

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO DE PONTÓN ESTRUCTURAL EN REFINERÍA BARRANQUILLA
COLOMBIA, EJECUTADO POR LA EMPRESA SIGMA PRO
INGENIERIA, C. A. EL TIGRE ESTADO ANZOÁTEGUI**

Realizado por:

Hernández Lugo, Jeisamar Del Valle

Trabajo de grado presentado ante la Universidad de Oriente, como requisito para
optar al título de:

INGENIERO CIVIL

Cantaura, Abril del 2019

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO DE PONTÓN ESTRUCTURAL EN REFINERÍA BARRANQUILLA
COLOMBIA, EJECUTADO POR LA EMPRESA SIGMA PRO
INGENIERIA, C. A. EL TIGRE ESTADO ANZOÁTEGUI

Asesores:

Prof. Jhonatan Martínez

Tutor Académico

Ing. Alexander Rodríguez

Tutor Externo

Cantaura, Abril del 2019

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO DE PONTÓN ESTRUCTURAL EN REFINERÍA BARRANQUILLA
COLOMBIA, EJECUTADO POR LA EMPRESA SIGMA PRO
INGENIERIA, C. A. EL TIGRE ESTADO ANZOÁTEGUI**

CALIFICACIÓN:

APROBADO

Prof. Jhonatan Martínez

Tutor Académico

Prof. Daniel Cabrera

Jurado Principal

Prof. Anabel González

Jurado Principal

Cantaura, Abril del 2019

RESOLUCIÓN

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de trabajo de grado:

“Los trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y solo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo Universitario”.



DEDICATORIA

Con todo mi amor dedico este logro a mis padres por ser quienes me iniciaron en este camino. Gracias a ustedes por guiarme y darme la libertad de ser lo que siempre he querido ser, respetando siempre mis decisiones. Nuevamente gracias por el amor, apoyo y sacrificios que valieron la pena y hoy dan como resultado alegría y orgullo para ustedes. Los amo y les agradeceré toda la vida por todo lo que con esfuerzo han hecho por mí, valoro que sean las personas más humildes y honestas, estoy orgullosa de tenerlos conmigo y tener la oportunidad de compartir este logro.

También va dedicada a un joven que insistía en ser mi novio y apoyarme siempre en la etapa que estaba por iniciar, que era la universidad a pesar de la distancia ofreciéndome su amor y apoyo. Realmente recibí muchísimo apoyo en todo este trayecto, que no fue fácil pero tampoco imposible. Hoy culmina una parte de este camino y ese joven aún permanece a mi lado apoyándome, pero ahora con más fuerza y amor convertido en el padre de mi hijo, mi amor Diogenes Pulgar.

Mi más grande amor la bendición más hermosa que Dios me ha dado eres tu hijo. Hoy quiero dedicarte esto a ti por llegar a mi vida en medio de esta tesis, que por ti paralice y por ti hoy día la termino, para juntos gozar de este logro, porque desde que llegaste a mi vida todo ha sido exitoso y con esta meta materializada lo demuestro. Te amo de la manera que jamás amare a nadie mi príncipe Diogenes Alejandro.

Ustedes quedaran plasmados aquí para siempre, los amo y tu entras aquí hermano, no te tendré para celebrar este logro, pero en este momento te imaginare aquí presente como siempre estuviste acompañándome en todo. Hoy no es posible que estés aquí, debido a que tu misión ha terminado en esta tierra, pero yo siempre te tendré presente. No te olvidare jamás hermano de mi vida, Josman Jesús Te amo.

Dedico a mis compañeros de estudios, quienes me aceptaron e incluyeron en sus grupos de trabajo y estudios como también de amistad, de ustedes aprendí y recibí apoyo durante la carrera en la que muchas veces me explicaron y me enseñaron. Formamos un gran equipo. Mis amigos: Guillermo Serrano, Winston Rodríguez, Sandry Torres y José Romanisio.

Jeisamar Del Valle Hernández Lugo

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradezco a Dios por darme la vida y permitir este recorrido que con sus bendiciones, hoy tengo la dicha de materializar uno de mis proyectos, espero seguir con salud para finalizar todas mis metas. También agradezco a mi familia quienes son mis mayores promotores durante esta carrera dándome el apoyo que siempre he necesitado, son mi complemento, mi base fundamental quienes me ayudan a obtener todo lo que me propongo.

Agradezco a la universidad por la oportunidad de formarme en ella y recibir conocimientos de grandes profesores, que hacen posible este aprendizaje y crecimiento en la universidad con amor y dedicación, permaneciendo ahí sin abandonarnos, cuando todo parecía imposible de seguir, ellos permanecieron firme brindándonos sus conocimientos y haciendo de este recorrido lo más placentero.

Siempre agradeceré a los que fueron parte de esta carrera, compañeros de clases con quienes compartí, estude y trabaje. Igualmente gracias a los que fueron partícipes de este proyecto. Gracias a mi amigo Guillermo Serrano por ayudarme a finalizar este proyecto y permanecer ahí con tu amistad.

Mi mayor agradecimiento se lo otorgo a mi Profesor favorito, a quien por cosas del destino me toco como Tutor académico el Ing. Jhonatan Martínez, gracias por confiar en mí, por la dedicación y entrega en este trabajo de grado, que es tan tuyo como mío, gracias por los conocimientos compartidos, lo mucho que he aprendido de ti, hoy quedan plasmados en este proyecto, no me queda más que agradecerte todo las enseñanzas y amistad que me has brindado. Con tu sencillez, profesionalismo, humildad y carácter terrible te has ganado mi respeto, admiración y cariño. Tu alumna favorita de Sismo resistente.

Por último, agradezco a mi Tutor Industrial Ing. Alexander Rodríguez por abrirme las puertas de tu empresa permitiéndome realizar las pasantías, en donde participe en grandes proyectos y crecí profesionalmente. Más que trabajo, fueron horas aprendizajes, responsabilidad y conocimientos que aplicare a lo largo de la carrera. Gracias por el apoyo y amistad durante este trayecto tan importante en mi vida.

Jeisamar Del Valle Hernández Lugo

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO DE PONTÓN ESTRUCTURAL EN REFINERÍA BARRANQUILLA
COLOMBIA, EJECUTADO POR LA EMPRESA SIGMA PRO
INGENIERIA, C. A. EL TIGRE ESTADO ANZOÁTEGUI**

Autor: Jeisamar Hernández
Tutor académico: Prof. Jhonatan Martínez
Año: 2019

RESUMEN

En el Complejo Industrial Barraquilla, debido a de sus necesidades de expansión, se proyectó la construcción de un pontón estructural subterráneo de concreto para el paso de tuberías, con el fin de interconectar líneas entre sus áreas operativas, bajo los criterios de diseño industriales, considerando los requisitos asociados a este tipo de estructura. Sus dimensiones generales, se definieron considerando los componentes que en ella estarán implantadas, siendo el desarrollo total del pontón superior a los 20,00 m, con una sección transversal útil de 3,00 m de ancho y 1,80 m alto, el mismo se definió bajo una capa de relleno de 20,00 cm, sobre la cual se encuentra proyectada una vialidad. Así mismo, se consideró cada detalle para el paso de las tuberías dentro de la estructura, haciendo el diseño y cálculo de sus respectivos soportes. De igual forma, se analizaron los empujes estáticos y dinámicos sobre la estructura, aplicando los métodos de Coulomb y Mononobe Okabe. El dimensionado definitivo de la estructura, se realizó conforme a los principios de mecánica estructural contenidos en las normas AASHTO, ASCE y ACI 318, mediante el uso de un modelo matemático, a partir del método de elementos finitos (MEF), a través del programa comercial SAP 2000 V20, el cual se validó mediante cálculos analíticos, con el uso de ecuaciones básicas de la mecánica estructural.

Palabras claves: Pontón, empuje de suelo, Coulomb, Mononobe Okabe, MEF.

ÍNDICE DE CONTENIDO

	Pág.
RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vii
RESUMEN	ix
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	x
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
INTRODUCCIÓN	xv
CAPÍTULO I.....	17
EL PROBLEMA.....	17
1.1. Planteamiento del problema	17
1.2. Objetivos	20
1.2.1. Objetivo general	20
1.2.2. Objetivos específicos	20
1.3. Generalidades de la empresa	21
1.3.1. Política de la calidad	21
1.3.2. Objetivos de la calidad.....	22
1.3.3. Misión	22
1.3.4. Visión.....	22
1.3.5. Valores	23
1.4. Descripción del sitio de estudio.....	23
CAPÍTULO II.....	25
MARCO TEÓRICO.....	25
2.1. Antecedentes	25
2.2. Bases teóricas referenciales.....	26
2.2.1. Pontones o cajones de concreto.....	26
2.2.2. Condiciones de cargas de cajones de concreto.....	27
2.2.2.1. Cargas de diseño para carreteras	27
2.2.2.2. Carga mínima recomendada por la AASTHO	27

2.2.3.	Empuje de tierras	29
2.2.3.1.	Teoría de Coulomb	29
2.2.3.2.	Método de Mononobe Okabe	30
2.2.4.	Métodos de diseño	32
2.2.4.1.	Método de estados limites.....	32
2.2.4.2.	Estado límite de servicio	33
2.2.4.3.	Estado límite de fatiga y fractura	33
2.2.4.4.	Estado límite de resistencia	33
CAPITULO III		36
MARCO METODOLÓGICO		36
3.1.	Tipo de investigación.....	36
3.2.	Nivel de investigación	36
3.3.	Técnicas utilizadas	37
CAPITULO IV		39
RESULTADOS		39
4.1.	Condiciones iniciales	39
4.2.	Dimensionado del pontón subterráneo.....	41
4.3.	Verificaciones de las dimensiones del pontón	48
4.4.	Comparación de los resultados de un modelo de método de elementos finitos (MEF) con los resultados analíticos obtenidos.....	52
4.5.	Planos de ingeniería de detalles de pontón subterráneo de concreto para el paso de tuberías.....	56
CAPITULO V		58
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		58
5.1	Conclusiones:.....	58
5.2	Recomendaciones.....	59
BIBLIOGRAFÍA		61
ANEXOS.....		62

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Pesos de las tuberías para conexión entre áreas operacionales	41
Tabla 2. Análisis de las cargas gravitacionales	43
Tabla 3. Datos de entrada en modelo de pontón, programa ETABS 2016.	49
Tabla 4. Datos de entrada en modelo de pontón programa SAP 2000 V20.....	52
Tabla 5. Variación de resultados para análisis MT y análisis MEF de pontón programa SAP 2000 V20.	56

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Localización general del sitio de estudio.	24
Figura 2. (a) Cuña pasiva triangular determinada por la superficie del suelo, el plano de falla y el muro. (b) Polígono de fuerzas para la cuña pasiva de Coulomb. La superficie de falla crítica es la que da el mayor valor de P_p	30
Figura 3. (a) Fuerzas actuando en la cuña activa en el análisis de Mononobe-Okabe. (b) Polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio de fuerzas actuando sobre la cuña.	32
Figura 4. Ubicación del pontón de concreto.....	39
Figura 5. Disposición de tuberías.	40
Figura 6. Sección transversal del pontón.	41
Figura 7. Casos de análisis de los empujes sobre el pontón.....	44
Figura 8. Análisis de los empujes sobre el pontón para el caso 1.	45
Figura 9. Análisis de los empujes sobre el pontón para el caso 2.	46
Figura 10. Análisis de los empujes sobre el pontón para el caso 3.	47
Figura 11. Análisis de los empujes sobre el pontón para el caso 4.	48
Figura 12. A) Modelo analítico y dimensiones del pontón y nomenclatura de nodos. B) Modelo estructural del pontón en ETABS 2016.	49
Figura 13. Acero de refuerzo en cm^2 en pontón. A) Longitudinal. B) Transversal.....	50
Figura 14. Sección transversal típica del pontón con acero de refuerzo, dimensiones en milímetros.	51
Figura 15. Modelo MEF del pontón en SAP 2000 V20.	53
Figura 16. Visualización de fuerza de cortante en modelo MEF del pontón en SAP 2000 V20, en kilogramos fuerza.....	54

Figura 17. Visualización de momento flector en modelo MEF del pontón en SAP 2000 V20, en kilogramos fuerza por metro.....	54
Figura 18. Visualización de área de acero máxima requerida en los apoyos del modelo MEF del pontón en SAP 2000 V20, en centímetros cuadrados.	55
Figura 19. Visualización de área de acero máxima requerida en tramo del modelo MEF del pontón en SAP 2000 V20, en centímetros cuadrados.	55

INTRODUCCIÓN

Con el inicio de las actividades en la industria petrolera, alrededor del mundo comenzó una gran demanda por los hidrocarburos y sus derivados, por lo que se hizo necesaria la expansión a gran escala de los complejos petroleros, siendo indispensable la incorporación de nuevos equipos y tecnologías en estos. Al hablar de los proyectos que se requieren para el desarrollo de la industria del crudo, resaltan aquellos de grandes dimensiones, cuya importancia repercute directamente en los procesos de producción y refinación de crudo, y otros que pueden ser clasificados en un menor orden, puesto que su implantación influye en procesos secundarios.

