

Universidad Nacional de Ingeniería

Facultad de Ingeniería Mecánica



TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

Diseño del sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado de 4000 m³ según la norma ANSI/AISC 360 para garantizar la seguridad estructural en su aplicación.

Para obtener el título profesional de Ingeniero Mecánico

Elaborado por

Jhens Froylan Alvino Grijalva

 [0009-0008-2398-845X](#)

Asesor

MSc. Helard Henry Alvarez Sánchez

 [0000-0003-4150-9156](#)

LIMA – PERÚ

2024

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCION	xiv
1 CAPÍTULO I	1
1.1 Antecedentes de la Investigación	1
1.1.1 Internacionales	1
1.1.2 Nacionales	3
1.2 Identificación y Descripción del Problema de Estudio	4
1.3 Formulación del Problema	8
1.3.1 Problemas Secundarios.....	8
1.4 Justificación e Importancia	8
1.5 Objetivos.....	9
1.5.1 Objetivo General	9
1.5.2 Objetivos específicos.....	9
1.6 Hipótesis	9
1.6.1 Hipótesis general.....	9
1.6.2 Hipótesis específica.....	9
1.7 Variables y Operacionalización de Variables.....	10
1.7.1 Variables	10
1.7.2 Operacionalización de Variables	10
1.8 Metodología de la Investigación	10
1.8.1 Unidad de Análisis.....	10
1.8.2 Tipo, Enfoque y Nivel de Investigación	10
1.8.3 Diseño de la Investigación	11
1.8.4 Fuentes de la Investigación	11

1.8.5	Análisis y Procesamiento de Datos	11
2	CAPÍTULO II	12
2.1	Bases teóricas	12
2.1.1	Tanques de almacenamiento	12
2.1.2	Tanque vertical.....	15
2.1.3	Resistencia de Materiales.....	19
2.1.4	Diseño en acero estructural según ANSI/AISC 360	35
2.1.5	Diseño de tanques metálicos soldados según API 650	45
2.1.6	Cargas de viento y estabilidad al volcamiento	53
2.1.7	Diseño sísmico de tanques metálicos según API 650.....	61
2.1.8	Método de Elementos finitos	72
2.2	Marco conceptual: Definición de términos y conceptos	77
2.2.1	Sistema estructural.....	77
2.2.2	Método de áreas tributarias	78
2.2.3	Ratio.....	78
2.2.4	Método analítico	78
2.2.5	Diésel	79
3	CAPÍTULO III	80
3.1	Metodología de diseño.....	80
3.2	Datos de diseño	81
3.2.1	Condiciones de emplazamiento.....	81
3.2.2	Consideraciones de diseño	82
3.2.3	Datos del fluido a almacenar	83
3.3	Diseño de componentes del tanque	83
3.3.1	Diseño del cuerpo del tanque	83
3.3.2	Diseño del fondo del tanque	87
3.3.3	Diseño del techo del tanque	88

3.4	Evaluación de la estabilidad al volcamiento por carga de viento .	123
3.5	Diseño sísmico del tanque	126
3.5.1	Factores de aceleración	126
3.5.2	Periodos de vibración y coeficientes de aceleración sísmico	128
3.5.3	Evaluación de estabilidad debido a sismo	128
3.5.4	Esfuerzos de tensión en los anillos del cuerpo del tanque....	131
4	CAPÍTULO IV	133
4.1	Análisis por elementos finitos	133
4.1.1	Pre procesamiento	133
4.1.2	Procesamiento	139
4.1.3	Post procesamiento.....	145
4.2	Evaluación del sistema estructural según ANSI/AISC 360	146
4.3	Contrastación de hipótesis	147
4.3.1	Hipótesis nula (H_0).....	147
4.3.2	Hipótesis de investigación (H_i).....	147
4.3.3	Decisión	147
	CONCLUSIONES.....	149
	REFERENCIAS	151
	ANEXOS	153
	Anexo A: Matriz de Consistencia	153
	Anexo B: Diseño de conexiones	154
	Anexo C: Plano	161

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Operacionalización de Variables.	10
Tabla 2	Factor de longitud efectiva “k” para distintas condiciones de frontera....	30
Tabla 3	Espesores mínimo requeridos para lamina anular.....	48
Tabla 4	Tabla de espesores mínimo de láminas de cuerpo del tanque.....	50
Tabla 5	Factor “Kd” que están en función de la geometría de la estructura.....	55
Tabla 6	Factor Ke que están en función de la elevación de suelo respecto el nivel del mar.	55
Tabla 7	Constantes de exposición de terreno.	55
Tabla 8	Coeficiente de presión interna para distintos tipos de estructuras.	56
Tabla 9	Zonificación sísmica.....	62
Tabla 10	Períodos según perfil de suelo.	63
Tabla 11	Coeficiente impulsivo Ci.	64
Tabla 12	Factores de modificación de respuestas.	65
Tabla 13	Factor de importancia en función del SUG.	65
Tabla 14	Coeficiente de aceleración basada en el sitio.....	66
Tabla 15	Coeficiente de velocidad basada en el sitio.....	66
Tabla 16	Criterio de ratio de anclaje.	71
Tabla 17	Propiedades mecánicas del acero ASTM A36.....	82
Tabla 18	Esfuerzo admisible máximo de diseño por productos y por prueba hidrostática.....	83
Tabla 19	Espesores de las planchas según el ancho de los anillos.	84
Tabla 20	Número de anillos y masa del cuerpo del tanque por tipo de ancho de anillo.....	84
Tabla 21	Perfiles con sus módulos de sección recomendados por el API 650. ..	85
Tabla 22	Altura transformada total del cuerpo del tanque.	86
Tabla 23	Variación de la masa del techo en función de su pendiente “ θ ”.....	90

Tabla 24	Variación de la masa del techo en función del espesor de lámina.....	91
Tabla 25	Variación de la carga de viento en función de la pendiente del techo según ASCE 7-16.....	91
Tabla 26	Número de vigas que cumplen la máxima distancia circunferencial entre centros.	94
Tabla 27	Propiedades mecánicas del perfil W6x9 lb/pug2.	101
Tabla 28	Relación de esbeltez de patín y alma de viga.....	103
Tabla 29	Valores de flechas máximas usando el método de Newton Raphson con una aproximación de 8 decimales.	104
Tabla 30	Cargas resultantes y sus componentes respecto los ejes “x1” e “y1” en los nodos donde se apoyan las vigas radiales sobre la viga poligonal.....	108
Tabla 31	Propiedades mecánicas del perfil W14”x22 lb/pie.	110
Tabla 32	Relación de esbeltez de patín y alma de la viga.....	113
Tabla 33	Propiedades mecánicas del perfil TBO Ø12.75”x0.25”.	117
Tabla 34	Variación de la carga de viento a lo largo del cuerpo del tanque.....	124
Tabla 35	Esfuerzos dinámicos en cada anillo del tanque.	132
Tabla 36	Carga de sismo distribuida en la dirección vertical de medido desde el fondo hasta el techo del tanque sobre todas las componentes del tanque.	137
Tabla 37	Esfuerzos y deformaciones sobre el tanque.	139
Tabla 38	Esfuerzos y deformaciones sobre la estructura de soporte del techo.	142

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Diagrama circular del crecimiento de demanda de la importación de hidrocarburos.	5
Figura 2	Demanda de diésel por año.....	5
Figura 3	Diagrama de distribución de costos por actividades en una operación minera	6
Figura 4	Tanque vertical.	13
Figura 5	Tanque horizontal.....	14
Figura 6	Tanque esférico.....	14
Figura 7	Tanque vertical y sus componentes principales.....	15
Figura 8	Techo cónico para un tanque con techo soportado.	16
Figura 9	Estructuras de soporte de techo de un tanque cónico soportado.....	17
Figura 10	Techo tipo domo para un tanque con techo auto soportado.	18
Figura 11	Techo tipo sombrilla para un tanque con techo auto soportado.	18
Figura 12	Fuerza externa y esfuerzo que genera en el corte A-A.	19
Figura 13	Cuerpo longitud no deformada y deformada por acción de un agente externo.	21
Figura 14	Diagrama Esfuerzo vs. Deformación unitaria para un acero.	22
Figura 15	(a) Elemento estructural sometido a fuerza Axia. (c-c) Sección donde se detalla la distribución de esfuerzos producto de la fuerza externa.	23
Figura 16	Viga con un corte donde se muestra la acción del momento flector y los esfuerzos internos.	25
Figura 17	Viga con un corte donde se muestra la acción del esfuerzo cortante.	26
Figura 18	Deformada de una viga producto de cargas externas.....	26
Figura 19	Diagrama de cuerpo libre de una viga.	27
Figura 20	Viga hiperestática empotrada en sus extremos.	28
Figura 21	Condiciones de frontera para distintos tipos de apoyo.....	29

Figura 22	Recipiente cilíndrico cerrado donde se muestran los esfuerzos en la dirección circunferencial y longitudinal debido a la presión interna	31
Figura 23	Estado general de esfuerzos de un elemento estructural y un vector normal “n” a cualquier plano inclinado del elemento.	32
Figura 24	Barra sometida a tensión y sus radios de giro respecto de sus ejes principales.	37
Figura 25	Viga flexionada donde se muestra el eje neutro y las zonas que se comprimen y tensionan.	39
Figura 26	Momento nominal en función de la longitud no arriostrada de la zona a compresión.....	40
Figura 27	Viga sometida a carga axial de compresión, flexión y amplificación del momento.	44
Figura 28	Detalle para determinar el coeficiente de presión externa en estructuras aisladas para techos tipo cónico.....	57
Figura 29	Detalle para determinar el coeficiente de presión externa en estructuras agrupadas para techos tipo cónico.	58
Figura 30	Cuadro para determinar el coeficiente de presión externa C_f para tanques.	59
Figura 31	Acción del viento para evaluación de estabilidad.....	60
Figura 32	Modelo mecánico equivalente de Housner.	61
Figura 33	Discretización de un sistema continuo.....	75
Figura 34	Tipos de elementos estructurales	76
Figura 35	Metodología diseño del cuerpo del tanque.	80
Figura 36	Metodología de diseño del fondo del tanque.	80
Figura 37	Metodología de diseño del techo tipo soportado del tanque.	81
Figura 38	Lámina de fondo con proyección de 50 mm adicional al cuerpo del tanque.	88

Figura 39 Diagrama de cuerpo libre del techo del tanque bajo combinación de carga de gravedad.....	89
Figura 40 Elementos que forman el sistema estructural que soporta las láminas del techo de un tanque cónico soportado.....	92
Figura 41 Porción del techo donde se muestra las vigas radiales y las cotas a considerar para calcular el número de vigas radiales.	93
Figura 42 Porción de techo donde se muestra el área tributaria para cada viga radial.	95
Figura 43 Carga de presión eterna de diseño equivalente sobre viga radial.	96
Figura 44 Carga muerta debido a las láminas del techo equivalente sobre la viga radial.	96
Figura 45 Carga viva equivalente sobre viga radial.	97
Figura 46 Cargas resultantes en las “z” e “y” que soporta la viga radial.....	98
Figura 47 Diagrama de cuerpo libre de viga sometida a combinación de carga crítica de gravedad en la dirección “y”.	99
Figura 48 Diagrama de fuerza cortante, momento flector, pendiente y flecha de la viga considerando la combinación de carga de gravedad.....	101
Figura 49 Cargas de flexión y compresión sobre la viga debido a la descomposición de la combinación de carga de gravedad y el peso de la viga respecto a los ejes “y” y “z”.....	105
Figura 50 Sistema de apoyo considerando 8 vigas poligonales y 8 columnas.	107
Figura 51 Diagrama de cuerpo libre de la viga poligonal que soporta las cargas transmitidas desde las vigas radiales.	108
Figura 52 Diagrama de cuerpo libre en la dirección “y1” de la viga poligonal...	109
Figura 53 Diagrama de fuerza cortante, momento flector, pendiente y flecha de la viga poligonal.	111
Figura 54 Diagramas de cargas en la dirección x1 que actúa sobre la viga poligonal debido a la viga radial.....	114

Figura 55 Diagrama de cuerpo libre de la columna intermedia donde se muestran las cargas transmitidas desde la viga radial y la viga poligonal.	115
Figura 56 Diagrama de cuerpo libre de la columna donde se muestra las cargas y las reacciones M_c en el nodo c y R_{dy1} y R_{dx1} en el nodo D	116
Figura 57 Diagrama de cuerpo libre de la columna central donde se muestran las cargas transmitidas desde las vigas radiales y la carga equivalente resultante.	120
Figura 58 Diagrama de cuerpo libre de la columna donde se muestra las cargas y las reacciones en el nodo G.	121
Figura 59 Diagrama de cuerpo libre del tanque para la evaluación de la volcadura por acción del viento.....	123
Figura 60 Tanque Diagrama de cuerpo libre del tanque para la evaluación de estabilidad por sismo.....	128
Figura 61 Diagrama de acción de las cargas de presión interna P_i , Presión de prueba P_t , presión externa P_e y carga viva sobre el techo L_v	134
Figura 62 Acción de las cargas hidrostáticas sobre el cuerpo del tanque.	135
Figura 63 Acción de la carga de viento sobre el techo del tanque	136
Figura 64 Discretización del sistema estructural y componentes del tanque....	138
Figura 65 Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+Lv+0.4*Pe$	139
Figura 66 Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+F+Pi$	140
Figura 67 Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL +Ht+Pt$	140
Figura 68 Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+W+0.4*Pi$	141
Figura 69 Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+W+0.4*Pe$	141
Figura 70 Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+F+E +0.4*Pi$.	142
Figura 71 Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+Lv+0.4*Pe$	143
Figura 72 Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+F+Pi$	143
Figura 73 Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL +Ht+Pt$	144
Figura 74 Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+W+0.4*Pi$	144
Figura 75 Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+W+0.4*Pe$	145

Figura 76	Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+F+E +0.4*Pi$.	145
Figura 77	Factor de demanda para el sistema estructural según la norma ANSI/AISC 360.....	146
Figura 78	Diagrama del factor de demanda del sistema estructural según ANSI/AISC 360.....	147
Figura 79	Detalle de conexión entre viga radial y anillo superior del cuerpo del tanque	154
Figura 80	Detalle de conexión entre viga radial y columna central	159
Figura 81	Esfuerzo máximo sobre plancha y rigidizador debido a la carga V_u transmitida desde las vigas radiales.	161

RESUMEN

El presente trabajo de suficiencia profesional tiene como objetivo diseñar el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado integrando la teoría de resistencia de materiales y la norma ANSI/AISC 360, con la finalidad de obtener un sistema estructural que pueda soportar de manera segura todas las combinaciones de carga solicitadas por la norma API 650.

