un

$$\Phi = 30{,}2^{o}$$

Con este valor, la profundidad máxima de la cuña de rotura generalizada según Schultze, queda entorno a 2 veces el ancho de la cimentación. Es decir: 9,5m * 2 = 19m, por lo que las suposiciones son correctas.

c = cohesión del terreno de cimentación.
Se considera un valor de referencia para los suelos cohesivos de

$$c = 0{,}2kg/cm^2$$

Factores N_c, N_q, N_γ.

$$N_c = 30{,}65$$
$$N_q = 18{,}85$$
$$N_\gamma = 23{,}12$$

Coeficientes correctores por inclinación de la carga i_c, i_q, i_γ.

$$i_c = i_q = [1 - \text{arctg}(33.064/531.817)^{o}/90^{o}]^2 = 0{,}92$$
$$i_\gamma = (1 - (33.064/531.817)^{o}/30{,}2^{o})^2 = 0{,}76$$

Y por tanto, la carga de hundimiento resulta:

$$q_h = 1{,}2*0{,}2*30{,}65*0{,}92 + 0{,}177*18{,}85*0{,}92 + 0{,}3*950*1{,}88E\text{-}3*23{,}12*0{,}76 = 19{,}25kg/cm^2$$

En el caso más desfavorable de considerar la resistencia del terreno arcilloso a corto plazo en estado Φ-cero de manera que no se pudieran disipar las presiones intersticiales generadas en el agua por el incremento de carga, se tendría una carga de hundimiento, considerando que en este caso $N_c = 5{,}14$, $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$, de valor

$$q_h = 1{,}2*0{,}2*5{,}14*0{,}92 + 0{,}177*1*0{,}92 = 1{,}3kg/cm^2$$

1.2.4. SEGURIDAD AL HUNDIMIENTO.

La carga que según 2.2.2. se tendría en el suelo objeto de estudio es, teniendo en cuenta la superficie de la cimentación circular de diámetro 9,5m, de

$$531.817kg / [\Pi*(9,5/2)^2]m^2 = 7.502kg/m^2 = 0,75kg/cm^2$$

Por tanto, y hallando la razón con respecto a la carga de hundimiento calculada en 2.3., se tiene el siguiente coeficiente de seguridad al hundimiento:

$$C.D.S.H. = 19,25kg/cm^2 / 0,75kg/cm^2 = 25,7$$

Que garantiza una más que sobrada estabilidad al hundimiento (ya aceptable a partir de valores de 3).

En el caso de considerar la hipótesis de Φ-cero señalada en el epígrafe anterior, se observa que el coeficiente de seguridad se situaría por debajo de 2 (alrededor de 1,7). Sin embargo, y dado que como se ha dicho, la losa de cimentación del tanque se extenderá a toda la superficie del cubeto de retención, en rigor la carga que ofrece el tanque sobre la totalidad de la superficie de cimentación sería mucho menor que los $0,75kg/cm^2$ calculados en el primer párrafo de este epígrafe, por lo que se considera probada la seguridad al hundimiento.

1.2.5. CÁLCULO DEL ASIENTO.

Se aplica el método de Schmertman, que supone que los asientos quedan limitados a una profundidad de 2 veces el diámetro de la cimentación, según:

$$s = C_1 * q_{transmitida} * \sum_{z=0}^{Zlim} (I_{zi} / E_i)*\Delta z_i$$

Donde:

Δz_i = potencia del estrato considerado

$E_i = 2,5*q_c$ donde q_c = resistencia de penetración estática con cono, que según Schmertman se puede estimar en función del valor N del S.P.T. del material con los siguientes valores:

Tipo de suelo	*q_c/N (kp/cm²)*
Arcilla blanda, turba	2
Limos	3

C_1 = factor dependiente de la profundidad de empotramiento, de valor

$$1 - 0,5 * (q/q_{transmitida}) = 1-0,5*(0,177/0,69) = 0,87$$

I_{zi} = coeficiente de influencia de obtención gráfica según el método que se está empleando, que discretizando en varias cotas según la columna estratigráfica de la zona resulta:

Profundidad respecto a la cimentación (m)	0,20	2,20	4,10	6,50	8,10	12,65
Δz_i (cm)	20	200	190	240	160	455
I_{zi}	0,15	0,25	0,45	0,45	0,37	0,25
N	20	8	23	5	8	24
E_i (kp/cm^2)	100	40	115	25	60	120
$(I_{zi} / E_i)*\Delta z_i$	0,03	1,25	0,74	4,32	0,99	0,95

Por tanto:

$$S = 0{,}87 * 0{,}75 kg/cm^2 * (0{,}03+1{,}25+0{,}74+4{,}32+0{,}99+0{,}95) cm^3/kg = 5{,}40 cm$$

1.2.6. ASIENTO ADMISIBLE.

Los criterios tradicionales sobre asiento admisible en arcillas para cimentaciones por losa (según Rodríguez Ortíz), indican cifras de entre 6,50 y 10,0 cm, o incluso 20,0 cm según Burland.

Por otra parte, la norma MV-101 establece unos asientos generales admisibles para suelos coherentes de 7,5 cm para el caso de estructuras metálicas hiperestáticas y de >7,5 cm en el caso de estructuras metálicas isostáticas.

Por tanto, según las referencias citadas y considerando aceptables las mismas, y comparando con el asiento calculado en 2.4. ligeramente mayor de 5 cm, queda probada la admisibilidad de la cimentación en cuanto a asientos.

1.2.7. SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.

Se debe cumplir:

$$V * \cos \Phi > H$$

Que según el Anejo de Cálculo de los tanques verticales resulta:

$$531.817 kg * \cos 30{,}2^o = 459.636 kg > 33.064 kg$$

Por lo que se cuenta con un coeficiente de seguridad al deslizamiento sobradamente alto de:

$$C.D.S.D. = 459.636/33.064 = 13{,}9$$

1.3. DIMENSIONAMIENTO Y CÁLCULO RESISTENTE DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN DE LOS TANQUES.

Se lleva a cabo según lo prescrito en la norma EHE, Instrucción de Hormigón Estructural.

En cuanto al tipo de solicitación a que se considera que está sometida la losa para su dimensionamiento, se atiende a la recomendación de Jiménez Salas (*Geotecnia y Cimientos III*, 1ª Parte, Capítulo I, "Losas") de considerar una losa contínua apoyada libremente en cada punto (en este caso, en el contorno de la pared del tanque) y que por debajo actúa una carga uniformemente distribuida. Esta carga es iguasl a la reacción del suelo, considerada tal como el cociente entre la acción total de tanque y contenido del mismo entre la superficie total de la losa. Además, según el mismo autor, al tratarse de suelos blandos, es lícito considerar una distribución de tensiones plana. Máxime teniendfo en cuenta que la carga que provoca el contenido del tanque es completamente uniforme y se acerca por tanto completamente a las hipótesis teóricas.

Por otra parte, y dado el hecho de que el fluido almacenado en el tanque transmite su peso al cimiento uniformemente y no a través de tipo alguno de apoyo, para el cálculo y dimensionamiento de la losa se ha de restar la distribución uniforme de carga provocada por dicho fluido del total de la ley de reacciones del terreno referida en el párrafo anterior. Esto da lugar a las leyes de acciones sobre el elemento estructural de hormigón armado definidas en 6.3.1.2.

1.3.1. COMBINACIÓN DE ACCIONES.

1.3.1.1. Combinaciones de acciones que se estudian.

Estado límite último:
-Situación permanente: suma de acciones permanentes y variables afectadas por el correspondiente coeficiente de seguridad.
-Situación accidental: suma de acciones permanentes, variables y accidentales afectadas por el correspondiente coeficiente de seguridad.

Estado límite de servicio:
-Suma de acciones permanentes y variables afectadas por el correspondiente coeficiente de seguridad.

1.3.1.2. Acciones.

Las acciones que se tienen sobre la cimentación de la estructura son las siguientes, con sus correspondientes coeficientes de seguridad para estados límite (el cálculo se lleva a cabo siempre para una línea diametral de la losa, por metro de fondo):

<u>-Acciones permanentes:</u>

(no se tendrá en cuenta el peso propio de la losa, pues según las consideraciones expresadas en 6.3. es anulado por la reacción del terreno).

-Peso propio de la estructura metálica del tanque.

Estado límite último:

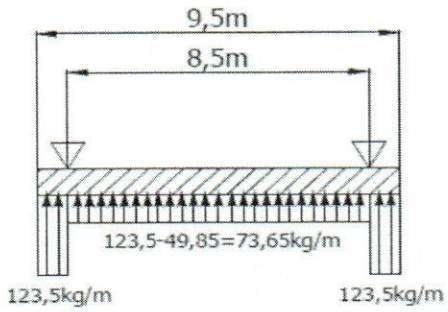
Efecto favorable: $Y_G = 1{,}00$

Efecto desfavorable: $Y_G = 1{,}35$

Estado límite de servicio:
Efecto favorable: $Y_G = 1,00$
Efecto desfavorable: $Y_G = 1,00$

Configuración de las acciones sobre la losa:
Paredes y techo del tanque (4.1.2. del anejo de cálculo de los tanques verticales): carga puntual de 379kg en cada extremo del tanque (a 4,25m del centro).
Suelo del tanque (1.2.): carga uniforme de 49,85kg/m
Reacción: (379kg + 379kg + 48,85kg/m*8,5m) / 9,5m = 123,5kg/m

Con lo que la cimentación queda sometida al sistema de fuerzas equivalente siguiente para el cálculo, previo a la consideración de coeficientes de seguridad:



-Acciones variables:
-Peso del combustible contenido en el tanque a nivel máximo.
-Sobrecarga de nieve.
-Acción del viento.

Estado límite último:
Efecto favorable: $Y_Q = 0,00$
Efecto desfavorable: $Y_Q = 1,50$
Estado límite de servicio:
Efecto favorable: $Y_Q = 0,00$
Efecto desfavorable: $Y_Q = 1,00$

Configuración de las acciones sobre la losa:
Peso del combustible a nivel máximo (1.2.): carga uniforme de 999kg/m.
Sobrecarga de nieve (4.1.4. del anejo de cálculo de los tanques verticales): carga puntual de 255kg en cada extremo del tanque (a 4,25m del centro).
Viento: carga puntual en cada extremo del tanque, ocasionada por la ley que se muestra en 1.2. y de valor: $+-1,22kg/cm^2*0,47625cm^2$ de espesor de pared*100cm de fondo = +-58kg.
Reacción:
De la carga ocasionada por el viento:
$\sigma = + - M * y / I$
Donde:

M = momento de la fuerza = 58kg * 4,25m = 246,5kg*m
y = R = 4,75m
I = momento de inercia del rectángulo de 9,5m y 1m de fondo = $1/12 * 1 * 9,5^3 = 71,5m^4$

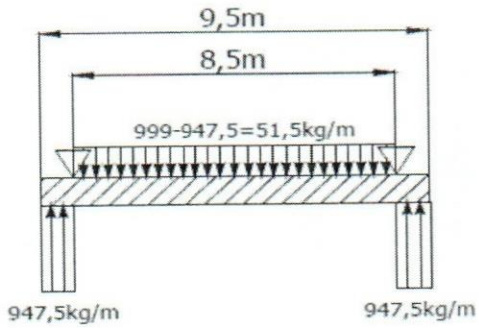
Y por tanto

$$\sigma = + - 16{,}4 kg/m$$

Que se considera despreciable frente al siguiente valor:

Del resto de cargas: (999kg/m*8,5m + 255kg + 255kg) / 9,5m = 947,5kg/m

Con lo que la cimentación queda sometida al sistema de fuerzas equivalente siguiente para el cálculo, previo a la consideración de coeficientes de seguridad:



-Acciones accidentales:

-Acción del sismo.

Estado límite último:

Efecto favorable: $Y_A = 1{,}00$

Efecto desfavorable: $Y_A = 1{,}00$

Configuración de las acciones sobre la losa:

Sismo: carga puntual en cada extremo del tanque, ocasionada por la ley que se describe en 1.1.2. y de valor: +-98kg/cm^2*0,47625cm^2 de espesor de pared*100cm de fondo = +-4.667kg.

Reacción:

De la carga ocasionada por el viento:

$\sigma = + - M * y / I$

Donde:

M = momento de la fuerza = 4.667kg * 4,25m = 19.835kg*m

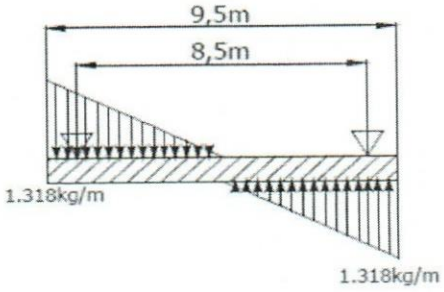
y = R = 4,75m

I = momento de inercia del rectángulo de 9,5m y 1m de fondo = 1/12 * 1 * 9,5^3 = 71,5m^4

Y por tanto

$$\sigma = + - 1.318 kg/m$$

Con lo que la cimentación queda sometida al sistema de fuerzas equivalente siguiente para el cálculo, previo a la consideración de coeficientes de seguridad:

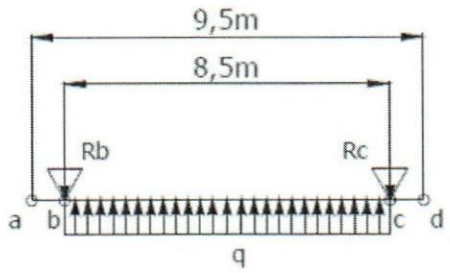


NOTA: en cualquier caso, si al combinar las hipótesis resultan sistemas de fuerzas equivalentes en los que la reacción del terreno se muestre como tracción sobre el mismo, no se contará con los esfuerzos producidos por la parte en cuestión de la ley de acciones, ya que el terreno no soporta tracciones.

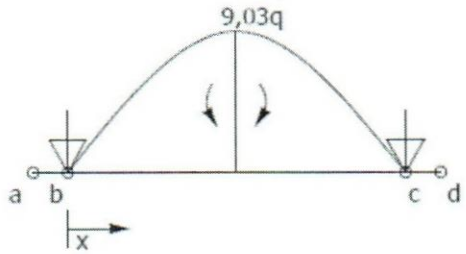
1.3.1.3. Leyes de esfuerzos provocadas por las acciones.

Se obtienen a continuación las leyes de esfuerzos para las cargas-tipo genéricas representadas en el epígrafe anterior:

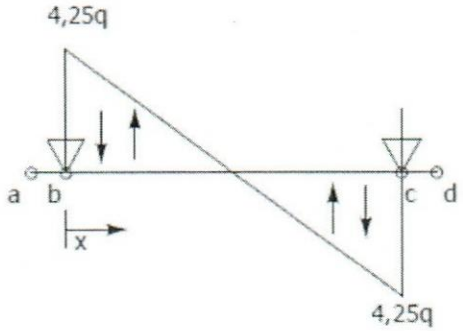
A) Carga uniforme entre las paredes del tanque:



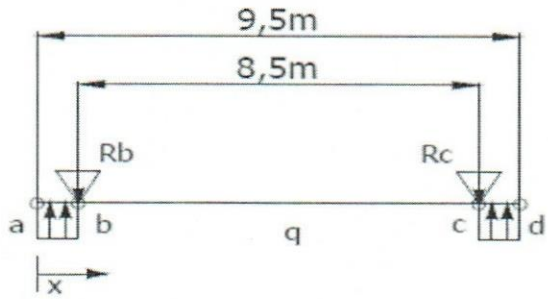
Momento flector:
$Mf_{b-c} = qx^2/2-4,25qx$



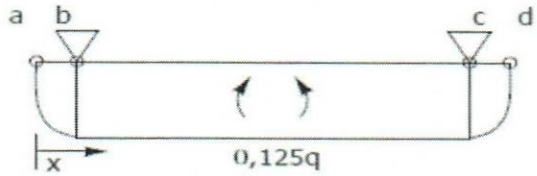
Esfuerzo cortante:
$Q_{b-c} = qx-4,25q$



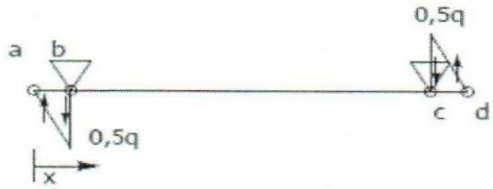
B) Carga uniforme desde las paredes del tanque hasta el borde de la losa:



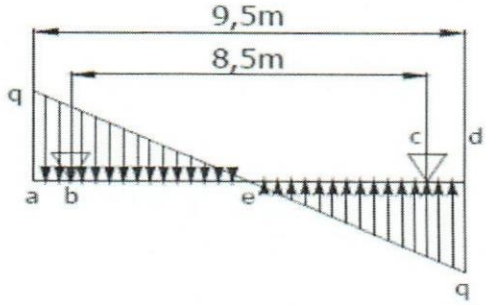
Momento flector:
$Mf_{a\text{-}b} = qx^2$
$Mf_{b\text{-}c} = 0{,}125q$
$Mf_{c\text{-}d} = qx^2/2-9{,}5qx+45{,}125q$



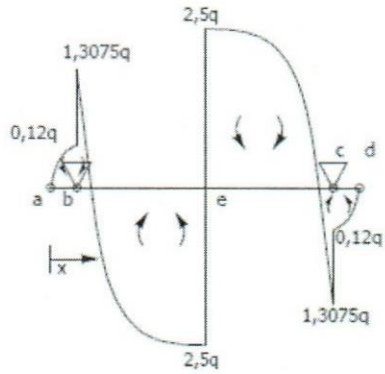
Esfuerzo cortante:
$Q_{a\text{-}b} = qx$
$Q_{b\text{-}c} = 0$
$Q_{c\text{-}d} = qx-9{,}5q$



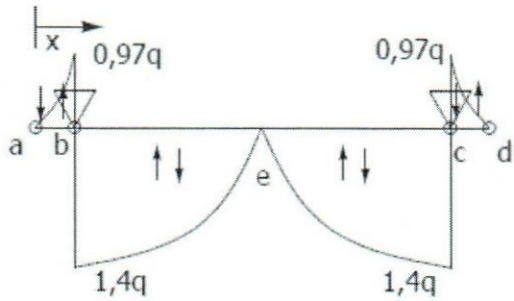
B) Carga triangular:



Momento flector:
$Mf_{a-b} = -qx^3/28,5+qx^2/2$
$Mf_{b-e} = -qx^3/28,5+qx^2/2-2,375qx+1,1875q$

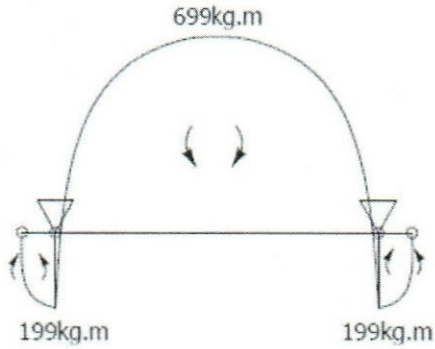


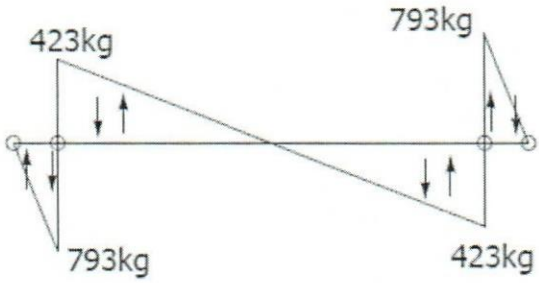
Esfuerzo cortante:
$Q_{a-b} = -qx^2/9,5+qx$
$Q_{b-e} = -qx^2/9,5+qx-2,375q$



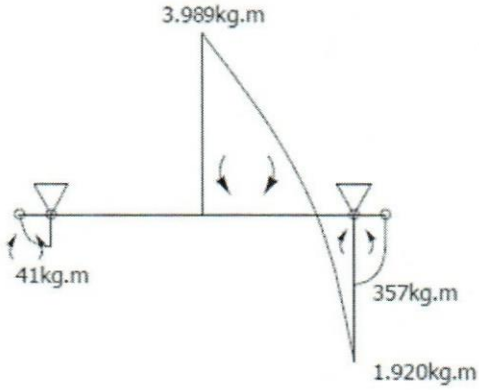
1.3.1.4. Leyes de esfuerzos resultantes para cada combinación de acciones.

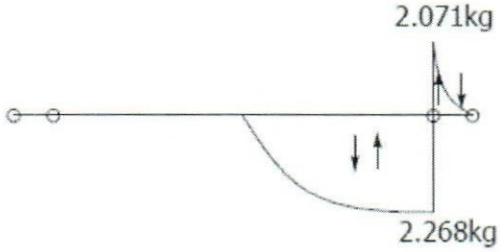
-Estado límite último, situación permanente:
Suma de las leyes de: A) según la acción permanente q=73,65, con un coeficiente de 1,35; B) según la acción permanente q=123,5, con un coeficiente de 1,35; A) según la acción variable q=-51,5, con un coeficiente de seguridad de 0; B) según la acción variable q=947,5, con un coeficiente de seguridad de 1,5;



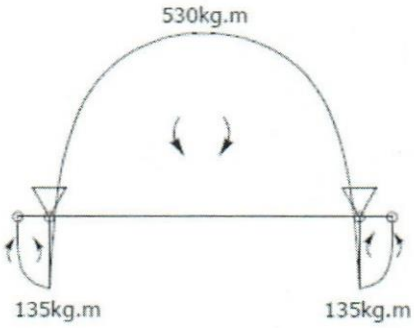


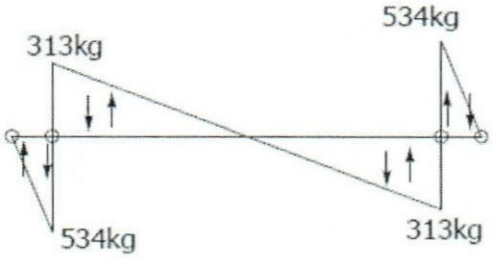
-Estado límite último, situación accidental:
Suma de las leyes de: A) según la acción permanente q=73,65, con un coeficiente de 1,35; B) según la acción permanente q=123,5, con un coeficiente de 1,35; A) según la acción variable q=-51,5, con un coeficiente de seguridad de 0; B) según la acción variable q=947,5, con un coeficiente de seguridad de 1,5; C) según la acción accidental q=1.318 con un coeficiente de seguridad de 1,0;





-Estado límite de servicio:
Suma de las leyes de: A) según la acción permanente q=73,65, con un coeficiente de 1,0; B) según la acción permanente q=123,5, con un coeficiente de 1,0; A) según la acción variable q=-51,5, con un coeficiente de seguridad de 0; B) según la acción variable q=947,5, con un coeficiente de seguridad de 1,0;





1.3.2. ARMADO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN.

Se considera una losa de hormigón armado HA-25/B/25/IIa según EHE, Instrucción de Hormigón Estructural, de 25cm de canto con recubrimiento de armaduras de 5cm.

La armadura será de acero B 400 S.

1.3.2.1. Flexión.

Cuantía geométrica mínima:

Dos por mil del área de la sección, que para 1m de fondo resulta ser

$$100cm*25cm*2/1000 = 5cm^2$$

Lo que supone $2,5cm^2$ por cada cara, en caso de considerar armadura superior e inferior.

Estos $2,5cm^2$ permiten absorber, por tracción de la cara correspondiente, un momento flector de cálculo de:

$$M_d = A_s*0,9*d*f_{yd}/Y_s = 2,5*0,9*20*4100E4/1,15 = 1.604kg*m$$

Donde:

M_d = momento de cálculo, según valores obtenidos en 6.3.1.
A_s = Área de armadura de tracción necesaria.
D = canto útil de la sección.
f_{yd} = tensión de cálculo del acero.
Y_s = coeficiente de minoración del acero, de valor 1,15 en situación permanente o transitoria, y 1,0 en situación accidental.

Con lo cual queda absorbido ya con esta cuantía mínima todo flector inferior a este valor, de entre los calculados en 6.3.1.

Por tanto: se dispone armadura longitudinal en la parte inferior y superior de la losa, con 5 centímetros de recubrimiento, y en dos direcciones ortogonales según planos, materializando el armado mediante malla electrosoldada de 1Φ8 cada 20cm (con lo que se cumplen los 2,5cm² por metro de extensión de la losa y por cara).

Para las zonas en las que se supera el valor de 1.604kg*m de momento flector, según 6.3.1., se procede al cálculo de la armadura necesaria según:

a) M_d=3.989kg*m:

$$A_s=M_d* Y_s/(0,9*d* f_{yd})=3.989*1/(0,9*0,2*4.100)=5,39cm^2$$

Descontando de este valor los 2,5cm² ya colocados por cuantía geométrica mínima, quedan

$$5,39-2,5=2,89cm^2$$

que quedan cubiertos con la colocación de 6Φ8. Es decir, 1Φ8 cada 16,5cm. Sin embargo, como la armadura mínima ya calculada se ha colocado con una malla de 20cm de separación, estos Φ8 cada 16,5cm se sustituyen por Φ10 cada 20cm, cumpliendo así la cuantía de 2,89cm². Esta armadura se colocará solapada a la de cuantía mínima y en forma de malla electrosoldada de Φ10 de 20 cm de separación.
Esta armadura se ha de colocar en la cara superior de la losa. El área que debe cubrir la armadura viene definida por la figura de la ley de momentos flectores dada en 6.3.1. para la situación accidental del estado límite último, que baja de 3.989kg*m a los mencionados 1.604kg*m en el siguiente punto:

X, tal que:
$[0,5+99,4(x-0,5)^2/2-423(x-0,5)]+[2.516*(9,5-x)^3/28,5-2.516*(9,5-x)^2/2+5.976(9,5-x)-2.988]-[178]-[21] = 1.604$

con lo que

$$x = 8,45m$$

Que al estar medidos, según las figuras anteriores, desde el extremo de la cimentación, suponen una distancia del centro de

$$8,45-4,75 = 3,7m$$

Por tanto, se colocará este refuerzo en la cara superior de la losa en un área circular de 3,7*2 = 7,4m de diámetro centrada en el círculo de la losa de cimentación del tanque, si bien habrá que extender esta área hasta la longitud de anclaje definida por la EHE que resulta ser de 15cm más 10 diámetros por estar considerándose una el efecto de una acción accidental de tipo dinámico:

$$15 + 10*1 = 25cm$$

Por tanto, el círculo cubierto por la malla de Φ10 será de

$$3,7*2 + 2*0,25 = 7,9m \text{ de diámetro.}$$

b) M_d=1.929kg*m:

$$A_s=M_d* Y_s/(0,9*d* f_{yd})=1.920*1/(0,9*0,2*4.100)=2,6cm^2$$

Descontando de este valor los 2,5cm^2 ya colocados por cuantía geométrica mínima, quedan

$$2,6-2,5=0,1cm^2$$

que quedan cubiertos con la colocación de 1Φ5. Sin embargo, como la armadura mínima ya calculada se ha colocado con una malla de 20cm de separación, este 1Φ5 se sustituyen por Φ5 cada 20cm, que aunque excede la cuantía necesaria de 1Φ5 se considera de mayor sencillez constructiva y por tanto más factible. Esta armadura se colocará solapada a la de cuantía mínima y en forma de malla electrosoldada de Φ5 de 20 cm de separación.
Esta armadura se ha de colocar en la cara inferior de la losa. El área que debe cubrir la armadura viene definida por la figura de la ley de momentos flectores dada en 6.3.1. para la situación accidental del estado límite último, donde baja de 1.920kg*m a los mencionados 1.604kg*m, que calculando de igual forma que en anterior apartado a) suponen la siguiente configuración:

Colocación de la malla electrosoldada en una corona circular desde el borde exterior tangente a la circunferencia de la losa de cimentación del tanque hasta 55cm hacia el interior. Es decir, una corona circular de malla de 9,5m de lado exterior y

$$9,5 - 2*0,55 = 8,4m \text{ de diámetro interior}$$

si bien habrá que extender esta área hacia el interior hasta la longitud de anclaje definida por la EHE que resulta ser de 15cm más 10 diámetros por estar considerándose el efecto de una acción accidental de tipo dinámico:

$$15 + 10*0,5 = 20cm$$

Por tanto, la corona circular cubierta por la malla de Φ5 será de 9,5 metros de lado exterior y

$$8,4 - 2*0,20 = 8m \text{ de diámetro interior.}$$

AL COMPROBARSE QUE LOS REFUERZOS DE FLEXIÓN QUE SE HAN DE LLEVAR A CABO SE PUEDEN OBTENER, SEGÚN SU GEOMETRÍA ESPECIFICADA EN EL CÁLCULO DE LOS PRECEDENTES APARTADOS a) Y b), DE UN MISMO CÍRCULO DE MALLA, Y POR COMPROBARSE QUE LAS DIFERENCIAS ENTRE LA GEOMETRÍA DE LOS DOS REFUERZOS NO SON SUSTANCIALES, FINALMENTE Y EN ARAS DE LA SENCILLEZ CONSTRUCTIVA, SE OPTA POR DIMENSIONAR LOS REFUERZOS SEGÚN SIGUE, SIEMPRE CUMPLIENDOSE LO ESPECIFICADO EN LOS CÁLCULOS DE LOS PRECEDENTES APARTADOS a) Y b):

-Corona circular de 9,5m de diámetro exterior y 8m de diámetro interior para el refuerzo de la cara inferior de la losa, y

-Círculo de 8m de diámetro para el refuerzo de la cara superior de la losa.

1.3.2.2. Cortante.

Los cortantes extremos de cálculo, según 6.3.1., toman valores de: 793kg, 2.268kg y 534 kg. Se procede a la comprobación de cortante según EHE:

V_d debe ser menor o igual que V_{u1}
V_d debe ser menor o igual que V_{u2}

Donde:

$$V_{u1} = k*f_{1cd}*b_0*d*(\mathrm{Cotg}\Theta+\mathrm{Cotg}\alpha)/(1+\mathrm{Cotg}^2\Theta)$$

Donde según EHE resultan ser:

$$f_{1cd} = 0{,}6f_{cd} = 0{,}6*250\mathrm{kg/cm^2}/1{,}5 = 100\mathrm{kg/cm^2}$$

b_0 = 100cm
d = 20cm
k = 1
$\alpha = 90^o$
$\mathrm{Cotg}\Theta$ =0,35

Y por tanto

$$V_{u1} = 62.360\mathrm{kg}$$

Que cumple estar por encima de los valores de cortante de cálculo que se dan.

Por otra parte, V_{u2} en el caso de no ser necesaria armadura de cortante toma el valor:

$$V_{u2} = [0{,}12*\xi*(100*\rho_1*f_{ck})^{1/3}]*b_0*d$$

Que con los anteriores valores y con

$\xi = 1+\sqrt{(200/d)} = 2$
ρ_1 (para la cuantía mínima de armadura) = 2,5 cm^2/(100cm*20cm) = 0,00125
$f_{ck} = 25N/mm^2$

Resulta ser

$$V_{u2} = 7.018\mathrm{kg}$$

Que por tanto demuestra tanto estar por encima de los valores de cálculo dados como no ser necesaria la colocación de armadura de cortante en la losa de cimentación del tanque.

1.3.3. COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

La abertura de fisura, W_{max}, debe ser inferior a 0,3mm para hormigón armado en el ambiente IIa. Se procede a comprobarlo en función de la abertura característica de fisura:

$$W_k = \beta * s_m * \varepsilon_{sm}$$

Donde:

$$\beta = 1,7$$

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 * \Phi * A_{c,eficaz}/A_s$$

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/E_s*[1-k_2*(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2] \text{ no menor que } 0,4*\sigma_s/E_s$$

Donde se tiene:

c = recubrimiento de hormigón = 50mm
s = 10 Φ = 150mm
k_1 = 0,125
Φ = diámetro de barras longitudinales traccionadas=10mm en el caso más desfavorable.
$A_{c,eficaz}$ = 15Φ*[canto]/4 = 15*10*250/4 = 9.375mm^2
A_s = 79mm^2 (área de 1Φ10).
$\sigma_s = M_k/(0,8*d*A_s)$ = 5,3E6N*mm/(0,8*250*79) = 355N/mm^2
E_s = 200.000N/mm^2
k_2 = 0,5
$\sigma_{sr} = M_{fis}/(0,8*d*A_s) = f_{ct,m}*w_b/(0,8*d*A_s) = f_{ct,m}*b*h^2/6/(0,8*d*A_s) = 0,3*f_{ck}^{2/3}*b*h^2/6/(0,8*d*A_s) = 0,3*25^{2/3}*1000*250^2/6/(0,8*250*79) = 1.691N/mm^2$

Y por tanto

$$s_m = 2*50+0,2*150+0,4*0,125*10*9.375/79 = 189,34$$

$$\varepsilon_{sm} = 355/2E5*[1-0,5*(1.691/355)^2] = -1,84E-2 \text{ no menor que } 0,4*355/2E5 = 7,1E-4$$

De donde

$$W_k = 1,7*189,34*7,1E-4 = 0,23$$

Con lo que se comprueba la validez del cálculo al ser

$$0,23 = \mathbf{W_k} < \mathbf{W_{max}} = 0,3$$

1.3.4. LONGITUDES DE ANCLAJE Y SOLAPO.

1.3.4.1. Anclaje.

Para el anclaje de mallas electrosoldadas, según la Instrucción de Hormigón Estructural, EHE, se atiende a la expresión:

$$l_{b,neta} = l_b * A_s / A_{s,real}$$

Donde l_b resulta ser, en función de la expresión de EHE para armaduras en posición II, que es en la que se encuentran las armaduras en cuestión, de

$$l_b = 1{,}4 * m * \Phi^2 \text{ no menor que } f_{yk}/14*\Phi$$

donde

m = coeficiente numérico que para hormigón de 25N/mm^2 y acero B 400 S resulta ser de 12.

Φ = diámetro de la barra en cm.