En este orden de ideas, aún en proyectos de poca importancia, se requiere de un equipo multidisciplinario que realice los estudios necesarios para llegar a objetivos concretos, planteando soluciones a eventuales problemas que se presenten. De tal modo, el ingeniero proyectista debe contemplar diferentes variables, planteándose ideas que permitan llevar a término los objetivos con la mejor eficiencia posible, partiendo de interrogantes como ¿Qué materiales emplear? ¿Cuál es la mejor ubicación de un determinado equipo? O tal vez más importante ¿Cuál es la configuración más idónea para obtener el mejor resultado? Todo esto debe ser analizado en todo momento a fin de obtener el mejor balance entre el costo asociado a la ejecución de un proyecto, y los beneficios que este arroja.

En el campo de la industria petrolera, al día de hoy son muchos los países que aportan producción de crudo y sus derivados, siendo relevante la mejora y revisión constante en los procesos productivos. Precisamente, con el fin de expandir y mejorar la capacidad productiva de las industrias, nace la necesidad de realizar este trabajo de grado, persiguiendo el diseño estructural de un pontón para el paso de tuberías, en las instalaciones de una refinería de petróleo, en la Zona Franca de Barranquilla, en el Departamento de Atlántico, en la República de Colombia.

En particular, la investigación está estructurada en cinco capítulos, cuyo contenido está orientado al diseño, cálculo e implantación de la estructura, ordenado de manera sistemática de la siguiente manera: en el Capítulo I, concierne al planteamiento del problema, los objetivos (tanto el general como los específicos), el alcance y justificación de la investigación, las generalidades de la consultora Sigma Pro Ingeniería C.A., y la descripción del sitio de estudio. Consecutivamente, en el Capítulo II, se muestra el marco teórico, y éste, a su vez, se encuentra conformado por los antecedentes y bases teóricas que sustentan el diseño realizado. En el Capítulo III se describe la metodología seguida en la investigación, mencionando las herramientas empleadas para llevar a cabo el proyecto. Más adelante, en el Capítulo IV, se desarrollan y analizan los resultados obtenidos, y por último, en el Capítulo V, se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de la investigación.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

Desde el principio de la existencia, el ser humano ha observado la necesidad de comunicarse entre poblados, desarrollando entre sí diversos métodos para la construcción de caminos a través del tiempo, ya sea caminos a base de piedra o caminos en conglomerado y hasta nuestra época caminos en pavimento flexible o rígido, utilizando para esto métodos seguros y confiables perfeccionados con la experiencia, conduciendo a la concepción de grandes obras viales para las necesidades de cada sector.

En la ciudad de Barranquilla, Departamento Atlántico de la República Colombia, se desarrolla un proyecto para la ampliación de las instalaciones físicas de la Refinería Barranquilla, debido a la necesidad de ésta de aumentar su capacidad de producción. Éste comprende el diseño de nuevas facilidades, entre las cuales se encuentra un patio de almacenamiento con 16 tanques API (Instituto Americano del Petróleo), un área de solventes que comprende la construcción de un pontón estructural subterráneo para el paso de tuberías y dos torres de destilación con sus equipos asociados para la producción de una gama de solventes de gran atractivo comercial.

Dentro de la zona franca de la Refinería Barranquilla se cruza el acceso de tuberías de distribución de crudo de un área operacional a otra, por lo cual se hace necesario calcular y construir un pontón estructural de concreto que permita interconectar dichas áreas operacionales debajo de esta arteria vial. Para ello, la empresa venezolana Sigma Pro Ingeniería C.A., ubicada en la ciudad de El Tigre,

Estado Anzoátegui, es la encargada de desarrollar la ingeniería de detalle para el cálculo de este pontón que permitirá interconectar a través de tuberías los tanques del área operacional 8, hasta los tanques del área operacional 12 dentro de la refinería, facilitando la distribución de crudos para una mayor productividad.

La obra a ejecutar es de vital importancia, ya que permitirá solucionar el grave problema de interconexión de las tuberías antes mencionadas, apoyados en los estudios y diseños pertinentes, de tal manera que garanticen tanto su viabilidad técnica, financiera, social, ambiental y económica, así como su estabilidad en el tiempo, contribuyendo notablemente en el desarrollo económico de la región.

El propósito de la investigación planteada será realizar el diseño estructural del pontón subterráneo de concreto antes mencionado, proyectado para ser instalado en la Refinería Barranquilla, de la Republica de Colombia, tomando en consideración las condiciones de carga, las características del suelo y las restricciones constructivas de la obra, empleando los requisitos establecidos por la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO), el Instituto Americano de Concreto (ACI) y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE).

Este estudio se limitará a la elaboración del dimensionado y diseño estructural del pontón subterráneo de concreto propuesto, a la determinación del acero de refuerzo a utilizar en su construcción, así como a la generación de los planos de ingeniería de detalle.

La realización de este trabajo de investigación le permitirá a la empresa Sigma Pro Ingeniería C.A., consolidarse como organización especializada en el desarrollo de la ingeniería de proyectos para la industria venezolana y trasnacional, después de participar en un proyecto colombiano. Asimismo, el trabajo de pasantías enlaza la Universidad de Oriente con la industria, creando condiciones para mejorar la formación de sus profesionales. La empresa participaría en la construcción del diseño

curricular de la educación superior, conforme al desarrollo tecnológico que necesita la comunidad o el país. Por medio de las pasantías se adquiere experiencia laboral, lo cual facilitará al estudiante su rápida inserción en el campo de trabajo, al mismo tiempo la elaboración de este trabajo de investigación servirá de referencia para futuros proyectos académicos.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Diseñar el pontón estructural en Refinería Barranquilla, Colombia, ejecutado por la empresa Sigma Pro Ingeniería, C. A., El Tigre, Estado Anzoátegui.

1.2.2. Objetivos específicos

- Identificar los requisitos de las acciones asociadas a la estructura según lo establecido en las normas internacionales AASHTO y ACI 318.
- Calcular las dimensiones adecuadas del pontón, conforme a los principios de mecánica estructural contenidos en las normas AASHTO y ACI 318.
- Comparar los resultados de un modelo de método de elementos finitos (MEF) con los resultados analíticos obtenidos.
- Presentar planos de ingeniería de detalles de pontón estructural para el paso de tuberías.

1.3. Generalidades de la empresa

La firma venezolana Sigma Pro Ingeniería, C.A. fue inaugurada en el mes de febrero del año 2015, surgiendo como una consultora de ingeniería para proyectos multidisciplinarios del sector industrial, *Oil&Gas* y petrolero, efectuados por entes públicos o privados en todas las regiones del país. Además, la organización realiza actividades de cálculo y diseño de edificaciones, torres, fosas, muros, pontones, puentes, fundaciones para tanques de almacenamiento y equipos de acción dinámica.

La empresa está en etapa de documentación e implantación de su Sistema de Gestión de la Calidad, fundamentándose en la norma internacional ISO 9001: 2008. Asimismo, durante la ejecución de sus servicios, cumple con los requerimientos establecidos por los clientes y los estándares nacionales e internacionales que le permiten asegurar la calidad de sus trabajos. La consultora dispone de un pequeño número de trabajadores, cuyos directivos gozan de la experiencia y de los conocimientos requeridos para asesorar y diseñar en el campo de la ingeniería y construcción.

La oficina administrativa se encuentra ubicada en la séptima Carrera Norte cruce con Av. Simón Rodríguez, casa N 14, local 1, Municipio Simón Rodríguez, El Tigre, Estado Anzoátegui. Sigma Pro Ingeniería, C.A. ha participado en varios proyectos multidisciplinarios, entre los que destacan: “Construcción de Urbanismo el Cigarrón Boca de Uchire Estado Anzoátegui”, “Proyecto estructural de ampliación de Refinería Barranquilla, ciudad de Barranquilla, Colombia”.

1.3.1. Política de la calidad

La política de Sigma Pro Ingeniería, se orienta a ofrecer servicios profesionales en las ramas de la ingeniería, enmarcados en los más altos estándares de la calidad, satisfaciendo las necesidades de los clientes, de conformidad con los requisitos legales y reglamentarios vigentes, de la mano de un recurso humano

motivado, competente y comprometido con la mejora continua del Sistema de Gestión de La Calidad y de los procesos internos, prevaleciendo una cultura corporativa enfocada en el logro de la visión, misión y valores de la organización.

1.3.2. Objetivos de la calidad

- Alcanzar un 85% como mínimo en la Encuesta de Satisfacción del Cliente, por servicio realizado.
- Ejecución anual de al menos dos (02) Auditorías Internas para la identificación e implementación de oportunidades de mejora de la eficacia del sistema de gestión.
- Alcanzar en 85% como mínimo anual en el Estudio de Bienestar Laboral.
- Alcanzar un 90% como mínimo anual en el Estudio de Personal Competente.

1.3.3. Misión

Organización orientada hacia la asesoría técnica y desarrollo de ingeniería en proyectos multidisciplinarios, conforme a los requerimientos de las normas nacionales e internacionales que aseguran los mejores estándares de la calidad, mediante un recurso humano motivado, competente y comprometido con la satisfacción del cliente y la mejora continua de los procesos, enmarcados en un ambiente de respeto, responsabilidad y profesionalismo.

1.3.4. Visión

Ser una empresa de ingeniería reconocida a nivel regional, nacional e internacional por la magnitud de los proyectos que desarrolla y las asesorías técnicas que ofrece, superando las expectativas de sus clientes e impulsando el desarrollo del sector industrial del continente, con un consistente crecimiento profesional y personal de sus trabajadores.

1.3.5. Valores

- Responsabilidad, para que cada miembro de la organización reflexione, administre, oriente, valore las consecuencias de sus actos, siempre en el plano de lo moral, cumpla con sus obligaciones o ponga cuidado y atención en lo que hace o decida.
- Compromiso, para alcanzar los objetivos propuestos durante el desempeño en cualquier actividad.
- Respeto, para reconocer, aceptar, apreciar y valorar las cualidades de cada miembro de la organización y sus derechos, permitiendo que se trabaje en paz, en sana convivencia en base a las normas e implica reconocer en sí y en los demás los derechos y las obligaciones.
- Honestidad, asumiendo un comportamiento y expresión basada en la coherencia y sinceridad, y de acuerdo a los valores de verdad y justicia.
- Calidad, aportándole valor al cliente, a través de servicios que superen las condiciones que esperaba recibir, a un precio accesible y un interés por parte de la empresa en garantizar la satisfacción del mismo.

1.4. Descripción del sitio de estudio

La Refinería Barranquilla se encuentra localizada dentro de las instalaciones de la zona franca de la ciudad de Barranquilla, al lado de la zona portuaria, a orillas del Río Magdalena, en el Departamento del Atlántico así como se muestra en la figura 1. El proyecto de ampliación de la refinería consiste en el diseño de nuevas facilidades, entre las cuales se encuentra un patio de almacenamiento con dieciséis (16) tanques API, y un área de solventes que involucra la construcción de un cajón subterráneo para el paso de tuberías, dos (02) torres de fraccionamiento y sus equipos asociados para la producción de solventes industriales a partir de cortes de refinería.

Dentro del proyecto se encuentran otros tipos de estructuras como tanques de almacenamiento de crudo y zonas de equipos y tuberías de conducción del fluido.