El diseño se desarrolló usando un método analítico partiendo de las recomendaciones normativas como la máxima relación de esbeltez o espesores mínimos recomendados para cada tipo de elemento estructural dada por las normas existentes, a partir de estas recomendaciones y usando los métodos de cálculo de la teoría de resistencia de materiales se pudo determinar la combinación de carga crítica y como estas actúan sobre cada elemento del sistema estructural, con lo cual se pudo dimensionar el tipo de perfil para cada elemento estructural.

Se verificó que el sistema estructural diseñado analíticamente puede soportar cada combinación de carga requerida por la norma API 650 realizando un análisis por elementos finitos, este análisis se desarrolló en el software Sap2000 dado que nos permite obtener resultados confiables usando únicamente elementos tipo barra y placa para representar nuestro modelo.

ABSTRACT

The purpose of this professional sufficiency work is to design the structural system that supports the roof of a conical tank supported by integrating the theory of material resistance and the ANSI/AISC 360 standard, in order to obtain a structural system that can safely support all load combinations requested by the API 650 standard.

The design was developed using an analytical method based on regulatory recommendations such as the maximum slenderness ratio or minimum thicknesses recommended for each type of structural element given by existing standards. Based on these recommendations and using the calculation methods of the theory of strength of materials, it was possible to determine the combination of critical loads and how they act on each element of the structural system, which allowed the type of profile for each structural element to be dimensioned.

It was verified that the analytically designed structural system can support each load combination required by the API 650 standard by performing a finite element analysis. This analysis was developed in the Sap2000 software since it allows us to obtain reliable results using only bar and plate type elements to represent our model.

INTRODUCCION

Los tanques cónicos soportados son depósitos de almacenamiento de grandes volúmenes de líquidos a presión atmosférica, los componentes de estos tanques son el fondo, cuerpo, techo y el sistema estructural de soporte del techo, los cuales son diseñados según los lineamientos de la norma API 650, sin embargo, no proporciona los lineamientos necesarios para diseñar el sistema estructural. Por lo tanto, surge la necesidad de identificar las normas con las que se puede diseñar el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado.

La norma ANSI/AISC 360 proporciona los lineamientos para el diseño de estructuras metálicas, que integrados con la teoría de resistencia de materiales y soportados con las normas ASCE 7, API 650 se podrá diseñar el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado.

El capítulo I parte detallando los antecedentes investigativos a nuestro trabajo de suficiencia donde se detalla los lineamientos para el diseño de tanques, seguidamente se identificará de nuestra realidad problemática con lo cual se planteará el problema, objetivos e hipótesis de nuestra investigación.

En el capítulo II se desarrollará las bases teóricas y el marco conceptual, donde se definirá que es un tanque, se detallarán los métodos de diseño de los elementos estructurales como vigas y columnas y los componentes del tanque bajo la teoría de resistencia de materiales, las normas ANSI/AISC 360, API 650 y ASCE 7, a su vez, se definirá y detallará el procedimiento de aplicación del método de elementos finitos.

En el capítulo III se desarrollará el trabajo de investigación se detallarán los datos de diseño, seguidamente se diseñara el cuerpo y fondo del tanque según la norma API 650, usando el método de áreas tributarias y aplicando el principio de

transmisión de fuerzas se diseñara principalmente bajo los lineamientos de la teoría de resistencia de materiales y la norma ANSI/AISC 360 cada componente del sistema estructural, finalmente se verificará la estabilidad a la volcadura y esfuerzos debido al viento y sismo.

El capítulo IV realizaremos el análisis por elementos finitos del sistema estructural y los componentes del tanque como un único cuerpo para cada combinación requerida por la norma API 650, con lo cual se conocerá que nuestro diseño realizado analíticamente trabaja por debajo del esfuerzo de fluencia del material y el factor de demanda del sistema estructural cumple con los lineamientos de la norma ANSI/AISC 360.

Finalmente se presentará las conclusiones y recomendaciones de nuestro trabajo de suficiencia profesional.

1 CAPÍTULO I GENERALIDADES

1.1 Antecedentes de la Investigación

1.1.1 Internacionales

Manzanero J., (2015) en su el proyecto de fin de grado de “Diseño de una hoja Excel para un tanque de almacenamiento de gasóleo de automoción” de la Universidad Politécnica de Madrid, España.

Esta investigación establece una metodología para la implementación de una hoja Excel automatizada para poder diseñar tanques de almacenamiento. Para el proceso de implementación de la hoja Excel se realizó el estudio de los conceptos para el diseño de tanques, los datos mínimos requeridos para el diseño, y por último la familiarización de la normativa API650 y la normativa europea UNE-EN 14015; todo esto se aplica especialmente en el estudio de las cargas asociadas para el diseño y la explicación del método de cálculo analítico. Como resultado el estudio concluye que se pudo generar una hoja de cálculo automatizada en Excel aplicado para cualquier dimensión de tanque vertical para almacenamiento de fluidos.

Luna A., (2017) en su el proyecto de fin de grado de “Diseño de tanques de condensado de 10000 m3 de techo fijo de planta Canadá LNG” de la Universidad Politécnica de Madrid, España.

El proyecto de investigación tiene como objetivo realizar el diseño de los tanques de almacenamiento de condensado siguiendo las recomendaciones de la norma API 650, se diseñó la estructura del fondo, cuerpo y techo, así como los accesorios. Se partió detallando las características del fluido a almacenar, su importancia en la industria en general y su evolución tecnológica. El diseño del tanque fue realizado usando métodos analíticos soportados por la norma API 650

y la norma UNE-EN-1405, las cuales detallan las ecuaciones para dimensionar todos los componentes de tanques metálicos soldados (fondo, cuerpo, techo, sábana flotante y sus accesorios), seguidamente se realizó una estimación de la inversión del coste del proyecto y flujo de caja anual de operación con el cual se estimó la viabilidad del proyecto.

Naik J., Agrawal P., Patel J., (2017) en su paper “Design of Conical Roof Structure of Liquid Sulphur Storage Tank” de BVM College, India.

El estudio se centra el diseño de la estructura de soporte del techo usando el software STAAD Pro., en el desarrollo de la investigación nos detalla los materiales y perfiles a usar, los tipos de apoyo que se deben considerar en los componentes de la estructura de soporte, se analizan las condiciones de carga, que incluyen carga viva, carga muerta y carga térmica, bajo diversas restricciones, finalmente se realiza el cálculo obteniendo como resultados las deflexiones, esfuerzos y el ratio el cual es menor a la unidad, concluyendo que el diseño del sistema estructural usando el software STAAD Pro cumple los requerimientos normativos.

Gonzales D., (2018) en su proyecto de fin de grado de “Diseño y cálculo de un tanque de almacenamiento de un fluido de alta temperatura” de la Universidad Politécnica de Madrid, España.

El trabajo tiene como objetivo el diseño de un depósito de almacenamiento a alta temperatura, partiendo de los datos proporcionados por el cliente realizará los cálculos aplicando la normativa API650 se diseñará el base, cuerpo y techo, finalmente se realizará las comprobaciones usando la herramienta Ansys en el cual se podrá visualizar la deformado y sus desplazamientos en el plano horizontal, así como la tensión equivalente de Von Mises para comprobar si es coherente con el resultado y si cumple con el límite elástico del acero elegido.

1.1.2 Nacionales

López M., Vidal W., (2019) en su tesis de “Diseño y construcción de un tanque de neutralización de aguas ácidas, reduciendo la contaminación ambiental software de diseño estructural, mina Tantahuatay – Cajamarca” de la Universidad Nacional del Callao.

En este trabajo de investigación estuvo enfocado en el diseño y construcción de un tanque vertical para almacenamiento de neutralizador de aguas ácidas, el diseño se realizó aplicando una metodología de modelado usando el software SAP 2000 y comparando los resultados con las recomendaciones y métodos de diseño de la norma API 650, a su vez, se detalló los ensayos no destructivos como son los tintes penetrantes, pruebas de vacío y otras pruebas requeridas por la norma API 650, finalmente se realizó el presupuesto de construcción del tanque. El trabajo de investigación concluyó que se diseñó el tanque de neutralizador usando software SAP 2000 y la norma API 650, a su vez se aplicó las pruebas de calidad según la norma API 650 y se aseguró la calificación de las uniones soldadas usando la norma ASME IX – 2013.

Calcina L., Escarcena J., (2021) en su tesis de “Diseño de un tanque atmosférico metálico de 300 m³ de capacidad según la norma API 650 para almacenar hidrocarburos” de la Universidad Nacional del Altiplano.

La investigación tiene como objetivo diseñar un tanque atmosférico metálico de 300 m³ de capacidad utilizando la norma API 650 para almacenar hidrocarburos y a partir del cual desarrollar innovación tecnológica y competitividad de tanques en la industria del sector hidrocarburos en la región de Puno, en el trabajo de investigación se desarrolló usando un método de investigación deductivo alcanzando un nivel descriptivo experimental, el diseño fue realizado bajo el estándar SAP2000 y procesando los datos usando el software Excel y desarrollo

de planos en Autocad. El trabajo de investigación concluyo que el uso de las secciones 4, 5 y 6 del estándar API 650 es una herramienta fundamental que permite garantizar que el diseño del tanque no presente fallas en su construcción.

1.2 Identificación y Descripción del Problema de Estudio

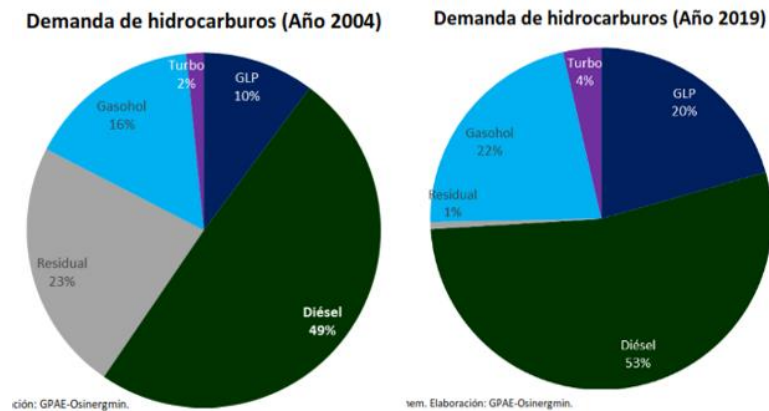
El almacenamiento de hidrocarburos en grandes cantidades es un punto importante en las operaciones de refinerías, operaciones portuarias y operaciones mineras, dado que es un factor importante para garantizar la operatividad de las plantas.

Nuestro país no es uno de los principales productores de petróleo diésel y menos aún tiene la capacidad de abastecer la demanda local; según Osinergmin la demanda de hidrocarburos sigue siendo dependiente de los volúmenes de importación tanto de petróleo como de derivados del crudo donde el producto más dependiente es el diésel.

A su vez detalla que el diésel fue el primer combustible que ya recupero y mejoró sus niveles de consumo en el Perú luego de la reducción de demanda provocado por las restricciones derivadas por la pandemia del COVID-19 en el año 2020, siendo la recuperación del flujo de tránsito vehicular pesado un factor importante para su recuperación.

Figura 1

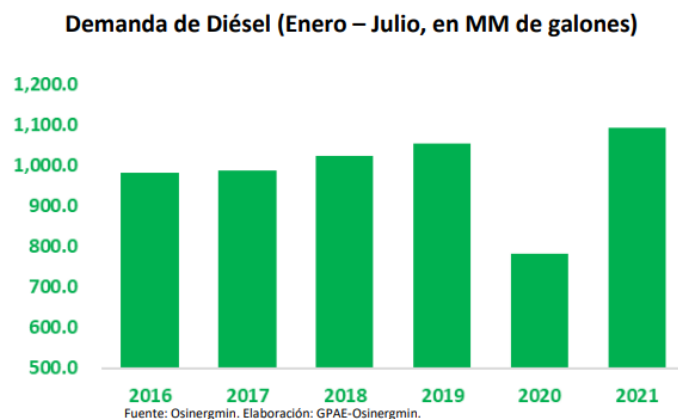
Diagrama circular del crecimiento de demanda de la importación de hidrocarburos.