Y por tanto, para los distintos diámetros de barras calculados y suponiendo el caso más desfavorable de $A_s = A_{s,real}$, se tiene:

-Para Φ = 0,5cm:

$$l_b = 1{,}4 * 12 * 0{,}5^2 = 4\text{cm no menor que } 400/14*0{,}5 = \mathbf{14cm}$$

$$l_{b,neta} = 14\text{cm} * 1 = 14\text{cm}$$

-Para Φ = 0,8cm:

$$l_b = 1{,}4 * 12 * 0{,}8^2 = 11\text{cm no menor que } 400/14*0{,}8 = \mathbf{23cm}$$

$$l_{b,neta} = 23\text{cm} * 1 = 23\text{cm}$$

-Para Φ = 1cm:

$$l_b = 1{,}4 * 12 * 1^2 = 17\text{cm no menor que } 400/14*1 = \mathbf{29cm}$$

$$l_{b,neta} = 29\text{cm} * 1 = 29\text{cm}$$

Estas longitudes cumplen los requerimientos de longitud mínima de EHE de 15cm, 10Φ, y parte proporcional a la longitud básica de anclaje de 1/3 para barras traccionadas y 2/3 para barras comprimidas.

1.3.4.2. Empalme por Solapo.

Se considera que la posición de las mallas es SUPERPUESTA y en función de esta condición y teniendo en cuenta que la separación entre elementos solapados es superior a 10Φ y las longitudes de anclaje calculadas en el epígrafe anterior, se tiene una longitud de solapo de:

-Para Φ = 0,5cm:

$$1{,}7 * l_b = 1{,}7 * 14 = 24\text{cm}$$

-Para $\Phi = 0{,}8cm$:

$$1{,}7 * l_b = 1{,}7 * 23 = 39cm$$

-Para $\Phi = 1cm$:

$$1{,}7 * l_b = 1{,}7 * 29 = 49cm$$

(Orler, 2010.)

2.1.6 Juntas Constructivas

Por otra parte, el sistema que se quiere implementar en la losa es el de juntas constructivas. Las principales funciones de las juntas constructivas son las siguientes:

- Prevenir la formacion de fisuras transversales y longitudinales.
- Proveer transferencia de carga adecuada.
- Prevenir la infiltracion de agua y de materiales incompresibles a la estructura del pavimento.
- Permitir el movimiento de las losas contra estructuras fijas e Intersecciones
- Dividir la construccion del pavimento en incrementos acordes a la Tecnología empleada.

Existen distintos tipos de juntas, que se pueden dividir de la siguiente manera:

- JUNTAS TRANSVERSALES

Contracción: Controlan la formacion de fisuras

Construcción: Juntas de fin de jornada o por Imposibilidad de continuar con el hormigonado.

Aislación / Dilatación: permite movimientos relativos con estructuras fijas u otros pavimentos.

- JUNTAS LONGITUDINALES

Contracción: Controlan la formacion de fisuras

Construcción: Pavimentacion por fajas (Calo, 2012.)

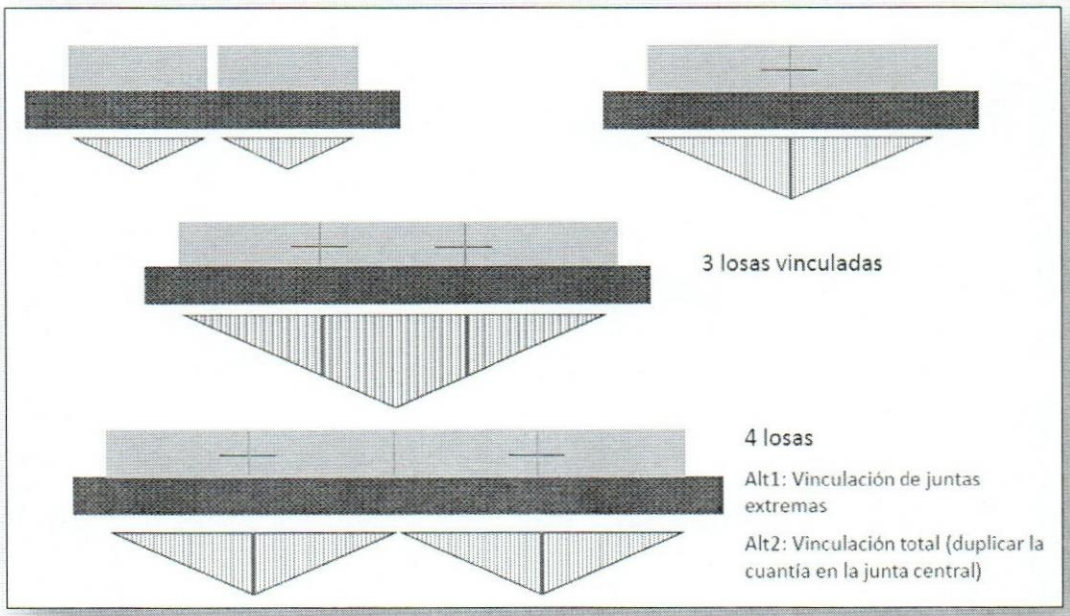


Figura 4. Losas vinculadas con Juntas de Construcción. (Calo, 2012.)

2.2 Antecedentes

2.2.1 Plantas de Etanol en el Mundo

Brasil

En 2007, Brasil es el segundo mayor productor de etanol como combustible del mundo. Desde hace más de treinta años Brasil ha desarrollado una extensa industria doméstica del etanol como combustible a partir de la producción y la refinación de la caña de azúcar. Brasil produce aproximadamente 15 millones de m^3 de etanol por año. Las fábricas del etanol en el Brasil mantienen un balance energético positivo, al quemar la parte que no produce azúcar de la caña.

Desde 2003, la mayoría de los automóviles nuevos traen incorporada la tecnología de motor bivalente, popularmente denominados "*flex*" en Brasil, la cual permite a los usuarios mezclar cualquier proporción de etanol y gasolina en el tanque, decisión que depende de los precios de mercado de cada combustible. Para agosto de 2008, la flota de vehículo de combustible flexible alcanzó 6 millones de vehículos, incluyendo automóviles y vehículos comerciales ligeros, representando un 23% de la flota de vehículos ligeros de Brasil.

Ubicación de las áreas de mayor valor ambiental con respecto a las plantaciones de caña de azúcar. El Estado de São Paulo, localizado en la Región Sudeste, concentra dos tercios de los cultivos de caña de azúcar.

El éxito de los vehículos "flex", en conjunto con el uso obligatorio a nivel nacional de 25% de alcohol mezclado con gasolina convencional (gasohol E25) para los vehículos de motor a gasolina,14 permitieron que el consumo de etanol superase el consumo de gasolina a partir de febrero de 2008.15 16 17 Este nivel de consumo de etanol como combustible no había sido alcanzado desde el final de la década de los ochenta, cuando el

Programa *Pró-Álcool* estaba en su mayor auge.15 18 17 Al considerar el consumo total de combustible de toda la flota (inlcuyendo los vehículos con motor diesel), el consumo de etanol destilado de la caña de azúcar en 2006 fue del 18% del consumo total de combustible del sector vial.19 20

Para algunos, Brasil es considerado como la primera economía que logró un uso sostenible del etanol, y el modelo a seguir por otros países. Comparado con el etanol producido en Estados Unidos con base en el maíz, la productividad del insumo energético en Brasil es ocho veces mayor que la estadounidense, y la productividad por hectárea es casi el doble: mientras en Estados Unidos se producen entre 3.800 a 4.000 litros de etanol por hectárea plantada de maíz, en Brasil se producen entre 6.800 y 8.000 litros por hectárea plantada de caña de azúcar.22 23 En 2006 Brasil destinó solo 1% de su área cultivable para producir el etanol, mientras que Estados Unidos destinó un 3,7% del total de tierras cultivables. Las áreas donde se cultiva la caña de azúcar se concentran el estado de São Paulo, a poco más de 2.500 km de la selva amazónica (Dreyfuss, 2008.)

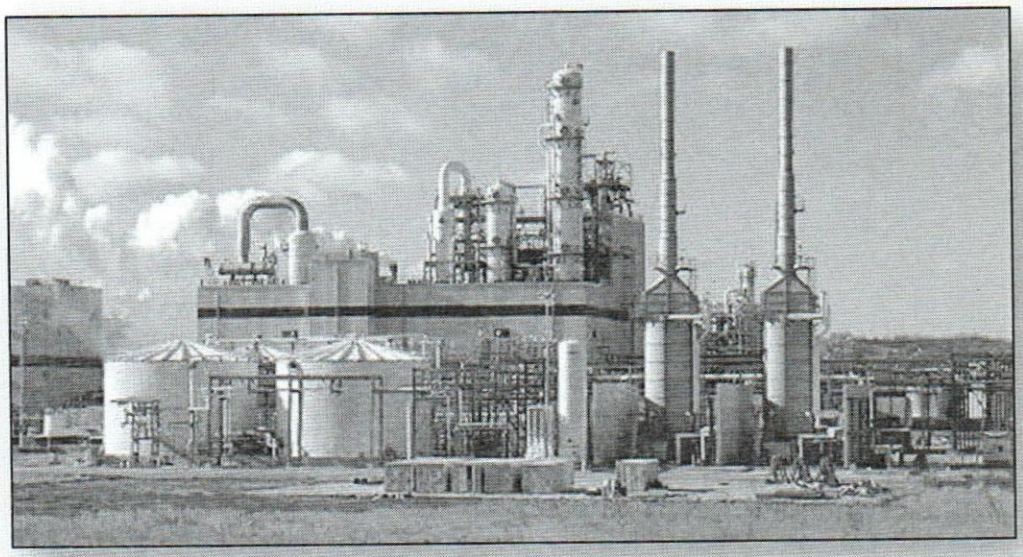


Figura 5. Planta de Etanol en Brasil. (Dreyfuss, 2008.)

Colombia

El programa para etanol como combustible de Colombia comenzó en 2002, año en que el gobierno aprobó una ley que obligaba al enriquecimiento en oxígeno de la gasolina. Esto se hizo inicialmente para reducir las emisiones de monóxido de carbono de los coches. Regulaciones más recientes eximieron al etanol elaborado a partir de biomasa de algunos impuestos que gravan la gasolina, haciendo así más barato el etanol que la gasolina. Esta tendencia se vio reforzada cuando los precios del petróleo subieron a principios de 2004, y con él el interés en combustibles renovables (al menos para los coches). En Colombia el precio de la gasolina y del etanol es controlado por el gobierno. Complementariamente a este programa para el etanol, existe un programa para el biodiesel, para oxigenar combustible diésel, y para producir un combustible renovable a partir del aceite vegetal.

Al principio todo el interés en la producción del etanol vino de la industria de azúcar existente, ya que es relativamente fácil añadir un módulo para desarrollar etanol al final de una fabrica de azúcar, y las necesidades energéticas son similares a las que se necesitarían para producir el azúcar. El gobierno alienta a convertir gradualmente las fuentes de combustible de los coches a una mezcla del 10 por ciento de etanol y de 90 por ciento de gasolina. Las plantas del etanol están siendo incentivadas por tratos fiscales. Ha habido interés en plantas de etanol de yuca (mandioca) y de nuevas plantaciones de la caña de azúcar, pero aún no se ha conseguido producir carbohidratos a bajo precio.

La primera planta de etanol para uso como combustible en Colombia comenzó a producir en octubre de 2005, con la salida de 300.000 litros al día en Cauca. Hasta marzo de 2006 cinco plantas,

todas en el valle del Río Cauca (departamentos de Valle, Cauca y Risaralda), están operativas, con una capacidad combinada de 1.050.000 litros por día, o de 357 millones de litros por año. En el Valle del Cauca el azúcar se cosecha durante todo el año, y las destilerías nuevas tienen una disponibilidad muy alta. La inversión total en estas plantas es de 100 millones de USD. Eventualmente, Colombia espera tener una capacidad de 2.500.000 litros por el día, que es la cantidad necesaria para agregar el 10% de etanol a la gasolina. El etanol producido se utiliza actualmente en las principales ciudades cerca del Valle del Cauca, tales como Cali y Pereira, como también en la capital, Bogotá. No hay suficiente producción para el resto del país.

El 31 de marzo de 2009 el gobierno colombiano decretó la introducción paulatina de vehículos de combustible flexible E85. La regulación aplica a todos los vehículos con motor a gasolina con cilindrida inferior a 2 litros que se fabriquen, ensamblen, importen, distribuyan y comercialicen en el país a partir del 1 de enero de 2012. El decreto ejecutivo establece que el 60% de tales vehículos deberán tener motores "flex-fuel" capaces de operar con gasolina o E85, o cualquier mezcla de ambos. En 2014 la provisión anual sube para 80% y alcanza el 100% en 2016. Todos los vehículos con cilindrada superior a 2 litros deberán soportar E85 a partir de 2013. El decreto también ordena que en 2011 la infraestructura de la cadena de distribución y venta al consumidor de gasolina deberá adaptarse para garantizar la venta de E85 en todo el país.25 La introducción obligatoria de los vehículos flex-fuel E85 causó controversia entre los fabricantes y vendedores de autos, así como de algunos productores que reclamaron que la industria no está en capacidad de suplir suficiente etanol para la nueva flota E85. En decreto anterior de 2007 lo que estaba previsto para 2012 era la introducción de gasohol E20.26 27. (Ecopetrol, 2007.)

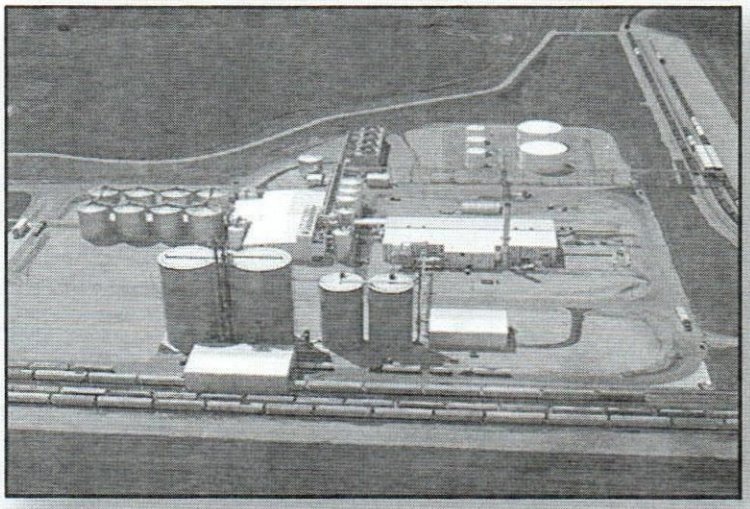


Figura 6. Planta de Etanol Colombia. (Ecopetrol, 2007.)

Estados Unidos

Estados Unidos es el mayor productor mundial de etanol, con 4,86 mil millones de galones líquidos producidos en 2006, seguido por Brasil con una producción de 4,49 mil millones de galones. EE.UU. junto con Brasil destlilan 70% de la producción mundial de etanol, y en 2007 produjeron el 88% del etanol utilizado como combustible en el mundo. Casi la totalidad del etanol estadounidense es producido a partir de maíz, que es menos eficiente que el etanol producido a partir de caña de azúcar. Además, en 2007 un 25% de la producción nacional de maíz fue desviada para producir etanol como combustible, lo que ha sido críticado y considerado como uno de los factores que influyeron en la crisis alimentaria mundial de 2007 a 2008, cambiando alimentos por combustibles.

Otra crítica del uso del etanol en los Estados Unidos es su disponibilidad. Apenas 600 gasolineras, de un total de 200.000, tienen surtidores E85. Para solucionar esta deficiencia habría que seguir una

estrategia amplia para la adopción de surtidores para que la disponibilidad fuese satisfactoria. Otro aspecto de su disponibilidad es que actualmente sólo está disponible en el medio oeste (relativamente poco poblado), donde se refina el etanol. A 27 de abril de 2006, en EE.UU. hay una capacidad productiva de 4.485,9 millones de galones (unos 17 millones de m^3) al año, y se construye para aumentarla en 2.229,5 millones de galones por año más (unos 8,4 millones de m^3). Estados Unidos importa etanol producido a partir de caña de azúcar de Brasil y de cuatro países de la Cuenca del Caribe: Jamaica, El Salvador, Trinidad y Tobago y Costa Rica.

En los Estados Unidos la caña de azúcar es cultivada en los estados de Florida, Luisiana, Hawái, y Texas, que cuentan con el clima tropical adecuado para dicho cultivo. Las primeras tres plantas destiladoras de etanol producido a partir de caña de azúcar en los Estados Unidos entrarán en funcionamiento en Louisiana a mediados de 2009. Plantas productoras de azúcar en Lacassine, St. James y Bunkie fueron convertidas usando tecnología e inversión colombiana para destilar etanol a partir de caña de azúcar. Se espera que estas tres plantas produzcan en forma rentable 378 millones de litros (100 millones de galones) de etanol en un plazo de cinco años (Instituto Nacional de Tecnología, 2009.)

Figura 7. Planta de Etanol Estados Unidos. (Instituto Nacional de Tecnología, 2009.)

Europa

El continente europeo ha sido tradicionalmente más proclive a los coches pequeños y eficientes, al contrario que en los EE.UU. donde los coches son de mayor cilindrada y el consumo de petróleo ha sido un tema secundario hasta hace bien poco. Esta tendencia de los europeos no se ha visto reflejada sin embargo a la hora del desarrollo de nuevos combustibles como el etanol, interesante en una región como Europa, con mucha superficie agrícola (y por lo tanto desechos aprovechables) y una escasa disponibilidad de petróleo. Esto está cambiando en los últimos años, ya que las empresas de automóviles europeas comienzan a desarrollar nuevos modelos optimizados para el mejor aprovechamiento del combustible vegetal

en cuestión. Un ejemplo es el motor BioPower, desarrollado por la empresa sueca de automóviles Saab.

En Europa, en 2006, Francia ocupó el primer lugar en producción de etanol, seguida de Alemania y España.

2.3 Fundamentos Legales

Citas de la Norma FONDONORMA 1753:2006 Capítulo 6.5:

JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

Limpieza

La superficie del concreto de las juntas de construcción debe limpiarse cuidadosamente, eliminando materiales sueltos.

Preparación previa al vaciado Inmediatamente antes de continuar el vaciado, todas las juntas de construcción deben humedecerse, eliminándose el agua que haya quedado depositada en ellas.

Ubicación y ejecución

Las juntas de construcción deben localizarse y ejecutarse de tal forma que no afecten significativamente la resistencia de la estructura, adoptando las precauciones necesarias para transmitir la fuerza cortante y otras solicitaciones.

En los pisos, las juntas de construcción se localizarán en el tercio central de las luces de las losas y vigas. En las vigas principales las juntas se separarán de la intersección con las vigas secundarias, una distancia no menor de dos veces el ancho de estas últimas.

Cuando las losas y vigas se vacíen conjuntamente con las columnas y muros de soporte, es recomendable que transcurra cierto tiempo entre el vaciado de los elementos de apoyo y los horizontales, hasta que el concreto de los primeros inicie su fraguado y no se produzcan asentamientos.

Las vigas, cartelas, ábacos y capiteles, se vaciarán monolíticamente como parte del sistema del piso, a menos que se indique otra cosa en los planos estructurales o especificaciones.

Citas de la Norma FONDONORMA 1753:2006 Capítulo 8:

ANÁLISIS Y DISEÑO. CONSIDERACIONES GENERALES

ALCANCE

Los miembros de las estructuras de concreto reforzado serán diseñados y construidos para tener la resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, utilizando los factores de mayoración de cargas y los factores de minoración de resistencia ϕ que se especifican en el Capitulo 9 o en el Anexo B.

Los anclajes instalados en el concreto para transferir cargas entre miembros serán diseñados de acuerdo con el Anexo D.

MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Todos los miembros de pórticos u otras estructuras continuas se proyectarán para resistir las solicitaciones máximas mayoradas, determinadas mediante un análisis estructural elástico, salvo las modificaciones dispuestas en el Artículo 8.3 o el Anexo A. Como simplificación se pueden utilizar las disposiciones de los Artículos 8.6 y 8.10.

En el diseño de vigas y losas continuas, en lugar de métodos más exactos de análisis de pórticos, en el diseño de vigas y losas continuas se pueden emplear los valores aproximados de momentos flectores y fuerzas de corte que se detallan en la Tabla H-8.2, siempre que se satisfagan las siguientes condiciones:

a. Los miembros son prismáticos.

b. El número de tramos es de dos o más.

c. Las luces Ln son aproximadamente iguales sin que la luz mayor de dos tramos adyacentes exceda en más del 20% a la menor de ellas; para el cálculo de los momentos negativos se puede tomar Ln como el promedio de las luces adyacentes al apoyo.

d. La carga variable CV no excede tres veces la carga permanente CP.

e. Las cargas que son las más desfavorables de todas las combinaciones y están uniformemente distribuidas;

Cuando se utiliza la Tabla H-8.2 no se permite la redistribución de momentos indicada en el Artículo 8.3; las demás fuerzas internas deben calcularse de acuerdo con los dichos momentos.

RIGIDEZ

Para calcular las rigideces relativas en flexión y torsión de los miembros de las estructuras podrán adoptarse hipótesis razonable, las cuales deben ser consistentes en todo el análisis. Salvo que expresamente se indique lo contrario, para efectos del análisis estructural en esta Norma se considerarán las secciones como no fisuradas. Tanto en la determinación de momentos como en el diseño de los miembros se considerará el efecto de las cartelas.

REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN MIEMBROS CONTINUOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

La redistribución de los momentos negativos será empleada sólo cuando εs es igual o mayor que 0,0073 en la sección en la cual se reduce el momento. La redistribución de momentos no se aplicará cuando los valores de los momentos flectores se obtengan por métodos aproximados.

Los momentos negativos en los apoyos de miembros continuos solicitados a flexión, resultado de un análisis estructural elástico para cualquier distribución supuesta de carga, se pueden aumentar o disminuir en un porcentaje igual a $1000\varepsilon s$ por ciento, pero no mayor

de 20%: Los momentos negativos modificados deben usarse para calcular los momentos en las secciones del tramo.

MÓDULO DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE POISSON

El módulo de elasticidad para el concreto, Ec, en kgf/cm2, puede tomarse igual a: 0,14 wc

1.5 fc' para valores de wc entre 1440 y 2500 kgf/m3. Para concretos de peso normal, puede considerarse Ec = 15100 fc´

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo Es se considera igual a 2,1 x 106 kgf/cm2.

Salvo que se determine experimentalmente, el coeficiente de Poisson μ para el concreto se tomará como 0,20.

LUZ DE CÁLCULO

Vigas

La luz de cálculo para vigas será como sigue:

a. En el análisis de pórticos u otras construcciones continuas, para determinar los momentos debe usarse la distancia centro a centro de los apoyos.

b. Cuando la viga reposa sobre articulaciones, rodillos o placas de apoyo se considerará como luz de cálculo la distancia entre los ejes de estos dispositivos.

Para el diseño de vigas construidas monolíticamente con sus apoyos, podrán usarse los momentos en las caras de los apoyos, excepto lo dispuesto en las Secciones 18.3.2 y 18.7.2.

Losas

La luz de cálculo para las losas, según sus condiciones de apoyo, será como sigue:

a. La luz libre más el espesor de la losa, pero sin exceder la distancia entre los ejes de los apoyos, si la losa está simplemente apoyada o empotrada en sus extremos.

b. La distancia entre los ejes de los apoyos en el caso de losas continúas.

ACCIONES

Las disposiciones de esta Norma suponen que las estructuras se diseñarán para resistir todas las acciones a que puedan estar sometidas durante su vida útil.

Acciones de servicio

Las acciones de servicio serán las de la Norma Venezolana 2002.

Acciones del sismo o del viento.

Para las acciones del sismo o del viento, la estructura se proyectará para resistir la totalidad de las cargas laterales, tomando en cuenta los posibles incrementos en las solicitaciones en los componentes no estructurales. Las acciones sísmicas se calcularán de acuerdo con la Norma Venezolana 1756. Las acciones del viento se calcularán según la Norma Venezolana 2003. Conforme al Capítulo 9 no se considerará las acciones simultáneas del viento y del sismo.

Otras acciones

Debe prestarse especial atención a los efectos de las fuerzas debidas a las cargas de grúas, vibración, impacto, retracción, cambios de temperatura, fluencia del concreto y asentamientos diferenciales de los apoyos. Las fuerzas de pretensado requieren consideración especial.

Citas de la Norma FONDONORMA 1753:2006 Capítulo 9:

MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES

Los miembros deben satisfacer todos los requisitos de esta Norma para asegurar el comportamiento adecuado en los Estados Límites de Servicio y de Agotamiento Resistente.

Las estructuras, sus miembros y uniones se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia de diseño mayor o igual a las solicitaciones calculadas para las combinaciones que se estipulan en esta Norma.

La resistencia de diseño de un miembro, la de sus secciones y uniones a otros miembros, será tomada como la resistencia teórica calculada de acuerdo con los requisitos e hipótesis de esta Norma, multiplicada por un factor de minoración de resistencia ϕ.

SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

Las solicitaciones sobre la estructura, sus miembros y nodos para el Estado Límite de Agotamiento Resistente, U, se determinarán con base en las hipótesis de solicitaciones que produzcan el efecto más desfavorable, el cual puede ocurrir cuando una o más solicitaciones están actuando simultáneamente, por lo que deben estudiarse las combinaciones de la Tabla 9-3. Cuando la solicitación pueda cambiar de sentido, se tendrán en cuenta en todas las combinaciones posibles, cambiando los signos de manera consistente.

COMBINACIONES DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO

RESISTENTE

U = 1.4 (CP + CF) (9-1)

U = 1.2 (CP +CF + CT) + 1.6 (CV + CE) + 0.5 CVt (9-2)

$U = 1.2\ CP + 1.6\ CVt + (\gamma\ CV$ ó $\pm\ 0.8\ W)$ (9-3)

$U = 1.2\ CP \pm 1.6\ W + \gamma\ CV + 0.5\ CVt$ (9-4)

$U = 1.2\ CP + \gamma\ CV \pm S$ (9-5)

$U = 0.9\ CP \pm 1.6\ W$ (9-6)

$U = 0.9\ CP \pm S$ (9-7)

$U = 0.9\ CP \pm 1.6\ CE$ (9-8)

El factor de combinación de solicitaciones γ debidas a las acciones variables en las combinaciones (9-3) a (9-5) será 1,00, excepto en pisos y terrazas de edificaciones destinadas a vivienda en que se tomará como 0,50.

En las combinaciones (9-5) y (9-7), las solicitaciones sísmicas, S, se obtendrán según el Capítulo 8 de la Norma Venezolana 1756. El Artículo 8.6 de la mencionada Norma, permite calcular la acción sísmica, S, de manera simplificada, como la suma de: (i) las solicitaciones debidas a las componentes sísmicas horizontales, actuando simultáneamente e incluidos los efectos torsionales, SH y (ii) las solicitaciones alternantes de la componente sísmica vertical modelada como se indica a continuación:

$S = SH \pm (0.2\ \alpha\ \phi\ \beta\ Ao)\ CP$ (9-9)

Cuando las solicitaciones por viento, W, no hayan sido reducidas por un factor de direccionalidad, se permitirá usar 1.3 W en lugar de 1.6 W en las combinaciones (9-4) y (9-6).

El diseño de las fundaciones y muros de sostenimiento en condiciones estáticas se regirá por la presente Norma. Adicionalmente cumplirá con las combinaciones de solicitaciones y requisitos del Capítulo 11 de la Norma Venezolana 1756 en lo referente al diseño sísmico y post-sísmico.

Las presiones laterales del suelo no se incluirán en las combinaciones de solicitaciones cuando se opongan a otras acciones; pero se incluirán en el cálculo de las resistencias minoradas.

Cuando deban considerarse los efectos de impacto, en las combinaciones pertinentes se sustituirá la CV por CV más el incremento por impacto.

Las estimaciones de los efectos debidos a: asentamientos diferenciales, fluencia, retracción o cambios de temperatura, se basarán en una evaluación realista de los mismos sobre la estructura en condiciones de servicio.

Para las estructuras destinadas a la protección contra inundaciones se aplicarán las siguientes combinaciones:

U = 1.2 CP + 1.6 W + ψ CFU + 0. 5 CV + CVt (9-10)

U = 0.9 CP + 1.6 W + ψ CFU + 1.6 CE (9-11)

El factor de combinación ψ es igual a 2 en las zonas costeras y 1 en cualquier otra zona.

Requisitos sismorresistentes adicionales

Para los miembros estructurales indicados en las Secciones 15.4.6, 18.4.5.4 y 18.8.7, las solicitaciones mayoradas se calcularán con las combinaciones (9-5a) y (9-7a) en sustitución de las (9-5) y (9-7). Para estas combinaciones no es necesario incluir los efectos de las componentes sísmicas ortogonales.

U = 1,2 CP + λCV ± Ω0SH (9-5a)

U = 0,9 CP ± Ω0□ SH (9-7a)

donde:

SH = Solicitaciones debidas a la componente horizontal de la acción sísmica.

Ω0 = Factor de sobrerresistencia estructural resistente a sismos.

Para el factor de sobrerresistencia estructural resistente a sismos, Ω0□, se utilizarán los siguientes valores:

Para sistemas aporticados, Tipo I según Norma Venezolana 1756: Ω0□ = 3

Para sistemas de muros y duales, Tipos III y II según Norma Venezolana1756: Ω0□ = 2,5

Para sistemas pendulares o sin diafragmas, Tipo IV según Norma Venezolana 1756: Ω0 = 2

En ningún caso debe incorporarse el factor Ω0 en las combinaciones de diseño para los miembros que generan cargas sísmicas sobre aquellos otros en que es obligatorio su uso.

RESISTENCIAS DE DISEÑO

Los factores de minoración de la resistencia teórica serán los de las Tabla 9.4. Para los anclajes al concreto según el Anexo D se emplearan los factores de la Tabla 9.4(a). La Condición A se aplica a las potenciales superficies de falla en el concreto reforzado, y la Condición B cuando las potenciales superficies de falla del concreto no están reforzadas o están controladas por la resistencia al arrancamiento o el apalancamiento del anclaje al concreto.

Espesores mínimos de losas y vigas

En miembros sometidos a flexión resistentes en una dirección, que no soporten ni estén unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas, se emplearán los espesores mínimos estipulados en la Tabla 9.6.1, a menos que el cálculo de las flechas, indique que puede usarse un espesor menor sin efectos adversos.

Los valores de la Tabla 9.6.1 se usarán directamente para miembros de concreto con peso unitario wc = 2500 kgf/m3, con acero de refuerzo S-60 ó W-60. Para otras condiciones los valores se modificarán en la siguiente forma:

a) Para concreto estructural liviano con peso unitario comprendido entre 1550 y 2070 kgf/m3, los valores se multiplicarán por (1,65 – 0.0003 wc) ≥1,09 siendo wc el peso unitario en kgf/m3.

b) Para refuerzos de acero con fy diferente de 4200 kgf/cm2 los valores se multiplicarán por: 0,4 + (fy / 7030)

ALTURA MÍNIMA DE VIGAS O ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS, A MENOS QUE SE CALCULEN LAS FLECHAS

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MINIMO, h			
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Citas de la Norma FONDONORMA 1753:2006 Capítulo 11 Sección 11.9:

REQUISITOS ESPECIALES PARA LOSAS, PLACAS Y ZAPATAS

El diseño por corte en la proximidad de las columnas de las losas, placas y zapatas de fundación y en las zonas solicitadas por cargas concentradas o reacciones, tomará en cuenta la más severa de las siguientes condiciones:

a. Por flexión unidireccional

Suponiendo flexión en una dirección, la sección crítica a ser investigada se ubicará a una distancia d de las caras de la columna, pedestal, o borde del área cargada, extendiéndose en un plano a través de todo la anchura y se diseñará según los Artículos 11.1 a 11.4.

b. Por punzonamiento Suponiendo flexión en dos direcciones, la sección crítica a ser investigada estará localizada en un plano

perpendicular al plano de la losa o zapata, de manera que su perímetro bo sea mínimo, sin que la distancia a la cara del pedestal o columna o de la zona cargada sea menor que 0,5d en:

1. Lados o esquinas de columnas, cargas concentradas, o áreas de apoyos, o;
2. Cambios en el espesor de las placas tales como capiteles o ábacos.

En columnas cuadradas o rectangulares, o en áreas cargadas, las secciones críticas pueden reducirse a cuatro lados rectos.

Resistencia al corte

El diseño de losas, placas o zapatas con flexión en dos direcciones se basará en las ecuaciones (11-1) y (11-2).

La resistencia al corte Vn, se calculará por la ecuación (11-2), en la cual el corte asignado al concreto Vc, se calculará de acuerdo con la Sección 11.9.2. La resistencia del refuerzo por corte Vs, se calculará de acuerdo con la Sección 11.9.3.

En las losas con perfiles estructurales de acero, Vn, se calcularán de acuerdo con la Sección Cuando el diseño incorpore parrillas, la resistencia al corte Vn, en la sección crítica definida por flexión unidireccional en el Artículo 11.9 no será mayor que 1,85 fc' bod .

Resistencia del concreto al corte

Losas, placas y zapatas de fundación no reforzadas por corte

En las losas, placas y zapatas de fundación sin acero de refuerzo por corte, la resistencia del concreto al corte, Vc, será el menor valor entre las siguientes:

a. $V_c = \left(0{,}53 + \frac{1{,}06}{\beta_c}\right)\sqrt{f'_c}\, b_o d$ (11- 32)

donde β_c, es la razón de dividir el lado largo entre el lado corto de la columna o pedestal, área de carga concentrada o de reacciones.

b. $V_c = (0{,}53 + \alpha_s d/b_o)\sqrt{f'_c}\, b_o d$ (11-33)

donde α_s, es un factor que depende de la ubicación de la columna:

Columnas interiores, $\alpha_s = 10{,}6$

Columnas laterales, $\alpha_s = 8{,}0$

Columnas de esquinas, $\alpha_s = 5{,}3$

c. $V_c = 1{,}06\sqrt{f'_c}\, b_o d$ (11- 34)

Losas, placas y zapatas de fundación reforzadas por corte

En las losas, placas y zapatas de fundación con acero de refuerzo por corte, la resistencia del concreto al corte, Vc, no excederá de 0,53 fc' bod y la resistencia teórica al corte Vn, no será mayor que 1,60 fc' bod.

Acero de refuerzo por corte

El acero de refuerzo por corte en las losas y zapatas con una altura efectiva d $\geq$15 cm, pero no menor que 16 veces el diámetro de la barra de refuerzo, consistirá de barras, estribos o malla de alambres electrosoldados.