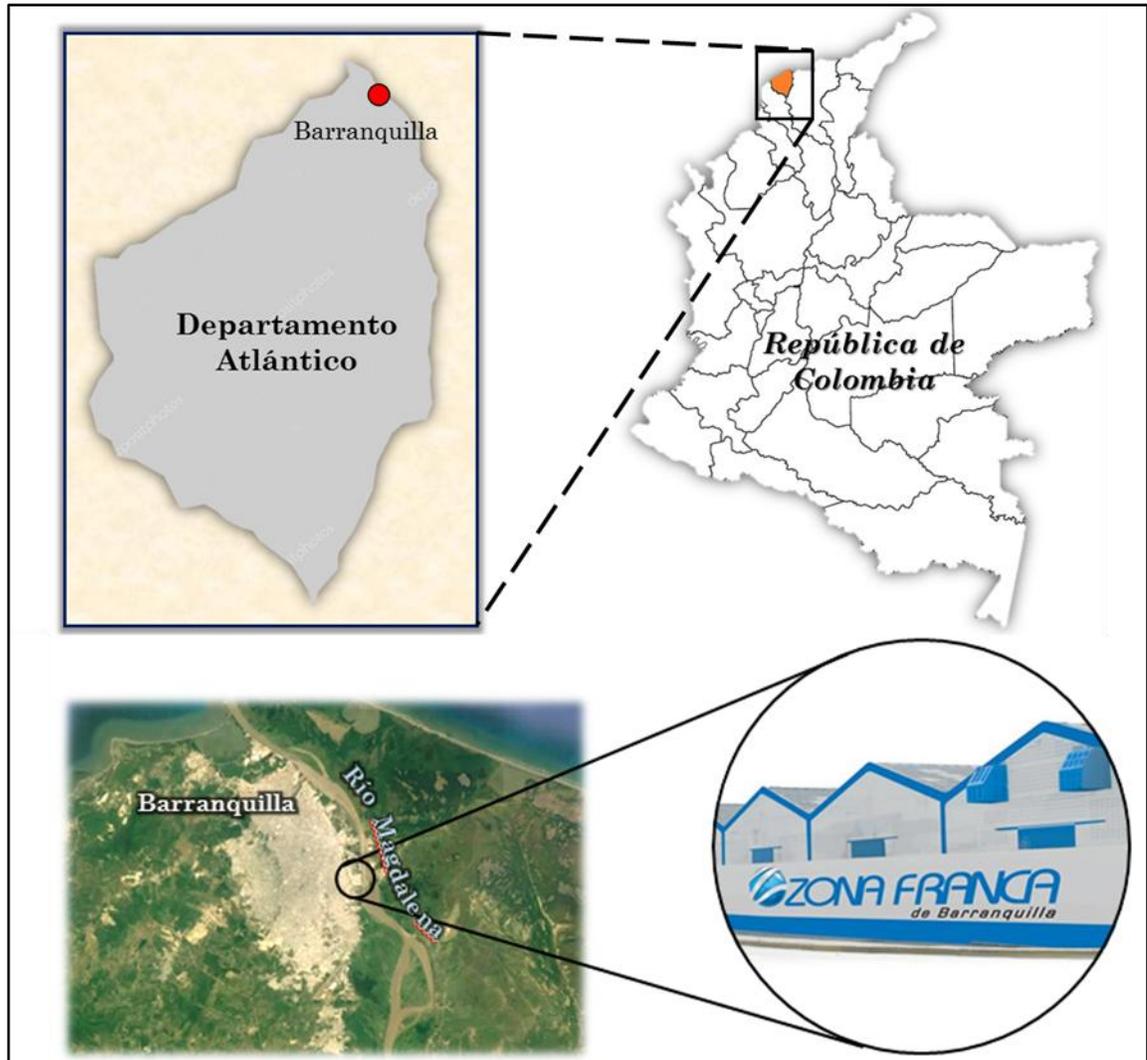


Figura 1. Localización general del sitio de estudio.

Fuente: Autor

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

Romanisio (2016), desarrolló el diseño estructural de las fundaciones para las torres de fraccionamiento, proyectadas a ser instaladas en el área de solventes de la Refinería Barranquilla, considerando las condiciones de carga, características del suelo y restricciones constructivas de la obra, empleando los requisitos establecidos en las normas internacionales de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), en Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras (ASCE 7-05), el Instituto Americano de Concreto (ACI) en Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-11) y aplicando los métodos de diseño por rotura y estados límites.

Ruiloba (2016), diseñó un cajón de concreto hincado para el paso inferior de una línea de tren, para el cual modeló la estructura a través del programa SAP 2000 (programa de cálculo de elementos finitos tipo viga), lo cual le permitió conocer las posibles respuestas ante las acciones y condiciones establecidas. Es importante destacar que para el diseño del cajón subterráneo propuesto para la Refinería Barranquilla, se realizará un modelado de la estructura para validar y comparar los resultados que se obtendrán.

Franco (2014), realizó una comparación económica del diseño de una superestructura utilizando el método LRFD (Diseño de Carga y Factor de Resistencia) de la AASHTO y el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 1995 (CCDSP-95), en la cual efectuó el diseño únicamente de la superestructura

de puentes, utilizando diferentes códigos de diseño, para finalmente establecer cuál de los métodos resultaba ser más efectivo y económico. Como conclusión, se obtuvo que el diseño de la superestructura de puentes, utilizando cualquiera de los dos métodos en referencia, no presenta grandes diferencias y, por último, se obtienen secciones y cantidades de refuerzo muy similares.

Por su parte González y De Castro (2010), estudiaron la distribución de esfuerzos verticales en rellenos compactados, a través de una comparación entre el método establecido en la norma AASHTO y en el CCDSP-95, con la finalidad de determinar la solución más adecuada para la conducción de aguas residuales y sistemas de control de agua, en pasos naturales que cruzan proyectos viales, siendo los cajones de concreto subterráneos la mejor alternativa.

2.2. Bases teóricas referenciales

2.2.1. Pontones o cajones de concreto

Nilson (1999), define los cajones de concreto como elementos versátiles que pueden ser utilizados para conducción de fluidos, puentes, túneles de servicio, paso subterráneo y transporte de material, entre otros, y que requieren de facilidad y rapidez en la instalación cuando el tiempo de ejecución de obra es limitado o en condiciones difíciles de excavación. Los cajones se diseñan y construyen cumpliendo con las especificaciones que se requieran, especialmente para cada proyecto, teniendo en cuenta las cargas, la geotécnica y las necesidades de obra.

Pueden fabricarse en diferentes dimensiones estandarizadas o bajo diseño especial. Este tipo de elementos son una alternativa útil cuando se requieren estructuras de conducción con profundidades limitadas, aprovechando el ancho y limitando el alto; también cuando el tiempo de ejecución de obra es limitado o en casos donde hay condiciones difíciles de excavación (Nilson, 1999). El equipo que sea utilizado para su transporte e instalación, puede ser el mismo con el que se cuenta

en obra para efectos de excavación y montaje, siempre y cuando estos tengan capacidad por peso.

Se diseñan y construyen cumpliendo con las especificaciones que se requieran especialmente para cada proyecto, teniendo en cuenta las cargas, la geotécnica y las necesidades de obra. El tipo de cimentación se diseña según las condiciones del suelo y la relación entre las cargas aplicadas y la resistencia de la estructura del cajón de concreto.

Entre las ventajas del uso de cajones de concreto se tiene: alto rendimiento de instalación en obra, que reduce el tiempo de construcción y presenta beneficios en los casos donde hay condiciones difíciles de excavación o estabilidad de suelos. Tienen mayor resistencia y durabilidad que los fundidos en sitio, garantizándose las dimensiones y calidad de los materiales. Recubrimientos externos opcionales para condiciones de suelos con una acidez agresiva. Los elementos prefabricados, para condiciones que así lo exijan, pueden tener perforaciones para conexiones o pozos, sellos herméticos, etc.

2.2.2. Condiciones de cargas de cajones de concreto

2.2.2.1. Cargas de diseño para carreteras

La AASHTO (2002), requiere que los cajones de concreto sean diseñados para soportar cargas muertas y vivas e impacto, o efectos dinámicos de la carga viva. Las estructuras deben ser también capaces de soportar otras cargas a las cuales pueden estar sujetas, tales como fuerzas longitudinales, centrífugas, térmicas, sísmicas y de montaje.

2.2.2.2. Carga mínima recomendada por la AASTHO

Combinaciones de cargas

Debido a que todas las cargas no actúan simultáneamente, las normas de la AASHTO especifican varias combinaciones de cargas y fuerzas a las cuales debe

estar sujeta la estructura. A continuación, se presenta la notación para las diferentes cargas:

Cargas permanentes

DD = fuerza de arrastre hacia abajo.

DC = carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.

DW = carga muerta de superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH = presión de tierra horizontal.

ES = carga superficial en el terreno.

EV = presión vertical del relleno.

Cargas transitorias

BR = fuerza de frenado.

CE = fuerza centrífuga vehicular.

CR = “Creep” del concreto.

CT = fuerza de choque vehicular.

CV = fuerza de choque de barcos.

EQ = sismo.

FR = fricción.

IC = carga del hielo.

IM = impacto.

LL = carga viva vehicular.

LS = carga viva superficial.

PL = carga viva peatonal.

SE = asentamiento.

SH = contracción.

TG = gradiente de temperatura.

TU = temperatura uniforme.

WA = carga de agua y presión del flujo.

WL = carga de viento sobre la carga viva.

WS = carga de viento sobre la estructura.

2.2.3. Empuje de tierras

2.2.3.1. Teoría de Coulomb

La teoría de Coulomb se basa en la hipótesis que los empujes ejercidos sobre el paramento de un muro, se deben al peso parcial de una cuña de tierra que desliza, a causa de la falla del suelo por cizallamiento o fricción. Si bien el deslizamiento se produce usualmente a lo largo de una superficie curva, en forma de espiral logarítmica, se logra una simplificación de la teoría al suponerla plana, y se designa por plano de falla, de rotura o de cizallamiento (Fratelli, 1993). Para la superficie de falla crítica, el empuje activo sobre un muro de contención, de un suelo sin cohesión como se observa en la (figura 2) puede ser expresado como:

$$P_A = \frac{1}{2} k_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{Ec.1})$$

Donde:

γ : peso activo del suelo.

H: altura del muro.

K_A : coeficiente de empuje activo, dado con la siguiente ecuación:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos \delta + \theta \left[1 + \frac{\sin \delta + \phi \sin \phi - \beta}{\cos \delta + \theta \cos \beta - \theta} \right]^2} \quad (\text{Ec.2})$$

En donde:

ϕ : coeficiente de fricción interna del suelo.

θ : Angulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

δ : Angulo de fricción entre el muro y el suelo.

β : Angulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.

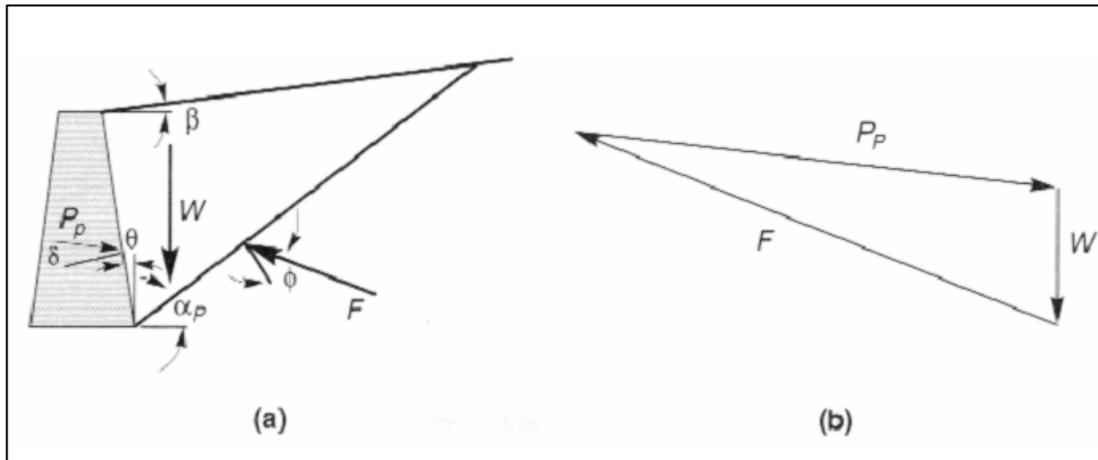


Figura 2. (a) Cuña pasiva triangular determinada por la superficie del suelo, el plano de falla y el muro. (b) Polígono de fuerzas para la cuña pasiva de Coulomb. La superficie de falla crítica es la que da el mayor valor de P_p .

Fuente: Valenzuela (2010)

2.2.3.2. Método de Mononobe Okabe

Valenzuela (2010), expresa que el método Mononobe-Okabe (MO) es el análisis pseudo-estático para evaluar las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre los muros de contención, dando origen al conocido Método MO. Este método considera la aplicación de aceleraciones pseudo-estáticas, tanto horizontales como verticales, a la cuña activa de Coulomb. El empuje de suelos pseudo-estático se obtiene entonces a partir del equilibrio de la cuña. Además de las fuerzas que existen bajo condiciones estáticas, sobre la cuña también actúan fuerzas pseudo-estáticas horizontales y verticales cuyas magnitudes están relacionadas con la masa de la cuña mediante aceleraciones pseudo-estáticas:

$$a_h = k_h \cdot g \quad (\text{Ec.3})$$

$$a_v = k_v \cdot g \quad (\text{Ec.4})$$

En donde:

a_h y a_v : Aceleraciones pseudo-estáticas horizontal y vertical

k_h y k_v : Coeficientes sísmicos horizontal y vertical.

g : Aceleración de la gravedad.

El empuje activo total (P_{AE}) puede ser expresado en forma similar al desarrollado para las condiciones estáticas, las cuales se muestran en la figura 3.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \quad (\text{Ec.5})$$

En donde:

P_{AE} : empuje activo total.

γ : peso activo del suelo.

H : altura del muro.

k_v : coeficiente sísmico vertical.

K_{AE} : coeficiente dinámico de presión de suelo activo, dado de la siguiente ecuación:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos \delta + \theta + \psi \left[1 + \frac{\sin \delta + \phi \sin \phi - \beta - \psi}{\cos \delta + \theta + \psi \cos \beta - \theta} \right]^2} \quad (\text{Ec.6})$$

Donde:

ϕ : coeficiente de fricción interna del suelo.

θ : ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

δ : ángulo de fricción entre el muro y el suelo.

β : ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.