Nota. Tomada de *Gerencia de Políticas y Análisis Económico Osinermin* (p.5), por Análisis del Mercado de Hidrocarburos, Año 10 - N°10 – Noviembre del 2021 (2021). Lima, Perú.

Figura 2

Demanda de diésel por año.



Nota. Tomada de *Gerencia de Políticas y Análisis Económico Osinermin* (p.72), por Análisis del Mercado de Hidrocarburos, Año 10 - N°10 – Noviembre del 2021 (2021). Lima, Perú.

Esta recuperación del flujo de tránsito vehicular pesado se debe en gran medida al sector minero, en el cual para garantizar sus operaciones depende de los insumos como el NaSH, Diésel o el suministro de repuestos de equipos y alimentos, entre otros, los cuales son transportados por vehículos de tránsito pesado desde los principales centros de abastecimiento que generalmente se ubican las ciudades ubicadas en la costa del Perú.

Hablando propiamente de las operaciones mineras, el uso de vehículos de carga pesada es muy importante, dado que estos son usados en el mantenimiento de sus vías internas y en el acarreo de mena hacia su línea de chancado primario o muchas veces en el transporte de concentrado de mineral hacia los grandes depósitos de almacenamiento y despacho en los principales puertos del Perú, esto se puede visualizar en el diagrama de distribución de costos en el cual las actividades de transporte y carguío concentran el 57% del presupuesto de operación en una unidad minera.

Figura 3

Diagrama de distribución de costos por actividades en una operación minera



Nota. Tomada de *La gestión de la demora en el abastecimiento de combustible y su influencia en la productividad de equipos de acarreo en una empresa minera de la ciudad de Cajamarca* (p.12), por Tomada Mestanza S., (2021). Lima, Perú.

Debido a la creciente demanda pre pandemia, nuestro país ha desarrollado proyectos inversión para la construcción de infraestructura con los proyectos de explotación del gas de Camisea, la modernización de la refinería de Talara, la construcción del terminal portuario Mollendo, o los proyectos de inversión post pandemia que están en proceso de ejecución como son la ampliación y reubicación de grifo en minera Las Bambas, el nuevo terminal de Ilo o los centros de abastecimiento y distribución de Ninacaca y Puerto Maldonado y los futuros proyectos de inversión como son el Mega Puerto de Corio – Islay, el Terminal Portuario de Lambayeque o el Terminal Portuario Multipropósito Almirante Miguel

Grau de Tacna, que según datos de PROINVERSIÓN se estima montos de inversión de S/. 7140 millones, S/. 2300 millones y S/. 3200 millones. Ante esta demanda de infraestructura y la necesidad incrementar la infraestructura poder cubrir la demanda local de petróleo diésel nos lleva a plantear que en el futuro cercano se va requerir la construcción de tanques de almacenamiento de gran capacidad.

El diseño y construcción de los tanques de almacenamiento son regidos por distintas normas según el tipo de tanque, los cuales pueden ser tanques atmosféricos, tanques a baja presión y los tanques o presión conocidos como recipientes a presión.

La normativa API 650 es la norma que gobierna el diseño y construcción de los tanques atmosféricos los cuales son utilizados para el almacenamiento de hidrocarburos y muchas veces usado para el almacenamiento de otro tipo fluidos líquidos; esta norma clasifica los tanques según el tipo de soporte y geometría del techo, en primero lugar, tenemos los tanques soportados con techos de geometría tipo cono, el cual se apoya en el cuerpo de tanque y un sistema estructural, en segundo lugar, tenemos los tanques auto soportados con techos de geometría tipo cono, tipo sombrilla y tipo domo, los cuales se apoyan únicamente en el cuerpo del tanque.

La norma API 650 nos detalla los procedimientos y criterios que se deben cumplir para el diseño del techo, cuerpo y fondo del tanque, mas no detalla los criterios y procedimientos de cálculo con los cuales se debe diseñar la estructura de soporte de un tanque cónico con techo soportado, está falta de procedimientos y criterios de diseño nos podría a llevar a sobre dimensionar o que se diseñe la estructura de soporte con baja seguridad estructural y no cumpla los requerimientos de las normativas aplicables.

1.3 Formulación del Problema

¿Cómo se podría diseñar el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado de 4000 m³ para garantizar la seguridad estructural en su aplicación?

1.3.1 Problemas Secundarios

1.3.1.1 Problema secundario 1

¿Cómo se pueden determinar las cargas de diseño que actúan sobre el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado?

1.3.1.2 Problema secundario 2

¿Cuál es la eficacia de la simulación del sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado usando el método de elementos finitos para asegurar que el diseño propuesto cumpla los criterios de seguridad estructural de la norma ANSI/AISC 360?

1.4 Justificación e Importancia

La normativa API650 rige el diseño de tanques cónicos soportados nos brinda los criterios de diseño del techo, cuerpo y fondo, sin embargo, no proporciona los criterios o métodos que se debe seguir para diseñar el sistema estructural que soporta el techo de los tanques cónicos soportados, por lo tanto, esto nos llevará a diseñar el sistema estructural que soporta el techo integrando los criterios de diseño de la norma ANSI/AISC 360, la teoría de resistencia de materiales y el método de elementos finitos, los cuales nos permitirán diseñar con un grado alto de exactitud el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado.

1.5 Objetivos

1.5.1 *Objetivo General*

Diseñar el sistema estructural del techo de un tanque cónico soportado usando la norma ANSI/AISC 360.

1.5.2 *Objetivos específicos*

1.5.2.1 Objetivo específico 1

Usando el criterio de áreas tributarias y un análisis de transmisión de fuerzas determinar las cargas de diseño que actúan sobre el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado.

1.5.2.2 Objetivo específico 2

Verificar la eficacia de la simulación del sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado usando el método de elementos finitos realizando comparaciones con resultados obtenidos analíticamente.

1.6 Hipótesis

1.6.1 *Hipótesis general*

Usando la norma ANSI/AISC 360 se puede diseñar el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado.

1.6.2 *Hipótesis específica*

1.6.2.1 Hipótesis específica 1

El método de áreas tributarias y el análisis de transmisión de fuerzas nos permitirá determinar las cargas de diseño que actúan sobre el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado.

1.6.2.2 Hipótesis específica 2

Realizando una simulación del sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado usando el método de elementos finitos se puede cumplir con un alto grado de exactitud los criterios de seguridad estructural de la norma ANSI/AISC 360.

1.7 Variables y Operacionalización de Variables

1.7.1 Variables

Variable independiente (VI): Resistencia de materiales, norma ANSI/AISC 360 y el método por elementos finitos.

Variable dependiente (VD): sistema estructural.

1.7.2 Operacionalización de Variables

Tabla 1

Operacionalización de Variables.

Variable	Dimensión	Indicador	Método de Medición
VI: Resistencia de materiales, Norma ANSI/AISC 360, Método de elementos finitos	Cargas de diseño	Lista de cargas y combinaciones de cargas.	Revisión documental
	Procedimientos de diseño	Elementos estructurales sometido cargas de tensión, compresión, pandeo y flexo compresión.	Revisión documental
VD: Sistema estructural	Ratio	Ratio<1	Análisis cuantitativo

Nota. Fuente elaboración propia.

1.8 Metodología de la Investigación

1.8.1 Unidad de Análisis

La unidad de análisis de esta investigación es el área de almacenamiento de hidrocarburos del terminal portuario Mollendo.

1.8.2 Tipo, Enfoque y Nivel de Investigación

- El tipo de investigación es aplicada, ya que a partir de teorías científicas y normativas existentes se va generar conocimientos prácticos para dar solución a nuestro problema específico.
- Desde el punto de vista del enfoque la investigación es cuantitativo, ya que a partir de la recolección de datos y medición numérica vamos establecer patrones de comportamiento y validar nuestra investigación.
- Desde el punto de vista del alcance la investigación es correlacional, ya que se van establecer relaciones entre las variables dependientes e independientes.

1.8.3 *Diseño de la Investigación*

El diseño de nuestra investigación será no experimental, ya que nuestra hipótesis se va a validar con el soporte de teoría existente como la teoría de resistencia de materiales y la norma ANSI/AISC 360 y el método de elementos finitos.

1.8.4 *Fuentes de la Investigación*

La fuente de investigación son los datos de diseño como la capacidad de almacenamiento del tanque, dimensiones y tipo de tanque, especificaciones del fluido a almacenar, las condiciones de emplazamiento (condiciones locales, viento y sismo) y las condiciones de diseño (cargas de diseño y tipo de acero).

1.8.5 *Análisis y Procesamiento de Datos*

El procesamiento de los datos recolectados se realizará con el software Excel, mediante la elaboración de procedimiento y memoria de cálculo aplicando la teoría de resistencia de materiales y las norma AISC 360.

También se realizará una simulación por elementos finitos con el software Sap2000 para verificar ratio de la estructura de soporte del techo del tanque cónico soportado para todas las combinaciones de cargas.

2 CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO Y MARCO CONCEPTUAL

2.1 Bases teóricas

2.1.1 *Tanques de almacenamiento*

Los tanques son recipientes cerrados o abiertos en su parte superior de diversos tamaños usados para el almacenamiento de líquidos y gases, según los materiales con el que son contruidos tenemos los tanques metálicos que son usados generalmente en la industria de hidrocarburos para almacenar combustibles líquidos y gases, tenemos los tanques de concreto armado usados generalmente como depósitos de almacenamiento de agua para habilitaciones urbanas.

En la industria de hidrocarburos existen muchas formas de clasificar los tanques metálicos, una de las formas más importantes es clasificarlos por la presión interna que soportan, dado que es una carga fundamental a la que están sujeto los tanques, por lo tanto, según la presión interna que soportan los tanques pueden clasificarse como:

- Tanque atmosférico: es un tipo de tanque diseñado para operar a una presión interna igual a la presión atmosférica, este tipo de tanque generalmente son usados líquidos a presión ambiente, por su geometría cilindros verticales son conocidos también como tanques verticales.
- Tanque a baja presión: son tanques diseñados para operar a presiones ligeramente superior a la presión atmosférica, generalmente hasta 15 psi; por su geometría pueden ser tanques cilíndricos verticales y horizontales que suelen tener paredes más gruesas que los tanques atmosféricos.
- Tanques a alta presión: son tanques diseñados para presiones internas superiores a 15 psi, son conocidos mayormente como recipientes presión debido a que son

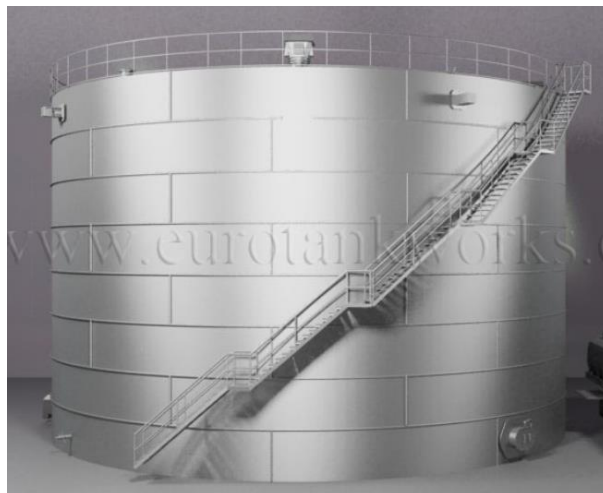
una forma especializada de recipiente y las normas los tratan por separado de los tanques, este tipo de recipientes son usados comúnmente en el diseño de calderas.

Otra forma importante de clasificar los tanques de almacenamiento es según su geometría, los cuales pueden ser:

- Tanques verticales: este tipo de tanque son de geometría cilíndrica construida verticalmente, es decir el eje mayor del cilindro esta alineado perpendicularmente al eje al suelo, ´por su geometría cilíndrica distribuyen de manera uniforme las presiones internas, son usados para el almacenamiento de grandes volúmenes de líquidos a presión atmosférica.

Figura 4

Tanque vertical.



Nota. Tomada de <https://tanque-silo.es/tanques-de-almacenaje/vertical-tanques/tanque-vertical-3000/>.

- Tanques horizontales: es un recipiente de almacenamiento cilíndrico construido de tal manera que el cilindro está orientado paralelamente al suelo, es decir su eje mayor está alineado horizontalmente, al igual que los tanques verticales por su geometría cilíndrica distribuyen de manera uniforme las presiones, este tipo de tanque son usados para el almacenamiento de líquidos con el diésel y gases comprimidos como oxígeno, nitrógeno, combustibles líquidos volátiles a presión atmosférica y a altas presiones.

Figura 5

Tanque horizontal



Nota. Tomada de <https://cryospain.com/es/tanques-horizontales>.

- Tanques esféricos: es un recipiente de almacenamiento de forma esférica, que debido a su forma distribuyen de manera uniforme los esfuerzos y minimiza de forma eficiente los concentradores de esfuerzos, este tipo de tanques son usados para almacenar gases a alta presión como gas natural licuado, gas licuado de petróleo, hidrógeno, entre otro tipo de gases y líquidos a altas presiones.

Figura 6

Tanque esférico.