El área del acero de refuerzo por corte, Av, calculada con la ecuación (11-10) es el área de todas las ramas de refuerzo en una línea perimetral que es geométricamente similar al perímetro de la sección de la columna.

La distancia entre la cara de la columna y la primera rama de estribos que circundan la columna será menor o igual que 0,5 d. La separación entre las ramas de estribos en la primera línea del acero de refuerzo por corte no excederá a 2d medidos en dirección paralela a la cara de la columna; igual separación en la dirección perpendicular a la cara de la columna se mantendrá entre las sucesivas ramas del acero de refuerzo por corte.

El acero de refuerzo por corte en las losas cumplirá los requisitos de anclajes del Artículo 12.4 y arriostrarán el acero de refuerzo longitudinal a flexión en la dirección considerada.

DISEÑO EN ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

Resistencia teórica a flexión

El diseño de secciones transversales sometidas a flexión, debe satisfacer la condición:

ϕ Mn $\geq$Mu (19-1)

Donde el momento resistente teórico Mn calculado es igual a:

i) Cuando controla la tracción: Mn = 1,33 c f ' Se (19-2)

ii) Cuando controla la compresión: Mn = 0,85 c f ' Se (19-3)

donde Se, es el módulo elástico de la sección transversal.

Resistencia teórica a compresión

El diseño de secciones transversales sometidas a compresión, deben satisfacer la condición:

ϕ Nn $\geq$Nu (19-4)

La resistencia teórica a la compresión Nn es igual a:

$$N_n = 0{,}60\, f'_c \left[1 - \left(\frac{L_c}{32h} \right)^2 \right] A_1 \qquad (19\text{-}5)$$

donde A1, es el área cargada y Lc, es la longitud de compresión del miembro.

Resistencia teórica a la flexocompresión

Miembros sometidos simultáneamente a flexión y fuerza axial, serán diseñados de acuerdo con los siguientes criterios:

a. Caras con la máxima compresión:

Nu/ ϕ Nn +Mu / ϕ Mn $\leq$1 (19-6)

b. Caras con la máxima tracción:

Mu/Se - Nu/A $\leq\phi$ 1,33 c f ' (19-7)

donde Mn, es la resistencia teórica calculada en la Sección 19.5.1.

Resistencia teórica a la fuerza cortante

El diseño de secciones transversales sometidas a compresión, debe satisfacer la condición:

ϕ Vn $\geq$Vu (19-8)

donde Vu, es la fuerza cortante mayorada y la resistencia teórica al corte, se calcula de acuerdo con los siguientes criterios:

a. Cuando se trate de solicitaciones en una dirección:

$$V_n = 0{,}35\ \sqrt{f'_c}\ b\,h \qquad (19\text{-}9)$$

b. Cuando se trate de acciones en dos direcciones:

$$V_n = \left[0{,}35 + \frac{0{,}70}{\beta_c}\right]\sqrt{f'_c}\ b_o h \leq 0{,}70\ \sqrt{f'_c}\ b_o h \qquad (19\text{-}10)$$

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de Investigación

El tipo de Investigación aplicado en este trabajo de tesis es de tipo Documental, Evaluativa y Proyectiva.

Según Valarino-Yàber-Cemborain, (2012:70.) Se define como Investigación Evaluativa, "Es aquella que tiene como propósito determinar sistematicamente la calidad o valor de programas, planes e intervenciones (Fernàndez-Ballesteros, 1996:21). La principal acción por desarrollar se identifica con los siguientes verbos y sus sinónimos: diagnosticar, justipreciar, valorar, apreciar."

Según Ramírez, T. (1999), se entiende por investigación documental:

Una variante de la investigación científica cuyo objetivo fundamental, es el análisis de diferentes fenómenos (de orden histórico, psicológico) de la realidad a través de la indagación exhaustiva, sistemática y rigurosa utilizando técnicas muy precisas de la documentación existente, que directa o indirectamente aportan la información pertinente al fenómeno que estudiamos. (p. 74).

A la vez la UPEL (2002), la define como:

El estudio de problemas con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza, con apoyo principalmente de trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales o electrónicos. La originalidad del estudio se refleja en el enfoque, criterio, conceptualizaciones, reflexiones, conclusiones, recomendaciones y en general, el pensamiento del autor. (p. 6).

Segùn Hurtado B., (1998) proporciona una descripción completa de la investigación proyectiva, que "Este tipo de investigación, también llamada proyecto factible (UPEL, 1990) consiste en la elaboración de una propuesta o de un modelo, los cuales constituyen una solución a un problema o necesidad de tipo práctico", (p311). A continuación, la autora (op. cit) explica que "se pueden ubicar como proyectivas, todas aquellas investigaciones que conducen a inventos, a programas a diseños o a creaciones dirigidas a cubrir una determinada necesidad, y basadas en conocimientos anteriores."(p 311)

3.2 Diseño de la Investigación

Las etapas del tipo de Investigación, son las siguientes:

- Investigación:

En esta etapa se buscará información básica fundamental para el estudio del diseño de la losa maciza con juntas constructivas. Como lo son Planos, estudios de suelos, fotos. Cualquier información necesaria para el desarrollo del proyecto planteado.

Se va a investigar el proceso de diseño de las juntas constructivas en la losa maciza y se harán investigaciones posteriores del comportamiento de la losa con las juntas constructivas.

-Planificación:

En la etapa de planificación, se planteará de manera organizada los pasos que se deben seguir y cumplir para lograr los objetivos planteados inicialmente. Planificar todas las líneas de desarrollo que se requieren realizar para poder ejecutar el trabajo de investigación, y llegar a la solución deseada, resolviendo así la problemática inicial planteada.

- Evaluación:

En la etapa de evaluación el objeto a evaluar es la losa de fundación que va a soportar las cargas transmitidas por los tanques de almacenamiento de la Planta de Etanol en el estado Portguesa. En esta etapa se va a diagnosticar si el diseño con juntas constructivas planteado, cumple con los requerimientos básicos de diseño.

Para la determinación de las solicitaciones (demanda) de la losa de fundación se considerará la flexibilidad tanto de la losa de fundación como del medio de fundación, aplicando la teoría de placas sobre fundación elástica.

Para el diseño de las fundaciones de los Tanques Fermentadores se plantea dividir el área en dos placas de fundación, con la finalidad de facilitar el proceso constructivo de la fundación. Para el diseño de las losas de concreto se aplicará el Método de Estados Límites de Agotamiento Resistente (LRFD por sus siglas en ingles).

Por último se realizará el análisis de capacidad de carga de cada fundación tomando en consideración la resistencia admisible del suelo y evaluando asentamientos, la resistencia al corte y flexión.

- Ejecución:

Previamente a la investigación realizada, se pasará a ejecutar las distintas actividades establecidas para el logro de los objetivos. Como lo son: la determinación de las solicitaciones de la losa de fundación, aplicación del modelo matemático de la losa, análisis de capacidad de carga de la fundación, el modelaje de la estructura (el cual se evaluará por medio del programa estructural STAAD PRO) en el cual le serán suministrados los datos de las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos

estructurales, las acciones gravitatorias y sísmicas así como los factores de combinaciones de carga. Al tener el análisis verificado, se procede a recomendar el diseño y a su vez la construcción del mismo.

3.3 Instrumentos de la Recolección de Datos

Revisión Bibliográfica:

- Diseño Estructural en Concreto Armado, Maria Graciela Fratelli.
- Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.
- Norma Venezolana Sismorresistente 1756.

Revisión de Documentos:

- Memoria de Cálculo de Losa Maciza de las Plantas de Etanol en el Estado Trujillo.
- Planos de Losa de Fundación de los Tanques Fermentadores del Estado Trujillo. Planta Etanol.
- Estudio de Suelos Geotécnico para el Estado Portuguesa.

Observación:

En el proceso de observación se cuenta con fotos aéreas del área donde se estan construyendo las Plantas de Etanol en Venezuela. Los estados Trujillo, Cojedes, Barinas y Portuguesa.

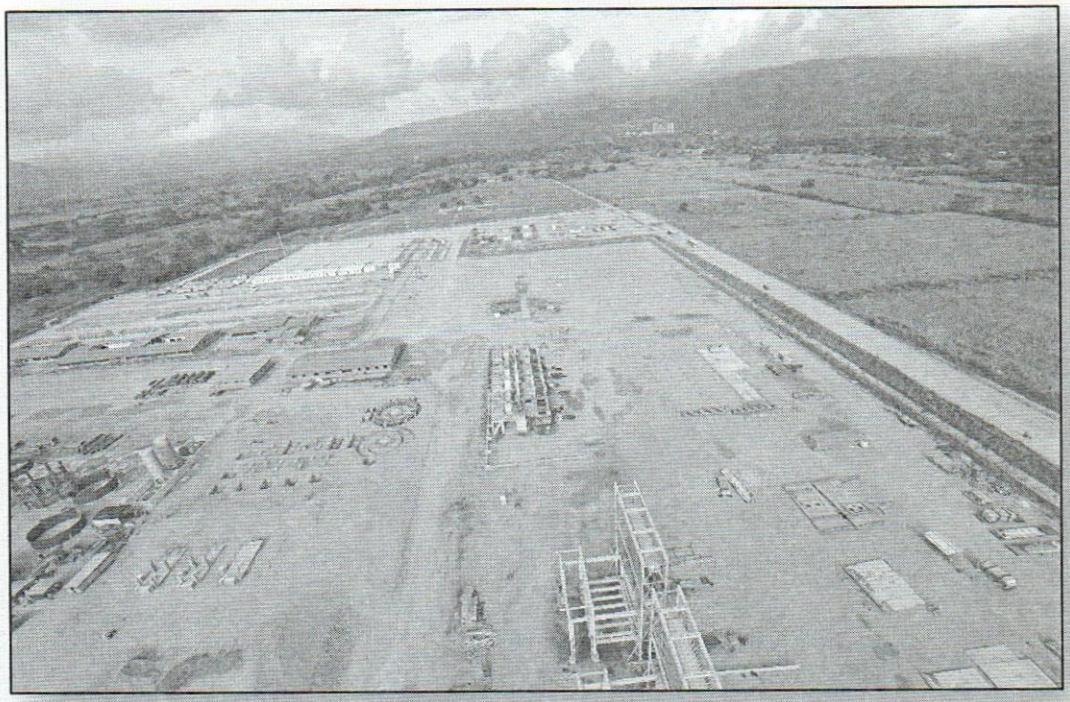


Figura 8. Vista aérea de la Planta de Etanol. Estado Trujillo

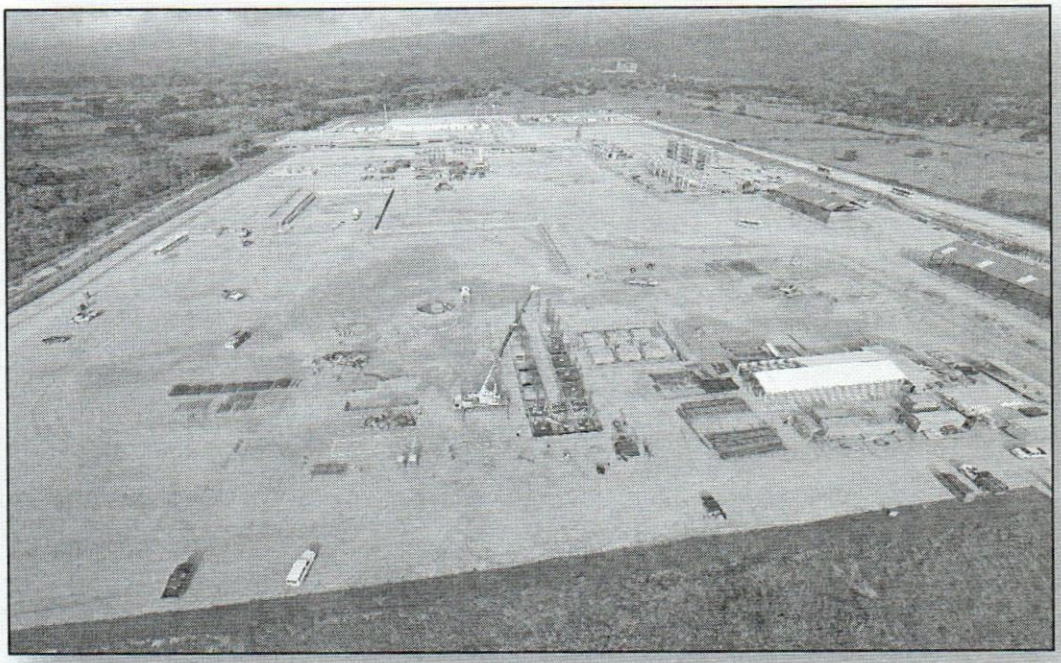


Figura 9. Vista aérea de la Planta de Etanol. Estado Portuguesa.

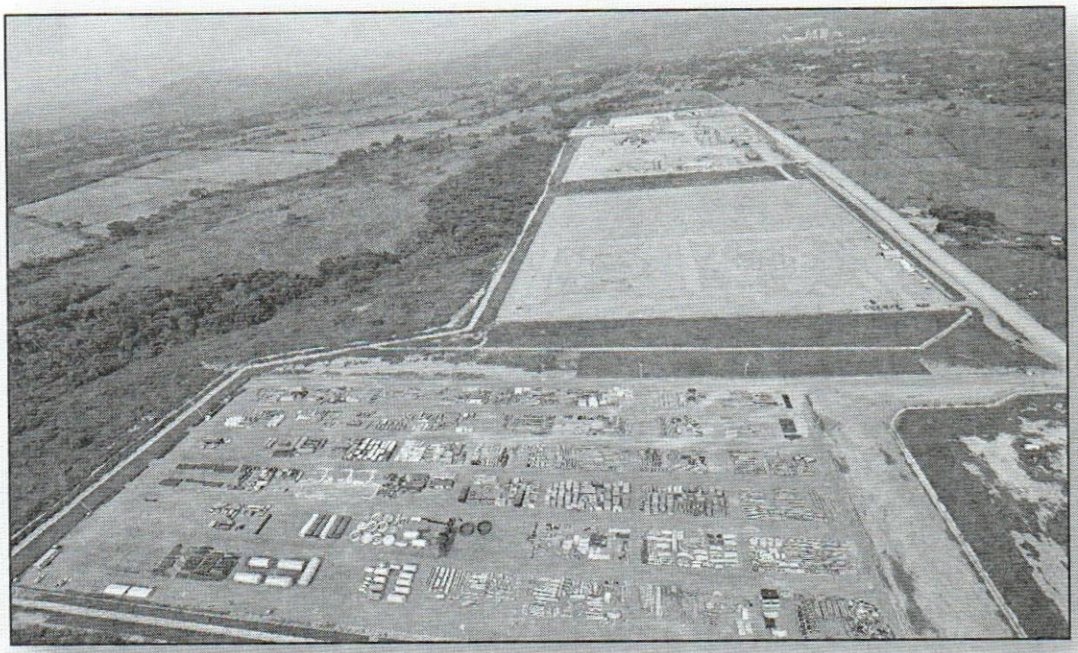


Figura 10. Vista aérea de la Planta de Etanol. Estado Portuguesa.

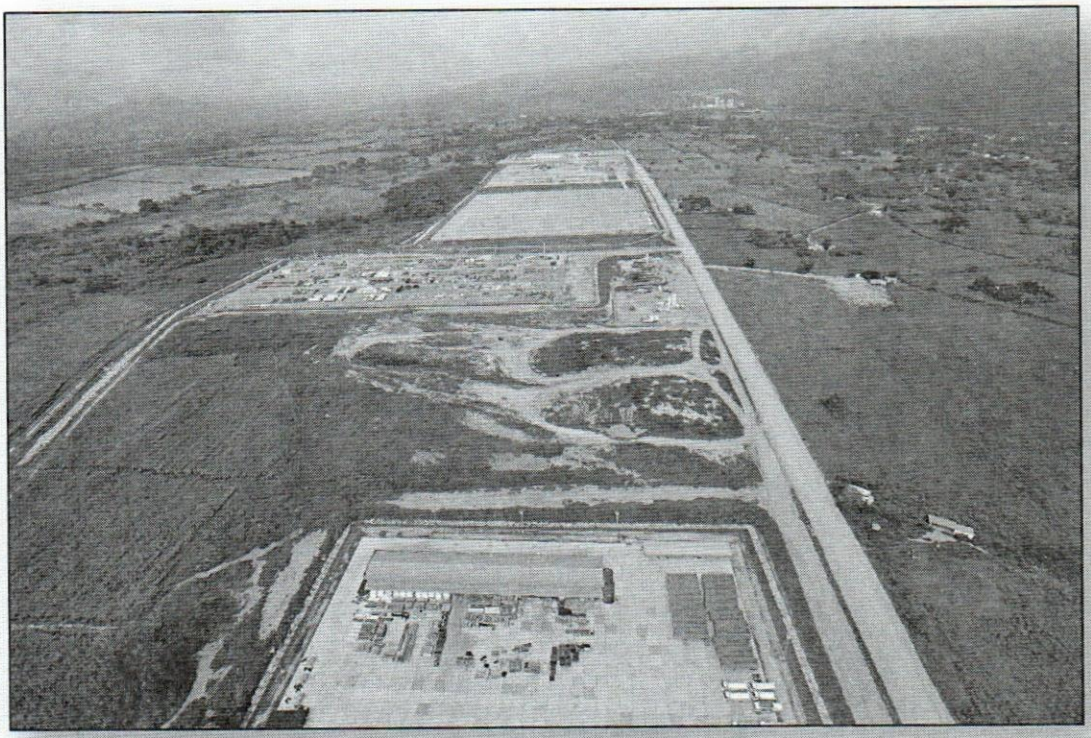


Figura 11. Vista aérea de la Planta de Etanol. Estado Barinas.

3.4 Técnicas de Análisis y Procesamiento de Datos

Se realizará el análisis estructural con el programa STAAD Pro. V8i. Los datos suministrados al programa fueron las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, las acciones gravitatorias y sísmicas así como los factores de combinación de carga. Con los resultados arrojados se identificaran las demandas al sistema propuesto y se verificará los limites normativos para las deformaciones calculadas.

STAAD Pro es mejor conocido por su estático linear exacto en 3D y el análisis P-delta de estructuras multi-materiales. Más ingenieros hoy en día afrontan problemas de gran reto estructurales incluyendo la propagación de fuego, terremotos y tsunamis. Códigos sísmicos en el mundo entero (IBC, NBCC, IS1893, NTC, EC8) requieren el modelado más exacto de diafragmas flexibles (por FEMA 356/440). Con STAAD PRO, no hay ninguna necesidad de usar múltiples programas de software para comprobar la integridad de su estructura en diferentes condiciones. Se puede sujetar su estructura a condiciones lineales, dinámicas, y no lineales.

STAAD Pro es una solución para todos los tipos de estructuras e incluye herramientas diseñadas para tareas específicas de la ingeniería estructural. The Section Wizard puede ser usada para calcular propiedades que posean secciones no-estándar. El modelado de elementos finitos es un arte que requiere una consideración muy cuidadosa, incluyendo la calidad redes que están siendo creadas.

Para el estudio del diseño de las dos losas de fundaciones a estudiar, se considerará la hipótesis de fundación elástica (hipótesis de Winkler) Mazo, 1992. : se basa en suponer que la presión de contacto en un punto cualquiera de la fundación es directamente proporcional a la deflexión de este punto (módulo de balastro o módulo de reacción del suelo, Ks). El

módulo de reacción del suelo es Ks=2.64 kg/cm³. Para el diseño de las losas estructurales, se tomará como referencia lo propuesto en la Fondonorma 1753-2006: particularmente lo referente al Método de Estados Límites de Agotamiento Resistente (LRFD por sus siglas en ingles).

Se considerará el concreto para la determinación de la resistencia (capacidad) de la losa por corte. F´c =250 kgf/cm².

La calidad de los materiales que se utilizarán son las siguientes:

- Acero de Refuerzo
  Peso Unitario: γs = 7850 kgf/m³
  Resistencia: fy = 4200 kgf/cm²

- Concreto Pobre, para asiento de fundaciones
  Resistencia: F´c= 100 kgf/cm²

Los parámetros del suelo serán los siguientes:

- Módulo de reacción de la Subrasante o Coeficiente de balastro
  Ks: 1.80 kgf/cm³
- Capacidad del carga admisible
  σadm = 1.50 kgf/cm²

3.5 Fases de la Investigación

- En la primera fase se realizarán la recopilación, investigaciones y revisiones bibliográficas, tanto de los documentos normativos como documentos especializados en el tema, a fin de recopilar toda la información referente al tema del diseño de losas macizas, en este caso diseño con juntas constructivas.

- Describir los requisitos establecidos en la norma venezolana referidos al diseño de una losa maciza.

- Aplicar la Norma Sismorresistente COVENIN 1756-2001 al diseño de la losa maciza.

- Se realizará la revisión del proyecto original, elaboración de un diagnóstico de la estructura en su estado original y la evaluación sismorresistente con base a la norma COVENIN 1756-2001.

- Realizar el modelo matemático para el diseño de la losa de fundación.

-Evaluar el diseño de la losa maciza mediante juntas constructivas utilizando el programa STAAD PRO.

- Establecer resultados y recomendaciones del diseño para ver si cumple con los requerimientos mínimos establecidos para resolver la problemática presentada inicialmente en el proyecto de las Plantas de Etanol en Venezuela.

3.6 Operacionalización de Variables

OBJETIVO ESPECÍFICO	VARIABLE	DESCRIPCIÒN	INDICADORES
Describir los requisitos establecidos en la norma venezolana referidos al diseño de una losa maciza.	Vulnerabilidad funcional y estructural	Comprende los fundamentos necesarios para definir la caracterización de la vulnerabilidad funcional y estructural de la losa maciza.	- Factores geológicos - Factores estructurales - Factores arquitectónicos - Factores

			constructivos
Aplicar la Norma Sismorresistente COVENIN 1756-2001 al diseño de la losa maciza.	Evaluación sísmica	Comprende los fundamentos necesarios para definir y determinar la evaluación sísmica de la losa maciza de acuerdo con la norma COVENIN 1756-2001.	- Amenaza Sísmica - Clasificación Espectral - Clasificación Estructural - Métodos de Análisis - Análisis Sísmico - Efectos Traslacionales y torsionales - Desplazamientos - Relación Demanda/ Capacidad
Evaluar el diseño de la losa maciza mediante juntas constructivas utilizando el programa STAAD PRO.	Modelo Matemático, Programa de cálculo.	Comprende los fundamentos necesarios para el cálculo/diseño estructural de la losa maciza.	- Rigidez - Disipación de energía y tenacidad - Capacidad - Derivas - Combinaciones de cargas - Tracciones - Resistencia sobre el suelo -Ductilidad

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Datos Iniciales

El presente capitulo tiene por finalidad describir los criterios y procedimientos de diseño considerados para el sistema de fundación que soportará ocho (8) tanques de fermentación pertenecientes a la Planta de Destilería, que a su vez forma parte del Complejo Agroindustrial de derivados de la caña de azúcar, Ospino, Estado Portuguesa.

Siguiendo las recomendaciones del estudio geotécnico del estado Portuguesa mostrado en el Anexo "A", se consideraron las solicitaciones procedentes de la revisión estructural de soportes de los equipos y recipientes pertenecientes a la Planta de Destilería, mostrado en el Anexo "B". Las acciones (cargas) serán soportadas por una losa maciza de concreto armado de 0.90m de espesor. La resistencia de concreto tomada para el diseño es de f'c=250 kgf/cm2.

Para la determinación de las solicitaciones (demanda) de la losa de fundación se consideró la flexibilidad tanto de la losa de fundación como del medio de fundación, aplicando la teoría de placas sobre fundación elástica.

Para el diseño fundaciones de los Tanques se plantea dividir el área en dos (2) placas de fundación, que estarán dividas por las juntas constructivas en el diseño, las losas las denominaremos de la siguiente manera: LS01 y LS02, con la finalidad de facilitar el proceso constructivo de la fundación, planteado anteriormente.

Para el diseño de las losas de concreto se aplicó el Método de Estados Límites de Agotamiento Resistente (LRFD por sus siglas en inglés).

Por último, se realizó el análisis de capacidad de carga de cada fundación tomando en consideración la resistencia admisible del suelo y evaluando asentamientos, la resistencia al corte y flexión.

4.2 Especificaciones de los Materiales

Concreto Estructural

- Peso unitario γc 2500 kgf/m3
- Resistencia especificada del concreto, f'c 250 kgf/cm2
- Módulo de Elasticidad, Ec 238752 kgf/cm2

Acero de Refuerzo - Barra de Acero con Resalte

- Peso unitario, γs= 7850 kgf/m3
- Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo, fy= 4200 kgf/cm2
- Módulo de Elasticidad, Es= 2.10x 106 N/m².

Concreto para asiento de fundaciones o "concreto pobre"

- Resistencia especificada del concreto, f'c 100 kgf/cm2

4.3 Parámetros del Suelo

- Módulo de reacción de la subrasante o Coeficiente de balastro, Ks=1.80 kgf/cm3

- Capacidad de carga admisible, σadm= 1.50 kgf/cm2

4.4 Programa Computacional

Se realizó el análisis estructural con el programa STAAD Pro. V8i. Los datos suministrados al programa fueron las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, las acciones gravitatorias y sísmicas así como los factores de combinación de carga. Con los resultados obtenidos se identificaron las demandas al sistema propuesto y se verificaron los límites normativos para las deformaciones calculadas.

4.5 Diseño Estructural

El sistema de fundación propuesto, siguiendo las recomendaciones del Estudio Geotécnico: Planta Etanol, Estado Portuguesa, mostrado en el Anexo "A". Y considerando las solicitaciones del modelo de análisis utilizado en la elaboración del documento de cálculo de Equipos, mostrado en el Anexo "B", como acciones (cargas) sobre el sistema de fundación, consiste en dos (2) losas de fundación de concreto estructural separadas por medio de juntas constructivas, resistencia especificada del concreto f'c=250 kgf/cm2, de espesor 0,90m y 1.60m la cuales se vaciarán contra una base de concreto pobre, f'c=100kgf/cm2, de e=10cm, véase figura N° 12 :

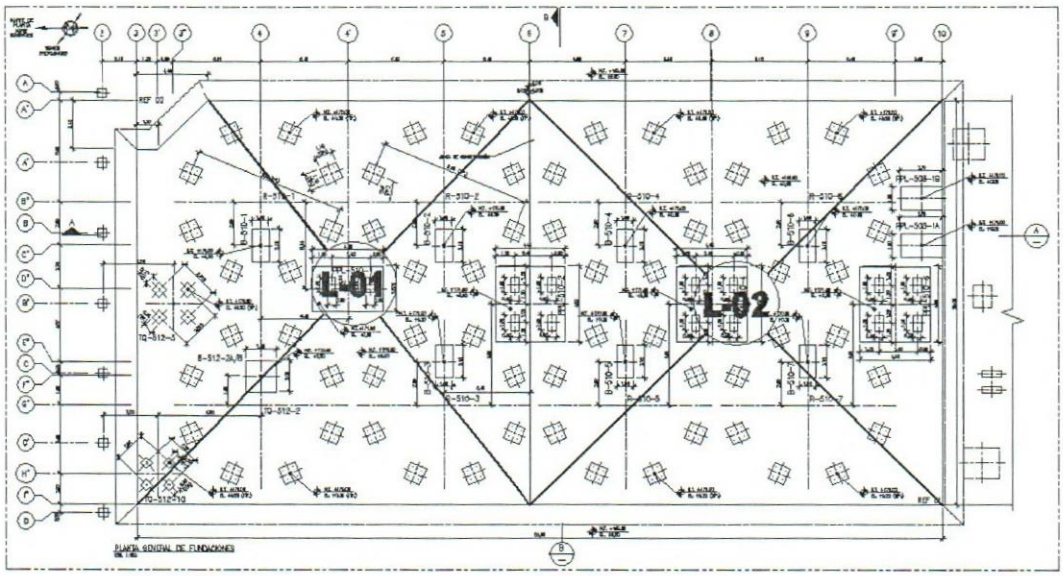


Figura 12. Vista esquemática de las losas de fundación.

4.5.1 Hipótesis utilizadas para el diseño estructural

De acuerdo a los documentos referenciados, las hipótesis de diseño consideradas fueron los siguientes:

1) Se consideraron dos (2) losas de fundación las cuales soportarán los tanques TAG. N°: R-510-1, R-510-2, R-510-3. TQ-512-2, R-510-4, R-510-5, R-510-6 y R-510-7.

2) Se consideró la hipótesis de fundación elástica (hipótesis de Winkler): se basa en suponer que la presión de contacto en un punto cualquiera de la fundación es directamente proporcional a la deflexión de este punto (módulo de balastro o módulo de reacción del suelo, K_s). El módulo de reacción del suelo es K_s=2.64 Kg/cm^3.

3) Para el diseño de la losa estructural, se tomó como referencia lo propuesto en la FONDONORMA 1753-2006: PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS EN CONCRETO ESTRUCTURAL y el ACI-318: BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318M-08) AND COMMENTARY, particularmente lo referente al Método de Estados Límites de Agotamiento Resistente (LRFD por sus siglas en inglés).

4) Sólo se consideró el concreto para la determinación de la resistencia (capacidad) de la losa por corte.

5) Las acciones (cargas) para el análisis, quitando el peso propio de la losa, fueron tomadas del documento de Cálculo de Equipos, mostrado en el Anexo "B".

6) Análisis de la capacidad de carga de la fundación al suelo subyacente sin que éste falle por esfuerzos cortantes ni por asentamientos excesivo: se verificó que la tensión a compresión máxima transferida al terreno producto de las demandas de diseño cumplan con lo siguiente:

   a. Presión de la losa sobre el suelo por acción gravitaría $\leq q_a = 2.20$ kgf/cm^2.

   b. Presión de la losa sobre el suelo por acción gravitaría +acción sísmica $\leq q = 2.64$ kgf/cm^2

Para satisfacer esta hipótesis de diseño, se deberá excavar hasta la profundidad requerida para el asiento de la fundación. Como lo dice el Estudio de Suelos del Estado Portuguesa, que se muestra en el Anexo "A". Todos los rellenos que sean requeridos para conformación ó nivelación del terreno, reemplazo de materiales indeseables ó rellenos de las zanjas de servicios, deberán efectuarse con materiales seleccionados, preferiblemente gravas arcillosas ó arenas arcillosas, compactadas de acuerdo a la Norma COVENIN 2000-80, a humedad óptima y con una densidad seca mínima del 95% del Proctor Modificado (AASHO T-180).

4.6 Análisis de Carga

Para hacer el análisis de carga, se tomaron en cuenta las Cargas Permanentes (CP), Cargas Variables (CV) y Cargas Sísmicas en las tres direcciones (SX, SY, SZ).

4.6.1 Carga Permanente, CP:

Se consideró, para efectos de diseño, el aporte producto de los tanques de fermentación, de acuerdo con el modelo de análisis perteneciente al Documento de Cálculo de los Equipos, mostrado en el Anexo "B".

Adicionalmente, por requerimiento de la disciplina sanitarias, se consideró para efectos de diseño el peso de una losa de concreto de e=30cm.

4.6.2 Carga variable, CV:

Se consideró, para efectos de diseño, el aporte producto de los tanques de fermentación, de acuerdo con el Documento de Cálculo de los Equipos, mostrado en el Anexo "B".

Adicionalmente se tomó una sobre carga de trabajo distribuida de 400 kgf/m^2.

4.6.3 Carga Sísmica: SX, SY y SZ:

Se consideró, para efectos de diseño, el aporte producto de los tanques de fermentación, de acuerdo con el con el Documento de Cálculo de los Equipos, mostrado en el Anexo "B".