ψ : ángulo coeficientes sísmicos, dado de la siguiente expresión:

$$\psi = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (\text{Ec.7})$$

El diseño por factores de carga y resistencia es una metodología de diseño que se utiliza para verificar los estados límites últimos y de servicio de las estructuras, en el cual las cargas de diseño se mayoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicando por factores mayores y menores que la unidad, respectivamente. (AASHTO, 1998).

2.2.4.2. Estado límite de servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio. El estado límite de servicio da experiencia relacionada a provisiones, las cuales no siempre pueden ser derivadas solamente de resistencia o condiciones estadísticas.

2.2.4.3. Estado límite de fatiga y fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número especificado de ciclos correspondiente a ese rango de esfuerzos. El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material.

2.2.4.4. Estado límite de resistencia

El estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Bajo este estado límite podría ocurrir daño estructural y frecuentemente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga. De acuerdo a las especificaciones de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO).

Acero de refuerzo

Según los estándares de ACI (2014), la resistencia de las secciones transversales de miembros de concreto sometidos a los esfuerzos de flexión y

esfuerzos cortantes o de tensión diagonal en una dirección, se encuentran previstas en el capítulo 22. Para el caso de las secciones sujetas a flexión simplemente reforzadas, su resistencia está dada según la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi \cdot q \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot (1 - 0,59 \cdot q) \quad (\text{Ec.8})$$

Donde:

M_n : momento resistente de la sección, en kg-cm

Φ : factor de minoración de resistencia, para flexión 0,90.

q : cuantía mecánica.

f'_c : resistencia a compresión del concreto, en kg/cm^2 .

b : ancho útil de la sección, en cm.

d : altura de cálculo o canto eficaz, en cm.

Conocida la demanda requerida a flexión del elemento es posible el cálculo del área de acero de refuerzo longitudinal, puede ser calculada a partir de la siguiente expresión considerando el valor de la cuantía mecánica:

$$A_s = \frac{q \cdot b \cdot d \cdot f'_c}{f_y} \quad (\text{Ec.9})$$

Donde:

A_s : área de acero, se debe cumplir que $14 \cdot b \cdot d / f_y \leq A_s \leq 0,025 \cdot b \cdot d$, en cm^2 .

q : cuantía mecánica.

f'_c : resistencia a compresión del concreto, en kg/cm^2 .

f_y : resistencia a tracción del acero, en kg/cm^2 .

b : ancho útil de la sección, en cm.

d : altura de cálculo o canto eficaz, en cm.

De igual manera, los estándares o requisitos mínimos de las secciones transversales de miembros de concreto sometidos a los esfuerzos cortantes o de tensión diagonal en una dirección, está dada según la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi 0,53 \cdot \overline{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec.10})$$

V_c : fuerza resistente al corte del concreto, en kg.

Φ : factor de minoración de resistencia, para corte 0,75.

f'_c : resistencia a compresión del concreto, en kg/cm^2 .

b : ancho útil de la sección, en cm.

d : altura de cálculo o canto eficaz, en cm.

Así mismo, la resistencia a las solicitaciones de corte, incorporada por los refuerzos transversales o estribos de acero, dentro del miembro, puede ser estimada a partir del uso de la siguiente expresión:

$$\phi V_s = \phi n \cdot A_v \cdot f_y \quad (\text{Ec.11})$$

Donde:

V_s : resistencia de los estribos al corte, en kg.

Φ : factor de minoración de resistencia, para corte 0,75.

n : número de estribos.

A_v : área de acero del estribo, en cm^2 .

f_y : resistencia a tracción del acero, en kg/cm^2 .

En definitiva, la resistencia total de la sección a las solicitaciones de corte, incorporada por los refuerzos transversales o estribos de acero, dentro del miembro y la masa de concreto, será la suma de las resistencias ya definidas en párrafos anteriores, puede ser estimada a partir del uso de la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \quad (\text{Ec.12})$$

Donde:

V_n : fuerza resistente al corte de la sección, en kg.

V_c : fuerza resistente al corte del concreto, en kg.

V_s : resistencia de los estribos al corte, en kg.

Φ : factor de minoración de resistencia, para corte 0,75

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

El marco metodológico se puede definir, de manera básica y clara, como el conjunto de actividades o grupo de procedimientos propios en el proceso de una investigación. Para garantizar que los resultados obtenidos sean confiables y sólidos, además de cumplir con los objetivos planteados, el marco metodológico debe brindar un plan sistematizado de trabajo donde se busca identificar o señalar el tipo y diseño de investigación, los lineamientos y los métodos específicos que sirvieron para establecer las técnicas de recolección de los datos y la técnica de análisis de los mismos.

3.1. Tipo de investigación

La presente investigación se consideró de tipo aplicada, ya que se apoyó a la solución de los problemas específicos para mejorar de alguna manera el proceso existente y se propuso la solución factible de un problema práctico. Sabino (1992), señala que “la investigación aplicada persigue cambios a fines directos e inmediatos, tal es el caso de cualquier estudio que se proponga evaluar los recursos para lograr su mejor aprovechamiento”. (Pag.58).

3.2. Nivel de investigación

La investigación presentó un diseño de campo, ya que se tomó la información requerida directamente de las personas que laboran en el área operacional, con la finalidad de obtener datos de importancia para una investigación segura. Al respecto Arias (2006) lo define como “aquella que consiste en la recolección de datos

directamente de los sujetos investigados, o de la realidad donde ocurren los hechos”.
(Pág.31)

También fue investigación documental, debido a que se requirió el uso de textos, manuales, registros y normas, con los que se pudieron respaldar los fundamentos teóricos en cuanto a la solución del problema. Al respecto, Arias (2006), señala que la investigación documental “es aquella que se basa en la obtención y análisis de datos provenientes de materiales impresos u otro tipo de documentos”.
(Pág.47).

3.3. Técnicas utilizadas

Las distintas estrategias formas y maneras de obtener la información para estudiar los fenómenos y problemas a los cuales se les busca una respuesta, por lo tanto las herramientas utilizadas para la recolección de información en el área en estudio están basados en información recolectada a través de entrevistas no estructuradas con especialistas en el área, información suministrada por los ingenieros a cargo de los proyectos anteriores, también se incluyó la revisión documental y la observación directa de la estructura. Con respecto a las técnicas de observación directa exigen una interacción mínima o nula entre investigador y participantes, el investigador realiza el acopio de la información, sin dirigirse a los sujetos que estudia.

La recopilación documental se puede definir como la técnica de investigación cuya finalidad es obtener datos e información a partir de documentos escritos y no escritos, susceptibles de ser utilizados. Entre las técnicas de recolección de información y datos se pueden describir las siguientes:

- Consultas: se procedió a realizar consultas técnicas a profesionales especialistas en las aéreas de investigación de este trabajo de grado. Al respecto, que la entrevista es aquella en la cual no existe una estandarización formal, haciendo por lo tanto un margen más o menos grande de libertad para formular las preguntas y las respuestas.

- Revisión documental: A través de este instrumento se obtuvo información de importancia sobre las características y puntos relevantes en el proyecto de estudio. Consultando distintas referencias bibliográficas, manuales, normas (AASHTO, ACI y ASCE) y planos de la estructura, proyectos anteriores.

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1. Condiciones iniciales

Dentro del proyecto que se desarrollaba para la ampliación de las instalaciones físicas de la Refinería Barranquilla, se tenía la necesidad de interconectar a través de tuberías los tanques del área operacional 8, hasta los tanques del área operacional 12 dentro del complejo y así facilitar la distribución de crudos, en la figura 4 se puede observar en plano de planta la ubicación del pontón de concreto proyectado.

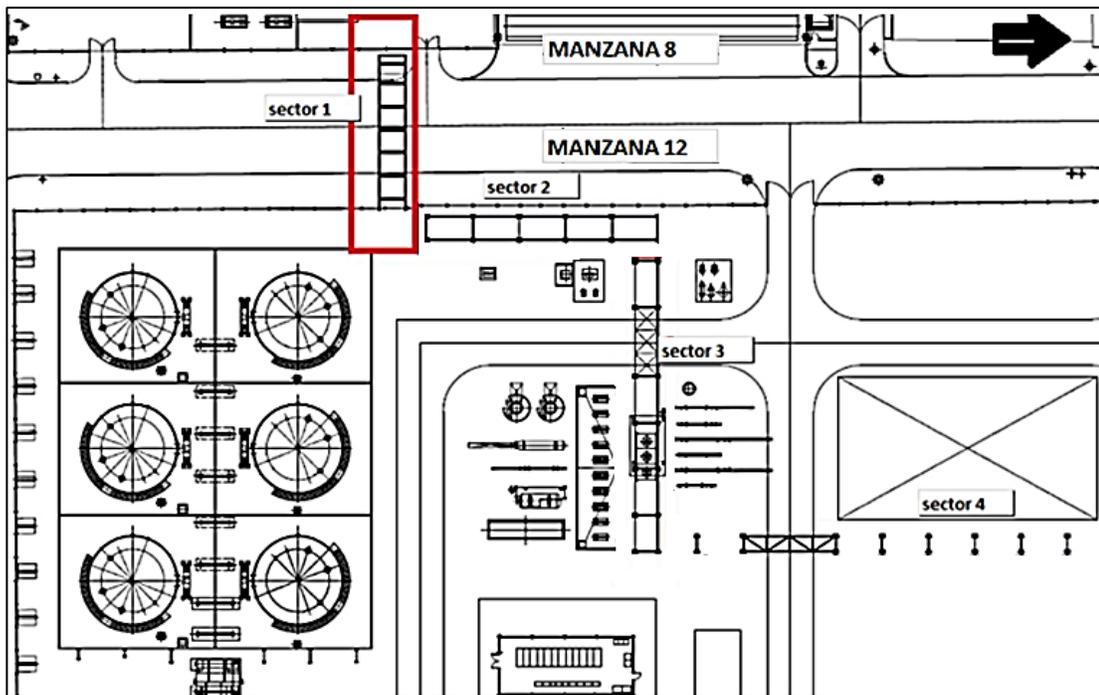


Figura 4. Ubicación del pontón de concreto.

Fuente: Sigma Pro Ingeniería, C.A (2016)

En la figura 5 se muestra la disposición de las tuberías que pasaran por debajo de la vía y servirán para la distribución de materia desde un área a otra, teniendo dos niveles: uno inferior con tres tuberías de diámetros 10, 4 y 3 pulgadas y con una proyección para instalación futura de dos elementos más de 3 pulgadas cada una, y un nivel superior que contará con seis tuberías de 2 pulgadas cada una, más dos para instalación futura.

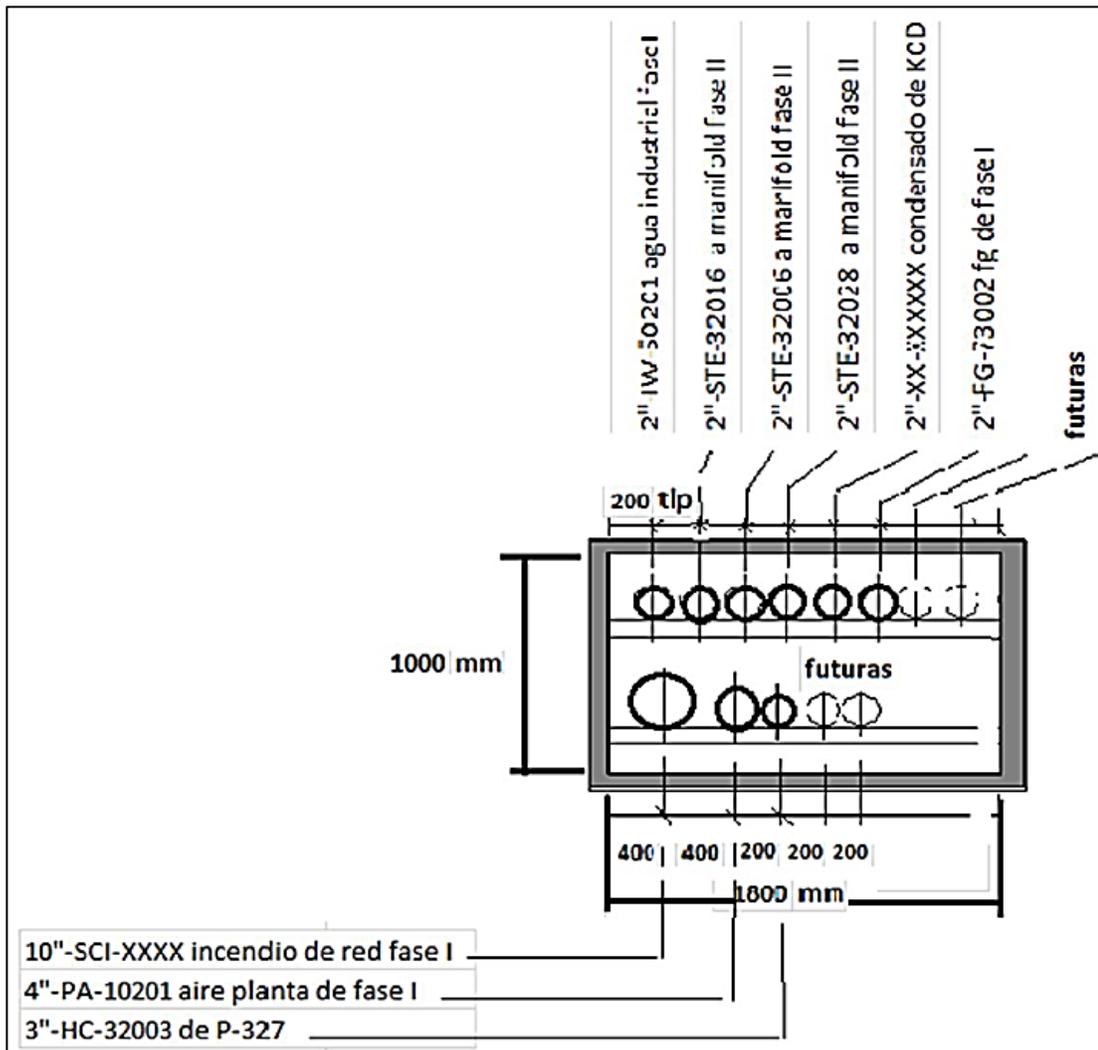


Figura 5. Disposición de tuberías.