Nota. Tomada de https://www.turbosquid.com/pt_br/3d-models/3d-spherical-tank-1371475.

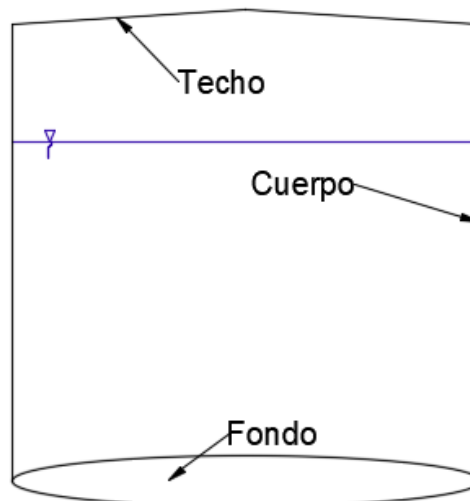
2.1.2 Tanque vertical

Dentro del tipo de tanques atmosféricos tenemos al tanque vertical que es un recipiente conforma de un cilindro vertical, usados generalmente en la industria de hidrocarburos para almacenar grandes cantidades de líquidos como el diésel.

Según la norma API 650 los tanques verticales tienen tres componentes principales, como son el techo, el cuerpo y el fondo.

Figura 7

Tanque vertical y sus componentes principales



Nota. Fuente elaboración propia.

La norma API 650 clasifica a los tanques verticales según el tipo de techo que tiene, estos pueden ser tanques con techo soportado tanques con techo auto soportado y tanques con techo flotante.

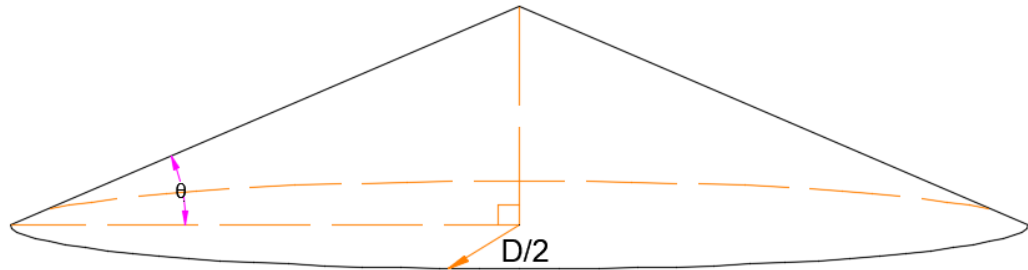
2.1.2.1 Tanque con techo soportado

Un tanque es con techo soportado, cuando el techo no se soporta únicamente en el cuerpo del tanque, si no, también se soporta en un sistema estructural, siendo la geometría del techo del tanque un cono recto con una pendiente mínima de 1:16 y con un espesor mínimo de lámina de 5 mm. Este tipo

techos son usados comúnmente en tanques de gran diámetro, en el cual es más eficiente contar con una estructura de soporte que incrementar el espesor del techo.

Figura 8

Techo cónico para un tanque con techo soportado.



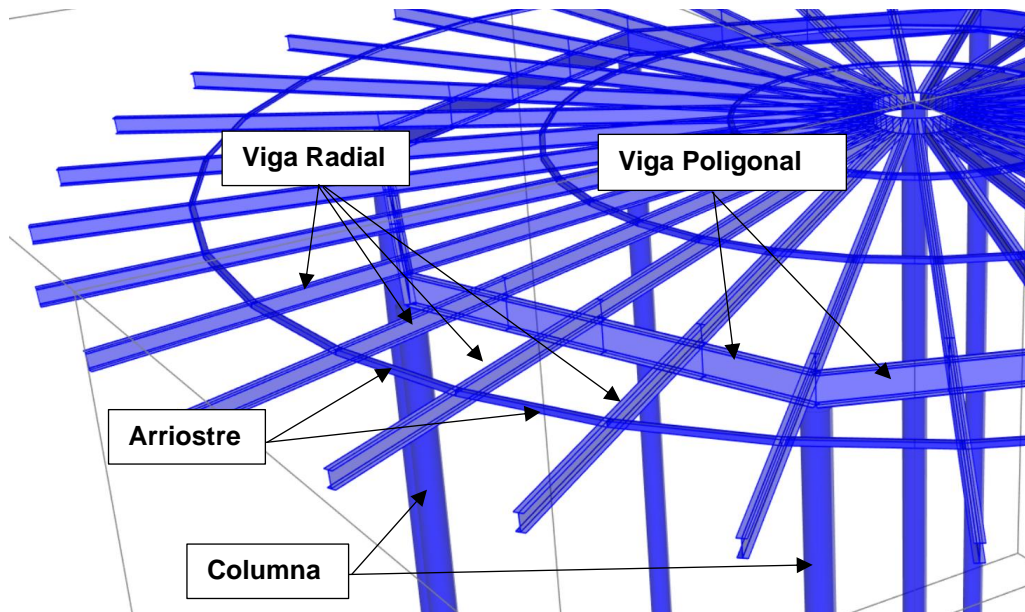
Nota. Fuente elaboración propia.

Los miembros principales que soportan el techo del tanque cónico soportado son:

- Vigas: estos pueden ser de perfiles comerciales laminados en caliente o pueden ser fabricadas en taller de planchas o ángulos, por el tipo de uso dentro del sistema estructural tenemos las vigas radiales y las vigas poligonales.
- Columnas: estos son de perfiles comerciales laminados en caliente, generalmente se usan perfiles con un radio de giro del mismo valor en sus dos ejes principales por su capacidad de soportar la misma carga máxima de compresión antes de sufrir una falla por pandeo, siendo el más utilizado el tubo redondo por tener el mismo radio de giro que un tubo cuadrado, pero con la ventaja de tener menor masa.
- Arriostres: usualmente son de perfiles tipo ángulo, usados para rigidizar el patín a compresión de las vigas o columnas.

Figura 9

Estructuras de soporte de techo de un tanque cónico soportado



Nota. Fuente elaboración propia.

2.1.2.2 Tanque con techo auto soportado

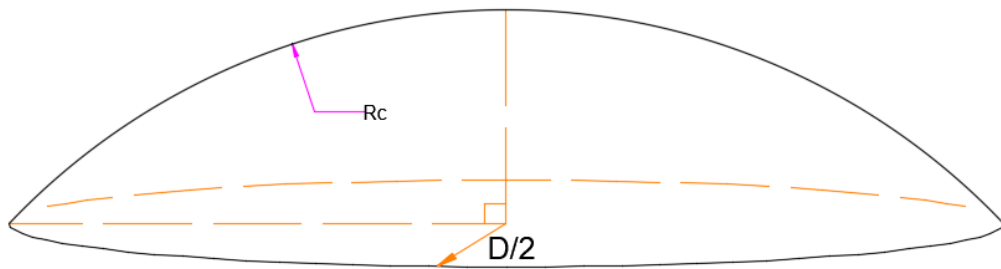
Un tanque es con techo auto soportado, cuando su techo únicamente se soporta en el cuerpo del tanque. Este tipo techos son usados comúnmente en tanques diámetro menor, en el cual es más eficiente soportar en techo en el cuerpo que contar con una estructura de soporte.

A diferencia de los tanques con techo soportado, la geometría del techo de este tipo de tanques puede ser:

- Techo tipo cónico: de la misma manera que en los tanques con techo fijo, la geometría del techo es un cono recto con una pendiente que debe estar en el rango de 9:12 a 2:12, y con espesor de lámina de techo corroído entre 5 mm a 13 mm.
- Techo tipo domo: esos tanques tienen un techo de tipo de un casquete esférico, donde el radio de bombeo "RC" varía entre 0.8 y 1.2 veces el diámetro del tanque "D", y con espesor de lámina de techo corroído entre 5 mm a 13 mm.

Figura 10

Techo tipo domo para un tanque con techo auto soportado.

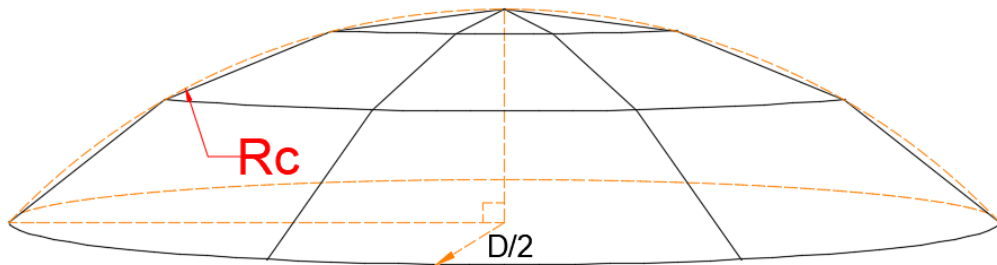


Nota. Fuente elaboración propia.

- Techo tipo sombrilla: es un techo tipo domo modificado formado por secciones de polígonos regulares con tantos lados hasta lograr que se apoyen en el cuerpo del tanque, logrando tener forma de un paraguas, del mismo modo que los tanques tipo domo se rigen por el radio de bombeo " R_c " entre 0.8 a 1.2 veces el diámetro del tanque y con espesor de lámina de techo corroído entre 5 mm a 13 mm.

Figura 11

Techo tipo sombrilla para un tanque con techo auto soportado.



Nota. Fuente elaboración propia.

2.1.2.3 Tanque con techo flotante

Son tanques en el cual el techo se mueve según el nivel del líquido almacenado, este tipo de tanque generalmente son usados para el almacenamiento de fluidos volátiles con el fin de evitar las fugas de los vapores generados y que se pueda generar pérdidas del líquido y/o daños a medio ambiente.

Los techos flotantes pueden ser del tipo interno, cuando estos techos son usados dentro de tanques con techo fijo (soportado o auto soportado) o del tipo externo cuando el techo flotante está expuesto a la atmósfera.

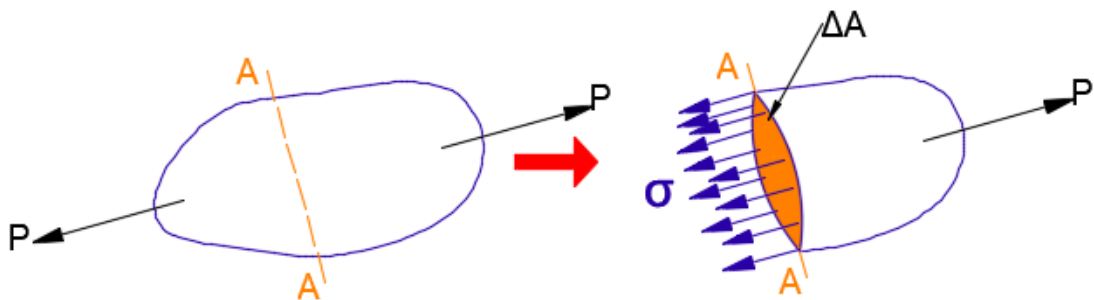
2.1.3 Resistencia de Materiales

2.1.3.1 Esfuerzo

Si a un cuerpo sometido a cargas externas se le realiza un corte como se muestra en la Figura 12, en el corte se presentará una distribución de fuerzas con igual magnitud y sentido contrario a la fuerza externa P, entonces se define al esfuerzo como la intensidad de distribución de fuerzas internas por unidad de área.

Figura 12

Fuerza externa y esfuerzo que genera en el corte A-A.



Nota. Fuente elaboración propia

El estudio de esfuerzos los clasifica según la dirección en la que actúan respecto al plano de corte, teniendo los esfuerzos normales, son los que actúan en la dirección perpendicular (normal) al plano de corte A, denotando a este tipo de esfuerzo con la letra “σ” y calculándolo según como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{\text{Fuerza}}{\text{Area}} = \frac{P}{A} \quad (2.1)$$

Otro tipo son los esfuerzos cortantes, son los que actúan paralelos al plano de corte A, denotados con la letra “τ”, el cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$\tau = \frac{Fuerza}{Area} = \frac{P}{A} \quad (2.2)$$

2.1.3.2 Esfuerzo permisible

Para garantizar la seguridad de un miembro estructural el ingeniero a cargo del diseño debe poner un límite al esfuerzo máximo que puede soportar un material con el fin de garantizar que el miembro estructural trabaje a una carga inferior a la que puede soportar plenamente.

Existen muchas razones por diseñar el miembro estructural a una carga inferior a la plena como por ejemplo los errores que se puedan incurrir durante la fabricación y montaje, las vibraciones desconocidas, cargas ocasionales o los efectos corrosivos del ambiente, entre otros.

Para poder cuantificar la carga permisible se define el factor de seguridad (FS), el cual es la razón entre la carga o esfuerzo de falla F_{falla} y la carga o esfuerzo permisible F_{perm} . Siendo F_{falla} es una propiedad del material que se obtiene mediante ensayos experimentales y F_{perm} la carga que máxima que puede soporte el elemento estructural antes que este falle.

$$FS = \frac{F_{falla}}{F_{perm}} > 1 \quad (2.3)$$

El valor del esfuerzo permisible está en función al valor del factor de seguridad, y este valor depende mucho del tipo de diseño, material, la o las normas aplicables para el diseño y la experiencia del ingeniero de diseño.