4.6.4 Combiancíón de Solicitaciones

Las solicitaciones sobre la losa de fundación para el Estado Límite de Agotamiento Resistente U, se determinaron con base en las hipótesis de solicitaciones que produzcan el efecto más desfavorable. Este efecto puede ocurrir cuando una o más solicitaciones de carácter sísmico puedan cambiar de sentido, por lo que las combinaciones propuestas resultaron en:

1) 1,4 CP
2) 1,2CP + 1,6CV
3) 1,2CP +CV +SX +0,3SY +0,3SZ
4) 1,2CP +CV +SX +0,3SY -0,3SZ
5) 1,2CP +CV +SX -0,3SY +0,3SZ
6) 1,2CP +CV +SX -0,3SY -0,3SZ

7) 1,2CP +CV -SX +0,3SY +0,3SZ
8) 1,2CP +CV -SX -0,3SY +0,3SZ
9) 1,2CP +CV -SX -0,3SY -0,3SZ
10) 1,2CP +CV +0,3SX +SY +0,3SZ
11) 1,2CP +CV +0,3SX +SY -0,3SZ
12) 1,2CP +CV -0,3SX +SY +0,3SZ
13) 1,2CP +CV -0,3SX +SY -0,3SZ
14) 1,2CP +CV +0,3SX -SY +0,3SZ
15) 1,2CP +CV +0,3SX -SY -0,3SZ
16) 1,2CP +CV -0,3SX -SY +0,3SZ
17) 1,2CP +CV -0,3SX -SY -0,3SZ
18) 1,2CP +CV +0,3SX +0,3SY +SZ
19) 1,2CP +CV +0,3SX -0,3SY +SZ
20) 1,2CP +CV -0,3SX +0,3SY +SZ
21) 1,2CP +CV -0,3SX -0,3SY +SZ
22) 1,2CP +CV +0,3SX +0,3SY -SZ
23) 1,2CP +CV +0,3SX -0,3SY -SZ
24) 1,2CP +CV -0,3SX +0,3SY -SZ
25) 1,2CP +CV -0,3SX -0,3SY -SZ
26) 0,9CP +SX +0,3SY +0,3SZ
27) 0,9CP +SX +0,3SY -0,3SZ
28) 0,9CP +SX -0,3SY +0,3SZ
29) 0,9CP +SX -0,3SY -0,3SZ
30) 0,9CP -SX +0,3SY +0,3SZ
31) 0,9CP -SX +0,3SY -0,3SZ
32) 0,9CP -SX -0,3SY +0,3SZ
33) 0,9CP -SX -0,3SY -0,3SZ
34) 0,9CP +0,3SX +SY +0,3SZ
35) 0,9CP +0,3SX +SY -0,3SZ
36) 0,9CP -0,3SX +SY +0,3SZ
37) 0,9CP -0,3SX +SY -0,3SZ
38) 0,9CP +0,3SX -SY +0,3SZ
39) 0,9CP +0,3SX -SY -0,3SZ
40) 0,9CP -0,3SX -SY +0,3SZ
41) 0,9CP -0,3SX -SY -0,3SZ
42) 0,9CP +0,3SX +0,3SY +SZ
43) 0,9CP +0,3SX -0,3SY +SZ
44) 0,9CP -0,3SX +0,3SY +SZ
45) 0,9CP -0,3SX -0,3SY +SZ

46) 0,9CP +0,3SX +0,3SY +SZ
47) 0,9CP +0,3SX -0,3SY -SZ
48) 0,9CP -0,3SX +0,3SY -SZ
49) 0,9CP -0.3SX -0.3SY –SZ

Al igual que en el caso anterior, las solicitaciones sobre la losa de fundación para el Estado Límite de servicio S, para el análisis de la capacidad de carga de la fundación al suelo, se determinaron con base en las hipótesis de solicitaciones que produzcan el efecto más desfavorable. Este efecto puede ocurrir cuando una o más solicitaciones de carácter sísmico puedan cambiar de sentido, por lo que las combinaciones propuestas resultaron en:

1) CP
2) CP +CV
3) CP +CV +0,714SX +0,214SY +0,214SZ
4) CP +CV +0,714SX +0,214SY -0,214SZ
5) CP +CV +0,714SX -0.214SY +0.214SZ
6) CP +CV +0,714SX -0,214SY -0,214SZ
7) CP +CV -0,714SX +0,214SY +0,214SZ
8) CP +CV -0,714SX +0,214SY -0,214SZ
9) CP +CV -0,714SX -0,214SY +0,214SZ
10) CP +CV -0,714SX -0,214SY -0,214SZ
11) CP +CV +0,214SX +0,714SY +0,214SZ
12) CP +CV +0,214SX +0,714SY -0,214SZ
13) CP +CV -0,214SX +0,714SY +0,214SZ
14) CP +CV -0,214SX +0,714SY -0,214SZ
15) CP +CV +0,214SX -0,714SY +0,214SZ
16) CP +CV +0,214SX -0,714SY -0,214SZ
17) CP +CV -0,214SX -0,714SY +0,214SZ
18) CP +CV -0,214SX -0,714SY -0,214SZ
19) CP +CV +0,214SX +0,214SY +0,714SZ
20) CP +CV +0,214SX -0,214SY +0,714SZ
21) CP +CV -0,214SX +0,214SY +0,714SZ
22) CP +CV -0,214SX -0,214SY +0,714SZ
23) CP +CV +0,214SX +0,214SY -0,714SZ
24) CP +CV +0,214SX -0,214SY -0,714SZ
25) CP +CV -0,214SX +0,214SY -0,714SZ
26) CP +CV -0,214SX -0,214SY -0,714SZ

4.7 Diseño por Estado Limite de Agotamiento Resistente, U.

4.7.1 Modelo de análisis:

Se consideró como modelo de análisis tanto la flexibilidad de la placa como del medio de fundación, en concordancia con las recomendaciones del documento MANUAL DE INGENIERIA DE DISEÑO ESPECIFICACIONES DE INGENIERIA DISEÑO DE FUNDACIONES, Norma JA-252.

4.7.2 Verificación por flexión

En la figura N° 13 y 14 se presentan los modelos computacionales de las losas.

Figura 13. Losa de fundación LS-01 – vista 3D

Figura 14. Losa de fundación LS-02 – vista 3D

Se dividió la losa inicial en dos losas macizas, para poder simular el comportamiento de cada una por separado. Simultáneamente simulamos las juntas constructivas por medio de resortes colocados en el eje X donde se dividen las dos losas. Dichos resortes tienen propiedades del módulo de balastro del suelo en contacto con el concreto. Simulando el comportamiento más real.

Del análisis, de acuerdo con lo establecido anteriormente, se obtuvo la distribución de tensiones el cual se muestra en el cuadro de sumario que se presenta a continuación para la evaluación de la flexión.

	Plate	Load Combination	Mx kg-m/m	My kg-m/m	Mxy kg-m/m
Max Qx	2002	8 LIMITE 1012 (1.2CP +CV +SX +0.3SY +0.3SZ)	-26971	-18684	3608
Min Qx	1102	15 LIMITE 1019 (1.2CP +CV -SX -0.3SY -0.3SZ)	-55339	-19862	-3713
Max Qy	2995	31 LIMITE 1035 (1.2CP +CV -0.3SX -0.3SY -SZ)	-22564	-63690	-2644
Min Qy	2107	25 LIMITE 1029 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY +SZ)	-23745	-51575	5574
Max Sx	1251	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-6510	-6437	1316
Min Sx	1250	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-5071	-7212	1364
Max Sy	1251	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-6510	-6437	1316
Min Sy	1261	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-7788	-4946	1081
Max Sxy	1261	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-7788	-4946	1081
Min Sxy	1251	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-6510	-6437	1316
Max Mx	3188	32 LIMITE 1036 (0.9CP +SX +0.3SY +0.3SZ)	**47907**	13435	7665
Min Mx	2638	11 LIMITE 1015 (1.2CP +CV +SX -0.3SY -0.3SZ)	**-60184**	-41938	-10458
Max My	2038	50 LIMITE 1054 (0.9CP -0.3SX +0.3SY +SZ)	4826	**136184**	13659
Min My	3272	29 LIMITE 1033 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY -SZ)	-12740	**-164038**	-18822
Max Mxy	1739	10 LIMITE 1014 (1.2CP +CV +SX -0.3SY +0.3SZ)	-21742	-62715	**47823**
Min Mxy	2716	29 LIMITE 1033 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY -SZ)	-25626	-55046	**-47946**

Tabla 01. Distribución de Tensiones – Losa LS-01.

	Plate	Load Combination	Mx kg-m/m	My kg-m/m	Mxy kg-m/m
Max Qx	2002	8 LIMITE 1012 (1.2CP +CV +SX +0.3SY +0.3SZ)	-32953	-34284	-11113
Min Qx	1102	15 LIMITE 1019 (1.2CP +CV -SX -0.3SY -0.3SZ)	-40708	-28547	-1264
Max Qy	2995	31 LIMITE 1035 (1.2CP +CV -0.3SX -0.3SY -SZ)	-26793	-60120	-4336
Min Qy	2107	25 LIMITE 1029 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY +SZ)	-20353	-45046	5075
Max Sx	1251	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-8403	25848	-15836
Min Sx	1250	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-354	-57818	-143
Max Sy	1251	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	6506	-58590	8786
Min Sy	1261	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-19104	46556	11125
Max Sxy	1261	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-1531	-34640	6554
Min Sxy	1251	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-3823	7973	-17141
Max Mx	3188	32 LIMITE 1036 (0.9CP +SX +0.3SY +0.3SZ)	**62279**	14913	5937
Min Mx	2638	11 LIMITE 1015 (1.2CP +CV +SX -0.3SY -0.3SZ)	**-72498**	-25487	-17886
Max My	2038	50 LIMITE 1054 (0.9CP -0.3SX +0.3SY +SZ)	1876	**111850**	12474
Min My	3272	29 LIMITE 1033 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY -SZ)	-8920	**-138780**	-32064
Max Mxy	1739	10 LIMITE 1014 (1.2CP +CV +SX -0.3SY +0.3SZ)	-1502	36736	**36103**
Min Mxy	2716	29 LIMITE 1033 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY -SZ)	-22838	-62303	**-50593**

Tabla 02. Distribución de Tensiones- Losa LS-02.

Los valores de Mx y My se presentan para las combinaciones que generan las máximas tensiones.

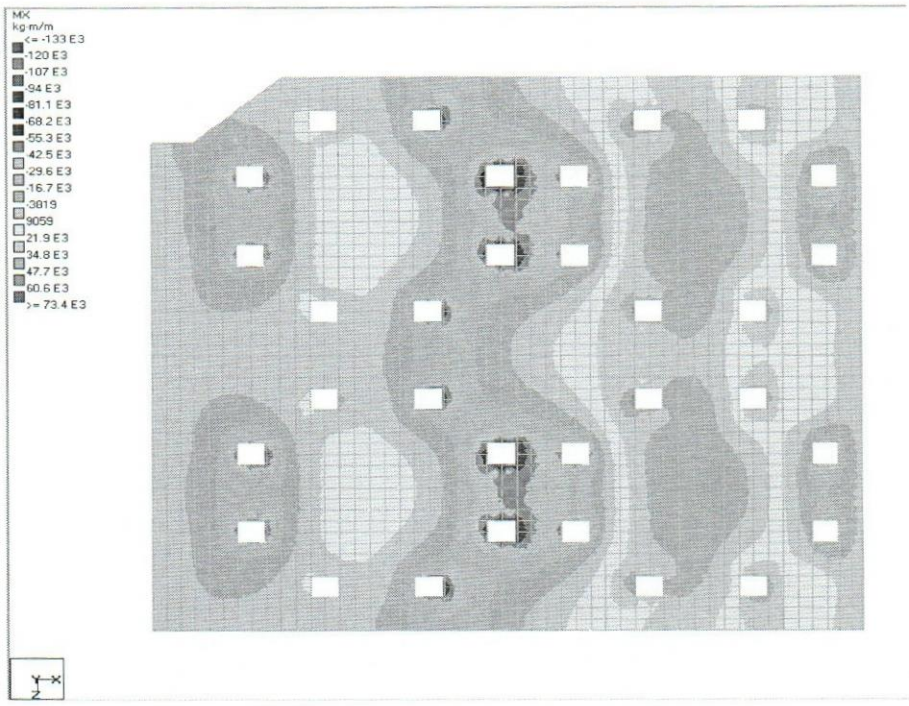


Figura 15. Visualización de las Máximas Tensiones MX- LS-01.

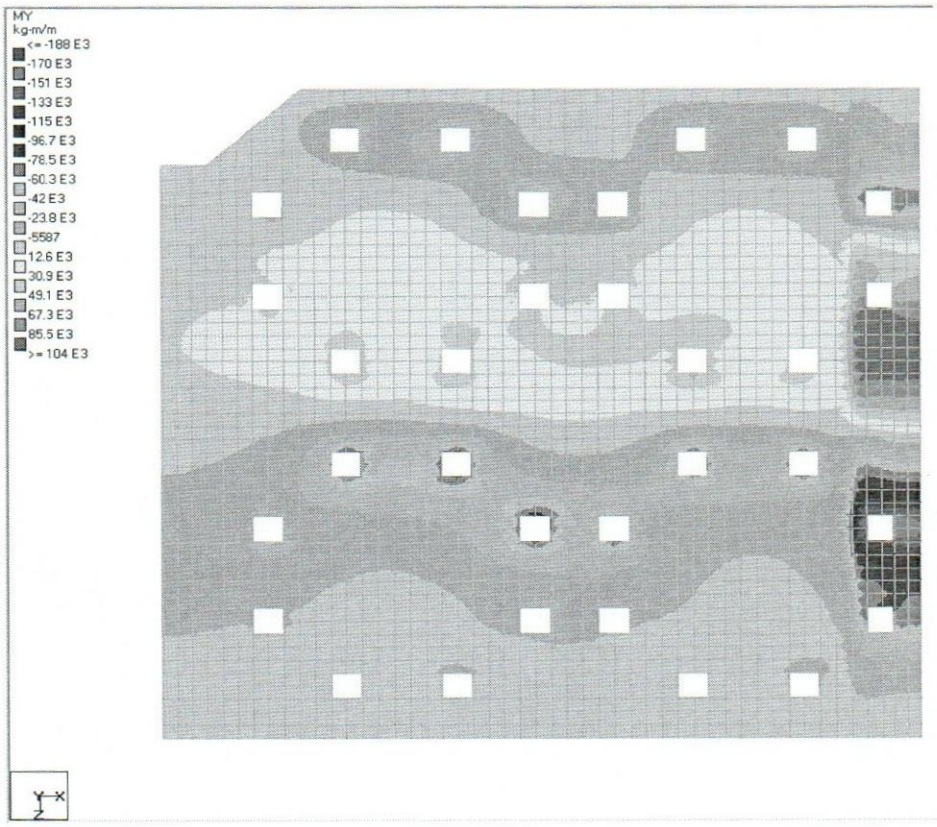


Figura 16. Visualización de las Máximas Tensiones MY- LS-01.

Podemos inferir de la información de las tablas, los siguientes resultados:

Las solicitaciones máximas a flexión por metro lineal fueron:

- $M_{UX}^{(+)}$ = 47670 kgf-m/m (Espesor =0.90 m)
- $M_{UX}^{(-)}$= -60184 kgf-m/m (Espesor =0.90 m)
- $M_{UY}^{(+)}$ = 136184 kgf-m/m (Espesor =1.60 m)
- $M_{UY}^{(-)}$= -164038 kgf-m/m (Espesor =1.60 m)

4.7.3 Evaluación del Momento Resistente de la Losa

$q_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{6120}{6120 + f_y} = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 6120}{6120 + 4200} = 0.428$ (Apéndice B.8.4.2 – ACI 318-08)

$q_{maz} = 0.50 \cdot q_b = 0.214 \quad \Rightarrow \quad Ju_{\max} = 1 - 0.59 \cdot q_b = 0.874$

$Mr = \phi \cdot f'c \cdot Ju_{\max} \cdot q_{\max} \cdot b \cdot d^2$

Donde:

∅	=	0.90	Factor de minoración de resistencia a la flexión
f'c	=	250 kgf/cm²	
b	=	100 cm	Evaluación por metro de ancho de losa
d	=	82.50 cm	Altura útil de la sección de concreto H=0.90 m
d	=	152.50 cm	Altura útil de la sección de concreto H=1.60 m

Solicitación	Mu (kg-m/m)	H Losa (m)	Mr (kg-m/m)	Comentario	
$M_{UX}^{(+)}$ (sup)	47307	0.90	286428	Mr > Mu	Cumple
$M_{UX}^{(-)}$ (inf)	60184	0.90	286428	Mr > Mu	Cumple
$M_{UY}^{(+)}$ (sup)	136184	1.60	978695	Mr > Mu	Cumple
$M_{UY}^{(-)}$ (inf)	164038	1.60	978695	Mr > Mu	Cumple

Tabla 03. Momento Resistente de la Losa

4.7.4 Diseño del Acero de refuerzo

$$Z = \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}$$

$$q = 0.85 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Z}{0.85}}\right)$$

$$Ju = 1 - 0.59 \cdot q$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot Ju \cdot d}$$

Solicitación	Mu (kg-m/m)	H Losa (m)	d (m)	Z	q	Ju	As (cm^2)
$M_{UX}^{(+)}$ (sup)	47307	0.90	0.825	0.023	0.0237	0.986	15.38
$M_{UX}^{(-)}$ (inf)	60184	0.90	0.825	0.030	0.0303	0.982	19.65
$M_{UY}^{(+)}$ (sup)	136184	1.60	1.525	0.021	0.0216	0.987	23.93
$M_{UY}^{(-)}$ (inf)	164038	1.60	1.525	0.026	0.0260	0.985	28.90

Tabla 04. Acero de Refuerzo Requerido.

Se verificó el acero mínimo por retracción y temperatura, según lo dispuesto en la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006.

$$As_{\min} = 0.018 \cdot b \cdot h \qquad (1)$$

$$As_{\min} = 0.018 \cdot 100 \cdot 90 = 16.20 \text{ cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$$

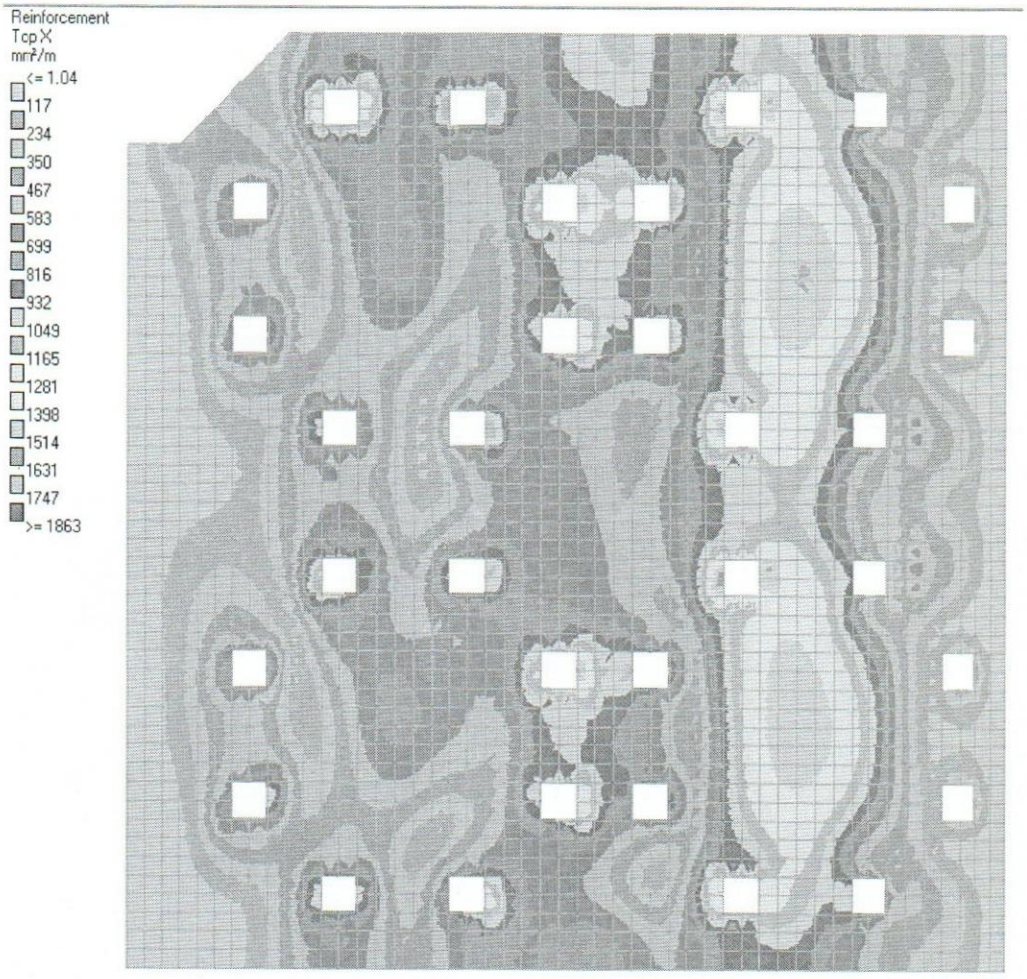


Figura 17. Visualización de la Demanda de Acero Superior Dirección X- LS-01.

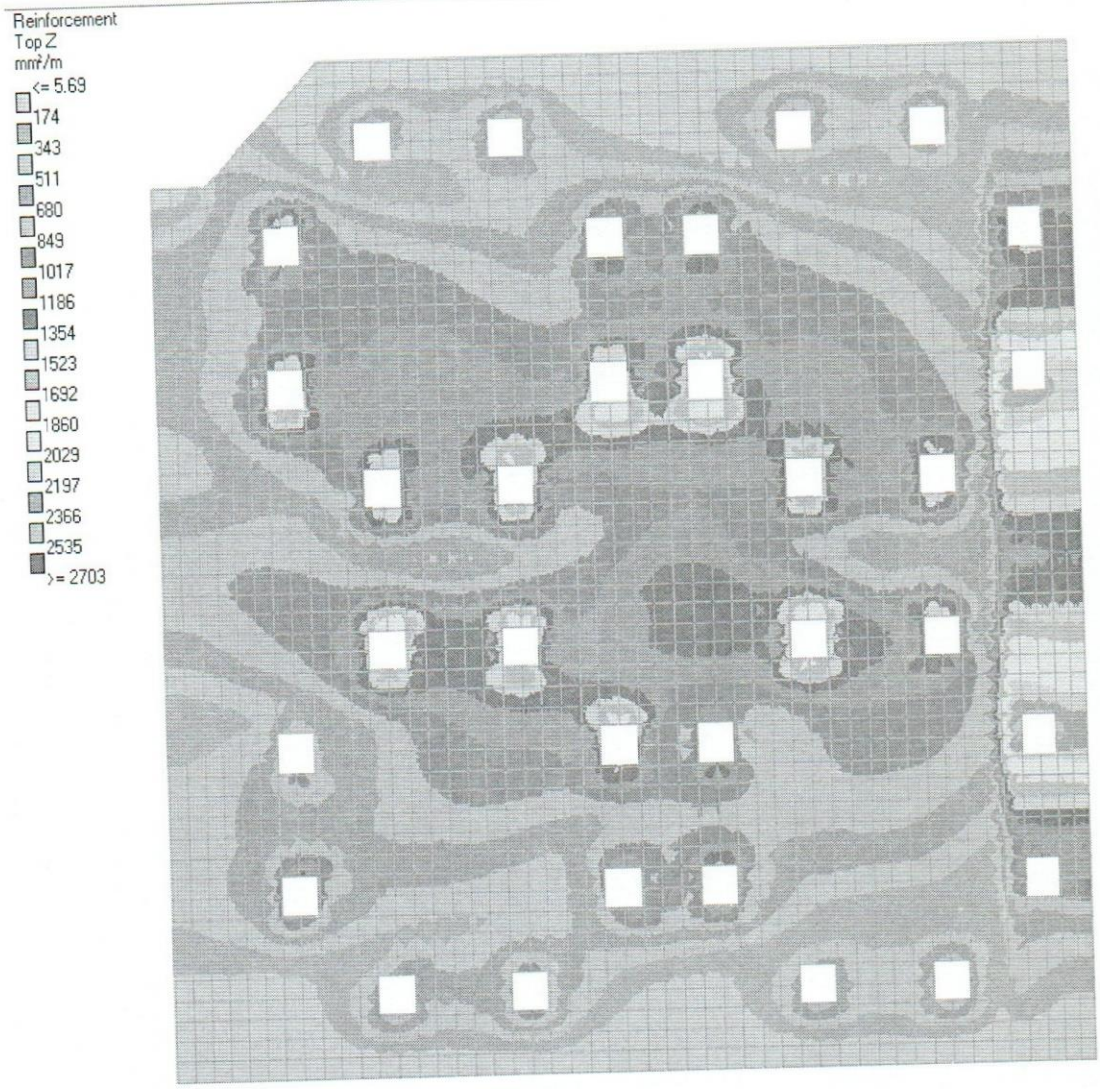


Figura 18. Visualización de la Demanda de Acero Superior Dirección Z- LS-01.

Se colocarán para el acero 1∅1"@ 0.20m (25.35 cm^2)

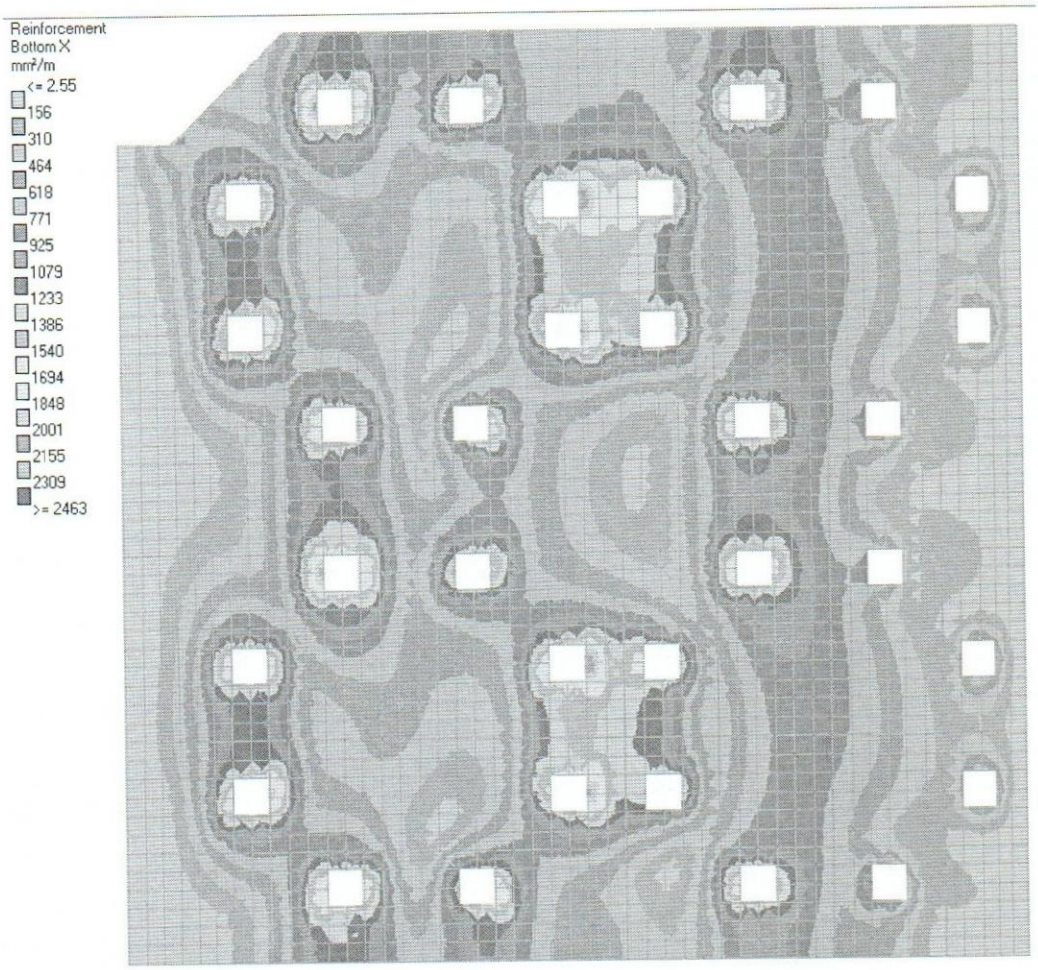


Figura 19. Visualización de la Demanda de Acero Inferior Dirección X- LS-01.

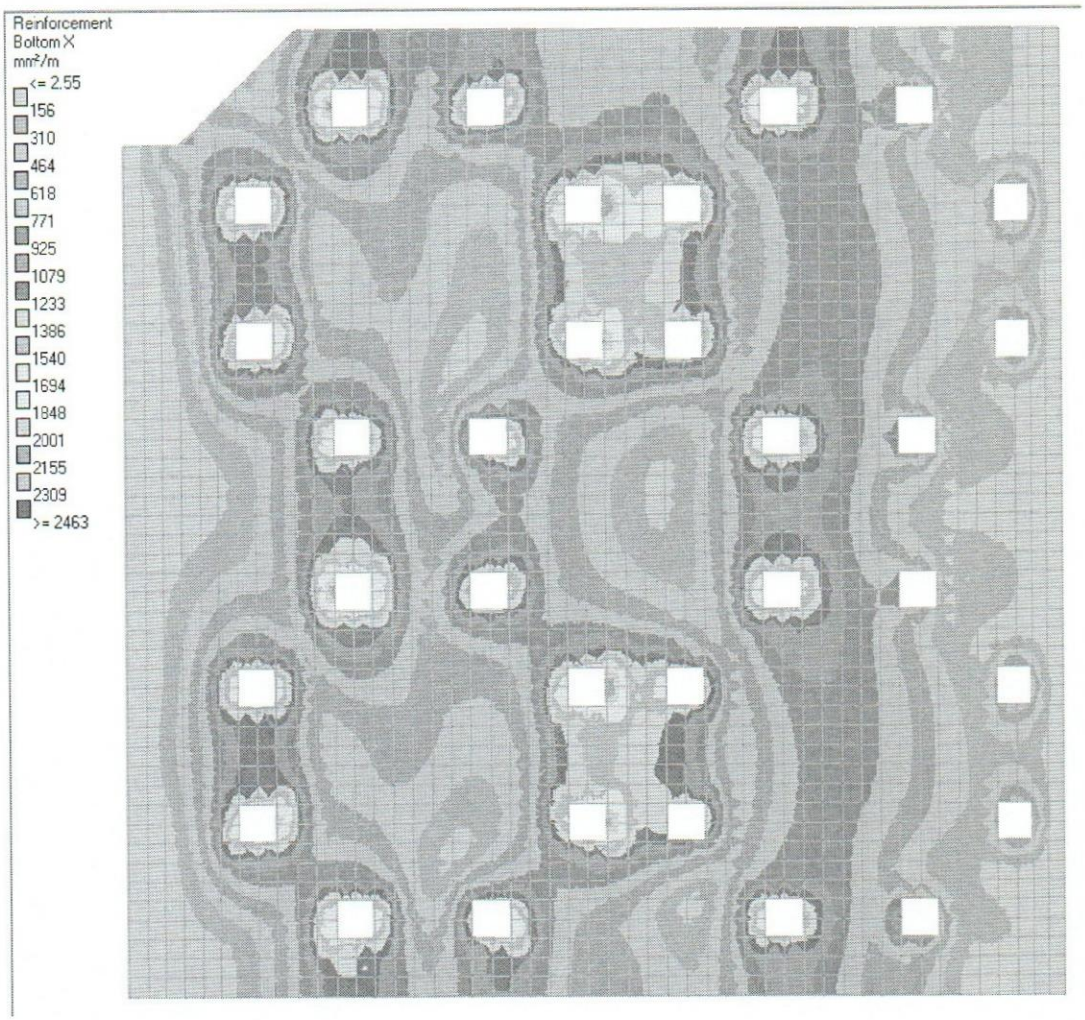


Figura 20. Visualización de la Demanda de Acero Inferior Dirección Z- LS-01.

En las Figuras mostradas se visualiza los puntos críticos en cada dirección (X,Y y Z), para poder calcular el acero minimo requerido.

Se colocarán para el acero 1∅1"@ 0.17m (30.42 cm^2)

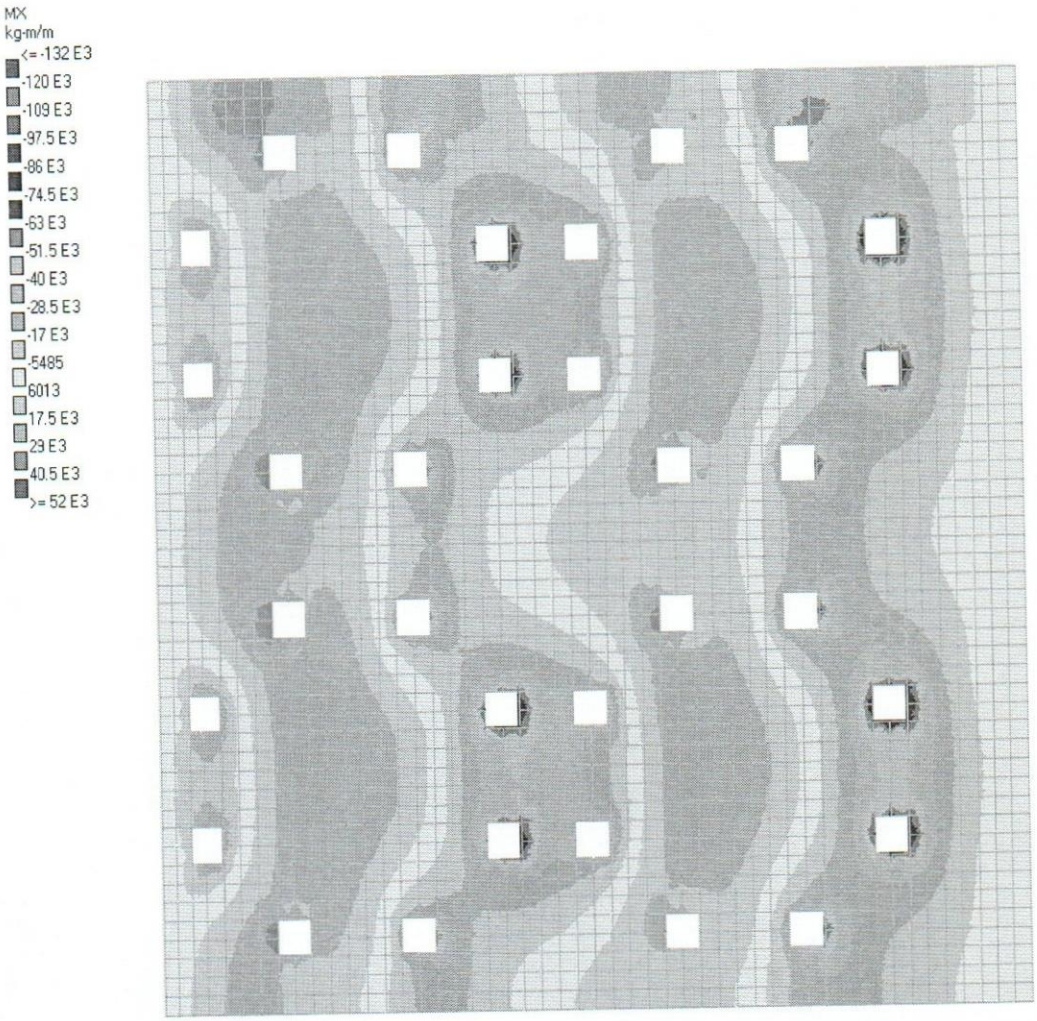


Figura 21. Visualización de las Máximas Tensiones MX- LS-02.