Fuente: Sigma Pro Ingeniería, C.A (2016)

En la tabla 1 se especifican los pesos correspondientes a las tuberías tanto en vacío como en prueba hidrostática, de acuerdo al diámetro del elemento, datos que fueron suministrados en las especificaciones técnicas del proyecto.

Tabla 1. Pesos de las tuberías para conexión entre áreas operacionales

Diámetro	Peso en vacío (kg/m)	Peso c/agua (kg/m)
2"	45,00	53,70
3"	71,00	99,00
4"	85,00	136,00
10"	363,00	669,00

Fuente: Sigma Pro Ingeniería, C.A (2016)

4.2. Dimensionado del pontón subterráneo

Para las dimensiones del pontón se consideró la capacidad admisible del suelo, el cual presenta, según el estudio estratigráfico, una baja capacidad portante, se realizó una iteración para determinar la configuración más adecuada sabiendo que la base del pontón será una losa de fundación. Las dimensiones consideradas fueron una base de 3,00 m de ancho con espesor (e) de 40 cm, para los muros se asumieron alturas de 1,80 m y e = 30 cm y para la losa superior, y 40 cm para la base, tal como se puede apreciar en la figura 6.

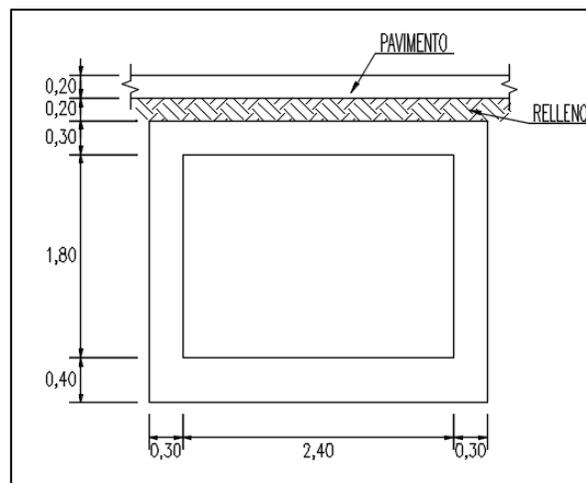


Figura 6. Sección transversal del pontón.

Fuente: Autor

En la verificación de la capacidad admisible se procedió a cuantificar las cargas permanentes que gravitan sobre el pontón, así como también el peso propio y los pesos por carga variable para luego chequear la capacidad de servicio con la capacidad admisible del suelo ($q_s < q_{adm}$). A continuación, se desglosa el proceso de cuantificación de cargas primarias sobre la estructura, para el peso propio del pontón tenemos:

$$\begin{aligned} \text{Losa de fondo: } & 2.500,00 \quad 3,00 \quad 0,40 \quad 1,00 = 3.000,00 \text{ kg} \\ \text{Losa de techo: } & 2.500,00 \quad 3,00 \quad 0,30 \quad 1,00 = 2.250,00 \text{ kg} \\ \text{Paredes: } & 2,00)(2.500,00 \quad 1,80 \quad 0,30 \quad 1,00 = 2.700,00 \text{ kg} \\ \text{Total} & = 7.950,00 \text{ kg} \end{aligned}$$

De manera similar, se detalla el peso del material de relleno que gravita sobre la estructura, considerando la densidad del suelo $1.800,00 \text{ kg/m}^3$:

$$\text{Relleno: } 1.800,00 \quad 3,00 \quad 0,20 \quad 1,00 = 1.080,00 \text{ kg}$$

Para el peso del pavimento en la vialidad, considerando unos 20 cm de espesor, se especifica:

$$\text{Pavimento: } 2.500,00 \quad 3,00 \quad 0,20 \quad 1,00 = 1.500,00 \text{ kg}$$

Por último, se consideró el peso de las líneas de flujo a implantar en el pontón, durante su vida útil, para condiciones de presión hidrostática:

$$\begin{aligned} \text{Línea de 10": } & 1,00 \quad 1,00 \quad 669,00 = 669,00 \text{ kg} \\ \text{Línea de 4": } & 1,00 \quad 1,00 \quad 136,00 = 136,00 \text{ kg} \\ \text{Línea de 3": } & 3,00)(1,00 \quad (99,00) = 297,00 \text{ kg} \\ \text{Línea de 2": } & (8,00)(1,00)(53,70) = 449,60 \text{ kg} \\ \text{Total} & = 1.531,60 \text{ kg} \end{aligned}$$

Se obtuvo del análisis definitivo de carga permanente de $12.061,60 \text{ kg}$ y se tomó una carga variable de $1.000,00 \text{ kg/m}^2$ según la AASHTO (2012), valor que se multiplicó por la dimensión de la sección transversal del pontón (3,00 m), resultando una carga variable de $3.000,00 \text{ Kg}$, para una carga total de servicio de $15.061,60 \text{ kg}$ como se indica en la tabla 2, en la que se expresan los resúmenes de las solicitaciones

de servicio sobre el pontón, con las que se procedió a la verificación de las dimensiones de la estructura.

Tabla 2. Análisis de las cargas gravitacionales

Caso de Carga	Valor (kg)
Peso propio (CP)	7.950,00
Relleno (EV)	1080,00
Pavimento (CP)	1.500,00
Líneas (CV)	1.531,60
Carga variable (CV)	3.000,00
Total carga de servicio	15.061,60

Fuente: Autor

Seguidamente, se procedió a calcular la presión de contacto entre la base de la estructura y suelo de fundación, y así verificar la capacidad admisible, para evitar que existan fallas por esfuerzo de corte en la masa de suelo y asentamientos mayores a los permisivos en la estructura, que puedan interrumpir el flujo en las líneas, para ello se aplicó la ecuación 1, el cual se muestra a continuación:

$$q_s = \frac{15.061,60}{(300)(100)} = 0,50 \text{ kg/cm}^2 < 0,55 \text{ kg/cm}^2$$

En consecuencia, la de presión de contacto, en el suelo de fundación, arrojo como resultado de medio kilo por cada centímetro cuadrado ($0,50 \text{ kg/cm}^2$), valor que se encuentra por debajo en un diez por cien (10%) de la capacidad admisible del suelo de fundación ($0,55 \text{ kg/cm}^2$), según el estudio geotécnico realizado en el sitio de proyecto (ver anexo A).

Avanzando en el desarrollo, y la obtención de las cargas primarias de empuje de suelos, se supuso cuatro (04) estados elementales de carga o condiciones de estudio como se puede ver en la figura 7, el primero, donde se considera el empuje de la masa de suelo en las paredes del pontón, el siguiente caso, considera la sobrecarga de acción variable próxima al tope de la estructura y los empujes de suelo en las paredes, el tercero estudia el efecto de la sobrecarga de acción variable sobre el tope

del pontón y los empujes de suelo en la paredes, por último, en el cuarto caso, se analizó el efecto por empuje del suelo por acción sísmica.

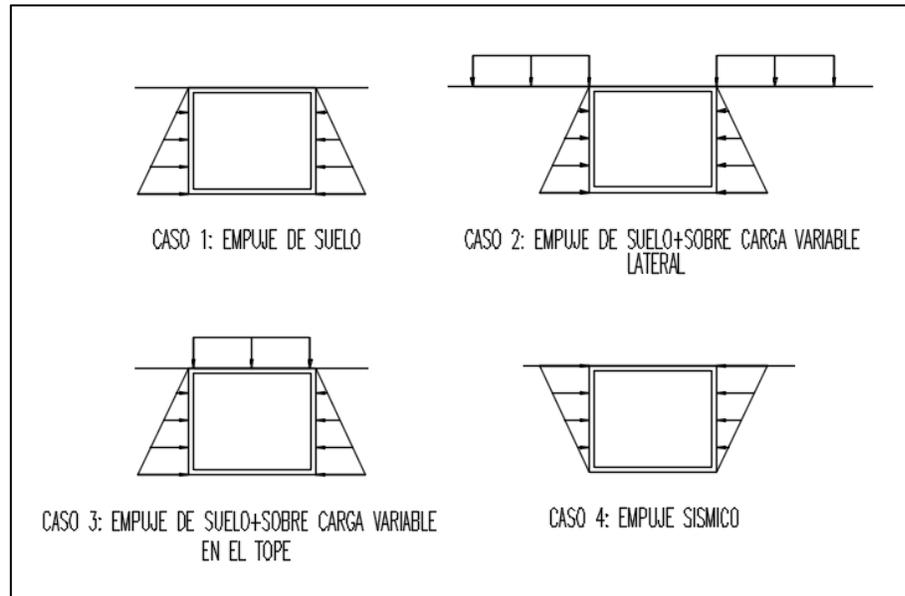


Figura 7. Casos de análisis de los empujes sobre el pontón.

Fuente: Autor

En relación al caso 1, se cuantificaron los esfuerzos del suelo sobre las paredes del pontón, el cual está dado por una distribución triangular, el máximo esfuerzo fue calculado con la ecuación 2, como se muestra a continuación:

$$\sigma_A = (1.800,00)(2,50)(1,00) = 4.500,00 \text{ kg/m}^2$$

Consecutivamente, se procedió a calcular los valores de presión, como lo indica en la figura 8, con los diagramas de distribución de esfuerzos de empuje en el suelo para el caso 1, la fuerza resultante de empuje sobre las paredes se calculó empleando la ecuación 3, de empuje activo, descrita a continuación:

$$P_A = \frac{1}{2} (1.800,00) 2,50^2 (1,00) = 5.625,00 \text{ kg/m}$$

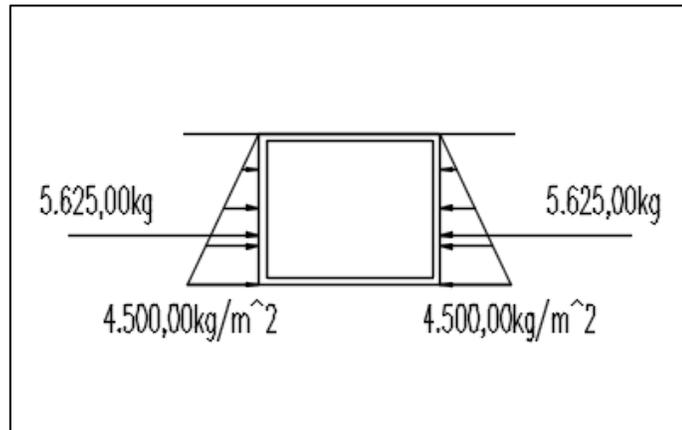


Figura 8. Análisis de los empujes sobre el pontón para el caso 1.
Fuente: Autor

En el mismo orden de ideas, se realizó el análisis de la situación 2, considerando una sobre carga de 1.000,00 kg/m² en el borde exterior del pontón, sin llegar a gravitar sobre el mismo, el cual genera una distribución rectangular de tensiones; el máximo esfuerzo fue calculado con la ecuación 4, como se muestra a continuación:

$$\sigma_A = (1.000,00)(1,00) = 1.000,00 \text{ kg/m}^2$$

El empuje generado por la sobrecarga variable, es el resultado del caculo del área del rectángulo de presiones, es decir, el producto de la altura del muro por el valor del esfuerzo “ σ_A ”, el cual se muestra a continuación:

$$P_A = (1.000,00)(2,50) = 2.500,00 \text{ kg/m}$$

De forma similar al caso 1, las presiones debidas al relleno son exactamente iguales, la forma general del diagrama de presiones para el caso 2, en donde sus dimensiones estarán dadas de la combinación del rectángulo dado por la sobrecarga exterior y el triángulo generado por el empuje del relleno, como se muestra en la figura 9. A continuación se muestra los datos utilizados y resultados obtenidos para la formulación del diagrama de presiones resultantes:

$$\sigma_B = (1.800,00)(2,50)(1,00) = 4.500,00 \text{ kg/m}^2$$

$$P_B = \frac{1}{2} (1.800,00) 2,50^2 (1,00) = 5.625,00 \text{ kg/m}$$

$$\sigma_{Max} = \sigma_A + \sigma_B = 1.000,00 + 4.500,00 = 5.500,00 \text{ kg/m}^2$$

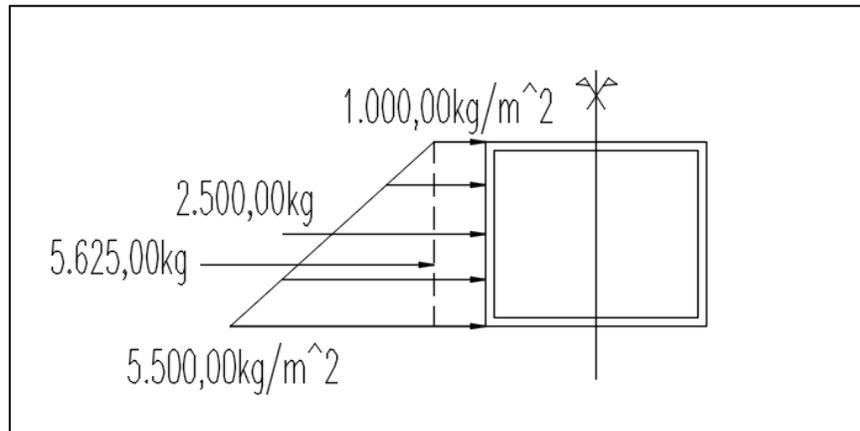


Figura 9. Análisis de los empujes sobre el pontón para el caso 2.