2.1.3.3 Deformación: Ley de Hook para esfuerzo normal

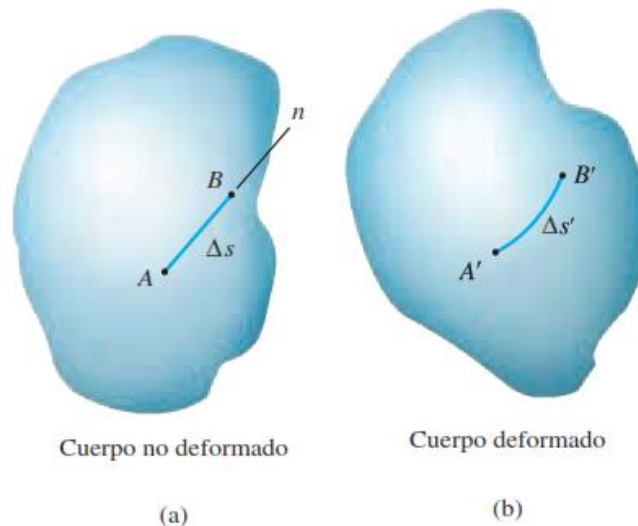
Se define como deformación (δ) como el cambio de tamaño y forma de un cuerpo al aplicarse fuerzas externas o cambios de temperatura, y la deformación

unitaria (ϵ) como el cociente entre la deformación (δ) y la longitud inicial de un cuerpo (L).

$$\epsilon = \frac{\Delta s' - \Delta s}{L} = \frac{\delta}{L} \quad (2.4)$$

Figura 13

Cuerpo longitud no deformada y deformada por acción de un agente externo.



Nota. Tomada de *Resistencia de Materiales* (p.72), por Hibbler R., (2005), México, México.

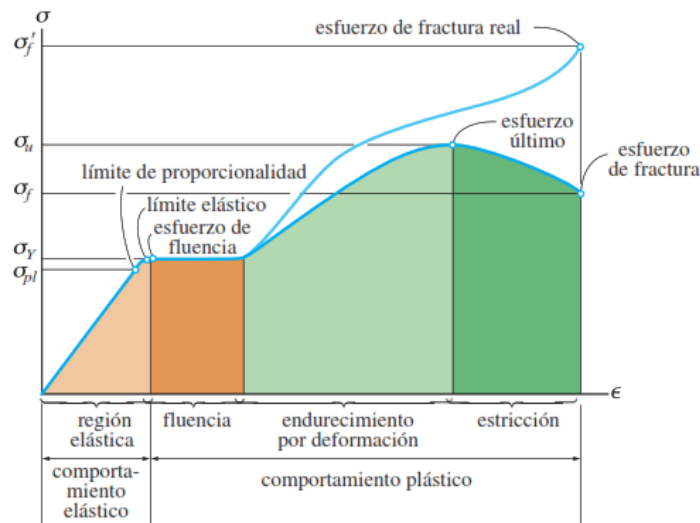
A partir de pruebas experimentales Robert Hooke encontró que en una determinada zona la cual se le conoce como región elástica existe una relación lineal entre la deformación unitaria (ϵ) y el esfuerzo (σ) que sufre un cuerpo debido a un agente externo (fuerzas, cambios de temperatura, etc.) teniendo como resultado la siguiente ecuación:

$$\sigma = E \times \epsilon \quad (2.5)$$

A la ecuación (2.5) se le conoce como la ley de Hook, donde (E) es el módulo de Young, el cual es la pendiente de la recta en la zona elástica del diagrama esfuerzo deformación unitaria.

Figura 14

Diagrama Esfuerzo vs. Deformación unitaria para un acero.



Nota. Tomada de *Resistencia de Materiales* (p.88), por Hibbler R., (2005), México, México.

De la misma manera que la ley de Hook para esfuerzo normal, se puede identificar una región elástica donde se puede establecer una relación entre esfuerzos cortante (τ_{xy}) y la deformación unitaria angular (γ_{xy}) como se muestra en la siguiente ecuación.

$$\tau_{xy} = G \times \gamma_{xy} \quad (2.6)$$

Donde (G) es el módulo de Young, el cual es la pendiente de la recta en la zona elástica del diagrama esfuerzo deformación unitaria.

2.1.3.4 Módulo de Poisson

Si a un elemento estructural se le aplica una fuerza externa, está se deformará en la misma dirección, pero en simultaneo esta fuerza externa ocasionará que el elemento estructural se deforme en la dirección lateral.

A la relación entre la deformación lateral y la deformación axial se le conoce como el módulo de Poisson (μ).

$$\mu = \left| \frac{\text{deformación lateral}}{\text{deformación axial}} \right| = \frac{\epsilon_{lateral}}{\epsilon_{axial}} \quad (2.7)$$

A partir del módulo de Poisson se puede establecer una relación entre el módulo de Young para esfuerzo normal y para esfuerzo cortante.

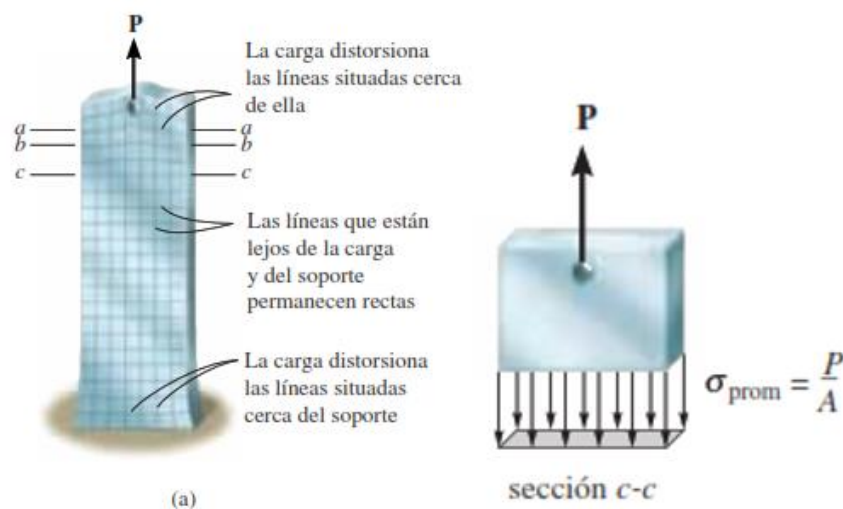
$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \mu)} \quad (2.8)$$

2.1.3.5 Elementos sometidos fuerza axial

Se dice que un elemento estructural está sometido a carga axial cuando este soportar una fuerza en su dirección longitudinal como se muestra en la Figura 15.

Figura 15

(a) Elemento estructural sometido a fuerza Axia. (c-c) Sección donde se detalla la distribución de esfuerzos producto de la fuerza externa.



Nota. Tomada de *Resistencia de Materiales* (p.123-124), por Hibbler R., (2005), México, México.

Como resultado de la fuerza axial P , dentro del elemento estructural se generará fuerza interna distribuido como se detalla en la Figura 15, el esfuerzo producido se calculará según la ecuación (2.1).

Por otro lado, la fuerza axial también produce deformaciones en la longitud del elemento estructural, esta deformación en la región elástica se puede calcular como:

$$\delta = \frac{P \times L}{E \times A} \quad (2.9)$$

2.1.3.6 Vigas

Las vigas son elementos estructurales en la cual su longitud es considerablemente mayor que sus dimensiones laterales y además soportan cargas perpendiculares a su longitud.

En el estudio de vigas se pueden diferenciar dos tipos de esfuerzos que se genera, la primera son esfuerzos normales debido a momentos flectores y los esfuerzos cortantes debido a fuerzas que actúan en dirección perpendicular al eje de la viga.

2.1.3.6.1 Esfuerzos normales por momento flector

Una viga está sometida a flexión pura cuando soporta únicamente momentos flectores producidos por fuerzas y momentos externos perpendiculares a su eje longitudinal.

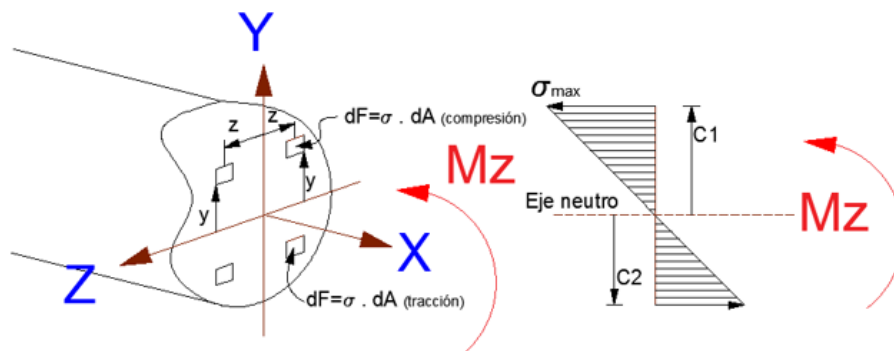
Producto de la acción del momento flector se generan esfuerzos normales a la sección transversal de la viga, estos esfuerzos se generan en dos planos diferenciados por el eje neutro de la viga, un plano que está sometido a compresión y el otro a tensión, siendo el eje neutro de la viga la recta donde esta no presenta esfuerzos internos. Entonces el esfuerzo debido al momento flector se calcula como:

$$\sigma = - \frac{M_z \times y}{I_z} \quad (2.10)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = -\frac{M_z \times C_1}{I_z} = -\frac{M_z}{S_z} \quad (2.11)$$

Figura 16

Viga con un corte donde se muestra la acción del momento flector y los esfuerzos internos.



Nota. Tomada de *Resistencia de Materiales II* (p.18), por Aceijas W., (2005), Lima, Perú.

2.1.3.6.2 Esfuerzo de corte por fuerza cortante

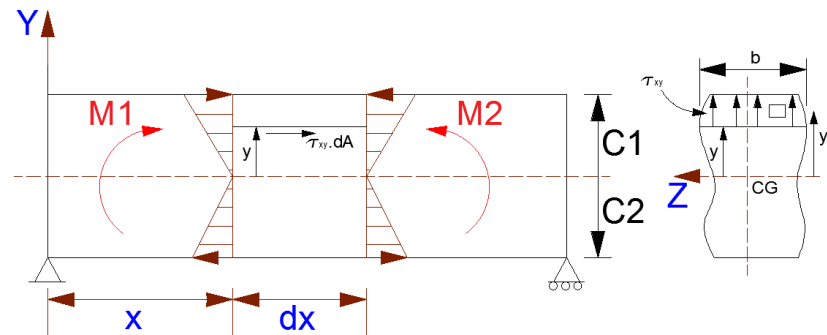
Aparte de los esfuerzos normales en vigas, existe otro tipo de esfuerzos los cuales se generan entre superficies debido al deslizamiento entre ellas, estos esfuerzos de corte son producto de fuerzas perpendiculares al eje de la viga.

$$\tau_{xy} = \frac{V}{I_z \times b} \times \int_y^{c1} y_1 \times dA = \frac{V \times Q}{I_z \times b} \quad (2.12)$$

El esfuerzo cortante máximo se dará cuando “y” es igual a cero, es decir en el centro cortante de la sección de la viga.

Figura 17

Viga con un corte donde se muestra la acción del esfuerzo cortante.



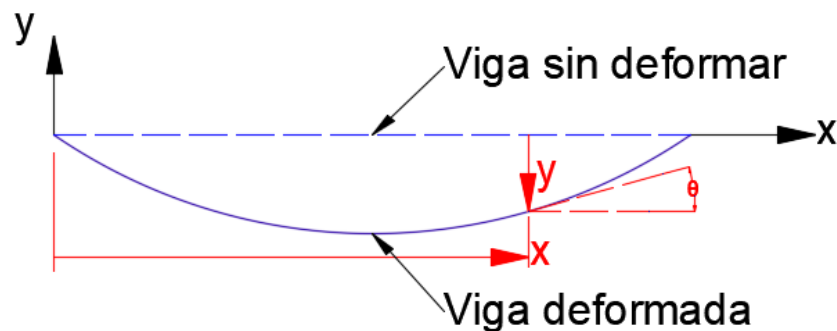
Nota. Tomada de *Resistencia de Materiales II* (p.69), por Aceijas W., (2005), Lima, Perú.

2.1.3.6.3 Deflexiones en vigas

Se conoce como deflexión a la curva (deformación) que se genera en una viga producto de fuerzas y momentos perpendiculares a su eje longitudinal. Al desarrollar el estudio de las deflexiones se logró encontrar relaciones que permiten conocer la curvatura de la viga.

Figura 18

Deformada de una viga producto de cargas externas.



Nota. Tomada de *Resistencia de Materiales II* (p.112), por Aceijas W., (2005), Lima, Perú.