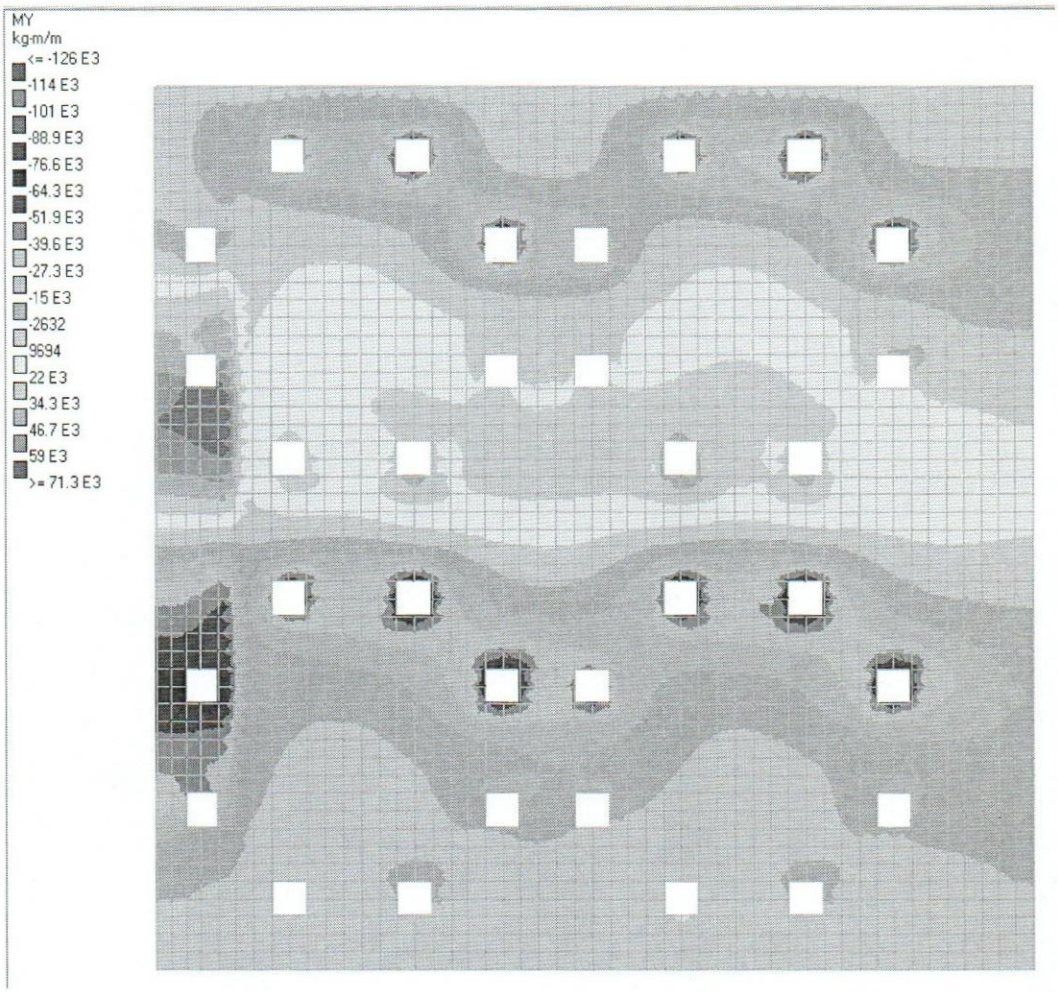


Figura 22. Visualización de las Máximas Tensiones MY- LS-02.

Donde las solicitaciones máximas a flexión por metro lineal fueron:

- $M_{UX}^{(+)}$ = 91882 kgf-m/m (Espesor =0.90 m)
- $M_{UX}^{(-)}$= -131964kgf-m/m (Espesor =0.90 m)
- $M_{UY}^{(+)}$ = 130192 kgf-m/m (Espesor =1.60 m)
- $M_{UY}^{(-)}$= -160079 kgf-m/m (Espesor =1.60 m)

Evaluación del Momento Resistente de la Losa

$q_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{6120}{6120 + f_y} = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 6120}{6120 + 4200} = 0.428$ (Apéndice B.8.4.2 – ACI 318-08)

$q_{maz} = 0.50 \cdot q_b = 0.214 \quad \Rightarrow \quad Ju_{\max} = 1 - 0.59 \cdot q_b = 0.874$

$Mr = \phi \cdot f'c \cdot Ju_{\max} \cdot q_{\max} \cdot b \cdot d^2$

Donde:

∅	=	0.90	Factor de minoración de resistencia a la flexión
f'c	=	250 kgf/cm²	
b	=	100 cm	Evaluación por metro de ancho de losa
d	=	82.50 cm	Altura útil de la sección de concreto H=0.90 m
d	=	152.50 cm	Altura útil de la sección de concreto H=1.60 m

Solicitación	Mu (kg-m/m)	H Losa (m)	Mr (kg-m/m)	Comentario	
$M_{UX}^{(+)}$ (sup)	62279	0.90	286428	Mr > Mu	Cumple
$M_{UX}^{(-)}$ (inf)	72498	0.90	286428	Mr > Mu	Cumple
$M_{UY}^{(+)}$ (sup)	111850	1.60	978695	Mr > Mu	Cumple
$M_{UY}^{(-)}$ (inf)	138780	1.60	978695	Mr > Mu	Cumple

Tabla 05. Momento Resistente de la Losa

Diseño del Acero de refuerzo

$$Z = \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}$$

$$q = 0.85 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Z}{0.85}}\right)$$

$$Ju = 1 - 0.59 \cdot q$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot Ju \cdot d}$$

Solicitación	Mu (kg-m/m)	H Losa (m)	d (m)	Z	q	Ju	As (cm^2)
$M_{UX}^{(+)}$(sup)	62279	0.90	0.825	0.031	0.0313	0.982	20.35
$M_{UX}^{(-)}$(inf)	72498	0.90	0.825	0.036	0.0366	0.978	23.76
$M_{UY}^{(+)}$(sup)	111850	1.60	1.525	0.017	0.0177	0.990	19.61
$M_{UY}^{(-)}$(inf)	138780	1.60	1.525	0.022	0.0220	0.987	24.39

Tabla 06. Acero de Refuerzo Requerido.

Se verificó el acero mínimo por retracción y temperatura, según lo dispuesto en la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006:

$$As_{\min} = 0.018 \cdot b \cdot h \qquad (1)$$

$$As_{\min} = 0.018 \cdot 100 \cdot 90 = 16.20 \text{ cm}^2 \text{ (por metro de ancho)}$$

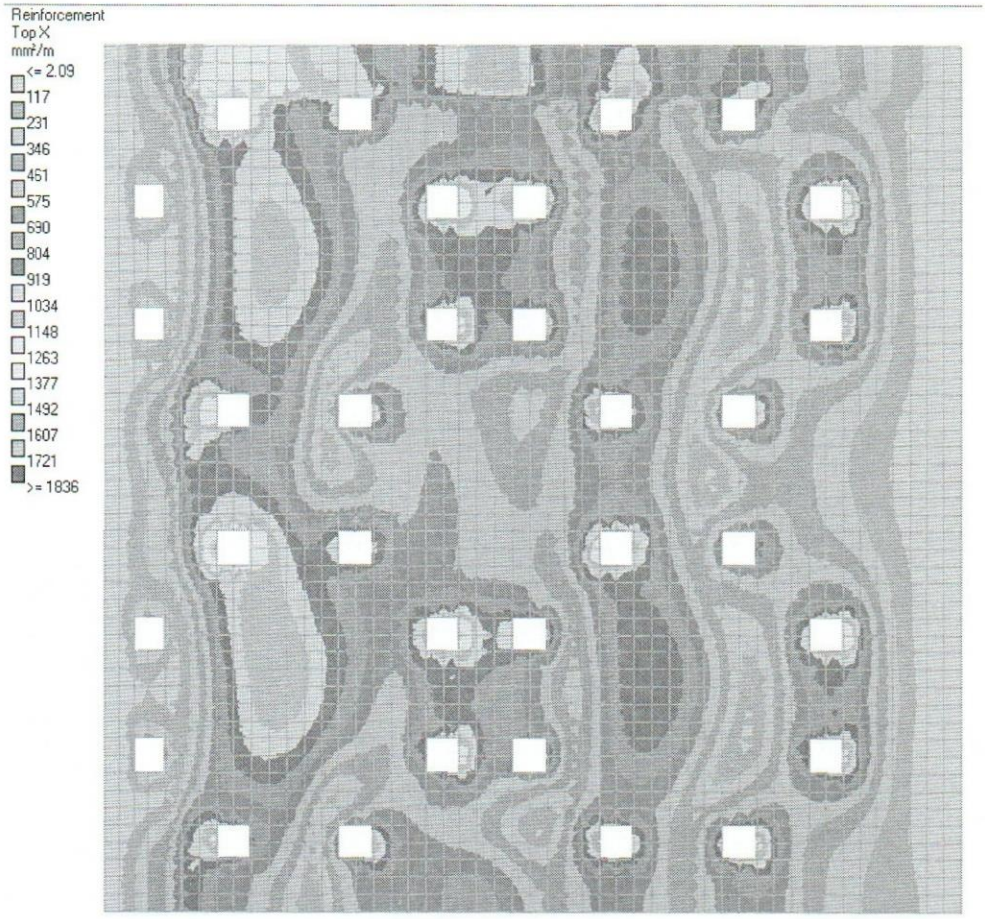


Figura 23. Visualización de la Demanda de Acero Superior Dirección X- LS-02.

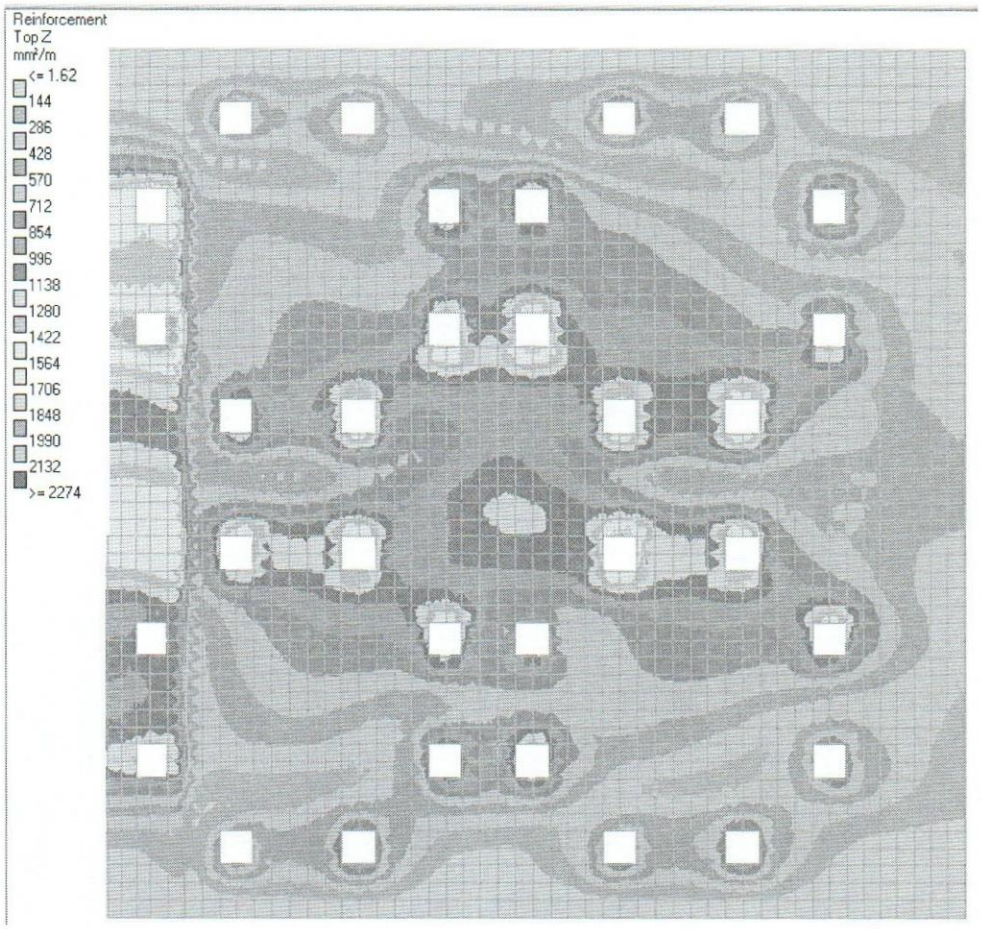


Figura 24. Visualización de la Demanda de Acero Superior Dirección Z- LS-02.

Se colocarán para el acero 1∅1"@ 0.20m (25.35 cm^2)

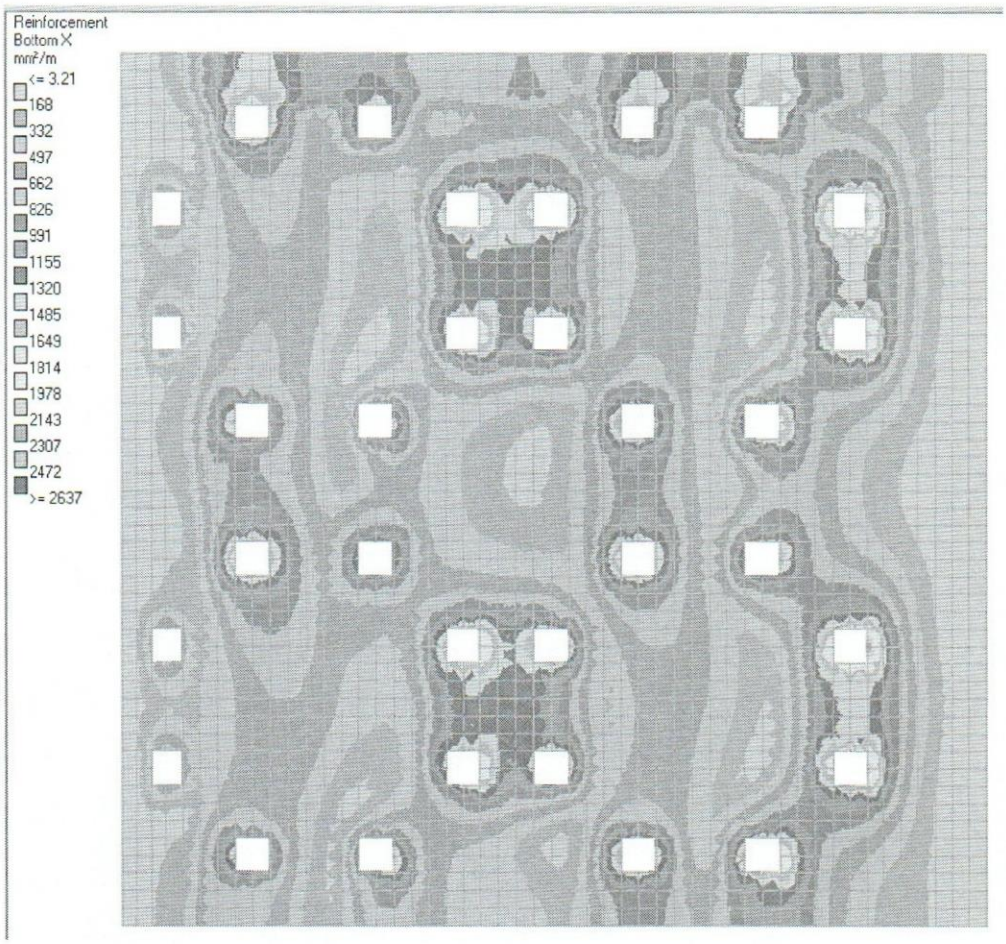


Figura 25. Visualización de la Demanda de Acero Inferior Dirección X- LS-02.

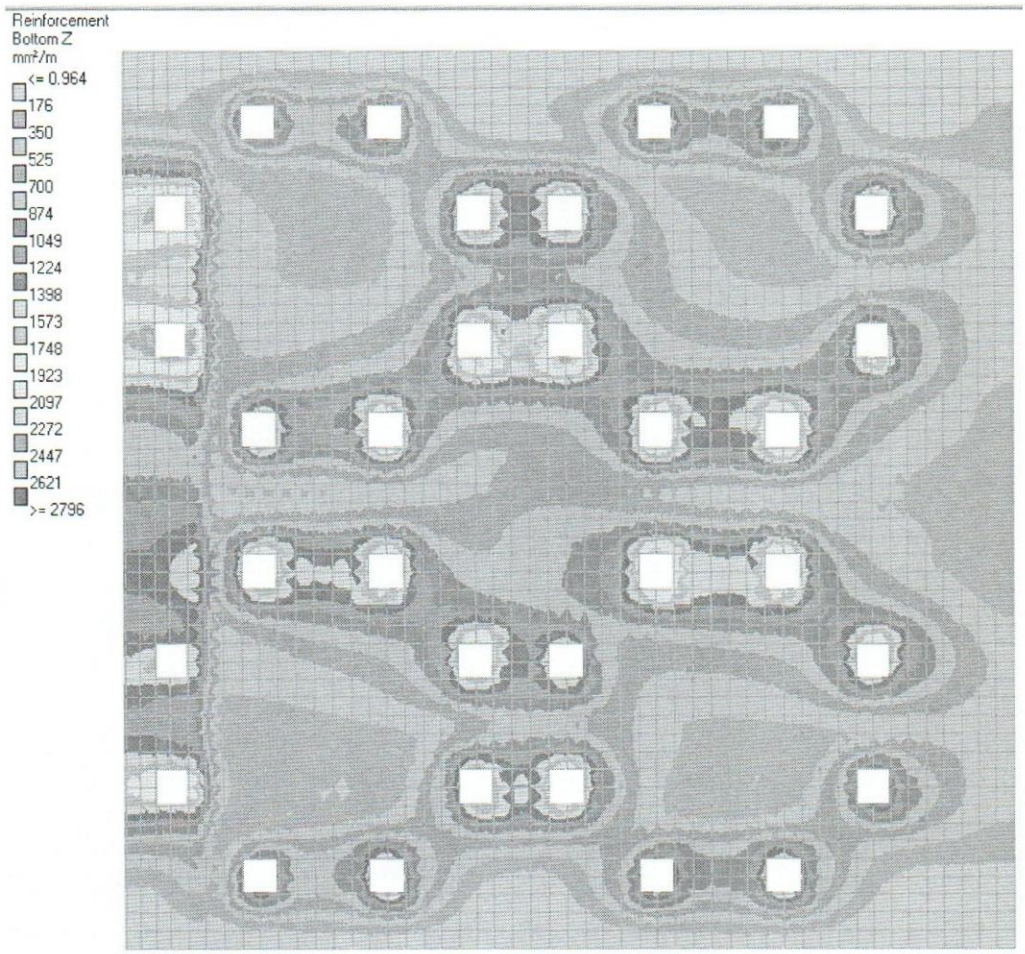


Figura 26. Visualización de la Demanda de Acero Inferior Dirección Z- LS-02.

Se colocarán para el acero 1∅1"@ 0.17m (30.42 cm^2)

4.7.5 Verificación por corte

Del análisis, de acuerdo con lo establecido en las Hipótesis de Diseño Estructural, considerando las acciones expuestas en el Análisis de Carga y aplicando las combinaciones indicadas se obtuvo la distribución de tensiones que se ilustra en la Tabla 07 y 08. El corte se evaluó a una distancia "d" de la cara de los pedestales y los valores máximos se presentan en el sumario de las siguientes tablas tomada del análisis.

	Plate	Load Combination	SQX kg/cm2	SQY kg/cm2
Max Qx	1880	8 LIMITE 1012 (1.2CP +CV +SX +0.3SY +0.3SZ)	**5.73**	0.52
Min Qx	2699	15 LIMITE 1019 (1.2CP +CV -SX -0.3SY -0.3SZ)	**-5.36**	-1.47
Max Qy	3002	31 LIMITE 1035 (1.2CP +CV -0.3SX -0.3SY -SZ)	0.59	**5.90**
Min Qy	2101	25 LIMITE 1029 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY +SZ)	1.09	**-6.12**
Max Sx	1263	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.65	0.01
Min Sx	1242	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-0.01	-0.70
Max Sy	1242	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-0.01	-0.70
Min Sy	1243	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.20	-0.68
Max Sxy	1263	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.65	0.01
Min Sxy	1244	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.38	-0.47
Max Mx	3115	11 LIMITE 1015 (1.2CP +CV +SX -0.3SY -0.3SZ)	0.16	-0.26
Min Mx	2504	8 LIMITE 1012 (1.2CP +CV +SX +0.3SY +0.3SZ)	0.13	0.00
Max My	3274	50 LIMITE 1054 (0.9CP -0.3SX +0.3SY +SZ)	-0.58	-1.78
Min My	3274	29 LIMITE 1033 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY -SZ)	1.06	3.71
Max Mxy	1732	10 LIMITE 1014 (1.2CP +CV +SX -0.3SY +0.3SZ)	-0.28	-1.65
Min Mxy	2723	29 LIMITE 1033 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY -SZ)	-0.30	1.74

Tabla 07. Valores de Corte Máximo- LS-01.

	Plate	Load Combination	SQX kg/cm2	SQY kg/cm2
Max Qx	1880	8 LIMITE 1012 (1.2CP +CV +SX +0.3SY +0.3SZ)	**5.27**	1.80
Min Qx	2699	15 LIMITE 1019 (1.2CP +CV -SX -0.3SY -0.3SZ)	**-6.38**	-1.55
Max Qy	3002	31 LIMITE 1035 (1.2CP +CV -0.3SX -0.3SY -SZ)	0.23	**5.56**
Min Qy	2101	25 LIMITE 1029 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY +SZ)	-0.19	**-5.92**
Max Sx	1263	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-1.73	0.30
Min Sx	1242	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	1.71	-0.79
Max Sy	1242	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-0.13	-0.55
Min Sy	1243	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.25	1.37
Max Sxy	1263	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-0.71	1.05
Min Sxy	1244	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	-0.11	0.69
Max Mx	3115	11 LIMITE 1015 (1.2CP +CV +SX -0.3SY -0.3SZ)	-0.25	-0.86
Min Mx	2504	8 LIMITE 1012 (1.2CP +CV +SX +0.3SY +0.3SZ)	0.50	2.75
Max My	3274	50 LIMITE 1054 (0.9CP -0.3SX +0.3SY +SZ)	0.39	1.39
Min My	3274	29 LIMITE 1033 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY -SZ)	-0.90	-2.31
Max Mxy	1732	10 LIMITE 1014 (1.2CP +CV +SX -0.3SY +0.3SZ)	-0.44	-1.46
Min Mxy	2723	29 LIMITE 1033 (1.2CP +CV +0.3SX -0.3SY -SZ)	0.40	-2.01

Tabla 08. Valores de Corte Máximo- LS-02.

Donde el esfuerzo máximo por corte es:

$v_u = 6.38\ kgf/cm^2$

Por el Método de Estados Límites de Agotamiento Resistente se verificó la demanda por corte, siguiendo lo establecido en la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006:

Para losas de fundación armadas en las dos direcciones se tiene que el esfuerzo de corte que resiste el concreto es:

$$v_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} = 16.76 kgf / cm^2$$

Como no se va a absover corte con acero de refuerzo $v_n = v_c$ y $\varnothing v_n = 12.57$ kgf/cm²

- ϕ: Factor me minoración de la resistencia, para el caso de solicitaciones a fuerzas cortantes $\phi = 0,75$

Dado que se cumple $\Phi v_n \geq v_u$, se establece que la sección cumple con los requerimientos a corte.

4.8 Verificación por Estado Limite de Servicio, S:

4.8.1 Verificación de la presión de la losa sobre el suelo por las cargas gravitatorias:

Del análisis, de acuerdo con lo establecido en la Hipótesis de Diseño Estructural, considerando las acciones expuestas en el Análisis de Carga y aplicando las combinaciones indicadas anteriormente, se obtuvo que la presión del suelo por acción por las cargas gravitatorias fue:

			Horizontal	Vertical	Horizontal
	Node	L/C	Fx kg/cm2	Fy kg/cm2	Fz kg/cm2
Max Px	55	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.000	0.532	0.000
Min Px	55	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.000	0.532	0.000
Max Py	2488	7 LIMITE 1002 (1.2CP + 1.6CV)	0.000	1.979	0.000
Min Py	95	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.000	0.409	0.000
Max Pz	55	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.000	0.532	0.000
Min Pz	55	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.000	0.532	0.000

Tabla 09. Máximos valores de Presión del suelo- LS-01.

			Horizontal	Vertical	Horizontal
	Node	L/C	Fx kg/cm2	Fy kg/cm2	Fz kg/cm2
Max Px	55	56 SERVICIO 2000 (CP)	**0.000**	0.035	0.000
Min Px	55	56 SERVICIO 2000 (CP)	**0.000**	0.035	0.000
Max Py	1337	57 SERVICIO 2001 (CP +CV)	0.000	**0.912**	0.000
Min Py	91	57 SERVICIO 2001 (CP +CV)	0.000	**-0.153**	0.000
Max Pz	55	56 SERVICIO 2000 (CP)	0.000	0.035	**0.000**
Min Pz	55	56 SERVICIO 2000 (CP)	0.000	0.035	**0.000**

Tabla 10. Máximos valores de Presión del suelo- LS-02.

σ_{adm}=2.20 kgf/cm²

σ_{max}=1.979 kgf/cm²

$\sigma_{max} < \sigma_{adm}$ (Cumple)

Verificación de la presión de la losa sobre el suelo por la acción sísmica:

De acuerdo con la Norma Venezolana COVENIN 1756-2, partiendo de la capacidad de soporte admisible, q_{adm}, la tensión máxima a tensión transferida al terreno, considerando la acción sísmica, viene dada por la siguiente expresión:

			Horizontal	Vertical	Horizontal
	Node	L/C	Fx kg/cm2	Fy kg/cm2	Fz kg/cm2
Max Px	55	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	**0.000**	0.532	0.000
Min Px	55	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	**0.000**	0.532	0.000
Max Py	2494	61 SERVICIO 2005 (CP +CV +0.714SX -0.214SY -0.214SZ)	0.000	**2.376**	0.000
Min Py	95	78 SERVICIO 2022 (CP +CV +0.214SX +0.214SY -0.714SZ)	0.000	**0.109**	0.000
Max Pz	55	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.000	0.532	**0.000**
Min Pz	55	6 LIMITE 1001 (1.4 CP)	0.000	0.532	**0.000**

Tabla 11. Máximos valores de Presión del suelo por Acción Sísmica- LS-01.

			Horizontal	Vertical	Horizontal
	Node	L/C	Fx kg/cm2	Fy kg/cm2	Fz kg/cm2
Max Px	55	56 SERVICIO 2000 (CP)	0.000	0.035	0.000
Min Px	55	56 SERVICIO 2000 (CP)	0.000	0.035	0.000
Max Py	94	75 SERVICIO 2019 (CP +CV +0.214SX -0.214SY +0.714SZ)	0.000	1.678	0.000
Min Py	92	75 SERVICIO 2019 (CP +CV +0.214SX -0.214SY +0.714SZ)	0.000	-0.296	0.000
Max Pz	55	56 SERVICIO 2000 (CP)	0.000	0.035	0.000
Min Pz	55	56 SERVICIO 2000 (CP)	0.000	0.035	0.000

Tabla 12. Máximos valores de Presión del suelo por Acción Sísmica- LS-02.

$$q \leq 0{,}6 \times FS \times \left[\frac{q_{ult}}{\frac{FS}{S_e}} \right] \qquad (1)$$

Donde:

- **q_{adm}= q_{ult}/FS**, Capacidad de soporte admisible para cargas estáticas.
- **FS**: Factor de seguridad estático para diseño de fundaciones, para efectos de diseño, de acuerdo con las recomendaciones de la Norma Venezolana COVENIN 1756-2, se supuso el valor de 2.0
- **S_e:** Sensibilidad del suelo. De acuerdo con la Norma Venezolana COVENIN 1766:2001, se tomó S_e = 1

Sustituyendo los valores en la expresión (1), dio como resultado:

q $\leq$2.64 kgf/cm^2

De acuerdo con el modelo de análisis, se obtuvo:

σ = 2.376 kgf/m^2< 2.64 kgf/m^2

Considerándose el diseño satisfactorio.

4.8.2 Control de Asentamientos

			Horizontal	Vertical	Horizontal
	Node	L/C	X mm	Y mm	Z mm
Max X	58	61 SERVICIO	**0.000**	-5.232	-0.000
Min X	62	64 SERVICIO	**-0.000**	-3.925	0.000
Max Y	95	78 SERVICIO	0.000	**-0.413**	0.000
Min Y	2494	61 SERVICIO	-0.000	**-8.999**	0.000
Max Z	56	77 SERVICIO	0.000	-4.625	**0.000**
Min Z	60	81 SERVICIO	-0.000	-4.592	**-0.000**
Max rX	1985	58 SERVICIO	0.000	-4.599	-0.000
Min rX	1129	81 SERVICIO	0.000	-5.488	-0.000
Max rY	59	77 SERVICIO	-0.000	-5.227	0.000
Min rY	59	78 SERVICIO	0.000	-4.015	-0.000
Max rZ	1885	60 SERVICIO	-0.000	-6.174	0.000
Min rZ	1918	61 SERVICIO	-0.000	-7.175	0.000
Max Rs	2494	61 SERVICIO	-0.000	-8.999	0.000

Tabla 13. Máximos Desplazamientos- Losa LS-01.

			Horizontal	Vertical	Horizontal
	Node	L/C	X mm	Y mm	Z mm
Max X	74	61 SERVICIO	**0.000**	-2.754	-0.000
Min X	62	64 SERVICIO	**-0.000**	-1.845	0.000
Max Y	92	75 SERVICIO	0.000	**0.740**	0.000
Min Y	94	75 SERVICIO	0.000	**-4.195**	-0.000
Max Z	64	77 SERVICIO	0.000	-2.834	**0.000**
Min Z	68	81 SERVICIO	-0.000	-2.004	**-0.000**
Max rX	1232	58 SERVICIO	-0.000	-2.279	0.000
Min rX	1746	81 SERVICIO	0.000	-2.602	-0.000
Max rY	59	77 SERVICIO	-0.000	-2.519	0.000
Min rY	59	78 SERVICIO	0.000	-1.890	-0.000
Max rZ	2297	75 SERVICIO	-0.000	-2.067	0.000
Min rZ	1082	60 SERVICIO	-0.000	-3.247	-0.000
Max Rs	94	75 SERVICIO	0.000	-4.195	-0.000

Tabla 14. Máximos Desplazamientos- Losa LS-02.

La deflexión máxima es menos de 9.00 mm que es menos de 25mm por lo tanto cumple con los asentamientos.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Del análisis, de acuerdo a lo establecido en las hipótesis de diseño estructural se consideraron las acciones de carga y sus combinaciones. El corte se evaluó a una distancia "d" de la cara de los pedestales, donde el esfuerzo maximo por corte dio menor al esfuerzo de corte que resiiste el concreto según la norma. Por lo tanto, se establece que la sección de las losas cumplen con los requerimientos minimos de corte.

- La distribución de tensiones que se presentaron en las losas LS-01 y LS-02, fueron menores al momento resistente de la losa. Cumple con los requerimientos minimos necesarios según la norma.

- Se verificó la presión del suelo con respecto a la presión de las losas y cumple con los requermientos minimos establecidos.

- Los asentamientos del análisis de las losas fueron menores de 25 mm, que fue el valor minimo considerado por la norma para que tenga un comportamiento aceptable.

- **Recomendaciones:**

Se recomienda para la construcción de la losa de fundación, antes del vaciado colocarla sobre un relleno con material granular compactado previamente conformado, el cual garantice una capacidad soporte capaz de absorver, cualqueir movimiento diferencial fortuito, que se pudiera presentar. De requerirse material para alcanzar las cotas previamente

establecidas, se recomendaria utlizar un material arenoso o arcilloso para poder obtener el mejor de los comportamientos.
Al momento de la construcción de las losas, es recomendable distribuir el acero de refuerzo tanto en la parte superior como en la parte inferior, como se refirio en el diseño.

La base de piso, debera ser armada con malla, y colocada sobre el relleno compactado y confinado.

Es importante que al momento de la construcción y vaciado de las losas, se haya hecho el diseño de los sistemas de drenajes de las aguas de lluvias, deberan funcionar eficazmente ya que, es una condición imperante para el funcionamiento óptimo de las losas de fundación.

BIBLIOGRAFÍA

Fratelli, M. (1996). *Diseño Estructural en Concreto Armado*. Caracas.

Fratelli, M. (1996). *Estructuras Sismo-Resistentes*. Caracas.

Valarino, E., Yaber, G. & Cemborain, M. (2012) *Metodología de la Investigación Paso a Paso*. México: Editorial Trillas.

FONDONORMA (1988). Norma Venezolana COVENIN 2002-88. "*Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*". Caracas.

FONDONORMA (2001). Norma Venezolana COVENIN 1756-98 (Rev. 2001). "*Edificaciones Sismo resistentes*". Caracas.

FONDONORMA (2006). Norma Venezolana COVENIN 1753-06. "*Proyecto y Construcción de Concreto Estructural*". Caracas.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2005) "Building Code Requirements for Structural Concrete" ACI 318-05.

JA-221 (1999). Manual de Ingeniería de Diseño, PDVSA. "*Diseño Sismorresistente de Instalaciones Industriales*". Caracas.

JA-252 (2002). Manual de Ingeniería de Diseño, PDVSA. "*Diseño de Fundaciones*". Caracas.

JA-251 (1999). Manual de Ingeniería de Diseño, PDVSA. "*Diseño Sismorresistente de Tanques Metálicos*". Caracas.

UCAB (2006): *Guía Práctica para la Elaboración del Trabajo Especial de Grado (TEG). Especialización en Gerencia de Proyectos*. Caracas.

UPEL. (2002). Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestria y Tesis Doctorales. 4ta Edición. Caracas.

Grases, J., Lopez, O. & Hernández, J. (1984). *Edificaciones Sismorresistentes. Manual de Aplicación de las Normas*. Caracas.

Grases, José. (2002). Introducción a la Evaluación de la Amenaza Sísmica en Venezuela, Acciones de Mitigación. Caracas.

García L. E., 1998. Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. Bogotá: Universidad de los Andes.

Coronel, Gustavo. (2009). Ingenieria Estructural y Sismorresistente. Caracas. Universidad Central de Venezuela.

International Building Code (2006). International Code Council. USA.

BERNAL Torres, Cesar Augusto (2006) *"Metodología de la Investigación"*. Pearson Education.

LERMA, Héctor Daniel (2003) *"Metodología de la Investigación: Propuesta, Anteproyecto y Proyecto"*. Ecoe Ediciones.

ORTIZ, Frida (2004). *"Diccionario de Metodología de la Investigación Científica"*. Editorial Limusa.

ZAPATA, Oscar (2005). *"La Aventura del Pensamiento Crítico: Herramientas para Elaborar Tesis e Investigaciones Socioeducativas"*. Editorial Pax México.

GRASES, José, MALAVER, Alfonzo y MANZANARES, Julio (1993) *Estudio de Vulnerabilidad del Hospital "Dr. Adolfo Prince Lara", Puerto Cabello, Edo. Carabobo*. (Documento en línea) Disponible en http://www.crid.or.cr

Blanco, José.(2008). *"Biocombustibles"*. Editorial Milliarium España. (Documento en línea) Disponible en http:/www.miliarium.com

Meli, Roberto (1980). *Diseño Estructural.* Editorial Limusa.