Fuente: Autor

Por otra parte, para el estado de empuje 3, los datos obtenidos de presión son los mismos que en el caso 1, ya que la sobrecarga variable gravita directamente sobre el pontón, y no causa alteraciones en el diagrama de presiones finales sobre las paredes del pontón. En la figura 10 se aprecia la distribución de presiones sobre el pontón, para el caso de estudio 3.

Ahora, el estado de empuje para la condición sísmica, mediante el uso del método de MO, el cual aplica un análisis pseudo-estático para evaluar las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre las paredes del pontón, para esto se procede a calcular el ángulo de coeficientes sísmicos. Para la ciudad de Barranquilla tenemos $k_h=0,10$ y $k_v=0,075$ según la NSR-10, aplicando la ecuación 5, como se indica a continuación:

$$\psi = \tan^{-1} \frac{0,10}{1 - 0,075} = 6,17$$

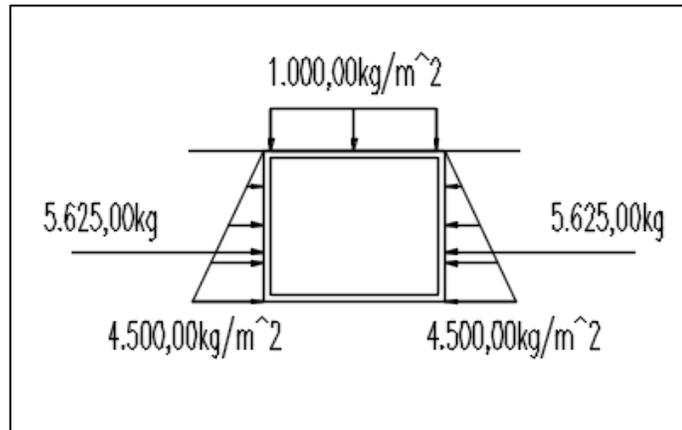


Figura 10. Análisis de los empujes sobre el pontón para el caso 3.
Fuente: Autor

Llegados a este punto, se determinó el coeficiente dinámico de presión de suelo activo K_{AE} , dada según la ecuación 6, como se muestra a continuación:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2 22,00 - 0 - 6,17}{\cos 6,17 \cos^2 0 \cos 0 + 0 + 6,17} \frac{1 + \frac{\sin 0 + 22,00 \sin 22,00 - 0 - 6,17}{\cos 0 + 0 + 6,17 \cos 0 - 0}}{2}$$

$$K_{AE} = 0,5369$$

Prosiguiendo con el análisis, se determinó el valor de esfuerzo máximo de la cuña de suelo sobre las paredes del pontón, aplicando la ecuación 7, como se indica a continuación:

$$\sigma_{AE} = 0,5369 \cdot 1.800,00 \cdot 2,50 \cdot 1 - 0,075 = 2.234,85 \text{ kg/m}^2$$

Por consiguiente, el empuje activo total (P_{AE}) por efecto sísmico, para el caso de análisis número 4, con el método MO, alcanzo resultados bajo la aplicación de la ecuación 8, como se muestra a continuación, cuyo análisis se puede apreciar en la figura 11.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot 0,5369 \cdot 1.800,00 \cdot 2,50^2 \cdot 1 - 0,075 = 2.793,56 \text{ kg/m}$$

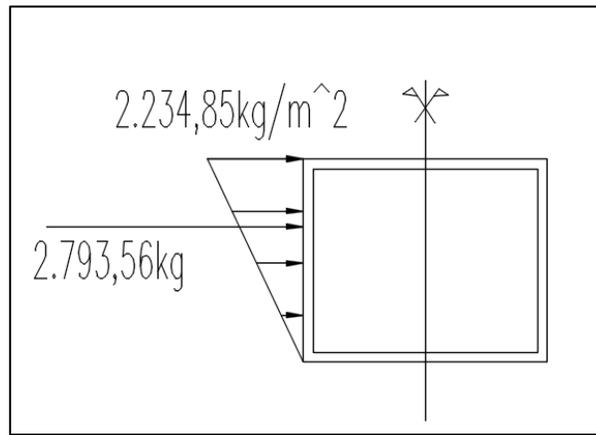


Figura 11. Análisis de los empujes sobre el pontón para el caso 4.

Fuente: Autor

4.3. Verificaciones de las dimensiones del pontón

Ya preestablecidas las dimensiones del pontón y verificada la capacidad de soporte en la losa del pontón, mediante la aplicación de las cargas gravitacionales de servicio, así como también cuantificada la magnitud de las presiones del terreno sobre las caras del pontón, según los cuatro (04) casos de análisis anteriormente definidos, se procedió a realizar el análisis estructural del pontón, aplicando todos los conceptos básicos de la mecánica estructural.

Por consiguiente, se idealizó la estructura, considerándola según el criterio del autor, como un pórtico, conformado por dos vigas y dos columnas, apoyadas en su nivel base a través de resortes con rigidez igual al módulo de balasto como se indica en la figura 12, donde se aprecia la discretización y las dimensiones de los elementos, la nomenclatura de los nodos y el modelo estructural. El análisis estructural se realizó con la ayuda del programa comercial ETABS 2016, los datos de entrada usados en el programa son los mostrados en la tabla 3, en la cual se especifica, calidad de materiales, propiedades mecánicas, y tipos de elementos estructurales, entre otros.

Tabla 3. Datos de entrada en modelo de pontón, programa ETABS 2016.

Datos	Valor
Unidades	Kgf, cm, C
Resistencia del concreto (kgf/cm ²)	250,00
Módulo de elasticidad de concreto (kgf/cm ²)	238.751,96
Resistencia del acero N-60 (kgf/cm ²)	4.200,00
Módulo de elasticidad del acero (kgf/cm ²)	2,10x10 ⁶
Tipo de elemento	Frame
Tipo de diseño	NonSway
Dimensiones de las columnas (cm)	100x30
Dimensiones de viga superior(cm)	100x30
Dimensiones de viga inferior (cm)	100x40

Fuente: Autor

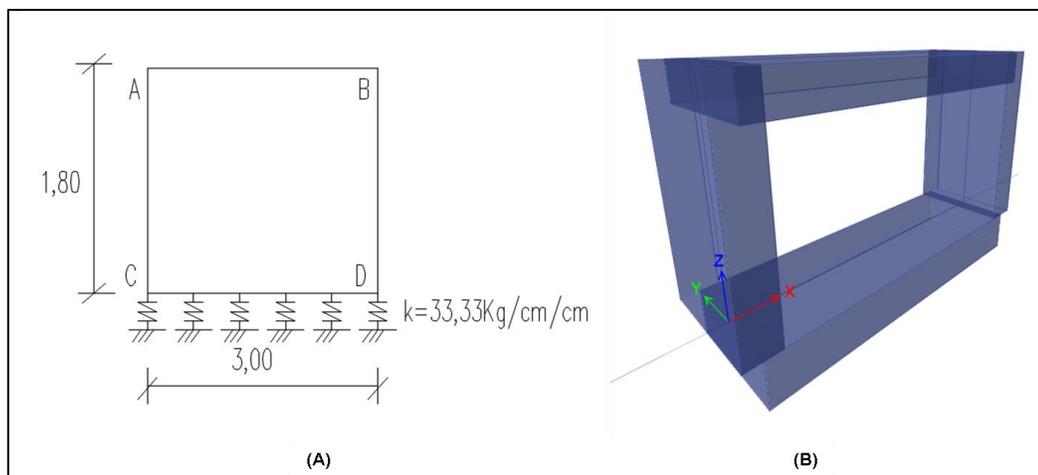


Figura 12. A) Modelo analítico y dimensiones del pontón y nomenclatura de nodos. B) Modelo estructural del pontón en ETABS 2016.

Fuente: Autor

Como resultado del análisis y diseño estructural, los elementos de la estructura cumplen con todos los requisitos de detallados para miembros resistentes a momento, en lo que respecta a condiciones geométricas, rangos de cuantías de acero longitudinal, transversales y resistencia, necesitarías para garantizar ductilidad suficiente en el sistema para disipar energía. Por lo que se puede inferir que las

secciones utilizadas son suficientes (ver figura 13). En el anexo B, se encuentran las salidas y resultados del modelo en ETABS 2016 para el análisis y diseño del pontón.

En vista de que ya se conocen las áreas de acero longitudinales requeridas por resistencia, se procederá a verificar por cuantía mínima, para posteriormente imponer las barras de acero longitudinal necesarias, para esto se muestra a continuación, el cálculo del acero mínimo como elemento a flexión, aplicando la ecuación 9, para la losa de tapa, se tiene:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14 \cdot 23,00 \cdot 100,00}{4.200,00} = 7,67 \text{ cm}^2/m$$

Así que, como el acero por cálculo es menor al acero mínimo, se debe aplicar el mínimo, por lo que se usará barras $\phi 16$ mm (5/8") separadas a 25 cm (7,90 cm²), colocados en doble malla.

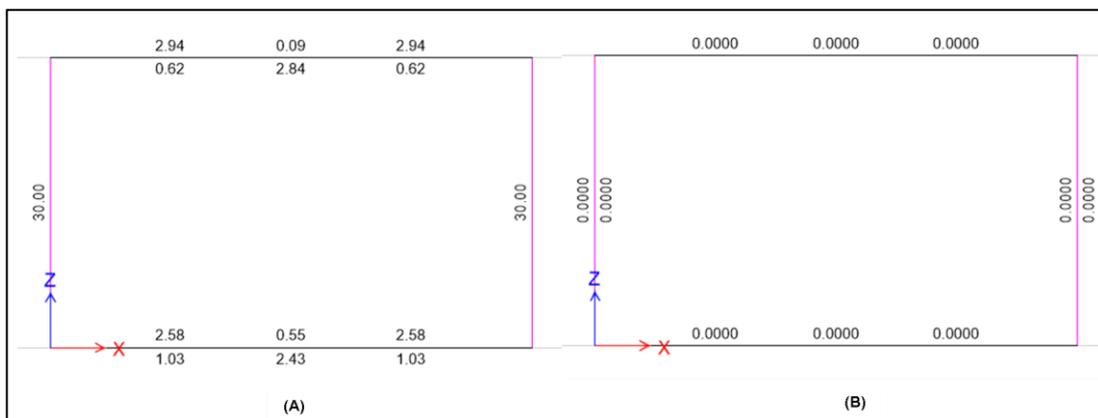


Figura 13. Acero de refuerzo en cm² en pontón. A) Longitudinal. B) Transversal.

Fuente: Autor

De igual forma, para la losa de fondo se obtuvo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14 \cdot 33,00 \cdot 100,00}{4.200,00} = 11,00 \text{ cm}^2/m$$

Similar a la condición anterior, se debe imponer la cuantía mínima en la sección de losa de fondo, por lo que se usara barras $\phi 16$ mm (5/8"), separadas a 15 cm (13,20 cm²), colocados en doble malla. En el caso de las paredes de los muros se

aplicarán dos mallas armadas con barras de $\phi 16$ mm ($5/8''$), separadas a 10 cm ($19,80$ cm^2). Como refuerzo de repartición se empleará la siguiente cuantía calculadas con la ecuación 10:

$$A_{s_{\text{rep}}} = 0,0018 \cdot 33,00 \cdot 100,00 = 5,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo que se concluye, esta etapa del detallado, aplicando barras $\phi 12$ mm ($1/2''$), separadas a 20 cm ($6,40$ cm^2), como acero de repartición en todos los elementos del pontón, en la figura 14 se puede apreciar el detallado definitivo de la sección transversal del pontón. Para las condiciones de demanda y resistencia, así como también la cuantía de acero definidas en los párrafos anteriores.