Relación de flecha:

$$y = f(x) \quad (2.13)$$

Relación de pendiente:

$$\theta = \frac{dy}{dx} \quad (2.14)$$

Relación de momento flector:

$$\frac{M}{E \times I} = \frac{d^2y}{dx^2} \quad (2.15)$$

Relación de fuerza cortante

$$\frac{V}{E \times I} = \frac{d^3y}{dx^3} \quad (2.16)$$

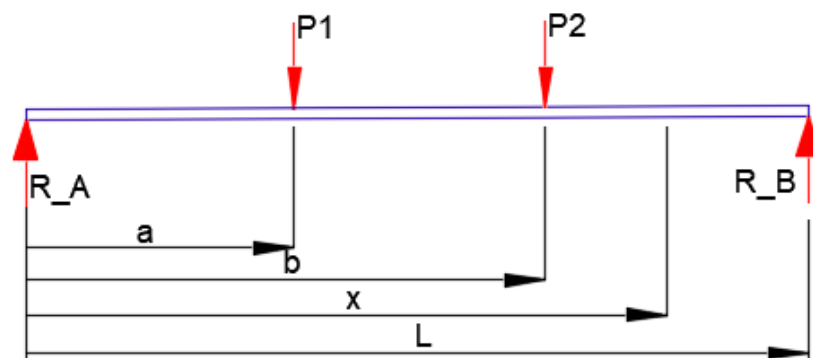
Una manera de encontrar las deflexiones de vigas es usando el método de doble integración que consiste en integrar dos veces la ecuación (2.15) y luego resolver apoyándose en las restricciones que te dan las condiciones de frontera de la viga.

2.1.3.6.4 Funciones singulares

El uso de funciones singulares es una forma rápida y sencilla de resolver las ecuaciones de deflexión, el cual nos permite usar el método de doble integración para el tramo completo de la viga.

Figura 19

Diagrama de cuerpo libre de una viga.



Nota. Tomada de *Resistencia de Materiales II* (p.118), por Aceijas W., (2005), Lima, Perú.

Consideremos una viga como se muestra en la Figura 19, usando funciones singulares la ecuación de la elástica de la viga es:

$$E \times I \times \frac{d^2y}{dx^2} = R_A \times x - P1 \times \langle x - a \rangle - P2 \times \langle x - b \rangle$$

La ecuación anterior se puede resolver fácilmente tomando en cuenta que el símbolo $\langle \rangle$ tiene las siguientes propiedades:

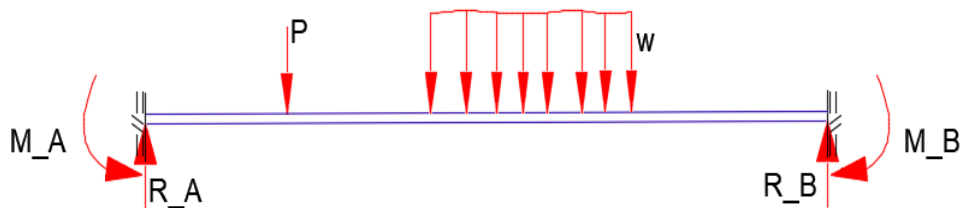
- Si la cantidad en su interior es negativa, su valor es cero.
- Si la cantidad en su interior es positiva, sustituimos el símbolo por un paréntesis.
- Las expresiones dentro de símbolo pueden integrarse directamente.

2.1.3.6.5 Vigas hiperestáticas

Las vigas hiperestáticas son elementos estructurales que no pueden ser resueltos usando los conocimientos de estática, es decir no se pueden determinar las reacciones los puntos de apoyo de la viga usando las ecuaciones de equilibrio.

Figura 20

Viga hiperestática empotrada en sus extremos.



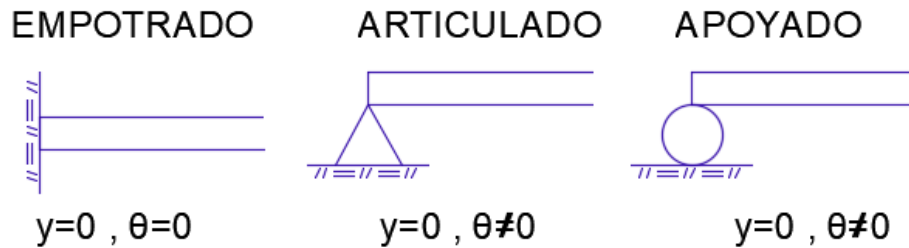
Nota. Tomada de *Resistencia de Materiales II* (p.165), por Aceijas W., (2005), Lima, Perú.

Por ejemplo, en la Figura 20 se muestra una viga empotrada en sus dos extremos que no se puede resolver usando las condiciones de equilibrio ya que se tiene 4 reacciones y solo dos ecuaciones de equilibrio.

Una forma de resolver vigas hiperestáticas es apoyándose en las ecuaciones para calcular las deflexiones, pendientes y las condiciones de frontera.

Figura 21

Condiciones de frontera para distintos tipos de apoyo.



Nota. Fuente elaboración propia.

2.1.3.7 Columnas

Las columnas son elementos estructurales que soportan cargas axiales de compresión. Al momento de diseñar columnas no son factores importantes evaluar la resistencia y rigidez, empero, si es importante evaluar su estabilidad para soportar cargas sin presentar cambios inesperados en su forma.

Las columnas se clasifican como:

- Columnas cortas, son elementos estructurales que falla por aplastamiento cuando el esfuerzo superar el límite de fluencia del material.
- Columnas largas, son elementos estructurales que fallan antes que se logre alcanzar el límite de fluencia del material, esto es conocido como falla por pandeo.





2.1.3.7.1 Pandeo de columnas

En el año 1757 el matemático suizo Leonard Euler pudo encontrar una ecuación que permite calcular el esfuerzo máxima que puede soportar una columna larga antes que falla por pandeo. Esta ecuación es conocida como el esfuerzo de Euler y se expresarse de la siguiente manera:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{(K \times L/r)^2} \quad (2.17)$$

Tabla 2

Factor de longitud efectiva “k” para distintas condiciones de frontera.

Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K .						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo	 Rotación y traslación impedidas  Rotación libre y traslación impedida  Rotación impedida y traslación libre  Rotación y traslación libres					

Nota. Tomada de *Diseño de estructuras de acero* (p.143), por Mc. Cormac J., CSernak S., (2005), New Jersey, USA.

2.1.3.8 Cargas combinadas en recipientes de pared delgada.

Una aplicación de los conceptos estudiados anteriormente es la aplicación del estudio de esfuerzos debido a presiones internas en recipientes de pared delgada como cilindros o esferas que son usados en la industria como tanques y calderas.

Un recipiente es considerado de pared delgada cuando la relación entre su radio interno y su espesor es mayor o igual a 10, por lo tanto, se puede considerar que los esfuerzos normales en el espesor se distribuyen de manera uniforme.

2.1.3.8.1 Esfuerzos en recipientes cilíndricos

En un recipiente cilíndrico con espesor “ t ” y diámetro interno “ D ”, sometido a una presión interna “ P ” se puede distinguir dos tipos de esfuerzos. El primero un

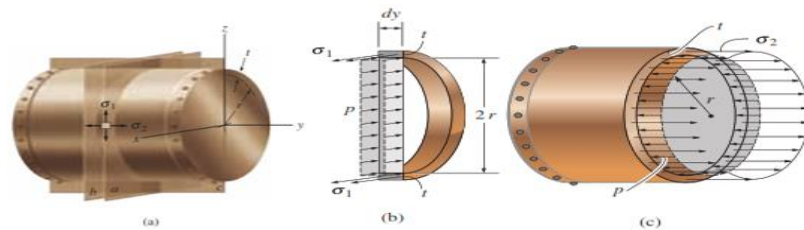
esfuerzo en la dirección anular o circunferencial al que llamaremos σ_1 , el segundo esfuerzo en la dirección longitudinal o axial al que llamaremos σ_2 , estos esfuerzos se calculan partiendo de la condición de equilibrio como se muestra en la Figura 22.

$$\sigma_1 = \frac{P \times D}{2 \times t} \quad (2.18)$$

$$\sigma_2 = \frac{P \times D}{4 \times t} \quad (2.19)$$

Figura 22

Recipiente cilíndrico cerrado donde se muestran los esfuerzos en la dirección circunferencial y longitudinal debido a la presión interna



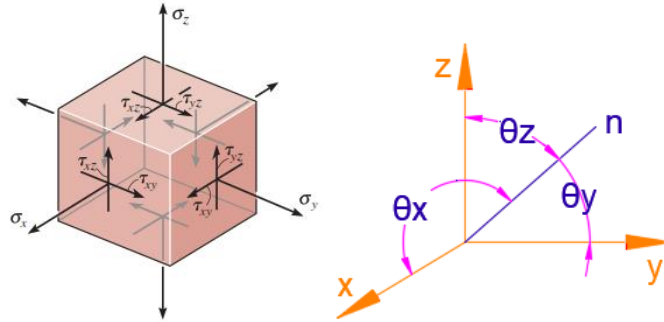
Nota. Tomada de *Resistencia de Materiales* (p.424), por Hibbler R., (2005), México, México.

2.1.3.9 Estado triaxial de esfuerzos

La mayoría de elementos estructurales soportan múltiples cargas que generan un estado de esfuerzos complejo, es decir si trabajamos en un marco referencial tridimensional cartesiano el elemento estructural se tendrá esfuerzos normales y cortantes en las tres direcciones principales x-y-z como se muestra en la Figura 23.

Figura 23

Estado general de esfuerzos de un elemento estructural y un vector normal “n” a cualquier plano inclinado del elemento.



Nota. Adaptada de *Resistencia de Materiales* (p.454), por Hibbler R., (2005), México, México.

Entonces el tensor de tensiones del elemento estructural mostrado en la Figura 23 es:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

Ahora si consideramos un plano inclinado del elemento estructural definido por su vector normal “n” y tomamos como el esfuerzo resultante sobre este plano como S que tiene su componente normal σ_n y su componente tangencial τ_n , se puede verificar que:

$$S^2 = (\sigma_n)^2 + (\tau_n)^2 \quad (2.21)$$

Además, el esfuerzo resultante S lo podemos expresar por sus componentes S_x, S_y y S_z .

$$S^2 = (S_x)^2 + (S_y)^2 + (S_z)^2 \quad (2.22)$$

El vector normal n lo podemos descomponer en las direcciones x-y-z mediante los cosenos directores.

$$l = \cos(\theta_x), \quad m = \cos(\theta_y), \quad n = \cos(\theta_z)$$

Para establecer una relación entre las compones S_x , S_y y S_z . del plano inclinado y las componentes del tensor de tensiones nos apoyaremos de la condición de equilibrio obteniendo las siguientes ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} S_x &= \sigma_x \times l + \tau_{xy} \times m + \tau_{xz} \times n \\ S_y &= \tau_{xy} \times l + \sigma_y \times m + \tau_{yz} \times n \\ S_z &= \tau_{xz} \times l + \tau_{yz} \times m + \sigma_z \times n \end{aligned} \right\} \quad (2.23)$$

2.1.3.10 Esfuerzos principales ejes principales

En un elemento estructural se puede encontrar un plano en el cual el esfuerzo normal σ_n es máximo y el esfuerzo cortante (tangencial) τ_n es cero, ha este plano se le conoce como plano principal. En este plano principal se puede decir que el esfuerzo resultante es igual a:

$$S = \sigma_n = \sigma$$

Sus componentes en las direcciones x, y, z son:

$$S_x = \sigma \times l, \quad S_y = \sigma \times m, \quad S_z = \sigma \times n \quad (2.24)$$

Reemplazando las relaciones de (2.24) en las ecuaciones de (2.23) se obtiene:

$$\begin{aligned} (\sigma_x - \sigma) \times l + \tau_{xy} \times m + \tau_{xz} \times n &= 0 \\ \tau_{xy} \times l + (\sigma_y - \sigma) \times m + \tau_{yz} \times n &= 0 \\ \tau_{xz} \times l + \tau_{yz} \times m + (\sigma_z - \sigma) \times n &= 0 \end{aligned} \quad (2.25)$$

Las ecuaciones (2.25) se pueden expresar como un producto de matrices:

$$\begin{bmatrix} (\sigma_x - \sigma) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - \sigma) & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - \sigma) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} l \\ m \\ n \end{bmatrix} = [0] \quad (2.26)$$

Sabemos que la suma de los cuadrados de los cosenos directores es igual a 1 y de la teoría matemática la ecuación (2.26) tiene solución no trivial si el determinante de los coeficientes de l, m y n no es igual a cero, entonces:

$$\begin{vmatrix} (\sigma_x - \sigma) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - \sigma) & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - \sigma) \end{vmatrix} = 0 \quad (2.27)$$

Desarrollando el determinante de (2.27) se obtendrá la siguiente ecuación cúbica:

$$\sigma^3 - I_1 \times \sigma^2 + I_2 \times \sigma - I_3 = 0 \quad (2.28)$$

Donde:

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \\ I_2 &= \sigma_x \times \sigma_y + \sigma_y \times \sigma_z + \sigma_z \times \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{xz}^2 \\ I_3 &= \sigma_x \times \sigma_y \times \sigma_z - \sigma_x \times \tau_{yz}^2 - \sigma_y \times \tau_{xz}^2 - \sigma_z \times \tau_{xy}^2 \\ &\quad + 2 \times \tau_{xy} \times \tau_{yz} \times \tau_{xz} \end{aligned} \right\} \quad (2.29)$$

Las tres raíces reales de la ecuación (2.28) son:

$$\sigma_1 = \sigma_{\text{máximo}}, \quad \sigma_2 = \sigma_{\text{intermedio}}, \quad \sigma_3 = \sigma_{\text{mínimo}}$$

Entonces el estado de esfuerzos principales se puede expresar como:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

2.1.3.11 Criterios de falla

Un elemento estructural (viga, columna, eje, etc.) falla si deja de comportarse como un sólido rígido, es decir que tiene deformaciones permanentes cuando supera la fluencia en un material dúctil o a iniciado su rotura en una materia frágil.