Cabrera, Fernando. (2006). "*Componentes de la Biomasa*". Editorial Milliarium.

Notes on ACI 318-99 Building Code. Requeriments for structural concrete with design Applications. Portland Cement Association. Chapter 21, Chapter 31.

Crisafulli, Francisco. (2002). "*Guia de Estudio: Espectro de Respuesta y Diseño".* Facultad de Ingenieria. Universidad del Cuyo. Argentina.

Uniform Building Code. UBC-97. Chapter 16. Structural Design Requeriments.

Ulma, Francisco. (2010). *"Ahorro de Tiempos con máxima rotación de material".* Madrid, España. Ulma Construcciones.

Orler, Rodolfo. (2010). "*Cálculo y Ejecución de las obras de hormigón armado*". Universidad de Granada. España.

Calo, Diego. (2012). "*Diseño y Construcción de Juntas*". Instituto del Cemento Portland Argentino. Argentina.

Dreyfuss, James. (2008). "*Impacto de Plantas de Etanol en Brasil*". Editorial Limusa.

Ecopetrol, (2007). "*Biocombustibles".*(Documento en línea) Disponible en http://servicio cliente.ecopetrol.com.co/

Instituto Nacional de Tecnología, 2009. "*La Produccion del Etanol en Debate*". Argentina. (Documento en línea). Disponible en: http://www.inti.gob.ar/

Ramirez, Tulio. (1999). "*Como hacer un Proyecto de Investiación*". Editorial Panapo. Caracas, Venezuela.

Hurtado, Jackeline. (1998). " *La investigación proyectiva*". El proyecto de Investigación. Edición Quirón. Bógota, Colombia.

Mazo, Carlo. (1992). "*Cimentaciones profundas sometidas a esfuerzos dinámicos horizontales".* Editores Técnicos asociados. Barcelona, España.

.

ANEXO "A"

Estudio de Suelos del Estado Portuguesa

GEOTECNIA, C.A.
CONSULTORIAS Y ASESORIAS GEOTECNICAS, C.A.

IODEBRECHT.DESTILERIA.PORTUGUESA

Maracaibo, 21 de Agosto de 2012.

Señores:
CONSTRUTORA NORBERTO ODEBRECHT, C.A.
Ciudad.-

Atn. Ing. Jesus Villalobos

Estimados Señores:

Por la presente, tenemos a bien remitirles a Uds., información correspondiente a parámetros de diseño de sistemas de fundaciones correspondientes al proyecto denominado **Construcción, instalación y montaje de la Planta de Destilería para el Complejo Agroindustrial de Derivados de la Caña de Azúcar,** a ser ubicado en la población de Ospino, Estado Portuguesa.

Para la determinación de los parámetros señalados, se tomó como referencia el estudio de suelos realizado por la Empresa Estudios para Construcciones, S.A., a solicitud de Construtora Norberto Odebrecht, C.A., el cual fue desarrollado mediante la ejecución de tres (03) perforaciones, de hasta 12,00 m de profundidad cada una, y cuyos resultados se muestran en informe emitido por la empresa señalada.

A continuación se presenta un resumen de los aspectos relevantes a ser considerados en la determinación de los parámetros de diseño de las fundaciones.

a. **Estratigrafía de la zona.**

De acuerdo con los resultados reportados en las planillas resumen de las perforaciones realizadas, presentes en los anexos del informe señalado, la zona presenta una estratigrafía variable, conformada por materiales arenosos, de tipo arcillosos, (SC), con presencia de grava, ubicadas en la perforación P-1 en dos estratos, el primero entre los 0,60 m y los 2,10 m, y el segundo desde los 11,00 m y hasta la profundidad explorada, - 12,00 m -, en la perforación P-2 en dos estratos, el primero entre los 0,60 m y los 7,00 m, y el segundo desde los 10,00 m y hasta la profundidad explorada, - 12,00 m -, y en la perforación P-3 entre los 2,10 m y los 8,00

Av. 9B con Calle 59 #59A-12. Sector Pueblo Nuevo Maracaibo. Telf./Fax: 0261- 7426259-7410706.
Página Web: www.geotenia.com.ve Correos: geotecnia_ca90@yahoo.es geotecnia_ca@cantv.net

m. La Densidad Relativa de estos materiales arenosos puede ser considerada como de Medianamente Densa a Densa.

Por otro lado, se reportan estratos de materiales arcillosos, (CL), de baja a mediana plasticidad, ubicados en la perforación P-1 entre los 2,10 m y los 11,00 m, en la perforación P-2 entre los 7,00 m y los 10,00 m, y en la perforación P-3 desde los 8,00 m y hasta la profundidad explorada, - 12,00 m -. La Consistencia Relativa de estos materiales arcillosos puede ser considerada como de Muy Compacta a Dura. Asimismo, se reportó la presencia en la superficie de un relleno granular, conformado por granzón de río, con espesor variable entre 0,15 m y 0,60 m.

b. Presencia de Nivel Freático.

En el informe se destaca la presencia del nivel freático o de agua subterránea a una profundidad entre 6,50 m y 7,00 m, medida a partir del nivel de superficie actual.

En base a la información suministrada, la cual fue resumida en los párrafos anteriores, se presentan a continuación las conclusiones y recomendaciones derivadas del análisis de la misma.

a. Conclusiones y Recomendaciones.

En base a los resultados obtenidos en las perforaciones realizadas, tomando en consideración la estratigrafía localizada hasta las profundidades exploradas, la densificación de los materiales y las cargas a ser transmitidas al suelo, se recomienda:

Área de Fermentación (Perforación P-1).

En el caso particular del Área de Fermentación, en la que ya parte del sistema de fundación correspondiente está construido, los cuales ameritan refuerzo para poder soportar las cargas a ser transmitidas, se recomienda el uso de una losa fundación tipo anillo, diseñada en base al valor de Módulo de Reacción de la Subrasante o Coeficiente de Balasto, **Ks = 2,40 Kg/cm^3** o una Capacidad Admisible del suelo de, **qa = 20,0 Ton/m^2**,- **reportados en el Estudio de suelos original** - integrada a las vigas de riostra y cabezales ya construidos, de manera de lograr, la suficiente

rigidez para que, parte de la carga sea absorbida por la losa y el resto por los pilotes ya construidos. El sistema recomendado se muestra en la figura N° 1

Para lograr que el sistema trabaje como un solo elemento, deberá realizarse lo siguiente:

i. Demoler las vigas de riostra y los cabezales construidos, de manera de descubrir parte del acero de refuerzo que conforma estos elementos estructurales.

ii. Realizar una sobre-excavación de 0,30 m alrededor de las vigas de riostra y cabezales, medida a partir del nivel de fondo de la losa resultante.

iii. Rellenar la sobre-excavación, con material granular, tipo piedra picada o similar, compactando hasta que el mismo no penetre dentro del material del fondo de la excavación; esto elevaría el valor del Módulo de Reacción de la Subrasante o Coeficiente de Balasto, hasta un 10% del obtenido en el suelo, o sea, **Ks = 2,64 Kg/cm^3** y la Capacidad Admisible del suelo hasta, **qa = 22,0 Ton/m^2**.

iv. Armar la losa distribuyendo el acero de refuerzo tanto en la parte superior como en la parte inferior.

v. Colocar, además, barras de acero en sentido perpendicular al acero de refuerzo presente en las vigas de riostra y cabezales, de aproximadamente 1" ó 7/8", las cuales deberán amarrarse al acero de refuerzo de vigas de riostra y cabezales. La longitud de estos elementos de amarre, deberá ser determinada por el Ingeniero Estructural al efectuar el dimensionamiento de la losa.

vi. Vaciar el concreto para conformar el cuerpo de la losa tipo anillo o como lo determine el cálculo estructural.

vii. Realizar una sobre-excavación de 0,20 m en la parte central del anillo, la cual deberá rellenarse la mitad con material granular tipo piedra picada o similar, para luego construir sobre esta superficie estabilizada una losa de piso de 0,10 m de espesor.

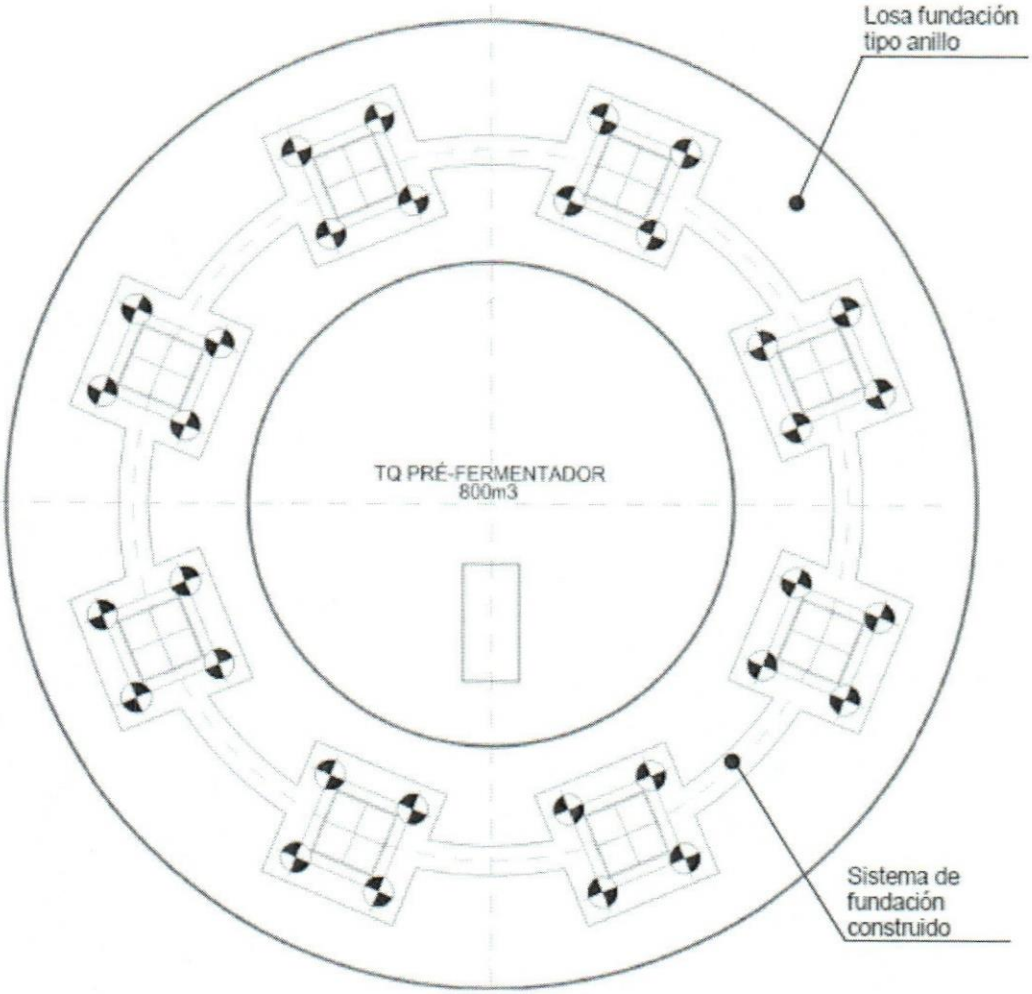


Figura 1. Esquema de losa fundación tipo anillo para el refuerzo del sistema de fundación tipo pilotes construido
Fuente: Geotecnia, C.A. (2012)

En la figura Nº 2 se muestra un corte esquemático del refuerzo recomendado para el sistema de fundaciones ya construido en el área de Fermentación.

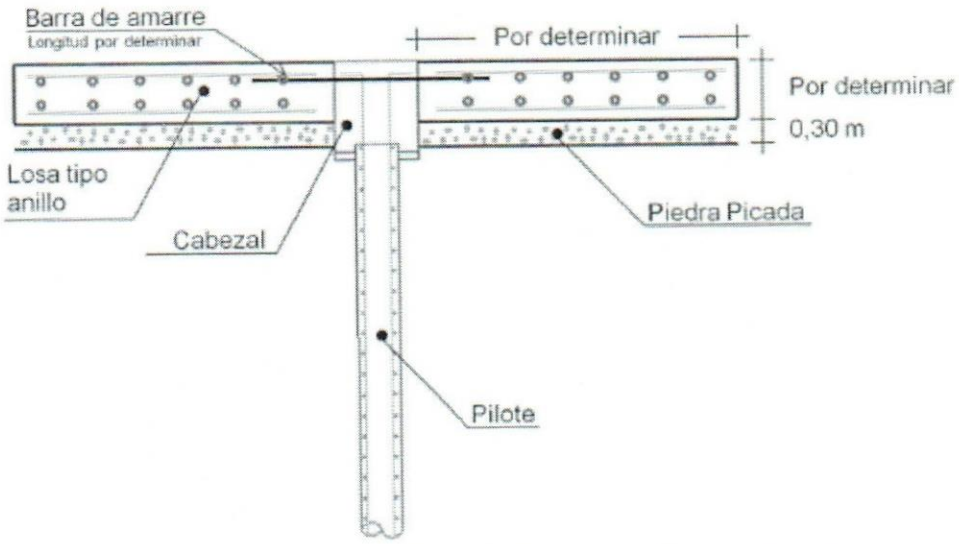


Figura 2. Corte esquemático del sistema de refuerzo propuesto
Fuente: Geotecnia, C.A. (2012)

Para el área donde se deberán construir las nuevas fundaciones, se recomienda lo siguiente:

i. **Como primera opción, el uso de una placa o losa de fundación,** colocada sobre un relleno con material granular compactado previamente conformado, el cual garantice una capacidad soporte capaz de absorber, cualquier movimiento diferencial fortuito, que se pudiera presentar y trabajando como una estructura monolítica. Para el diseño del espesor de la misma, se recomienda utilizar un Módulo de Reacción de la Subrasante o Coeficiente de Balasto de, **Ks = 2,40 Kg/cm^3** o una Capacidad Admisible del suelo de, **qa = 20,0 Ton/m^2. (reportados en el Estudio de suelos original de la Empresa Estudios para Construcciones, C.A.)**

De requerirse material para alcanzar las cotas de proyecto, se recomienda utilizar un material areno o gravo arcilloso, de baja a mediana plasticidad, proveniente de una zona de préstamo cercana, y efectuar el relleno, en capas de suelo no mayor de 20 cm de espesor, compactadas bajo un régimen de humedad óptima, hasta alcanzar una densidad no menor del 95% referida a la obtenida en el Ensayo Próctor Modificado AASHTO T-180.

ii. **Como segunda opción, se recomienda el uso de una fundación superficial,** del tipo zapata individual, desplantada a una profundidad variable entre, **Df = 1,50 m y Df = 2,00 m,** la cual garantice una capacidad soporte, capaz de absorber cualquier movimiento diferencial fortuito, que se pudiera presentar. Para el diseño de la misma, se recomienda utilizar una Capacidad Máxima Admisible del suelo, a una profundidad de desplante como se muestra en la Tabla N° 1.

Tabla N° 1

Capacidad admisible del suelo

Profundidad (Df) (m)	Capacidad Máxima Admisible del Suelo (qa) (Tn/m^2)
1,50	20,0
2,00	20,0

Fuente: Estudios para Construcciones, C.A. (2012).

De igual manera, se recomienda que las vigas de riostras que unirán los diferentes pedestales entre sí, sean diseñadas con la suficiente rigidez y esbeltez, para soportar no solamente el peso de las paredes, sino también para mantenerse estable a cualquier movimiento vertical, que pudiera ocurrir en cualquiera de las fundaciones extremas.

La base de piso, deberá ser armada con malla, y colocada sobre el relleno compactado y confinado por las vigas de riostras.

Las condiciones de drenajes de las aguas de lluvias, deberán funcionar eficazmente ya que, es una condición imperante para el funcionamiento óptimo del tipo de fundación recomendado. Este drenaje, podría diseñarse superficialmente ya que, podrían aprovecharse con eficacia los desniveles existentes, para llevar estas aguas hasta los sitios de recolección.

iii. **Una tercera opción recomendada, sería el uso de fundaciones profundas, del tipo Pilotes, pre-excavados y vaciados en sitio**, desplantados a una profundidad efectiva como se muestra en la tabla Nº 2, trabajando con los **Coeficientes de Capacidad de Carga por Punta (qp) y Fricción (qf)** mostrados en la Tabla Nº 2, los cuales incluyen en sus cálculos un Factor de Seguridad de 2,0.

Tabla Nº 2.
Coeficientes de capacidad de carga para el diseño de los pilotes.

Pilote	Profundidad (m)	qp (ton/m^2)	qf (ton/m^2)
Pre-excavado y vaciado en sitio	8,00	75,00	3,75
	9,00	82,50	3,75
	10,00	89,50	3,75

Fuente: Geotecnia, C.A. (2012)

De seleccionarse esta alternativa, deberán seguirse las recomendaciones estructurales planteadas para la opción anterior. Debido a la presencia de agua del nivel freático a una profundidad inferior a la de desplante, se recomienda el uso de lodo bentonítico u otra metodología similar para obviar la presencia de agua durante la colocación del concreto.

Para el cálculo dinámico en pilotes, considerando diferentes diámetros y longitudes de pilotes, se obtuvieron los parámetros de Módulo de Reacción Vertical suelo-pilote (Kv) y Módulo de Reacción Horizontal suelo-pilote (Kh), los cuales fueron calculados mediante las siguientes expresiones:

$$Gs = [\ \gamma s * (N^{0.689})\ ] / 12{,}8$$

$$Kv = [1{,}48 + (17 / (Lp/Dp))] * (Gs/Dp)$$

$$Kh = 1{,}5 * Kv$$

Donde: Gs = Módulo de elasticidad por corte del suelo (kg/cm^2).

γs = Peso específico del suelo (kg/m^3). Se consideró, en promedio, un valor de, γs = 1.800 kg/m^3, en la zona no saturada, y de γs = 2.000 kg/m^3, en la zona saturada.

N = Número de golpes corregidos.

Kv = Módulo de reacción vertical suelo-pilote (kg/cm^3).

Lp = Longitud del pilote (cm).

Dp = Diámetro del pilote (cm).

Kh = Módulo de reacción horizontal suelo-pilote (kg/cm^3).

Con los valores obtenidos de Kv y kh, para el estrato que atravesará el (los) pilote (s), se obtienen las constantes de resortes discretizados en cada nodo del modelo matemático del pilote o de los pilotes y su cabezal, para con la ayuda de cualquier sistema de análisis estructural matricial, dar desplazamientos y rotaciones unitarias según los seis grados de libertad en el espacio o tres en el plano, según sea el caso, para obtener las rigideces necesarias en la dirección considerada del pilote y cabezal, para sustituir el empotramiento perfecto por apoyos elásticos, formado por resortes con las rigideces obtenidas, o en todo caso, efectuar el modelo matemático de la estructura, incluyendo los elementos de la infraestructura, pilotes, cabezales y vigas de riostras, vinculando los pilotes al terreno de fundación con los resortes discretizados, cuyas constantes de resortes, se obtienen multiplicando el Módulo de Reacción Vertical (Kv) por el área perimetral del pilote y el Módulo de Reacción Horizontal (Kh) por el área proyectada longitudinal, en la longitud que separa los nodos del modelo. En la punta del pilote, además del área perimetral, se tiene el área de la punta del pilote, para obtener la constante vertical en este punto.

Como los pilotes, son del tipo pre-excavados y vaciados en sitio, esto es, pilotes que básicamente trabajan por punta, construidos bajo la técnica del lodo bentonítico para obviar la presencia de agua, la relación longitud/diámetro (L/D), es normalmente menor de 18.5, por lo que, el Módulo de Reacción Vertical (Kv) viene gobernado por el límite superior 2.4*Gs/D y el Módulo de Reacción Horizontal (Kh) por 3.6*Gs/D.

Área de Destilería (Perforación P-2).

i.- **Como primera opción, se recomienda el uso de una placa o losa de fundación,** colocada sobre un relleno con material granular compactado previamente conformado, el cual garantice una capacidad soporte capaz de absorber, cualquier movimiento diferencial fortuito, que se pudiera presentar y trabajando como una estructura monolítica. Para el diseño del espesor de la misma, se recomienda utilizar un Módulo de Reacción de la Subrasante o Coeficiente de Balasto de, **Ks = 2,40 Kg/cm^3** o una Capacidad Admisible del suelo, **qa = 2,0 Ton/m^2 (reportados en el Estudio de suelos original de la Empresa Estudios para Construcciones, C.A.)**

De requerirse material para alcanzar las cotas de proyecto, se recomienda utilizar un material areno o gravo arcilloso, de baja a mediana plasticidad, proveniente de una zona de préstamo cercana, y efectuar el relleno, en capas de suelo no mayor de 20 cm de espesor, compactadas bajo un régimen de humedad óptima, hasta alcanzar una densidad no menor del 95% referida a la obtenida en el Ensayo Proctor Modificado AASHTO T-180.

ii. **Como segunda opción, se recomienda el uso de una fundación superficial,** del tipo zapata individual, desplantada a una profundidad variable entre, **Df = 1,50 m y Df = 2,00 m,** la cual garantice una capacidad soporte, capaz de absorber cualquier movimiento diferencial fortuito, que se pudiera presentar. Para el diseño de la misma, se recomienda utilizar una Capacidad Máxima Admisible del suelo, a una profundidad de desplante como se muestra en la Tabla N° 3.

Tabla N° 3

Capacidad admisible del suelo

Profundidad (Df) (m)	Capacidad Máxima Admisible del Suelo (qa) (Tn/m^2)
1,50	20,0
2,00	20,0

Fuente: Estudios para Construcciones, C.A. (2012).

De igual manera, se recomienda que las vigas de riostras que unirán los diferentes pedestales entre sí, sean diseñadas con la suficiente rigidez y esbeltez, para soportar

no solamente el peso de las paredes, sino también para mantenerse estable a cualquier movimiento vertical, que pudiera ocurrir en cualquiera de las fundaciones extremas.

La base de piso, deberá ser armada con malla, y colocada sobre el relleno compactado y confinado por las vigas de riostras.

Las condiciones de drenajes de las aguas de lluvias, deberán funcionar eficazmente ya que, es una condición imperante para el funcionamiento óptimo del tipo de fundación recomendado. Este drenaje, podría diseñarse superficialmente ya que, podrían aprovecharse con eficacia los desniveles existentes, para llevar estas aguas hasta los sitios de recolección.

iii. **Una tercera opción recomendada, sería el uso de fundaciones profundas, del tipo Pilotes, pre-excavados y vaciados en sitio,** desplantados a una profundidad efectiva como se muestra en la tabla Nº 4, trabajando con los **Coeficientes de Capacidad de Carga por Punta (qp) y Fricción (qf)** mostrados en la Tabla Nº 4, los cuales incluyen en sus cálculos un Factor de Seguridad de 2,0 (cálculo de qp para 8,0 m y 9,0 m de profundidad) y 2,5 para el resto de los parámetros.

Tabla Nº 4.
Coeficientes de capacidad de carga para el diseño de los pilotes.

Pilote	Profundidad (m)	qp (ton/m^2)	qf (ton/m^2)
Pre-excavado y vaciado en sitio	8,00	78,00	0,80
	9,00	83,00	0,90
	10,00	266,40	1,00

Fuente: Geotecnia, C.A. (2012)

De seleccionarse esta alternativa, deberán seguirse las recomendaciones estructurales planteadas para la opción anterior. Debido a la presencia de agua del nivel freático a una profundidad inferior a la de desplante, se recomienda el uso de lodo bentonítico u otra metodología similar para obviar la presencia de agua durante la colocación del concreto.

Para el cálculo dinámico en pilotes, considerando diferentes diámetros y longitudes de pilotes, se obtuvieron los parámetros de Módulo de Reacción Vertical

suelo-pilote (Kv) y Módulo de Reacción Horizontal suelo-pilote (Kh), los cuales fueron calculados mediante las siguientes expresiones:

$$Gs = [\ \gamma s * (N^{0,669})\ ] / 12,8$$

$$Kv = [1,48 + (17 / (Lp/Dp))] * (Gs/Dp)$$

$$Kh = 1,5 * Kv$$

Donde:
- Gs = Módulo de elasticidad por corte del suelo (kg/cm^2).
- γs = Peso específico del suelo (kg/m^3). Se consideró, en promedio, un valor de, γs = 1.800 kg/m^3, en la zona no saturada, y de γs = 2.000 kg/m^3, en la zona saturada.
- N = Número de golpes corregido.
- Kv = Módulo de reacción vertical suelo-pilote (kg/cm^3).
- Lp = Longitud del pilote (cm).
- Dp = Diámetro del pilote (cm).
- Kh = Módulo de reacción horizontal suelo-pilote (kg/cm^3).

Con los valores obtenidos de Kv y kh, para el estrato que atravesará el (los) pilote (s), se obtienen las constantes de resortes discretizados en cada nodo del modelo matemático del pilote o de los pilotes y su cabezal, para con la ayuda de cualquier sistema de análisis estructural matricial, dar desplazamientos y rotaciones unitarias según los seis grados de libertad en el espacio o tres en el plano, según sea el caso, para obtener las rigideces necesarias en la dirección considerada del pilote y cabezal, para sustituir el empotramiento perfecto por apoyos elásticos, formado por resortes con las rigideces obtenidas, o en todo caso, efectuar el modelo matemático de la estructura, incluyendo los elementos de la infraestructura, pilotes, cabezales y vigas de riostras, vinculando los pilotes al terreno de fundación con los resortes discretizados, cuyas constantes de resortes, se obtienen multiplicando el Módulo de Reacción Vertical (Kv) por el área perimetral del pilote y el Módulo de Reacción Horizontal (Kh) por el área proyectada longitudinal, en la longitud que separa los nodos del modelo. En la punta del

pilote, además del área perimetral, se tiene el área de la punta del pilote, para obtener la constante vertical en este punto.

Como los pilotes, son del tipo pre-excavados y vaciados en sitio, esto es, pilotes que básicamente trabajan por punta, construidos bajo la técnica del lodo bentonítico para obviar la presencia de agua, la relación longitud/diámetro (L/D), es normalmente menor de 18.5, por lo que, el Módulo de Reacción Vertical (Kv) viene gobernado por el límite superior 2.4*Gs/D y el Módulo de Reacción Horizontal (Kh) por 3.6*Gs/D.

Área de Torres de Enfriamiento (Perforación P-3).

i. **Como primera opción, se recomienda el uso de una placa o losa de fundación,** colocada sobre un relleno con material granular compactado previamente conformado, el cual garantice una capacidad soporte capaz de absorber, cualquier movimiento diferencial fortuito, que se pudiera presentar y trabajando como una estructura monolítica. Para el diseño del espesor de la misma, se recomienda utilizar un Módulo de Reacción de la Subrasante o Coeficiente de Balasto de, **Ks = 2,4 Kg/cm^3** o una Capacidad Admisible del suelo, **qa = 2,0 Ton/m^2 (reportados en el Estudio de suelos original de la Empresa Estudios para Construcciones, C.A.).**

De requerirse material para alcanzar las cotas de proyecto, se recomienda utilizar un material areno o gravo arcilloso, de baja a mediana plasticidad, proveniente de una zona de préstamo cercana, y efectuar el relleno, en capas de suelo no mayor de 20 cm de espesor, compactadas bajo un régimen de humedad óptima, hasta alcanzar una densidad no menor del 95% referida a la obtenida en el Ensayo Proctor Modificado AASHTO T-180.

ii. **Como segunda opción, se recomienda el uso de una fundación superficial,** del tipo zapata individual, desplantada a una profundidad variable entre, **Df = 1,50 m y Df = 2,00 m**, la cual garantice una capacidad soporte, capaz de absorber cualquier movimiento diferencial fortuito, que se pudiera presentar. Para el diseño de la misma, se recomienda utilizar una Capacidad Máxima Admisible del suelo, a una profundidad de desplante como se muestra en la Tabla Nº 5.

Tabla N° 5

Capacidad admisible del suelo

Profundidad (Df) (m)	Capacidad Máxima Admisible del Suelo (qa) (Tn/m^2)
1,50	20,0
2,00	20,0

Fuente: Estudios para Construcciones, C.A. (2012).

De igual manera, se recomienda que las vigas de riostras que unirán los diferentes pedestales entre sí, sean diseñadas con la suficiente rigidez y esbeltez, para soportar no solamente el peso de las paredes, sino también para mantenerse estable a cualquier movimiento vertical, que pudiera ocurrir en cualquiera de las fundaciones extremas.

La base de piso, deberá ser armada con malla, y colocada sobre el relleno compactado y confinado por las vigas de riostras.

Las condiciones de drenajes de las aguas de lluvias, deberán funcionar eficazmente ya que, es una condición imperante para el funcionamiento óptimo del tipo de fundación recomendado. Este drenaje, podría diseñarse superficialmente ya que, podrían aprovecharse con eficacia los desniveles existentes, para llevar estas aguas hasta los sitios de recolección.

iii. **Una tercera opción recomendada, sería el uso de fundaciones profundas, del tipo Pilotes, pre-excavados y vaciados en sitio**, desplantados a una profundidad efectiva como se muestra en la tabla N° 5, trabajando con los **Coeficientes de Capacidad de Carga por Punta (qp) y Fricción (qf)** mostrados en la Tabla N° 6, los cuales incluyen en sus cálculos un Factor de Seguridad de 2,0 (cálculo de qp) y 2,5 (cálculo de qf).

Tabla N° 6.

Coeficientes de capacidad de carga para el diseño de los pilotes.

Pilote	Profundidad (m)	qp (ton/m^2)	qf (ton/m^2)
Pre-excavado y vaciado en sitio	8,00	88,50	0,80
	9,00	103,00	0,90
	10,00	103,00	1,00

Fuente: Geotecnia, C.A. (2012)

De seleccionarse esta alternativa, deberán seguirse las recomendaciones estructurales planteadas para la opción anterior. Debido a la presencia de agua del nivel freático a una profundidad inferior a la de desplante, se recomienda el uso de lodo bentonítico u otra metodología similar para obviar la presencia de agua durante la colocación del concreto.

Para el cálculo dinámico en pilotes, considerando diferentes diámetros y longitudes de pilotes, se obtuvieron los parámetros de Módulo de Reacción Vertical suelo-pilote (Kv) y Módulo de Reacción Horizontal suelo-pilote (Kh), los cuales fueron calculados mediante las siguientes expresiones:

$$Gs = [\ \gamma s * (N^{0,689})\ ] / 12,8$$

$$Kv = [1,48 + (17 / (Lp/Dp))] * (Gs/Dp)$$

$$Kh = 1,5 * Kv$$

Donde:
- Gs = Módulo de elasticidad por corte del suelo (kg/cm^2).
- γs = Peso específico del suelo (kg/m^3). Se consideró, en promedio, un valor de, γs = 1.800 kg/m^3, en la zona no saturada, y de γs = 2.000 kg/m^3, en la zona saturada.
- N = Número de golpes corregido.
- Kv = Módulo de reacción vertical suelo-pilote (kg/cm^3).
- Lp = Longitud del pilote (cm).
- Dp = Diámetro del pilote (cm).
- Kh = Módulo de reacción horizontal suelo-pilote (kg/cm^3).

Con los valores obtenidos de Kv y kh, para el estrato que atravesará el (los) pilote (s), se obtienen las constantes de resortes discretizados en cada nodo del modelo matemático del pilote o de los pilotes y su cabezal, para con la ayuda de cualquier sistema de análisis estructural matricial, dar desplazamientos y rotaciones unitarias según los seis grados de libertad en el espacio o tres en el plano, según sea el caso,

para obtener las rigideces necesarias en la dirección considerada del pilote y cabezal, para sustituir el empotramiento perfecto por apoyos elásticos, formado por resortes con las rigideces obtenidas, o en todo caso, efectuar el modelo matemático de la estructura, incluyendo los elementos de la infraestructura, pilotes, cabezales y vigas de riostras, vinculando los pilotes al terreno de fundación con los resortes discretizados, cuyas constantes de resortes, se obtienen multiplicando el Módulo de Reacción Vertical (Kv) por el área perimetral del pilote y el Módulo de Reacción Horizontal (Kh) por el área proyectada longitudinal, en la longitud que separa los nodos del modelo. En la punta del pilote, además del área perimetral, se tiene el área de la punta del pilote, para obtener la constante vertical en este punto.

Como los pilotes, son del tipo pre-excavados y vaciados en sitio, esto es, pilotes que básicamente trabajan por punta, construidos bajo la técnica del lodo bentonítico para obviar la presencia de agua, la relación longitud/diámetro (L/D), es normalmente menor de 18.5, por lo que, el Módulo de Reacción Vertical (Kv) viene gobernado por el límite superior 2.4*Gs/D y el Módulo de Reacción Horizontal (Kh) por 3.6*Gs/D.

b. <u>Cargas dinámicas en fundaciones superficiales.</u>

En forma general, para toda el área de los equipos en la Planta, fue tomada de la envolvente más desfavorable obtenida del Ensayo Normal de Penetración, s.p.t., de la cual, se calcularon los siguientes parámetros:

- Módulo de Poissón = 0.25
- Módulo de Elasticidad del suelo = 1.000 Kg/cm^2.
- Módulo de Corte = $(Es/2(1+\mu))$ = 400 Kg/cm^2

c. <u>Limitaciones.</u>

Las conclusiones y recomendaciones del presente estudio, están basadas en los resultados de la investigación del subsuelo realizada por la Empresa Estudios para Construcciones, S.A., y en las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, si durante el diseño o construcción, se localizan condiciones del subsuelo diferentes a las consignadas, o se introducen cambios arquitectónicos o estructurales al proyecto, que afecten al sistema de fundación dado, se deberá dar la información

respectiva al Ingeniero de Suelos, para estudiar las modificaciones o adiciones que sean necesarias.

Por otra parte, en caso de ser necesario, se deberán programar reuniones conjuntamente con el Ingeniero Estructural, de forma tal, de lograr un mejor entendimiento de las fundaciones recomendadas, así como también, determinar la metodología más conveniente a seguir para la construcción de las mismas.

Sin otro particular al cual referirnos, y quedando a la completa disposición, nos reiteramos de Uds.,

Atentamente,
Por Geotecnia, C.A.