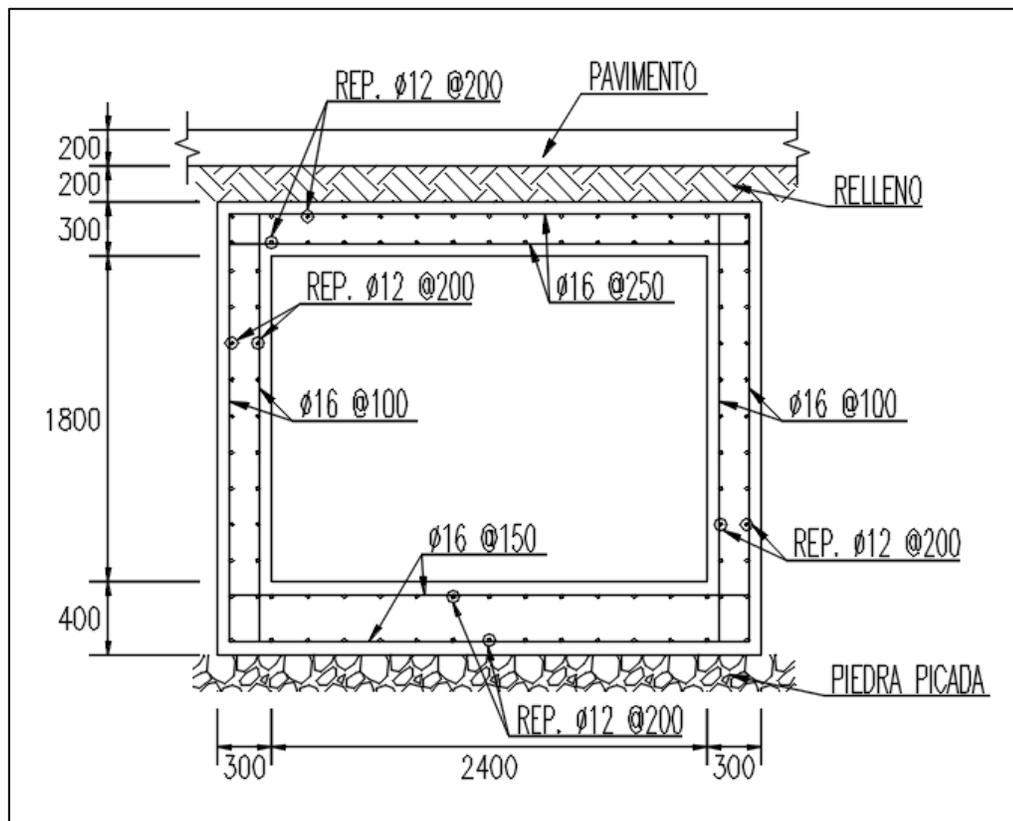


Figura 14. Sección transversal típica del pontón con acero de refuerzo, dimensiones en milímetros.

Fuente: Autor

4.4. Comparación de los resultados de un modelo de método de elementos finitos (MEF) con los resultados analíticos obtenidos.

Llegados a este punto, se procedió a analizar la estructura en estudio aplicando el procedimiento de análisis estructural, mediante el método de elementos finitos, el cual se puede resumir, en grandes rasgos, la idealización de la estructura en estudio, es decir, discretizar toda la estructura en pequeñas subdivisiones de la misma, es decir, en múltiples subelementos.

El modelo matemático y sus elementos se analizaron conforme a los principios que rigen la mecánica estructural, el comportamiento o respuesta de los materiales bajo las acciones sobre las estructuras. De manera puntual, el análisis estructural se realizó a través de una simulación del sistema mediante un modelo de elementos finitos con el apoyo del programa SAP 2000 V20.

Los datos de entrada usados en el programa son los mostrados en la tabla 4, en la cual se especifica, calidad de materiales, propiedades mecánicas, y tipos de elementos estructurales, entre otros. Este modelo estuvo compuesto por 120 elementos rectangulares (lxh), de 225x375 milímetros, tipo shell, proceso que se grafica en la figura 15

Tabla 4. Datos de entrada en modelo de pontón programa SAP 2000 V20.

Datos	Valor
Unidades	Kgf, cm, C
Resistencia del concreto (kgf/cm ²)	250,00
Módulo de elasticidad de concreto (kgf/cm ²)	238.751,96
Resistencia del acero N-60 (kgf/cm ²)	4.200,00
Módulo de elasticidad del acero (kgf/cm ²)	2,10x10 ⁶
Tipo de elemento	Shell
Espesor de las muros (cm)	30,00
Espesor de losa superior (cm)	30,00
Espesor de losa inferior (cm)	40,00

Fuente: Autor

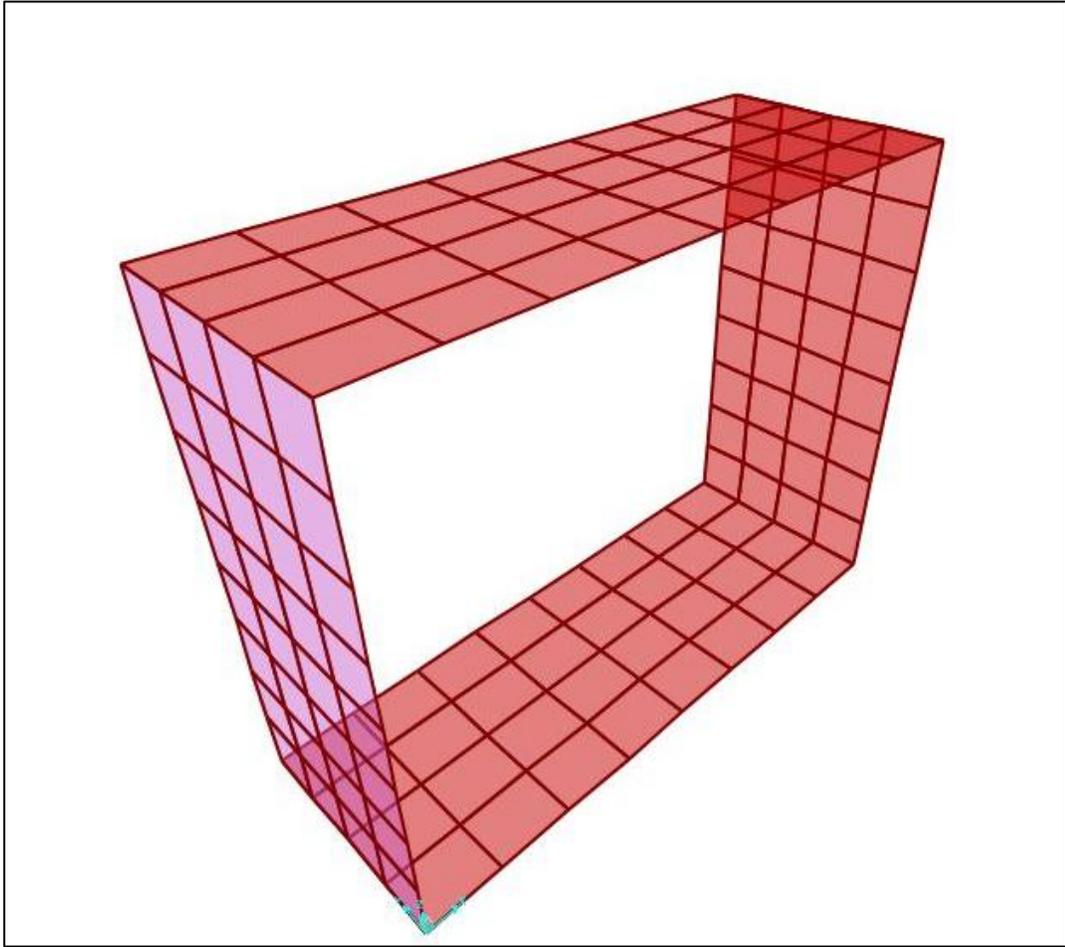


Figura 15. Modelo MEF del pontón en SAP 2000 V20.

Fuente: Autor

Continuando con el análisis, se presentan los resultados de fuerza cortante, momento flector y área de acero requerido, para las condiciones de servicio del pontón de tuberías. Para el análisis MEF, en las figuras 16 a la 19, se muestran los valores máximos obtenidos en el referido análisis, indicando que la fuerza cortante máxima es de 8.704,01 kgf, el momento máximo flector es de 2.812,54 kgf-m, el área de acero en los extremos es de $0,0275 \text{ cm}^2/\text{m}$ y el tramo central es de $0,0291 \text{ cm}^2/\text{m}$.

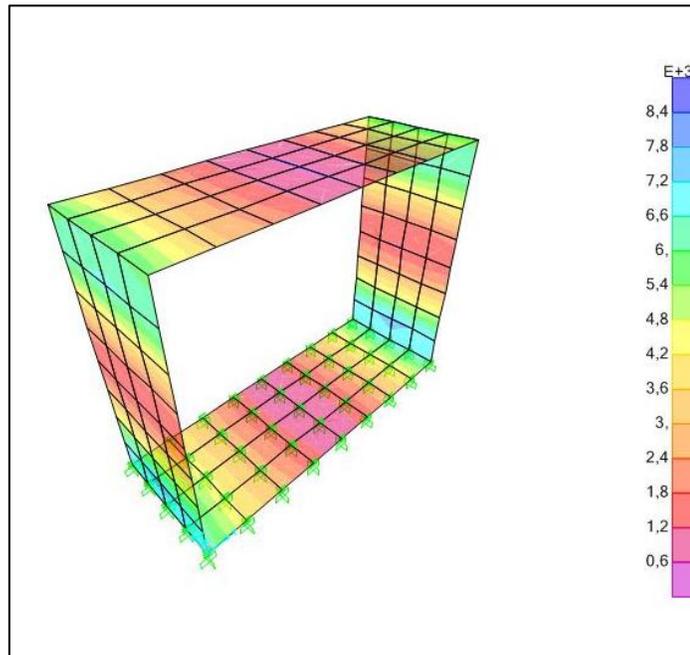


Figura 16. Visualización de fuerza de cortante en modelo MEF del pontón en SAP 2000 V20, en kilogramos fuerza.

Fuente: Autor

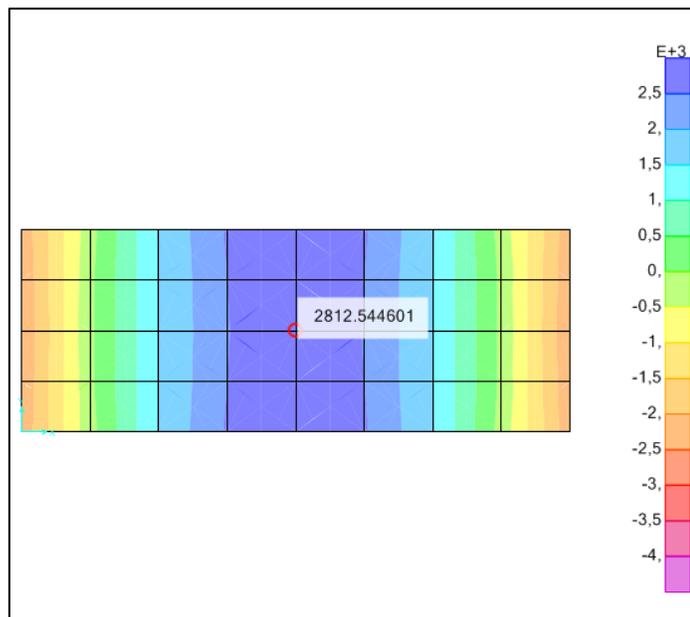


Figura 17. Visualización de momento flector en modelo MEF del pontón en SAP 2000 V20, en kilogramos fuerza por metro.

Fuente: Autor

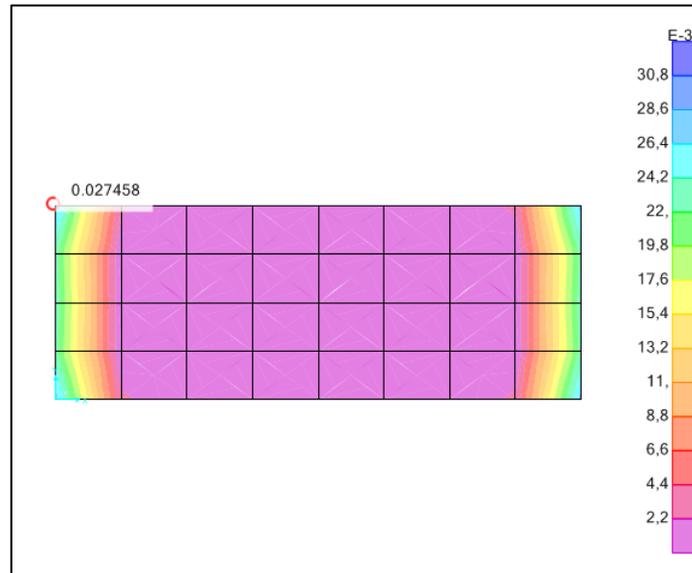


Figura 18. Visualización de área de acero máxima requerida en los apoyos del modelo MEF del pontón en SAP 2000 V20, en centímetros cuadrados.