Para saber si produce falla en un elemento estructural que soporta múltiples cargas es necesario conocer el estado interno de esfuerzos a través del tensor de tensiones debido a estas cargas y comprarlas con el esfuerzo de fluencia “ S_y ” para materiales dúctiles o esfuerzo de rotura “ S_u ” para materiales frágiles.

La teoría nos proporciona varios criterios para determinar el esfuerzo máximo resultante que soportar un elemento estructural entre los que destaca el criterio de máxima energía de distorsión.

2.1.3.11.1 Criterio de máxima energía de distorsión

También conocido como criterio de Von Mises es un criterio de resistencia estática aplicado a materiales dúctiles, que nos indica que un material no fluirá si el esfuerzo sobre un punto del material no supera el esfuerzo de fluencia.

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{2} \times ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2)} < S_y \quad (2.31)$$

Si analizamos como coeficiente de seguridad tenemos:

$$F. S. = \frac{S_y}{\sqrt{\frac{1}{2} \times ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2)}} > 1 \quad (2.32)$$

2.1.4 Diseño en acero estructural según ANSI/AISC 360

Especificación que nos establece los criterios para el diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas.

2.1.4.1 Requerimientos de diseño

En este apartado detallaremos los requerimientos para el diseño de estructuras metálicas.

2.1.4.1.1 Combinaciones de carga

Las cargas y combinaciones de carga son estipuladas por el código aplicable como la normativa ASCE/SEI 7 aplicado para el diseño de edificios y otras estructuras, el código AASHTO aplicado para el diseño y construcción de autopistas o el código API 650 aplicado al diseño, fabricación y construcción de tanques metálicos, entre otros.

2.1.4.1.2 Bases de diseño

Las bases de diseño deben estar acorde a uno de los siguientes métodos:

- a) Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

Este método establece que el esfuerzo requerido (R_u) por el componente estructural no debe exceder al producto del esfuerzo nominal (R_n) del componente estructural y un factor de resistencia (Φ).

$$R_u \leq \Phi \times R_n$$

- b) Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)

Este método establece que el esfuerzo requerido (R_a) por el componente estructural no debe exceder al cociente del esfuerzo nominal (R_n) del componente estructural y un factor de seguridad (Ω).

$$R_a \leq R_n / \Omega$$

2.1.4.2 Diseño de miembros por tensión

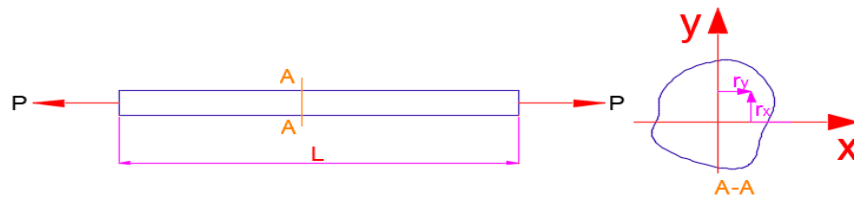
Un miembro sometido a tensión es aquel que soportar fuerza axial que tiende a estirar al elemento estructural.

2.1.4.2.1 Limitaciones de esbeltez

Se define la relación de esbeltez como el coeficiente entre la longitud del elemento estructural y el radio de giro respecto de uno de los ejes principales de su sección transversal.

Figura 24

Barra sometida a tensión y sus radios de giro respecto de sus ejes principales.



Nota. Elaboración propia.

Independientemente de la fuerza axial que soportan los miembros sometidos a tensión, se establece que la relación de esbeltez del elemento estructural no debe ser superior a 300.

$$\frac{L}{r_x} \leq 300 \quad y \quad \frac{L}{r_y} \leq 300 \quad (2.33)$$

2.1.4.2.2 Esfuerzo de tensión

El máximo esfuerzo de tensión que puede soportar un elemento estructural según el método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD) se calcula como:

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{F_y \times A_g}{\Omega_t} \quad , \quad \Omega_t = 1.67 \quad (2.34)$$

2.1.4.3 Diseño de miembros por compresión

Contrario al diseño por tensión, el diseño de miembros a compresión depende de la geometría de la sección transversal y la esbeltez del elemento estructural.

2.1.4.3.1 Limitaciones de esbeltez

La relación de esbeltez del elemento estructural sometido a fuerza de compresión no debe exceder a 200.

$$\frac{L}{r_x} \leq 200 \quad y \quad \frac{L}{r_y} \leq 200 \quad (2.35)$$

2.1.4.3.2 Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

El máxima esfuerzo de compresión nominal que puede soportar un elemento estructural basado en el estado límite de pandeo por flexión aplicando el método (ASD) se puede calcular:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{F_{cr} \times A_g}{\Omega_c} \quad , \quad \Omega_c = 1.67 \quad (2.36)$$

El esfuerzo critico F_{cr} se puede determinar con las siguientes ecuaciones:

$$\bullet \quad \frac{K \times L}{r} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(o \quad \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \times F_y \quad (2.37)$$

$$\bullet \quad \frac{K \times L}{r} > 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(o \quad \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877 \times F_e \quad (2.38)$$

Donde F_e es el conocido esfuerzo de Euler y se calcula como se detalla en la ecuación (2.17).

2.1.4.4 Diseño de miembros por flexión

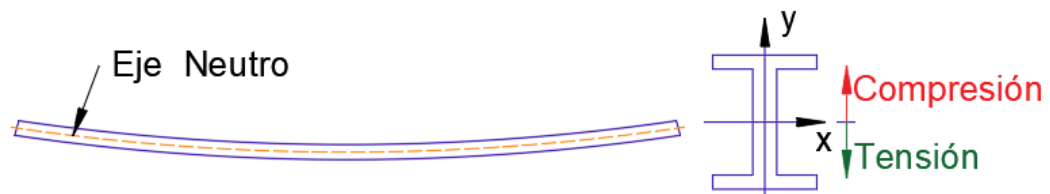
El diseño de vigas es un tanto más complejo ya que tiene un comportamiento estructural especial, consideremos una viga horizontal simplemente apoyada de tal manera que su eje fuerte o eje "x" se posicione

horizontalmente y su eje débil o eje “y” se posicione verticalmente a la cual aplicamos una carga vertical en la dirección de la gravedad, notaremos que la viga se flexionará hacia abajo y su parte superior por encima del eje neutro se comprimirá, por lo tanto la parte superior de la viga también se comportará como una columna.

Como la viga también se comporta como una columna y el momento de inercia respecto al eje “x” es mayor que respecto al eje “y”, entonces a medida que aumentemos la carga de flexión sobre la viga esta puede fallar por pandeo lateral respecto al eje “y” antes que por flexión respecto al eje “x”.

Figura 25

Viga flexionada donde se muestra el eje neutro y las zonas que se comprimen y tensionan.



Nota. Elaboración propia.

El cálculo del momento nominal que puede soportar una viga depende del tipo de perfil que se usa como viga.

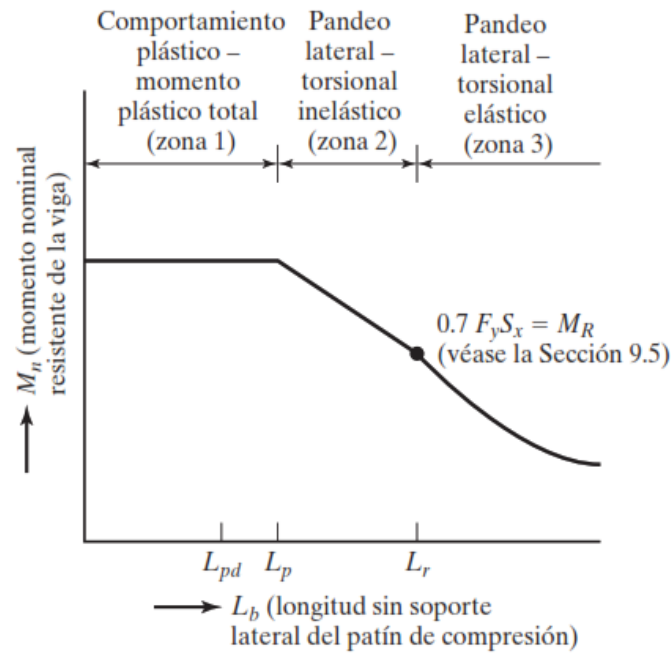
2.1.4.4.1 Momento nominal en elementos compactos doblemente simétricos en forma de I y canales doblados alrededor de su eje mayor

Para este caso el máximo momento nominal antes de producir falla por pandeo depende de las condiciones de arriostramiento lateral, entonces el comportamiento de este tipo de viga se puede estudiar de la siguiente manera:

- Vigas que tienen soporte lateral continuo en su región de compresión.
- Vigas que están soportadas lateralmente a intervalos cortos.
- Vigas soportadas a intervalos grandes.

Figura 26

Momento nominal en función de la longitud no arriostrada de la zona a compresión.



Nota. Tomada de *Diseño de estructuras de acero* (p.143), por Mc. Cormac J, C. Sernak S (2005), New Jersey, USA.

En la Figura 26 se puede observar tres zonas de pandeo, la zona 1 es posible cargar a la viga hasta que se alcance el momento plástico siempre que L_b no supere a L_p , en la zona 2 es posible cargar a la viga hasta que algunas fibras comprimidas se alcance el esfuerzo de fluencia F_y siempre que L_b no supere a L_r , finalmente en la zona 3 la viga se pandeará lateralmente antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia y a medida que se incremente L_b el momento de pandeo de la viga será menor.

Para determinar el momento nominal máximo que soporta un perfil primero debemos determinar los valores de L_p y L_r .

$$L_p = 1.76 \times r_y \times \sqrt{E/F_y} \quad (2.39)$$

$$L_r = 1.95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0.7 \times F_y} \times \sqrt{\frac{J \times c}{S_x \times h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \times c}{S_x \times h_0}\right)^2 + 6.76 \times \left(\frac{0.7 \times F_y}{E}\right)^2}} \quad (2.40)$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \times C_w}}{S_x}} \quad (2.41)$$

Para perfiles de doble simetría en forma de I $c=1$, para canales se calcula:

$$c = \frac{h_0}{2} \times \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \quad (2.42)$$

El máximo momento nominal debe ser el menor obtenido entre el límite de estado de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral torsional:

Estado límite de fluencia (momento plástico):

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{M_p}{\Omega_b} = \frac{F_y \times Z_x}{\Omega_b} \quad , \quad \Omega_b = 1.67 \quad (2.43)$$

Pandeo lateral torsional:

- Si $L_b \leq L_p$, el estado límite lateral torsional no se aplica
- Si $L_p < L_b \leq L_r$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{C_b}{\Omega_b} \times \left(M_p - (M_p - 0.7 \times F_y \times S_x) \times \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_b} \right) \right) \leq \frac{M_p}{\Omega_b} \quad (2.44)$$

$$\Omega_b = 1.67$$

$$C_b = \frac{12.5 \times M_{m\acute{a}x}}{2.5 \times M_{m\acute{a}x} + 3 \times M_A + 4 \times M_B + 3 \times M_C} \quad (2.45)$$

- Si $L_r < L_b$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{F_{cr} \times S_x}{\Omega_b} \leq \frac{M_p}{\Omega_b} \quad , \quad \Omega_b = 1.67 \quad (2.46)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \times \pi^2 \times E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \times \sqrt{1 + 0.078 \times \frac{J \times c}{S_x \times h_0} \times \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (2.47)$$

2.1.4.4.2 Momento nominal en tubos redondos

Para el caso de tubos redondos el momento nominal depende si se clasifica como compacto, no compacto o con paredes esbeltas. Las ecuaciones para el cálculo de momento nominal que se muestran aplican cuando:

$$\frac{D}{t} < \frac{0.45 \times E}{F_y} \quad (2.48)$$

El máximo momento nominal debe ser el menor obtenido entre el límite de estado de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral torsional:

Estado límite de fluencia (momento plástico):

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{M_p}{\Omega_b} = \frac{F_y \times Z_x}{\Omega_b} \quad , \quad \Omega_b = 1.67 \quad (2.49)$$

Pandeo lateral torsional:

- Para secciones compactas el estado límite de pandeo local no se aplica.
- Para secciones no compactas.

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \left(\frac{0.021 \times E}{\left(\frac{D}{t}\right)} + F_y \right) \times S \quad , \quad \Omega_b = 1.67 \quad (2.50)$$

- Para secciones con pared esbelta

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = F_{cr} \times S \quad , \quad \Omega_b = 1.67 \quad (2.51)$$

$$F_{cr} = \frac{0.33 \times E}{\left(\frac{D}{t}\right)} \quad (2.52)$$

2.1.4.5 Diseño de miembros por corte

En este apartado determinaremos la resistencia máxima nominal que puede soportar un elemento estructural sometido a fuerza de corte.