Ing. José A. Salazar Urribarrí
Director-Gerente.
C.I.V. 19407
S.V.D.G. 129 (Miembro Senior)

Ing. Jesús A. Urdaneta Fernández
C.I.V. 98.689
Director-Técnico
S.V.D.G.- 379 (Miembro Activo)

Dra. Yasmelis J. Salazar de Ferrer
C.I.V.- 129.905
Directora de Operaciones
S.V.D.G.- 363 (Miembro Activo)

ANEXO "B"

Documento de Cálculo de Equipos

GENERALIDADES

El presente documento contiene los datos y procedimientos dispuestos para realizar la revisión de la estructura de soporte de: Tanque de fermentación Y Pulmón de vino (TQ 510, TQ 512-2), en el **COMPLEJO AGRO-INDUSTRIAL CADCA PORTUGUESA, en las proximidades de la población de Ospino, Municipio Ospino, en el Estado PORTUGUESA, VENEZUELA.**

Descripción.

Los tanques presentan una estructura cilíndrica mas una parte cónica en la parte inferior, con una altura total de 16,93 metros, el cuerpo principal es un cilindro de diámetro interno de 9,60 metros y altura 9.60 metros. El cono inferior tiene una altura de 4.25 metros y el radio varía de 9.60 a 1.50 metros. Son soportados perimetralmente, a través de una estructura en acero conformada por 8 columnas H500x500, de 7.65m de altura, conectadas lateralmente entre sí, a través de perfiles horizontales W410x60 y diagonales W410x60 y W250x33. Según planos 1-TVK-00758 Rev. 7 Conjunto General, 1-TVK-00763 Rev. 1 Estructura.

Vista Lateral:

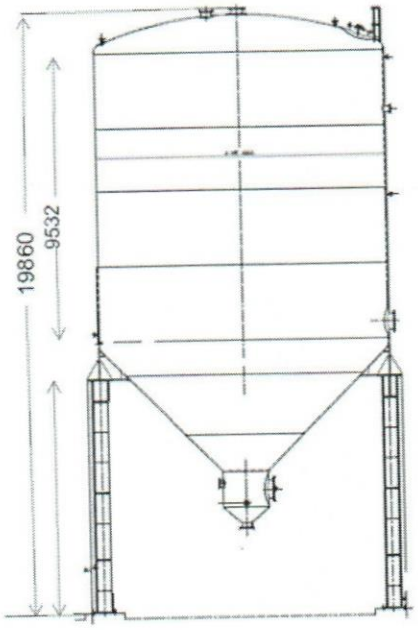


Fig. Vista lateral de Tanque TQ-512

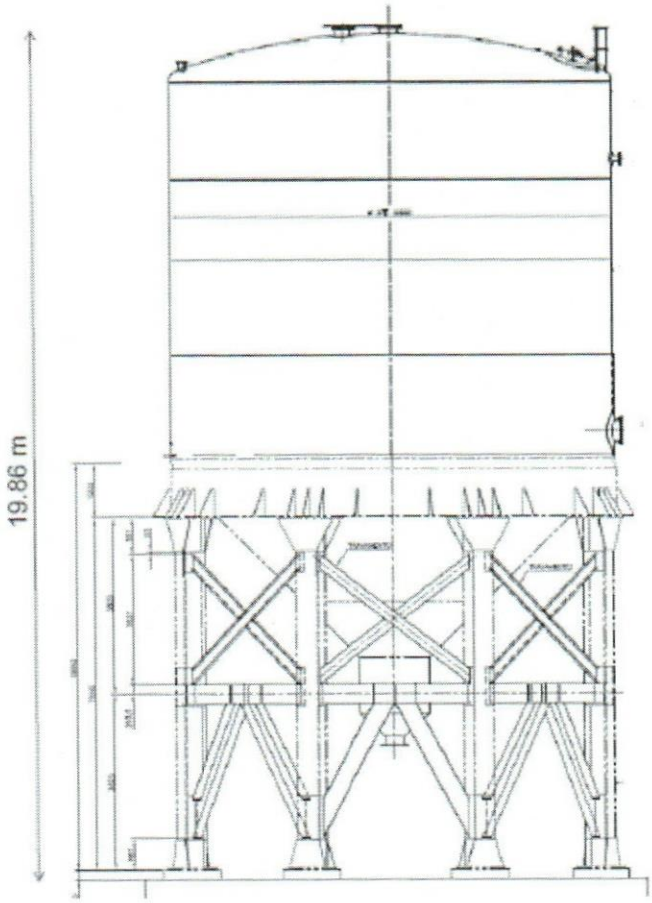


Fig. Vista lateral de Tanque TQ-512 con la estructura soporte

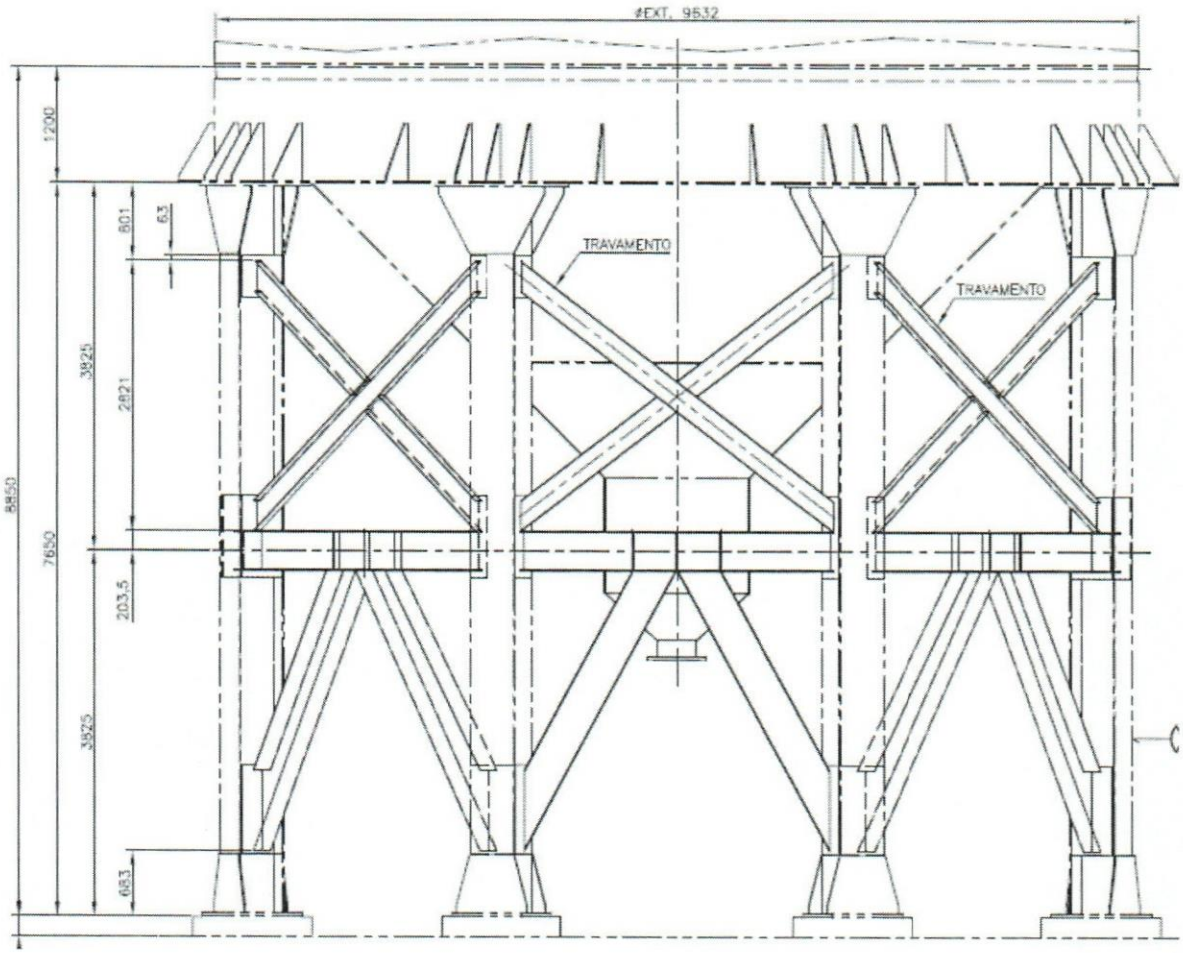
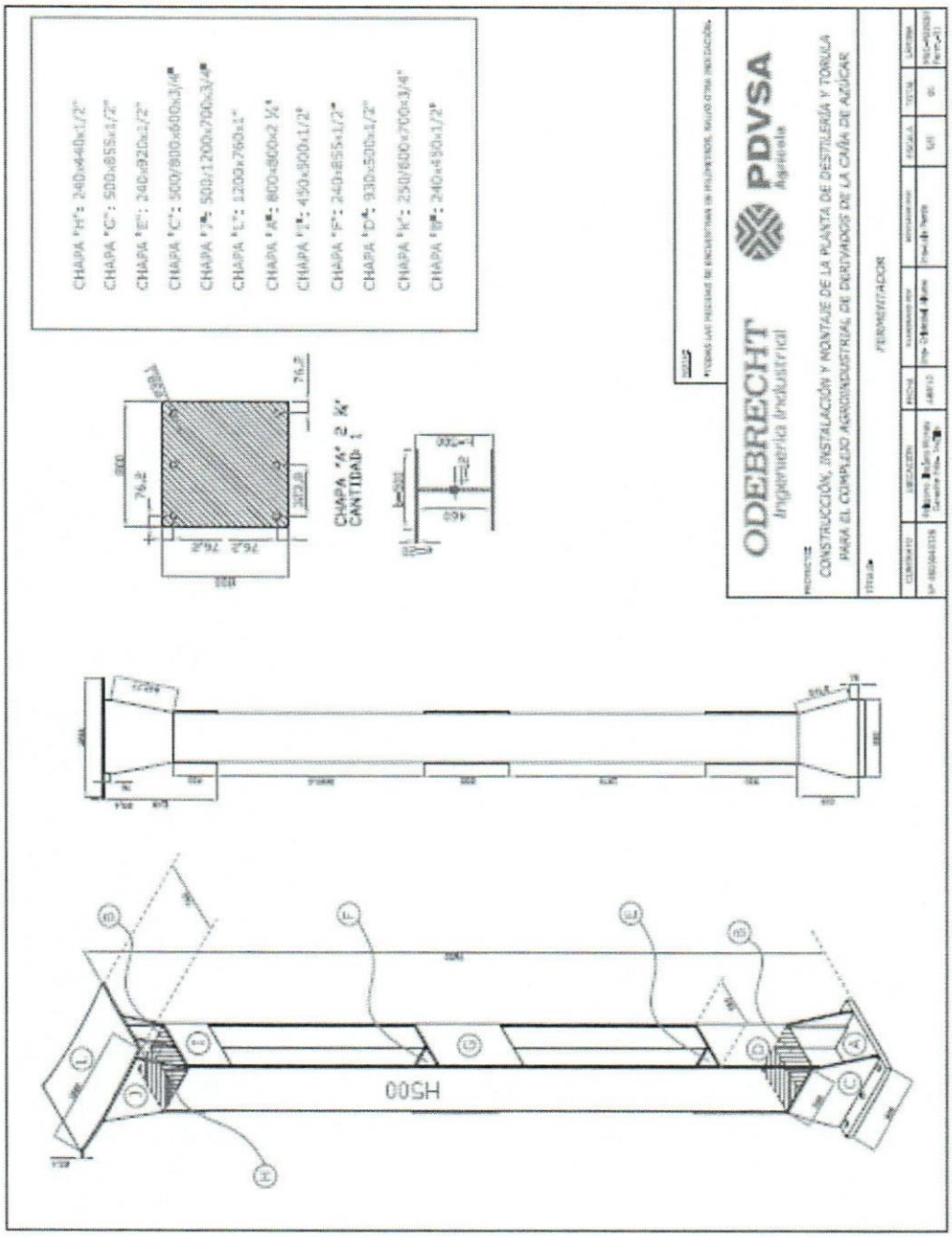


Fig. Vista lateral de Estructura de soporte de tanques
TQ 512 y TQ 510.



Columna soporte de tanques TQ 512 y TQ 510.

Criterio de Análisis y Diseño Estructural.

Para realizar el análisis y diseño estructural se implementó un modelo matemático por medio del programa STAAD.Pro, según las dimensiones de los planos citados anteriormente. Se usaron elementos uniaxiales de 6 grados de libertad por nodo, resultando así una estructura tridimensional, sobre la cual se dispusieron las cargas correspondientes al tanque y el material almacenado, las cargas de operación de los mismos y la modelación de un evento sísmico por medio de un espectro normalizado.

Representación de la Súper-estructura.

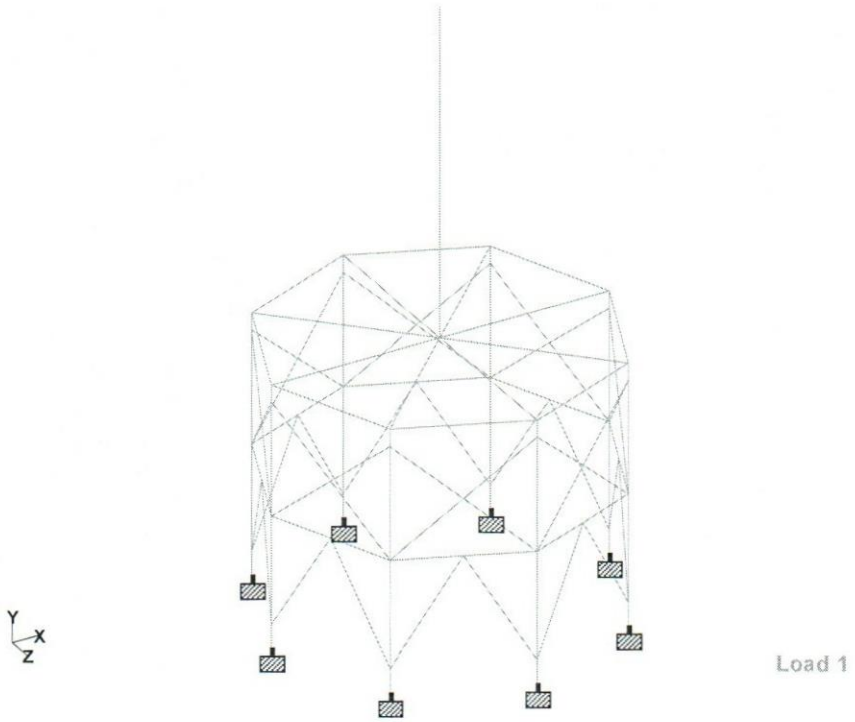
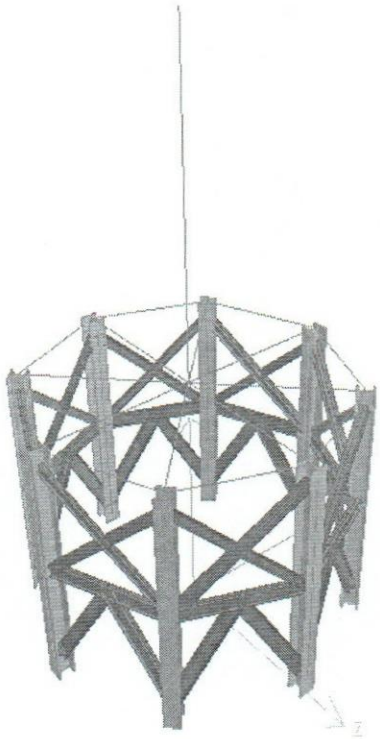


Fig. Modelo empleado para el cálculo de la estructura de soporte del tanque.



La presencia de fluidos en el tanque, durante su operación hace que el problema adquiera un cierto grado de complejidad a la hora de la modelación, debiéndose considerar ciertos efectos dinámicos característicos de los fluidos.

Parámetros del Suelo.

Según el estudio geotécnico el suelo presenta las siguientes características:

Datos sísmicos del suelo

Zona Sísmica (COVENIN)	:	4
Forma Espectral	:	S3
Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal (ϕ)(COVENIN)	:	0.75

ESPECIFICACIONES

Materiales

Los materiales a considerar son los siguientes:

Acero estructural:

-En Vigas y arriostramientos: A572

-En Columnas: A36

Referencias

Adicionalmente se seguirán los lineamientos especificados en los siguientes códigos:

NORMAS	DESCRIPCIÓN
COVENIN 3623-2000	"Diseño Sismorresistente de tanques metálicos"
COVENIN1756-1:2001/ COVENIN 1756-2:2001	"Edificaciones Sismorresistentes". Articulado y Comentarios.
COVENIN 2002-1988	"Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones"
AISC 360-10	"Specification for Structural Steel Buildings"
PDVSA JA-251	"Diseño Sismorresistente de tanques metálicos"
PDVSA JA-221	"Diseño Sismorresistente de instalaciones industriales"
IITK-GSDMA	"Guidelines for seismic design of Liquid Storage Tanks"

LA SUPER-ESTRUCTURA

Modelo Matemático

Para el análisis de la estructura se elaboró un modelo matemático utilizando el programa STAAD.Pro. En este se incluyeron los elementos vigas, columna y arriostramientos. Se asume empotrado en la base. Por medio de bielas extremadamente rígidas (sin peso, ni masa) se transmitieron las fuerzas correspondientes a la masa del fluido almacenado y el cuerpo del tanque a la estructura portante.

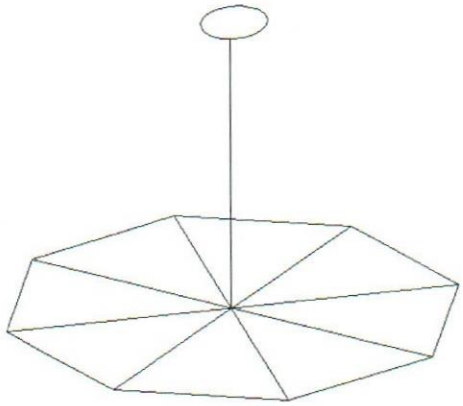


Fig. Elementos rígidos empleado para el diseño de la estructura.

En total se utilizaron 16 elementos horizontales que simulan la conexión tanque-soporte y 3 elementos verticales que representan: la conexión al centroide del tanque, el punto de aplicación de la masa impulsiva del fluido y el punto de aplicación de la masa convectiva del fluido.

La norma JA-251 permite considerar los efectos dinámicos del fluido almacenado como la sumatoria de 2 efectos independientes: convectivos e impulsivos. Los

primeros se refieren a aquellos asociados a las oscilaciones del fluido, mientras los segundos se refieren al movimiento del líquido como cuerpo rígido. La norma presenta una serie de figuras que, en función de la geometría del problema, permiten calcular la altura a la cual se deben considerar las masas y la fracción del peso total que representan.

El peso del tanque y la masa impulsiva se conectan con elementos infinitamente rígidos con la estructura de soporte, mientras que la masa convectiva se conecta con un elemento de rigidez inferior, dependiente de la geometría del problema y la masa del fluido en condición de operación. Dicha conexión basa en las indicaciones del documento "Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks", que plantea un modelo de péndulo inverso de la forma:

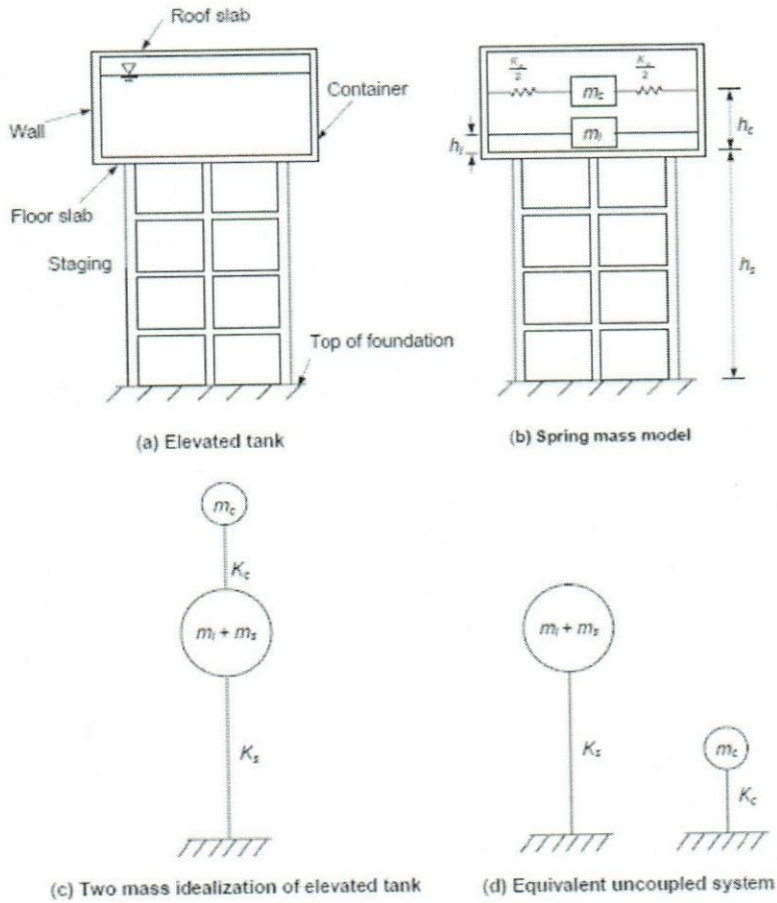


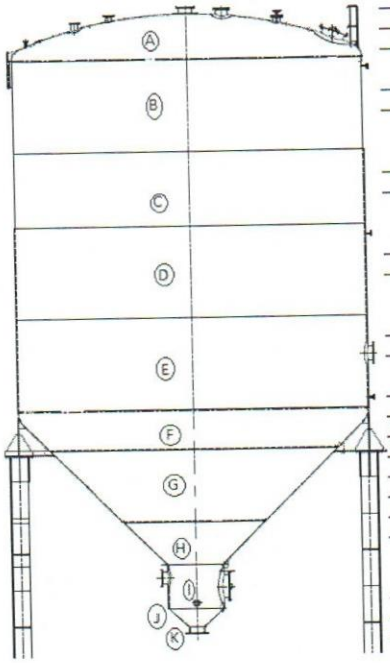
Fig. Modelo empleado para representar los efectos dinámicos del fluido almacenado.

El análisis y las fórmulas empleadas se pueden encontrar en el Anexo B.

ANÁLISIS DE CARGAS

Carga Permanente (CP)

Se considera como carga permanente el peso propio de la estructura y del tanque vacío, el cual tiene un peso de 81600 Kg según plano **1-TVK-00734 Rev. 9 Conjunto General**, se considerara un 10% más adicional a este peso para tomar en cuenta los pesos de tuberías, accesorios, etc. La misma se aplicará para el modelo a una altura de 11.00 metros



TRAMO	H TRAMO (mm)	ESPESOR (mm)	CENTROIDE PARCIAL (mm)	ALTURA APLICACIÓN (mm)	PESO (kg)	AA*PESO (kg*mm)
A	1300	9.5	672.8	16398.8	6044.50	99122546.60
B	2112	8	1056	14670	4003.41	58730024.70
C	2500	9.5	1250	12364	5628.36	69589043.04
D	2500	12.5	1250	9864	7408.19	73074386.16
E	2420	16	1210	7404	9182.39	67986415.56
F	1100	16	733.33	5827.33	4144.80	24153131.20
SILLA	1048	25.4	524	5618	8882.76	49903345.68
SILLA	ANILLO	25.4		5094	7653.09	38984840.46
G	2745	12.5	1830	4179	8636.66	36092602.14
H	447	12.5	298.00	2200.00	558.90	1229580.00
I	1200	9.5	600	1302	404.61	526802.22
J	502	8	334.67	534.67	78.50	41971.33
K	200	8	100	100	11.84	1183.75
				sumatorias	62638.01	519435872.85

centro de gravedad= 8293 mm desde el punto inferior del tanque

Considerando la altura total el centro de gravedad sera= 10993 mm desde el apoyo de la columna

Es importante considerar que solo se esta realizando un estimado con las paredes del tanque y planchas de apoyo del tanque, no se contemplaron las bridas, accesorios, barandas, etc.

No se tiene información en los planos del tanque relativo al centro de gravedad, que debe ser suministrado por el fabricante.

Carga Variable (CV).

La carga variable considerada es aquella del fluido almacenado. En operación, el peso del fluido será igual a 956400 Kg, según datos del plano **1-TVK-00734 Rev. 9 Conjunto General**. Para modelarlo se consideran 2 cargas:

-Peso impulsivo= 835778 Kg,

-Peso convectivo= 177611 Kg.

Dichas cargas se consideran colocadas a las siguientes alturas:

-Peso impulsivo= 12.75 m,

-Peso convectivo= 17.09 m.

El análisis y las fórmulas empleadas para obtener estos valores se pueden encontrar en el Anexo B.

Determinación del espectro normalizado para modelar la acción del sismo.

Las cargas de sismo se evalúan de conformidad con lo especificado en las normas:

PDVSA JA-221-99, PDVSA JA-221-99.

Ver anexo A: Determinación del espectro de aceleración.

PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO.

De acuerdo a lo especificado en el capítulo 7.1 de la norma COVENIN 1756-2001, la masa a incluir en el modelo se toma como sigue:

- 100 % permanente
- 100 % variable (Para tanques de almacenamiento).

Para la determinación de la componente vertical de la aceleración, se toma el espectro normalizado, determinado en el numera 4.3 del presente documento y se reduce en 30%, resultando así:

$$Sv= 0.70\ Sh$$

COMBINACIÓN DE CARGAS.

Definición de los casos de carga.

La numeración de los casos de cargas es como se muestra a continuación:

Caso de Carga	Tipo	Descripción

1	CP	Carga Permanente
2	CV	Carga Variable (peso fluido)
3	SX	Sismo Horizontal en Dirección X
4	SY	Sismo Horizontal en Dirección Y
5	SZ	Sismo Vertical en Dirección Z

Combinaciones para el Diseño de Elementos de Acero estructural

Estas combinaciones de cargas están definidas de conformidad con el código JA-221, la numeración corresponde al documento BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO - PLANTA ETANOL CADCA PORTUGUESA – COMP. Documento QA030702-CN2I3-CDO6001.

Comb. No.	Descripción
1001	1.4 CP
1002	1.2 CP + 1.6 CV
1012	1.2 CP + CV + Sx + 0.30 Sy + 0.30 Sz
1013	1.2 CP + CV + Sx + 0.30 Sy - 0.30 Sz
1014	1.2 CP + CV + Sx - 0.30 Sy + 0.30 Sz
1015	1.2 CP + CV + Sx - 0.30 Sy - 0.30 Sz
1016	1.2 CP + CV - Sx + 0.30 Sy + 0.30 Sz

1017	1.2 CP + CV - Sx + 0.30 Sy - 0.30 Sz
1018	1.2 CP + CV - Sx - 0.30 Sy + 0.30 Sz
1019	1.2 CP + CV - Sx - 0.30 Sy - 0.30 Sz
1020	1.2 CP + CV + 0.30 Sx + Sy + 0.30 Sz
1021	1.2 CP + CV + 0.30 Sx + Sy - 0.30 Sz
1022	1.2 CP + CV - 0.30 Sx + Sy + 0.30 Sz
1023	1.2 CP + CV - 0.30 Sx + Sy - 0.30 Sz
1024	1.2 CP + CV + 0.30 Sx - Sy + 0.30 Sz
1025	1.2 CP + CV + 0.30 Sx - Sy - 0.30 Sz
1026	1.2 CP + CV - 0.30 Sx - Sy + 0.30 Sz
1027	1.2 CP + CV - 0.30 Sx - Sy - 0.30 Sz
1028	1.2 CP + CV +0.30 Sx + 0.30 Sy + Sz
1029	1.2 CP + CV +0.30 Sx – 0.30 Sy + Sz
1030	1.2 CP + CV - 0.30 Sx + 0.30 Sy +Sz
1031	1.2 CP + CV – 0.30 Sx – 0.30 Sy + Sz
1032	1.2 CP + CV + 0.30 Sx + 0.30 Sy – Sz
Comb. No.	**Descripción**
1033	1.2 CP + CV + 0.30 Sx – 0.30 Sy – Sz
1034	1.2 CP + CV – 0.30 Sx + 0.30 Sy – Sz
1035	1.2 CP + CV – 0.30 Sx – 0.30 Sy - Sz
1036	0.9 CP + Sx + 0.30 Sy + 0.30 Sz
1037	0.9 CP + Sx + 0.30 Sy - 0.30 Sz
1038	0.9 CP + Sx - 0.30 Sy + 0.30 Sz

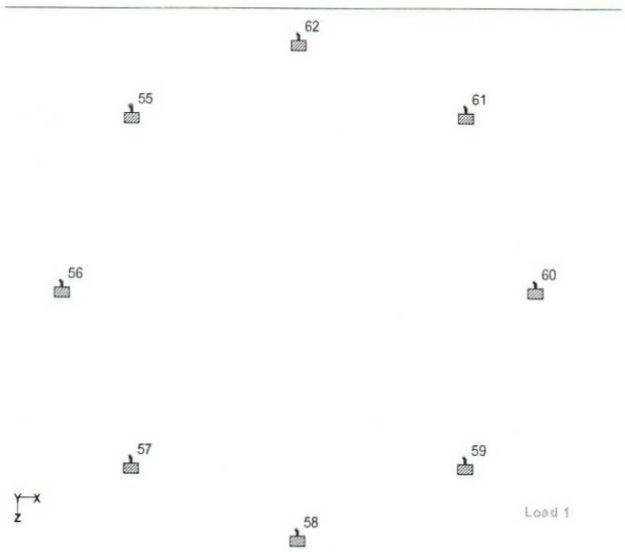
1039	0.9 CP + Sx - 0.30 Sy - 0.30 Sz
1040	0.9 CP - Sx + 0.30 Sy + 0.30 Sz
1041	0.9 CP - Sx + 0.30 Sy - 0.30 Sz
1042	0.9 CP - Sx - 0.30 Sy + 0.30 Sz
1043	0.9 CP - Sx - 0.30 Sy - 0.30 Sz
1044	0.9 CP + 0.30 Sx + Sy + 0.30 Sz
1045	0.9 CP + 0.30 Sx + Sy - 0.30 Sz
1046	0.9 CP - 0.30 Sx + Sy + 0.30 Sz
1047	0.9 CP - 0.30 Sx + Sy - 0.30 Sz
1048	0.9 CP + 0.30 Sx - Sy + 0.30 Sz
1049	0.9 CP + 0.30 Sx - Sy - 0.30 Sz
1050	0.9 CP - 0.30 Sx - Sy + 0.30 Sz
1051	0.9 CP - 0.30 Sx - Sy - 0.30 Sz
1052	0.9 CP + 0.30 Sx + 0.30 Sy + Sz
1053	0.9 CP + 0.30 Sx – 0.30 Sy + Sz
1054	0.9 CP – 0.30 Sx + 0.30 Sy + Sz
1055	0.9 CP – 0.30 Sx – 0.30 Sy + Sz
1056	0.9 CP + 0.30 Sx + 0.30 Sy - Sz
1057	0.9 CP + 0.30 Sx – 0.30 Sy – Sz
1058	0.9 CP – 0.30 Sx + 0.30 Sy – Sz
1059	0.9 CP – 0.30 Sx – 0.30 Sy - Sz

ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

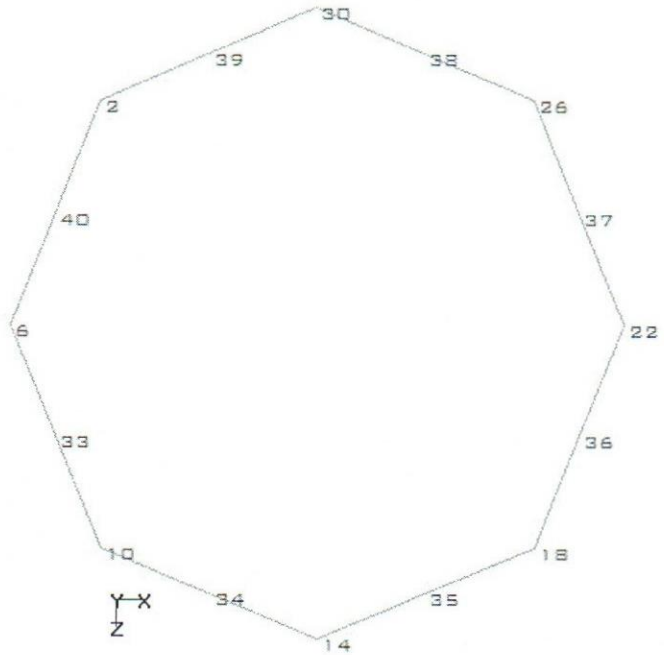
Para el análisis estructural se utiliza el programa STAAD.Pro, con la finalidad de evaluar las solicitaciones a la cual están sujetos todos los elementos que conforman la estructura. Los mismos están definidos como se muestran a continuación:

Definición de los Nodos y Elementos.