Fuente: Autor

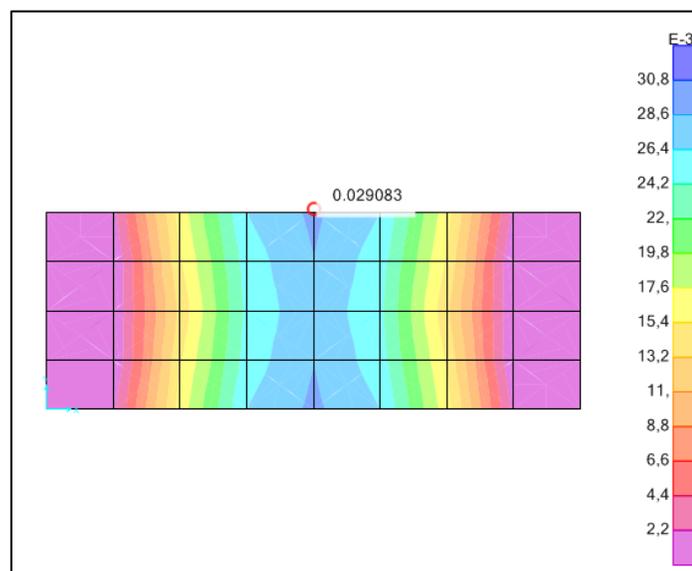


Figura 19. Visualización de área de acero máxima requerida en tramo del modelo MEF del pontón en SAP 2000 V20, en centímetros cuadrados.

Fuente: Autor

En definitiva, se procedió a realizar la comparación de los resultados entre el análisis por MT y análisis MEF, entre los valores de fuerza cortante, la diferencia es del 30,10%. Para el momento flector existe una variación de 6,00%, el área de acero requerido en los extremos se diferencia en un 6,91% y el tramo central en un 2,41%. La diferencia entre los datos de fuerza cortante es considerable, por el orden de un treinta por ciento, a diferencia del momento flector y las áreas de acero son menores al siete por ciento, según la comparación entre ambos métodos se puede apreciar que son bajas. En la tabla 5, se muestran los valores para análisis MT y análisis MEF y las diferencias obtenidas.

Tabla 5. Variación de resultados para análisis MT y análisis MEF de pontón programa SAP 2000 V20.

Datos	MT	MEF	Variación %
Fuerza cortante (kgf)	6.084,44	8.704,01	30,10
Momento flector (kgf-m)	2.643,74	2.812,54	6,00
Acero en las esquinas (cm ²)	2,94	2,75	6,91
Acero en el tramo (cm ²)	2,84	2,91	2,41

Fuente: Autor

4.5. Planos de ingeniería de detalles de pontón subterráneo de concreto para el paso de tuberías.

En adición de esta etapa, en la realización de estos planos, fue utilizado como base el programa “AutoCAD 2017”. Existen diversas normas disponibles para la elaboración de planos, que datan de la época en que los planos se realizaban de manera manual. Las normas internacionales ISO y DIN, tienen una gran cantidad de publicaciones relacionados con la realización de planos, y cada uno especifica las características de cada parte de un plano y la manera más idónea para llevarla a cabo. Ambas normas pueden diferir en aspectos específicos, pero sus lineamientos generales se rigen por los mismos patrones, tanto de elaboración como de procedimiento.

En el presente proyecto se tomó en consideración, el manual elaborado por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) titulado “Instrucciones para la elaboración de planos para edificios” (1962 tomo I y 1969 tomo II), es una norma muy completa y explica detalladamente, y paso a paso, el procedimiento a seguir para elaborar planos estructurales que son necesarios para llevar a cabo la elaboración de un proyecto, así como también, los usos prácticos de ingeniería. En este proyecto se elaboraron una serie de planos que se pueden visualizar en Anexo C, se diseñó el “Plano de detalle de pontón”.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como etapa definitiva en el desarrollo del presente proyecto de investigación, se realizaron y plantearon las conclusiones, y recomendaciones, presentadas a continuación:

5.1 Conclusiones:

- Luego de recabar y analizar los parámetros de diseño establecidos en las normas ACI 318 y AAHSTO, se concluyó que ambas permiten dar solución estructural a la facilidad en estudio, permitiendo calcular y determinar las dimensiones del pontón subterráneo de concreto, bajo las solicitaciones a las que se encontraría sometida en el sitio de proyecto, y las condiciones de carga más desfavorables que pudieran tomarse en cuenta.
- En particular, en el caso del diseño del pontón estructural, las condiciones propias del suelo, extraídas del estudio geotécnico del proyecto, privan el dimensionado de la estructura, puesto que prevaleció un diseño con una baja capacidad portante. De igual modo, se determinó que las dimensiones seleccionadas cumplen con las condiciones de empuje por acción sísmica y del empuje propio del suelo.
- Entre los modelos analizados, el método de elementos finitos (MEF) es el más actualizado, este procedimiento discretiza la estructura y estudia cada subelemento, dando como resultado una mayor exactitud en comparación a los métodos tradicionales, la cual es una de las técnicas más antiguas que estudia la estructura de manera generalizada. Finalmente, se analizó la estructura por ambos métodos, obteniendo diferentes variaciones entre ellos,

tomando los resultados del método de elemento finitos, ya que da como resultado áreas de acero por debajo del método tradicional.

- Durante el proceso de elaboración de los planos de ingeniería, se aplicaron las consideraciones y criterios establecidos en la norma (MOP) titulado Instrucciones para la elaboración de planos para edificios (1962 tomo I y 1969 tomo II), aunque la mencionada norma MOP tiene más de 50 años de su publicación inicial, todos sus criterios han mantenido validez, por lo que representa la mejor guía o instructivo para presentar planos arquitectónicos y estructurales. Cabe destacar que se usó el software AutoCAD 2017 para la realización de planos estructurales del pontón subterráneo de concreto para el paso de tuberías.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda a la Universidad de Oriente, actualizar el pensum de estudio de la especialidad de Ingeniería Civil, incluyendo una electiva técnica en el diseño de estructuras industriales con el fin de capacitar al estudiante en la proyección de elementos en el ámbito industrial, en vista que el país necesita un desarrollo a nivel macro en la industria gasífera y petrolera.
- En vista que los costos asociados a la construcción de la estructura pueden ser un poco elevados, se recomienda a la empresa consultora a evaluar la posibilidad de realizar mejoras de la capacidad de soporte en el área del pontón, y realizar el dimensionado y comparar con la solución presentada, y así determinar cuál es la económicamente más viable
- Para realizar inspecciones, y mantenimiento preventivo o correctivo en las líneas de tuberías, considerando la gran longitud de la estructura, se recomienda colocar bocas de visita tipo pesado a cada cierta distancia.

- Considerando la innovación constante en las herramientas de cálculo, así como la mejora continua en los procesos de diseño estructural, se recomienda a la Universidad de Oriente, actualizar el contenido académico en las cátedras de análisis estructural, incorporando los nuevos modelos de cálculo como el método de los elementos finitos empleado en este trabajo de grado, ya que este método permite mayor exactitud en los resultados así como está demostrado ampliamente en la bibliografía técnica.
- Las dimensiones de los planos deberán ser verificadas y ajustadas en la etapa de obra, a las condiciones topográficas del sitio, por lo que se recomienda realizar replanteo en sitio durante el proceso constructivo.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO (2012). *LRFD Bridge Design Specifications*. Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials
- ACI (2011). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-11)*. Farmington Hills: American Concrete Institute
- Arias, F. (2006). *El proyecto de Investigación: Introducción a la Metodología Científica (5ª ed)*, Caracas, Venezuela: Episteme
- Cerrolaza, M. (2007). *El método de los elementos finitos para ingeniería y ciencias aplicadas: teoría y programas*. Caracas. Venezuela: Universidad Central de Venezuela, Consejo de desarrollo científico y humanístico.
- Dobles, R. (1985). *Métodos, técnicas y recursos básicos para acciones educativas*. San José, Costa Rica: Eued
- Franco, E. (2014). *Comparación económica del diseño de superestructura utilizando el método LRFD de la AASHTO y el CCDSP95*. (Tesis de especialización). Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.
- Fratelli, M. (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros*. Caracas, Venezuela
- González, G. y De Castro, J. (2010) *Estudio de la distribución de esfuerzos verticales en rellenos compactados en comparación con la establecida en el CCDSP-95*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.
- Pinto, A. (2008) “*Comportamiento de tableros de puentes no regulares*” (Tesis de pregrado) Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela.
- Ruiloba, L. (2016) *Proyecto constructivo de un cajón Hincado de hormigón armado para el paso Inferior de la línea de tren en corea*. (Proyecto final de carrera) Universidad de Cataluña, Barcelona, España.
- Sabino, C. (1992). *El Proceso de Investigación (2ª ed.)*. Caracas, Venezuela: Panapo.

ANEXOS

HOJAS DE METADATOS

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6

Título	“Diseño de pontón estructural en Refinería Barranquilla Colombia, ejecutado por la Empresa Sigma Pro Ingeniería, C. A. El Tigre Estado Anzoátegui”.
Subtítulo	

Autor(es)

Apellidos y Nombres	Código CVLAC / e-mail	
Hernández Lugo, Jeisamar del Valle	CVLAC	20.170.277
	e-mail	jeisahlugo@gmail.com
	e-mail	
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	

Palabras o frases claves:

Pontón
empuje de suelo
Coulomb
mononobe Okabe
MEF

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

Resumen (abstract):

Resumen

En el Complejo Industrial Barraquilla, debido a de sus necesidades de expansión, se proyectó la construcción de un pontón estructural subterráneo de concreto para el paso de tuberías, con el fin de interconectar líneas entre sus áreas operativas, bajo los criterios de diseño industriales, considerando los requisitos asociados a este tipo de estructura. Sus dimensiones generales, se definieron considerando los componentes que en ella estarán implantadas, siendo el desarrollo total del pontón superior a los 20,00 m, con una sección transversal útil de 3,00 m de ancho y 1,80 m alto, el mismo se definió bajo una capa de relleno de 20,00 cm, sobre la cual se encuentra proyectada una vialidad. Así mismo, se consideró cada detalle para el paso de las tuberías dentro de la estructura, haciendo el diseño y cálculo de sus respectivos soportes. De igual forma, se analizaron los empujes estáticos y dinámicos sobre la estructura, aplicando los métodos de Coulomb y Mononobe Okabe. El dimensionado definitivo de la estructura, se realizó conforme a los principios de mecánica estructural contenidos en las normas AASHTO, ASCE y ACI 318, mediante el uso de un modelo matemático, a partir del método de elementos finitos (MEF), a través del programa comercial SAP 2000 V20, el cual se validó mediante cálculos analíticos, con el uso de ecuaciones básicas de la mecánica estructural.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail										
Martínez Guerra, Jhonatan Alex	ROL										
		CA		AS	X	TU		JU			
	CVLAC	V- 15.376.400									
	e-mail	ingmartinezgj@gmail.com									
	e-mail										
Rodríguez Páez, Alexander José	ROL										
		CA		AS		TU	X	JU			
	CVLAC	V- 15.717.095									
	e-mail	alexanderjoserp@gmail.com									
	e-mail										
Anabel Yoedelin, González Hernández	ROL										
		CA		AS		TU		JU	X		
	CVLAC	V-16.573.233									
	e-mail	anabelyoedelin@hotmail.com									
	e-mail										
Daniel Jesús, Cabrera Velásquez	ROL										
		CA		AS		TU		JU	X		
	CVLAC	V-17.421.606									
	e-mail	danielcabrera@udo.edu.ve									
	e-mail										

Fecha de discusión y aprobación:

Año	Mes	Día
2019	04	25

Lenguaje: SPA

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

Archivo(s):

Nombre de archivo	Tipo MIME
PG-JeisamarH.doc	Aplicación/msword

Alcance:

Espacial: (OPCIONAL)

Temporal: (OPCIONAL)

Título o Grado asociado con el trabajo:

Ingeniero Civil

Nivel Asociado con el Trabajo: Pregrado

Área de Estudio:

Departamento de Ingeniería Civil

Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado:

Universidad de Oriente / Extensión Cantaura

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/6



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI – 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

JUAN A. BOLAÑOS CURVELO
Secretario



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SISTEMA DE BIBLIOTECA
RECIBIDO POR *Martínez*
FECHA 05/08/09 HORA 5:30

C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Telemática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009): “Los trabajos de grados son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y solo podrá ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Concejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Concejo Universitario, para su autorización”.

Hernández Lugo Jeisamar Del Valle

AUTOR

Prof. Martínez Jhonatan

TUTOR