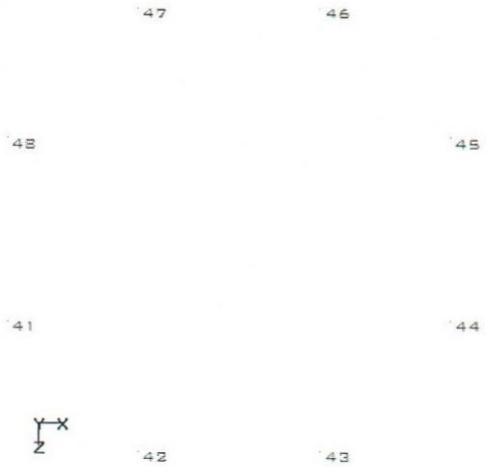
Nodos en la base. Elevación 0,000:



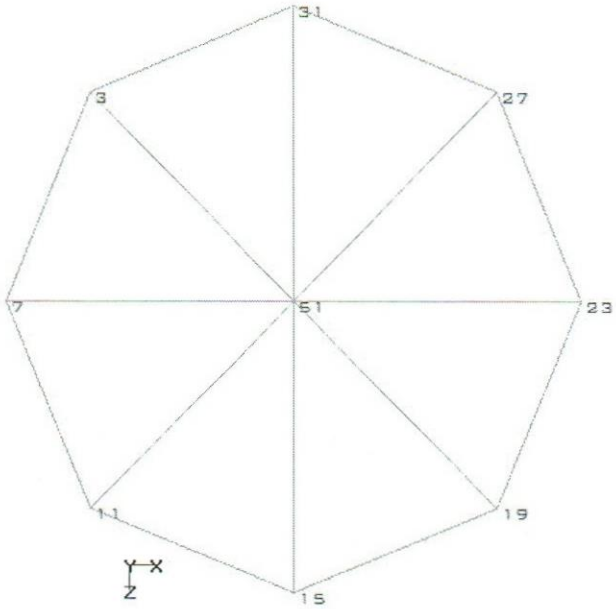
Nodos en elevación 3,825:



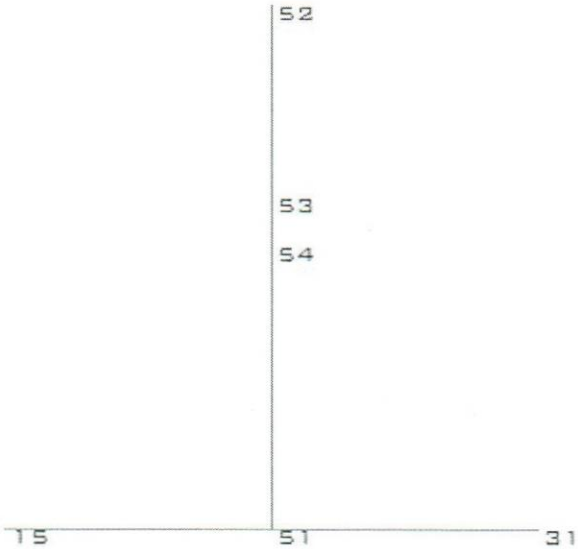
Nodos en elevación 5,738:



Nodos en elevación 7,650:



Nodos desde la elevación 7.65:



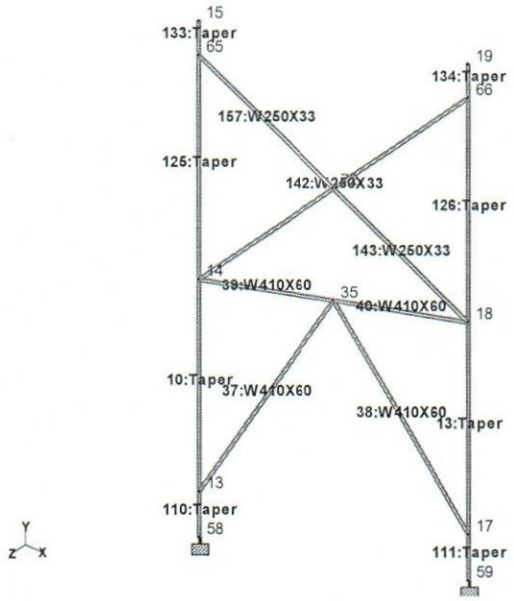
Con alturas:

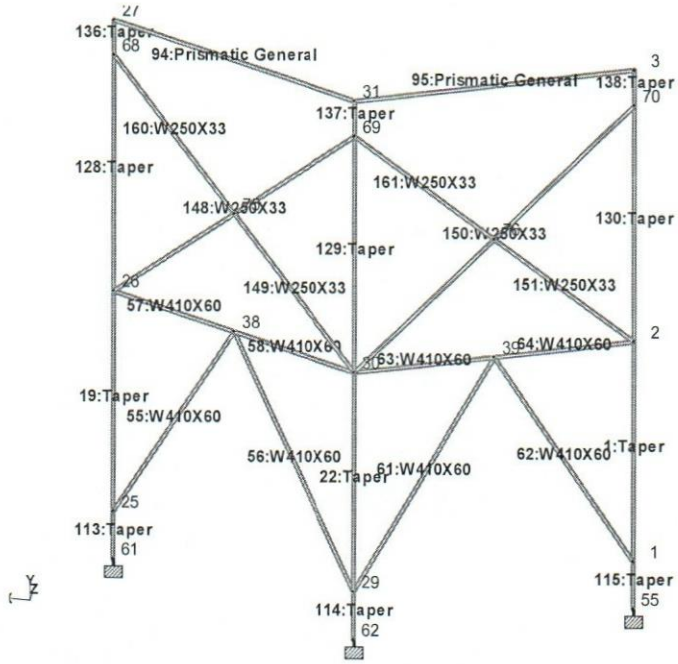
-Nodo 54, h=12,75 m; (aplicación peso impulsivo)

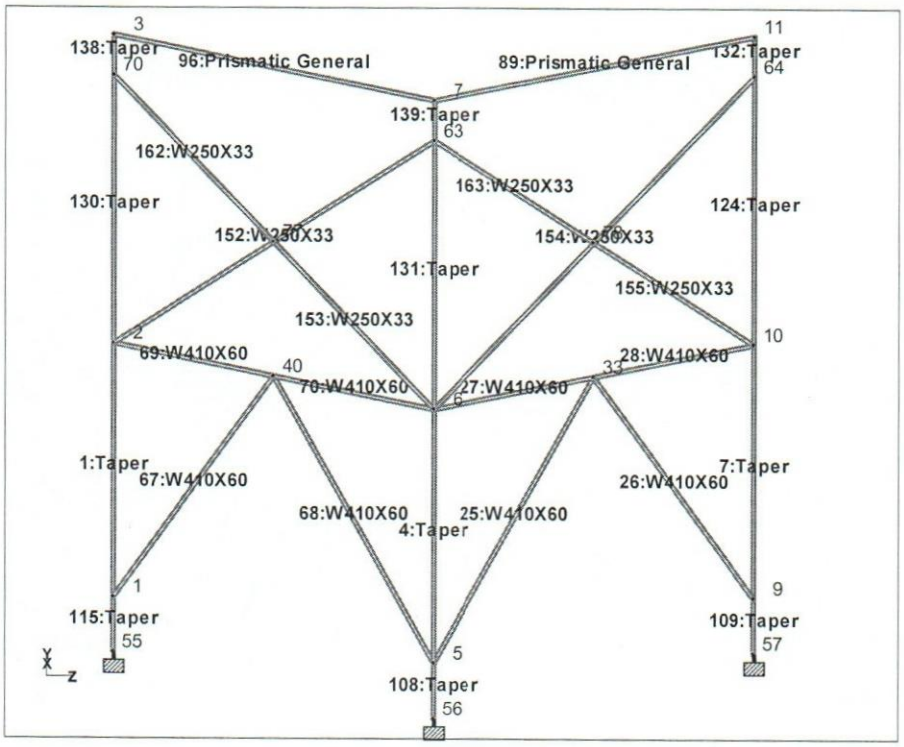
-Nodo 53, h= 11.00 m; (aplicación peso tanque)

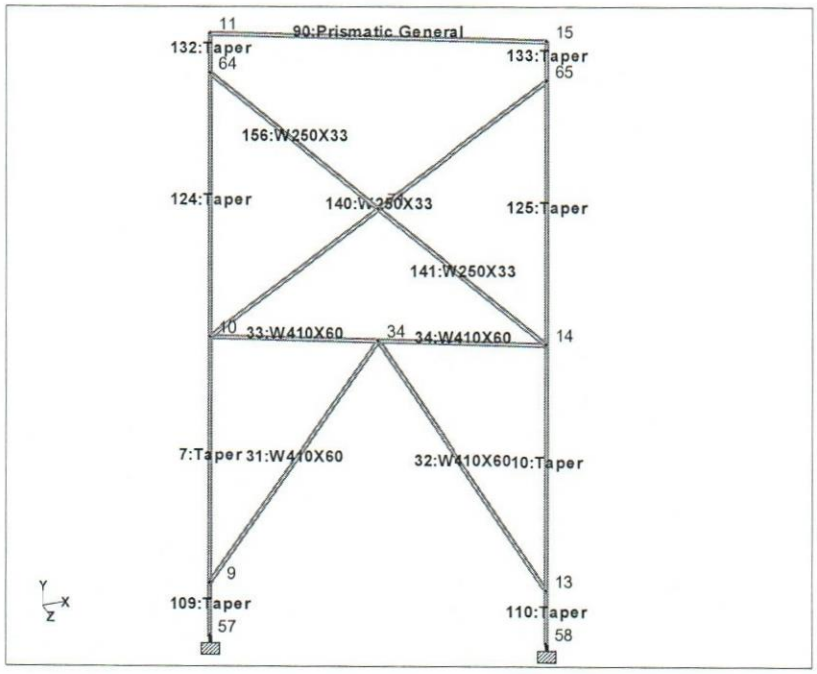
-Nodo 52, h= 17,09 m. (aplicación peso convectivo)

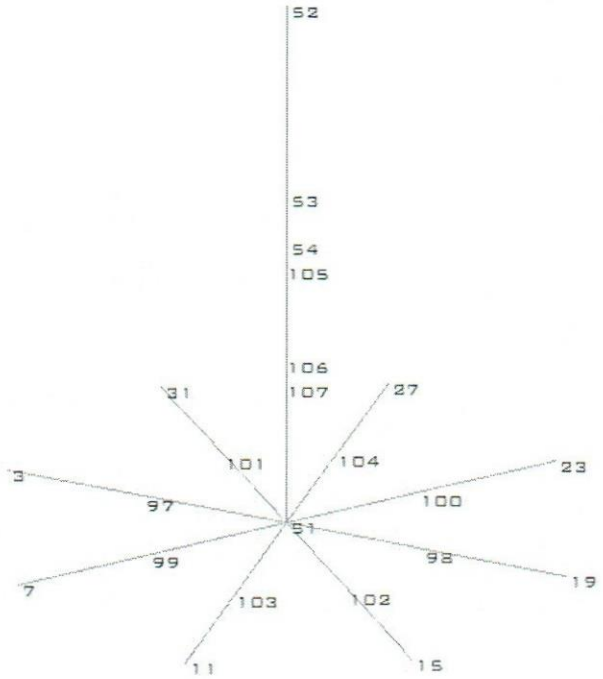
Los elementos que conforman la estructura, se pueden ver (con referencia a los nodos y secciones que los conforman) en las siguientes imágenes:




27
136:Taper
68
94:Prismatic General
95:Prismatic General
3
138:Taper
70
31
137:Taper
69
160:W250X33
128:Taper
161:W250X33
148:W250X33
130:Taper
150:W250X33
129:Taper
28
149:W250X33
151:W250X33
57:W410X60
38
58:W410X60
63:W410X60
64:W410X60
2
19:Taper
55:W410X60
56:W410X60
62:W410X60
1:Taper
22:Taper
61:W410X60
25
113:Taper
61
1
115:Taper
55
29
114:Taper
62


3
138:Taper
70
96:Prismatic General
89:Prismatic General
11
132:Taper
64
7
139:Taper
63
162:W250X33
163:W250X33
130:Taper
124:Taper
152:W250X33
154:W250X33
131:Taper
155:W250X33
153:W250X33
2
10
69:W410X60
28:W410X60
40
33
70:W410X60
27:W410X60
6
1:Taper
7:Taper
67:W410X60
26:W410X60
68:W410X60
25:W410X60
4:Taper
1
9
115:Taper
55
109:Taper
57
5
108:Taper
56


11
90:Prismatic General
15
132:Taper
64
133:Taper
65
156:W250X33
124:Taper
140:W250X33
125:Taper
141:W250X33
10
33:W410X60
34
34:W410X60
14
7:Taper
31:W410X60
32:W410X60
10:Taper
9
13
109:Taper
110:Taper
57
58
Y
X
Z


52
53
54
105
106
107
31
27
101
104
3
23
97
100
51
99
98
7
19
103
102
11
15

DEFINICIÓN DE LOS ELEMENTOS POR MEDIO DE LOS NODOS EXTREMOS.

Elemento	Nodo i	Nodo j	Sección
1	1	2	H500x500
4	5	6	H500x500
7	9	10	H500x500
10	13	14	H500x500
13	17	18	H500x500
16	21	22	H500x500
19	25	26	H500x500
22	29	30	H500x500
25	5	33	W410X60
26	9	33	W410X60
27	6	33	W410X60
28	33	10	W410X60
31	9	34	W410X60
32	13	34	W410X60
33	10	34	W410X60
34	34	14	W410X60
37	13	35	W410X60
Elemento	Nodo i	Nodo j	Sección
63	30	39	W410X60
64	39	2	W410X60
67	1	40	W410X60

Elemento	Nodo i	Nodo j	Sección
38	17	35	W410X60
39	14	35	W410X60
40	35	18	W410X60
43	17	36	W410X60
44	21	36	W410X60
45	18	36	W410X60
46	36	22	W410X60
49	21	37	W410X60
50	25	37	W410X60
51	22	37	W410X60
52	37	26	W410X60
55	25	38	W410X60
56	29	38	W410X60
57	26	38	W410X60
58	38	30	W410X60
61	29	39	W410X60
62	1	39	W410X60
Elemento	Nodo i	Nodo j	Sección
101	31	51	Rígido
102	51	15	Rígido
103	11	51	Rígido

68	5	40	W410X60
69	2	40	W410X60
70	40	6	W410X60
89	7	11	Rígido
90	11	15	Rígido
91	15	19	Rígido
92	19	23	Rígido
93	23	27	Rígido
94	27	31	Rígido
95	31	3	Rígido
96	3	7	Rígido
97	3	51	Rígido
98	51	19	Rígido
99	7	51	Rígido
100	51	23	Rígido

104	51	27	Rígido
105	51	52	Rígido
106	51	53	Rígido
107	51	54	Rígido
108	56	5	H500x500 R
109	57	9	H500x500 R
110	58	13	H500x500 R
111	59	17	H500x500 R
112	60	21	H500x500 R
113	61	25	H500x500 R
114	62	29	H500x500 R
115	55	1	H500x500 R
124	10	64	H500x500
125	14	65	H500x500
126	18	66	H500x500

Elemento	Nodo i	Nodo j	Sección
127	22	67	H500x500
128	26	68	H500x500
129	30	69	H500x500
130	2	70	H500x500
131	6	63	H500x500

132	64	11	H500x500
133	65	15	H500x500
134	66	19	H500x500
135	67	23	H500x500
136	68	27	H500x500
137	69	31	H500x500
138	70	3	H500x500
139	63	7	H500x500
140	10	65	W250X33
141	14	71	W250X33
142	14	66	W250X33
143	18	72	W250X33
Elemento	**Nodo i**	**Nodo j**	**Sección**
144	18	67	W250X33
145	22	73	W250X33
146	22	68	W250X33
147	26	74	W250X33
148	26	69	W250X33
149	30	75	W250X33
150	30	70	W250X33
151	2	76	W250X33
152	2	63	W250X33
153	6	77	W250X33

154	6	64	W250X33
155	10	78	W250X33
156	71	64	W250X33
157	72	65	W250X33
158	73	66	W250X33
159	74	67	W250X33
160	75	68	W250X33
161	76	69	W250X33
162	77	70	W250X33
163	78	63	W250X33

Reacciones.
Peso propio

Nodo	Fx (Kg)	Fy (Kg)	Fz (Kg)	Mx (kg-m)	My(kg-m)	Mz(kg-m)
55	148.39	13897.15	148.40	102.95	0.00	-102.94
56	209.86	13897.14	-0.01	-0.01	0.00	-145.58
57	148.36	13897.14	-148.41	-102.96	0.00	-102.92
58	-0.05	13897.25	-209.85	-145.55	0.00	0.05
59	-148.27	13897.09	-148.40	-102.98	0.02	104.09
60	-209.87	13897.20	0.01	0.01	0.00	145.61
61	-148.40	13897.19	148.40	102.96	0.00	102.96
62	-0.01	13897.17	209.86	145.60	0.00	0.01

Resultante vertical peso propio = 111,18 Ton

Peso del fluido

Nodo	Fx (Kg)	Fy (Kg)	Fz (Kg)	Mx (kg-m)	My(kg-m)	Mz(kg-m)
55	994.53	126673.49	994.63	917.38	0.00	-917.29
56	1406.52	126673.40	-0.09	-0.06	0.00	-1297.25
57	994.26	126673.40	-994.79	-917.43	0.00	-917.07
58	-0.43	126674.36	-1406.45	-1296.95	0.00	0.45
59	-993.51	126673.01	-994.68	-917.60	0.12	927.83
60	-1406.63	126673.89	0.13	0.08	0.00	1297.46
61	-994.65	126673.85	994.64	917.43	0.00	917.46
62	-0.11	126673.66	1406.61	1297.40	0.00	0.09

Resultante vertical peso del fluido = 1013.39 Ton

Sismo en X (Horizontal)

Nodo	Fx (Kg)	Fy (Kg)	Fz (Kg)	Mx (kg-m)	My(kg-m)	Mz(kg-m)
55	30444.02	147003.58	16894.35	11789.84	0.36	29579.92
56	13551.96	150208.46	25874.28	19027.86	0.65	24349.87
57	34724.97	106217.37	30784.77	20549.63	0.72	29579.93
58	47334.21	82141.58	7408.27	13311.26	0.62	34809.62
59	30442.92	146999.55	16894.42	11789.93	1.58	29588.73
60	13551.99	150210.26	25873.82	19027.56	0.62	24349.76
61	34724.59	106218.49	30784.52	20549.49	0.73	29579.69
62	47334.19	82139.42	7408.30	13311.65	0.60	34809.39

Resultante en X =252.11 Ton.

Sismo en Y (Vertical)

Nodo	Fx (Kg)	Fy (Kg)	Fz (Kg)	Mx (kg-m)	My(kg-m)	Mz(kg-m)
55	183.03	22885.61	183.09	169.58	0.04	169.93
56	258.86	22885.64	0.06	0.27	0.04	240.06
57	183.06	22885.60	183.05	169.93	0.04	169.55
58	0.06	22885.71	258.85	239.99	0.04	0.33
59	182.83	22885.43	183.13	169.64	0.03	171.82
60	258.88	22885.55	0.07	0.26	0.04	240.07
61	183.10	22885.54	183.04	169.94	0.04	169.59
62	0.08	22885.55	258.87	240.07	0.04	0.27

Resultante en Y =183.09 Ton.

Sismo en Z (Horizontal)

Nodo	Fx (Kg)	Fy (Kg)	Fz (Kg)	Mx (kg-m)	My(kg-m)	Mz(kg-m)
55	30789.52	106231.11	34744.95	29601.88	1.56	20549.16
56	7407.97	82141.11	47358.56	34827.70	1.84	13311.22
57	16895.07	147023.29	30462.30	29603.04	1.08	11794.32
58	25874.20	150234.76	13566.61	24377.03	0.57	19027.79
59	30789.69	106231.66	34745.06	29601.89	4.77	20546.59

60	7408.07	82142.49	47358.43	34827.57	1.82	13311.26
61	16894.79	147024.14	30462.10	29602.92	1.09	11794.37
62	25874.49	150234.57	13566.70	24377.30	0.58	19027.98

Resultante en Z =252.26 Ton.

Comportamiento Dinámico.

Masa contribuyente

Se evalúan 20 modos, con lo cual resulta:

%Masa participativa en X=99%

%Masa participativa en Z=99%

En la siguiente tabla se presentan los modos con sus períodos, porcentajes de masa participativa en las 3 direcciones espaciales y sus acumulados.

Modo	T (s)	Part X	Part Y	Part Z	X acum	Y acum	Z acum
1	3,27	14.91	0.00	1.38	14.91	0.00	1.38
2	3.20	1.38	0.00	14.91	16.28	0.00	16.28
3	3.20	0.00	16.09	0.00	16.28	16.09	16.28
4	0.82	76.20	0.00	6.73	92.49	16.09	23.01
5	0.36	6.73	0.00	76.20	99.22	16.09	99.22
6	0.36	0.00	83.16	0.00	99.22	99.24	99.22
7	0.08	0.00	0.00	0.00	99.22	99.24	99.22
8	0.07	0.00	0.00	0.00	99.22	99.24	99.22

9	0.06	0.00	0.00	0.00	99.22	99.24	99.22
10	0.06	0.00	0.00	0.00	99.22	99.24	99.22
11	0.05	0.00	0.00	0.00	99.22	99.24	99.22
12	0.05	0.00	0.00	0.01	99.22	99.24	99.23
13	0.05	0.01	0.00	0.00	99.23	99.24	99.23
14	0.05	0.00	0.00	0.00	99.23	99.25	99.23
15	0.05	0.00	0.00	0.00	99.23	99.25	99.23
16	0.05	0.00	0.00	0.00	99.23	99.25	99.23
17	0.05	0.00	0.00	0.00	99.23	99.25	99.23
18	0.05	0.00	0.00	0.00	99.23	99.25	99.23
19	0.05	0.00	0.00	0.00	99.23	99.25	99.23
20	0.05	0.00	0.00	0.06	99.23	99.25	99.29

VERIFICACIÓN DE LAS RESPUESTAS DE LA ESTRUCTURA.

Se comparan los valores de resistencia de los elementos, con los valores de las solicitaciones aplicadas sobre el mismo. Se obtienen los siguientes resultados:

Elemento	Sección	Ratio
1	H500	0.69
4	H500	0.67
7	H500	0.69
10	H500	0.67
13	H500	0.69

Elemento	Sección	Ratio
61	W410X60	0.69
62	W410X60	0.71
63	W410X60	0.50
64	W410X60	0.48
67	W410X60	0.65

16	H500	0.67
19	H500	0.69
22	H500	0.67
25	W410X60	0.69
26	W410X60	0.71
27	W410X60	0.49
28	W410X60	0.48
31	W410X60	0.65
32	W410X60	0.68
33	W410X60	0.42
34	W410X60	0.49
37	W410X60	0.69
38	W410X60	0.71
39	W410X60	0.50
40	W410X60	0.48
43	W410X60	0.65
44	W410X60	0.68
45	W410X60	0.42
46	W410X60	0.49
49	W410X60	0.69
50	W410X60	0.71
51	W410X60	0.49
52	W410X60	0.48

68	W410X60	0.68
69	W410X60	0.42
70	W410X60	0.49
108	H500 R	0.71
109	H500 R	0.75
110	H500 R	0.71
111	H500 R	0.75
112	H500 R	0.71
113	H500 R	0.75
114	H500 R	0.71
115	H500 R	0.75
124	H500	0.64
125	H500	0.63
126	H500	0.64
127	H500	0.63
128	H500	0.64
129	H500	0.63
130	H500	0.64
131	H500	0.63
132	H500	0.60
133	H500	0.57
134	H500	0.60
135	H500	0.57

55	W410X60	0.65
56	W410X60	0.68
57	W410X60	0.42
58	W410X60	0.49

136	H500	0.60
137	H500	0.57
138	H500	0.60
139	H500	0.57

Elemento	Sección	Ratio
140	W250X33	1.261
141	W250X33	0.918
142	W250X33	1.261
143	W250X33	0.946
144	W250X33	1.261
145	W250X33	0.919
146	W250X33	1.261
147	W250X33	0.947
148	W250X33	1.261
149	W250X33	0.918
150	W250X33	1.261
151	W250X33	0.946

Elemento	Sección	Ratio
152	W250X33	1.261
153	W250X33	0.919
154	W250X33	1.261
155	W250X33	0.947
156	W250X33	0.876
157	W250X33	0.903
158	W250X33	0.877
159	W250X33	0.903
160	W250X33	0.876
161	W250X33	0.903
162	W250X33	0.877
163	W250X33	0.903

Como se puede observar, los siguientes elementos dan valores por encima de 1(ratio):

Diagonales tramo superior (de mayor longitud):

140, 142, 144, 146, 148, 150, 152 y 154 ratio de 1.261 y falla por pandeo (KL/r).

Todos estos elementos Correspondientes a W250X33 y son de los arriostramientos de la estructura del nivel superior.

El ratio máximo en columnas es= 0.750 que es justo en la base.

El ratio máximo para los elementos W410X60 es = 0.71

PROPUESTA PARA CORREGIR LA ESTRUCTURA

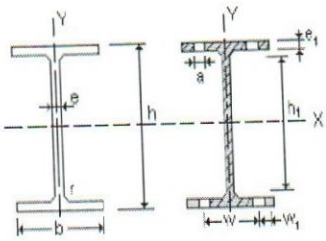
Para los elementos que tienen problemas de capacidad y falla por pandeo (KL/r), La solución Será el cambio de los elementos que presentan fallas.

Los criterios que se implementaron son:

- Aumentar lateralmente su capacidad para evitar el efecto por pandeo.
- Usar perfiles con espesores de alas que no sobrepase el espesor de la plancha donde será conectada.
- El perfil deberá tener una altura parecida al existente.
- Un perfil de fácil procura.

En base de lo anteriormente el perfil que se utilizara es el **HEA260 de calidad A36.**

Perfiles HEB, HEA

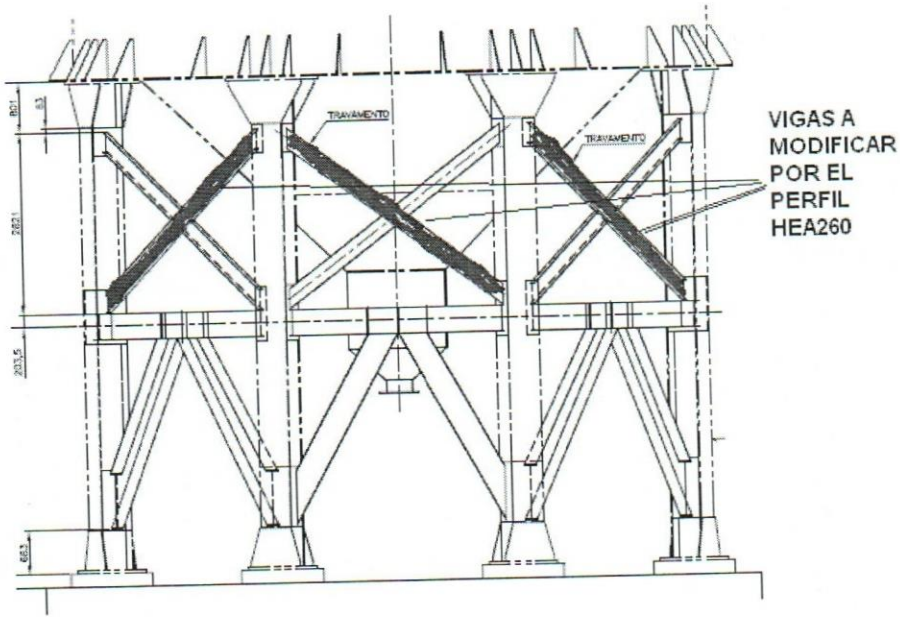


A = Area de la de la sección
S_x = Momento estático de media sección, respecto a X.
I_x = Momento de inercia de la sección, respecto a X.
$W_x = 2I_x : h$. Módulo resistente de la sección, respecto a X.
$i_x = (I_x : A)^{1/2}$. Radio de giro de la sección, respecto a X.
I_y = Momento de inercia de la sección, respecto a Y.
$W_y = 2I_y : b$. Módulo resistente de la sección, respecto a Y.
$i_y = (I_y : A)^{1/2}$. Radio de giro de la sección, respecto a Y

I_t = Módulo de torsión de la sección.
I_a = Módulo de alabeo de la sección.
u = Perímetro de la sección.
a = Diámetro del agujero del roblón normal.
w = Gramil, distancia entre ejes de agujeros.
h_1 = Altura de la parte plana del alma.
p = Peso por metro.

Perfil	Dimensiones							Términos de la sección										Agujeros			Peso
	h mm	b mm	e mm	e_1 mm	r mm	h_1 mm	u mm	A cm^2	S_x cm^3	I_x cm^4	W_x m^3	i_x cm	I_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm	I_t cm^4	I_a cm^6	w mm	w_1 mm	a mm	p kp/m
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	1480	86,8	460	10455	836	11,0	3668	282	6,5	47,8	516400	100	40	25	68,2

Se cambiaran solos los elementos de las diagonales en el nivel superior que presentaron problema por pandeo (KL/r).



Se comparan los valores de resistencia de los elementos, con los valores de las solicitaciones aplicadas sobre el mismo. Se obtienen los siguientes resultados:

Elemento	Sección	Ratio
1	H500	0.695
4	H500	0.684
7	H500	0.695
10	H500	0.684
13	H500	0.695
16	H500	0.684
19	H500	0.695
22	H500	0.684
25	W410X60	0.674
26	W410X60	0.700
27	W410X60	0.528
28	W410X60	0.367
31	W410X60	0.628
32	W410X60	0.664
33	W410X60	0.516
34	W410X60	0.368
37	W410X60	0.674
38	W410X60	0.700
39	W410X60	0.529
Elemento	Sección	Ratio

Elemento	Sección	Ratio
61	W410X60	0.674
62	W410X60	0.700
63	W410X60	0.529
64	W410X60	0.370
67	W410X60	0.629
68	W410X60	0.664
69	W410X60	0.517
70	W410X60	0.367
108	H500 R	0.710
109	H500 R	0.760
110	H500 R	0.710
111	H500 R	0.760
112	H500 R	0.710
113	H500 R	0.760
114	H500 R	0.710
115	H500 R	0.760
124	H500	0.570
125	H500	0.562
126	H500	0.570
Elemento	Sección	Ratio

40	W410X60	0.370
43	W410X60	0.629
44	W410X60	0.664
45	W410X60	0.517
46	W410X60	0.367
49	W410X60	0.674
50	W410X60	0.700
51	W410X60	0.528
52	W410X60	0.367
55	W410X60	0.628
56	W410X60	0.664
57	W410X60	0.516
58	W410X60	0.368

127	H500	0.562
128	H500	0.570
129	H500	0.562
130	H500	0.570
131	H500	0.562
132	H500	0.572
133	H500	0.553
134	H500	0.572
135	H500	0.553
136	H500	0.572
137	H500	0.553
138	H500	0.572
139	H500	0.553

Elemento	Sección	Ratio
140	HE260A	0.592
141	W250X33	0.818
142	HE260A	0.630
143	W250X33	0.832
144	HE260A	0.592
145	W250X33	0.819
146	HE260A	0.630
147	W250X33	0.832

Elemento	Sección	Ratio
152	HE260A	0.592
153	W250X33	0.819
154	HE260A	0.630
155	W250X33	0.832
156	W250X33	0.779
157	W250X33	0.789
158	W250X33	0.780
159	W250X33	0.789

148	HE260A	0.592
149	W250X33	0.818
150	HE260A	0.630
151	W250X33	0.832

160	W250X33	0.779
161	W250X33	0.789
162	W250X33	0.780
163	W250X33	0.789

Los valores mejoraron significativamente el comportamiento de la estructura soporte del tanque, no se tienen problemas por pandeo.

Los elementos que se modificaron 140, 142, 144, 146, 148, 150, 152 y 154 mejoro la capacidad por el efecto de pandeo y esfuerzos.

El ratio máximo en columnas es= 0.760 que es justo en la base. Valor aceptable

El ratio máximo para los elementos W410X60 es = 0.700. Valor aceptable.

El ratio máximo para los elementos W250X33 es = 0.832. Valor aceptable.

El ratio máximo para los elementos HEA260 es = 0.630. Valor aceptable.

CONCLUSIÓN GENERAL.

Una vez analizada la propuesta de cambiar los perfiles de las diagonales superiores, que son los elementos de mayor longitud (W250X33), se decide que se cambiaran por perfiles del tipo HEA260. Con este cambio la estructura de soporte del tanque en estudio mejoro significativamente en su capacidad de resistencia a las condiciones sísmicas y de operación.

En el anexo "D" se presenta la revisión de la plancha base del conjunto, se tomo el caso más desfavorable para el chequeo, cumpliendo el espesor de la misma para las cargas consideradas

El estimado en cuanto a la sustitución de elementos es:

Perfil HEA260:

Longitud estimada por pieza= 4100 mm

Cantidad de piezas= 8

Peso total=2237 kg

GLOSARIO

A continuación se muestran definiciones que son importantes tomar en cuenta para entender el presente trabajo de grado, tomadas de la Norma Venezolana Covenin 1756 – Edificaciones Sismo resistentes:

- **Acción Sísmica**: acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.
- **Análisis Dinámico**: en sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.
- **Coeficiente Sísmico:** cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel de base y el peso total por encima del mismo.
- **Ductilidad**: capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.
- **Espectro de diseño**: espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.
- **Espectro de respuesta:** representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período.
- **Fuerzas de diseño:** fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes; están especificadas a nivel de cedencia.

- **Fuerzas sísmicas**: fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las solicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base.
- **Perfil geotécnico**: es la representación bidimensional de las condiciones geotécnicas de un lugar que incluye la estratigrafía y la geometría de los depósitos de suelos, además de los parámetros mínimos necesarios para su caracterización.
- **Zona sísmica**: zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

A continuación se muestran definiciones que son importantes tomar en cuenta para entender el presente trabajo de grado, tomadas de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753–2006 Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural:

- **Acero de refuerzo:** Conjunto de barras, mallas o alambres que cumplen con el Artículo 3.6 y que se colocan dentro del concreto para resistir tensiones conjuntamente con éste.

- **Altura útil:** En las secciones de los miembros sometidos a flexión es la distancia de la fibra más comprimida hasta el baricentro del acero de refuerzo en tracción.

- **Cargas mayoradas:** Cargas de servicio multiplicadas por los factores de mayoración indicadas en el Capítulo 9, correspondientes al material utilizado.

- **Concreto estructural:** *Concretos usados para propósitos* estructurales, incluyendo los concretos simples y los reforzados.

- **Junta:** Indentación ó aserrado intencional en una estructura de concreto con el fin de crear un plano débil con lo cual se regula la fisuración que resulta de cambios dimensionales en diferentes partes de la estructura.

- **Losa Maciza:** Estructura monolítica de dimensiones que por su geometría y condiciones de apoyo está reforzada preponderantemente en una dirección.

- **Nivel de diseño:** Es un conjunto de prescripciones normativas, asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta y uso de la edificación, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos.

- **Placa:** Toda pieza de pequeño espesor comparado con sus otras dimensiones, y que, por sus especiales condiciones de apoyo, esté sometida a un estado doble de flexión.

- **Resistencia teórica:** Resistencia de un miembro o una sección transversal calculada de acuerdo con las hipótesis del método de los Estados Límites de esta Norma, sin la aplicación del factor de minoración.

- **Solicitaciones de diseño:** Solicitaciones mayoradas debidamente combinadas.

- **Solicitaciones de servicio:** Solicitaciones sin los factores de

mayoración, especificados en el Artículo 9.5.

- **Viga:** Miembro estructural utilizado principalmente para resistir momento de flexión, momento de torsión y fuerza cortante.