2.1.4.5.1 Cortante nominal para perfiles con almas con o sin rigidizadores

El máximo cortante nominal V_n de perfiles con alma rigidizadas o no se determina bajo el estado límite de fluencia a corte y pandeo cortante con la siguiente ecuación:

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{0.6 \times F_y \times A_w \times C_v}{\Omega_v} \quad (2.53)$$

Para almas de elementos laminados en forma de I se tiene que:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \Omega_v = 1.5 \text{ y } C_v = 1.0 \quad (2.54)$$

2.1.4.5.2 Cortante nominal para tubos redondos

El máximo cortante nominal V_n se determina bajo el estado límite de fluencia a corte y pandeo cortante con la siguiente ecuación:

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{F_{cr} \times A_g / 2}{\Omega_v} \quad (2.55)$$

Donde F_{cr} es el mayor de:

$$F_{cr} = \text{Máx} \left(\frac{1.6 \times E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}} \times \left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}}, \frac{0.78 \times E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \right) \leq 0.6 \times F_y \quad (2.56)$$

2.1.4.6 Diseño de miembros sometidos a cargas combinadas

2.1.4.6.1 Miembros con simetría simple y doble sujetos a flexión y tensión axial

A continuación, se presentan las ecuaciones que deben cumplir los elementos estructurales sometidos simultáneamente a flexión y tensión axial.

- Si $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$,

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (2.57)$$

- Si $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$,

$$\frac{P_r}{2 \times P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (2.58)$$

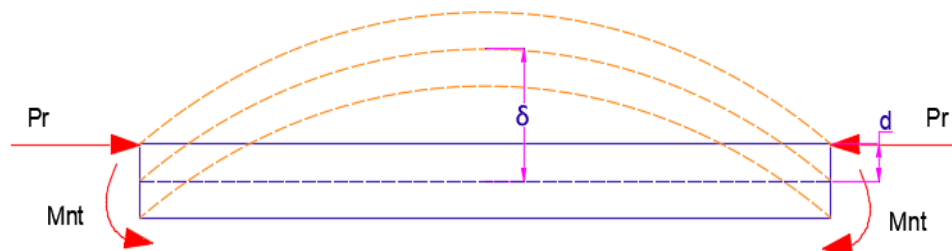
2.1.4.6.2 Miembros con simetría simple y doble sujetos a flexión y compresión axial

Para el caso de miembros sometidos simultáneamente a flexión y compresión axial se usan las ecuaciones (2.57) y (2.58) pero con una variación en el cálculo del momento requerido M_r y de la resistencia nominal a compresión P_c .

Consideremos una viga sometida a flexión y compresión como se muestra a continuación

Figura 27

Viga sometida a carga axial de compresión, flexión y amplificación del momento.



Nota. Adaptada de *Diseño de estructuras de acero* (p.351), por Mc Cormac J, C Sernak S. (2005), New Jersey, USA.

En la figura anterior se muestra una viga que soportar carga de flexión y carga de compresión que ocasiona sobre la viga un momento de segundo orden debido a la flecha que se genera en la viga por el momento flector y la excentricidad de la fuerza de compresión P_r . El momento requerido M_r se calcula como:

$$M_r = M_{nt} + P_r \times (d + \delta) \quad (2.59)$$

Ahora para el cálculo de la resistencia nominal permisible a la compresión P_c usaremos el método directo que usara la rigidez reducida a la flexión y compresión axial en el cual se reemplaza $(E \times I)$ por $(0.8 \times \tau_b E \times I)$ y $(E \times A)$ se reemplaza por $(0.8 \times E \times A)$.

El valor de τ_b se calcula de la siguiente manera:

- Si $\frac{\alpha \times P_r}{F_y} \leq 0.5$,

$$\tau_b = 1 \quad , \quad \alpha = 1.6 \quad (2.60)$$

- Si $\frac{\alpha \times P_r}{F_y} > 0.5$,

$$\tau_b = 4 \times \left(\frac{\alpha \times P_r}{F_y} \right) \times \left[1 - \frac{\alpha \times P_r}{F_y} \right] \quad , \quad \alpha = 1.6 \quad (2.61)$$

Los valores obtenidos en las ecuaciones (2.60) y (2.61) se reemplazan en las ecuaciones (2.17), (2.36), (2.37) y (2.38) para obtener la resistencia nominal permisible a la compresión P_c .

2.1.5 Diseño de tanques metálicos soldados según API 650

En este apartado detallaremos los criterios para el diseño de tanques verticales según las recomendaciones de la norma norteamericana API 650.

2.1.5.1 Consideraciones generales

2.1.5.1.1 Cargas

La norma define las cargas de la siguiente manera:

- a) Carga muerta (D_L): es el peso del tanque o sus componentes.
- b) Presión externa de diseño (P_e): es la presión que se aplica externa que se aplica al techo y cuerpo del tanque, su valor no debe ser menor que 0.25 kPa.
- c) Presión interna de diseño (P_i): contrario a la presión externa, esta presión actúa en el interior del tanque y su valor no debe exceder 18 kPa.
- d) Carga viva del techo (L_v): esta carga actúa sobre la proyección horizontal del techo en la dirección de la gravedad, la carga viva no puede ser inferior a 0.72 kPa y debe ser especificada por el comprador.
- e) Carga de sismo (E_s): la carga debido al sismo se determinará más adelante.
- f) Peso de líquido almacenado (F): carga debido al llenado del tanque hasta el nivel de diseño del líquido almacenado.
- g) Presión de prueba (P_t): esta carga se aplica cuando la construcción del tanque ha sido completada y su valor depende de:

Para tanque auto anclados el tanque deberá ser llenado con agua hasta el nivel de diseño y deberá aplicarse la presión interna de diseño con aire al espacio cerrado encima del agua.

Para tanques mecánicamente anclados el tanque deberá ser llenado con agua hasta el nivel de diseño y deberá aplicarse 1.25 veces la presión interna de diseño con aire al espacio cerrado encima del agua.

- h) Viento (W): la carga de viento depende de la velocidad del mismo y se determinará en el apartado 2.1.6.

2.1.5.1.2 Combinaciones de carga

El tanque se debe diseñar de tal manera que soporte las siguientes combinaciones de carga:

- a) Fluido y presión interna: $D_L + F + P_i$
- b) Prueba hidrostática: $D_L + H_t + P_t$
- c) Viento y presión interna: $D_L + W + 0.4 * P_i$
- d) Viento y presión externa: $D_L + W + 0.4 * P_e$
- e) Cargas de gravedad:

Con nieve balanceada: $D_L + (L_r \text{ o } S_u \text{ o } S_b) + 0.4 * P_e$

Con nieve desbalanceada: $D_L + P_e + 0.4 * (L_r \text{ o } S_u \text{ o } S_b)$

- f) Sismo: $D_L + F + E + 0.1 * S_b + 0.4 * P_i$

2.1.5.2 Diseño de fondo del tanque

2.1.5.2.1 Espesor de fondo

La especificación API 650 establece que el mínimo espesor de las lamias de fondo del tanque menos el espesor corroído no debe ser menor a 6 mm, a menos que el comprador indique otro espesor.

Para asegurar un soporte adecuado del fondo del tanque, estos son contruidos sobre una fundación civil que consta de un anillo de concreto armado, en el cual va soportar el peso del cuerpo y techo del tanque, a su vez el suelo interior del anillo es compactado de tal manera que todo el fondo del tanque descase sobre este de tal manera que no se produzca ningún tipo de asentamiento diferencial en el fondo del tanque, con ello asegurando que el fondo del tanque se comporte solo como un elemento sometido a compresión.

2.1.5.2.2 Lámina anular de fondo

Cuando se haya diseñado el anillo inferior del cuerpo usando los esfuerzos admisibles y los materiales de acero estructural se debe usar una lámina anular de fondo.

Si el anillo inferior del cuerpo es de materiales de acero estructural y su esfuerzo S_d es menor o igual a 160 MPa o si el esfuerzo S_t es menor o igual a 171 MPa se puede usar el fondo con soldadura traslapada en lugar de platina anular.

El espesor de la lámina anular de fondo no debe ser menor que lo que se indica en la tabla siempre que se cumpla la siguiente relación.

$$H \times G \leq 23 \text{ metros} \quad (2.62)$$

Tabla 3

Espesores mínimo requeridos para lamina anular.

Plate Thickness ^a of First Shell Course (mm)	Stress ^b in First Shell Course (MPa)			
	≤ 190	≤ 210	≤ 220	≤ 250
$t \leq 19$	6	6	7	9
$19 < t \leq 25$	6	7	10	11
$25 < t \leq 32$	6	9	12	14
$32 < t \leq 40$	8	11	14	17
$40 < t \leq 45$	9	13	16	19

^a Plate thickness refers to the corroded shell plate thickness for product design and nominal thickness for hydrostatic test design.

^b The stress to be used is the maximum stress in the first shell course (greater of product or hydrostatic test stress). The stress may be determined using the required thickness divided by the thickness from "a" then multiplied by the applicable allowable stress:

Product Stress = $((t_d - C.A) / \text{corroded } t) (S_d)$

Hydrostatic Test Stress = $(t_t / \text{nominal } t) (S_t)$

NOTE The thicknesses specified in the table, as well as the width specified in 5.5.2, are based on the foundation providing uniform support under the full width of the annular plate. Unless the foundation is properly compacted, particularly at the inside of a concrete ringwall, settlement will produce additional stresses in the annular plate.

Nota. Tomada de *Tanques soldados para almacenamiento de petróleo* (p.60), por API 650, (2020).

El ancho radial de la lámina anular no debe ser menor que:

$$L = 2 \times t_b \times \sqrt{\frac{F_y}{2 \times \gamma \times H \times G}} \quad (2.63)$$

2.1.5.3 Diseño de cuerpo del tanque

La norma API 650 indica que existen dos métodos para dimensionar los espesores del cuerpo el tanque, tenemos primero el método del pie que se usa para tanques con diámetros menores o iguales a 61 metros y en segundo lugar tenemos el método de diseño por punto variable aplicado a tanques de diámetro superior a 61 metros.

En nuestro trabajo de investigación nos centraremos en el método del pie.

2.1.5.3.1 Cálculo de espesores por el método del pie

Este método calcula los espesores de los anillos en puntos de diseño ubicados a 0.3 metros sobre la parte inferior de cada anillo.

El espesor mínimo requerido para cada anillo es el mayor entre los valores calculados por esfuerzo admisible de diseño por producto S_d o esfuerzo admisible de prueba hidrostática S_t .

$$t_d = \frac{4.9 \times D \times (H_d - 0.3) \times G}{S_d \times E_j} + CA \quad (2.64)$$

$$t_t = \frac{4.9 \times D \times (H_d - 0.3)}{S_t \times E_j} \quad (2.65)$$

Donde el esfuerzo de diseño máximo admisible de producto S_d y el esfuerzo máximo admisible de prueba hidrostática S_t se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$S_d = \min\left(\frac{2}{3} \times F_y, \frac{2}{5} \times F_u\right) \quad (2.66)$$

$$S_t = \min\left(\frac{3}{4} \times F_y, \frac{3}{7} \times F_u\right) \quad (2.67)$$

Adicionalmente el espesor calculado no puede ser menor a los establecido en la siguiente tabla.

Tabla 4

Tabla de espesores mínimo de láminas de cuerpo del tanque

Diámetro nominal del tanque		Espesor nominal de lámina	
(m)	(ft)	(mm)	(in)
<15	<50	5	3/16
15 hasta <36	50 hasta <120	6	1/4
De 36 hasta 60	De 120 hasta 200	8	5/16
>60	>200	10	3/8

Nota. Adaptada de *Tanques soldados para almacenamiento de petróleo* (p.60), por API 650, (2020).

2.1.5.4 Vigas contra viento superior e intermedias

Las vigas contra viento son anillos que se usan para rigidizar al tanque y así poder mantener su redondez cuando el tanque está soportando cargas de viento.

Los anillos rigidizadores pueden ser perfiles laminados en caliente o hechos por conformado en frío o secciones fabricadas por soldadura o una combinación de ambas.

2.1.5.4.1 Viga contra viento superior

Son vigas que se ubican en la parte superior del cuerpo del tanque, y se seleccionan calculado su módulo de sección como se detalla en la siguiente ecuación.

$$Z = \frac{D^2 \times H_s}{17} \times \left(\frac{V}{190} \right)^2 \quad (2.68)$$

2.1.5.4.2 Vigas contra viento intermedias

Ante de seleccionar una viga intermedia debemos evaluar si el tanque lo necesita, para ello debemos realizar los siguientes cálculos:

La máxima altura del cuerpo sin rigidizar calcula con la siguiente ecuación:

$$H_1 = 9.47 \times t \times \sqrt{\left(\frac{t}{D}\right)^3} \times \left(\frac{190}{V}\right)^2 \quad (2.69)$$

Enseguida debemos calcular el ancho transformado de cada anillo del cuerpo usando la siguiente ecuación.

$$W_w = W \times \sqrt{\left(\frac{t_{uniforme}}{t_{actual}}\right)^5} \quad (2.70)$$

Continuando sumamos todos los anchos transformados de cada anillo para determinar la altura transformada del cuerpo, si la altura transformada del cuerpo es mayor que la altura sin rigidizar H_1 entonces se va requerir una viga contra viento intermedia.

El mínimo módulo de sección que requiera la viga intermedia contra viento se calcula con la siguiente ecuación.

$$Z = \frac{D^2 \times h_1}{17} \times \left(\frac{V}{190}\right)^2 \quad (2.71)$$

2.1.5.5 Diseño de techo del tanque cónico soportado

2.1.5.5.1 Espesor de láminas del techo

El espesor de las láminas del techo no debe ser menor a 5 mm más cualquier sobre espesor para prevenir los efectos de corrosión, además, las láminas del techo no deben ser soldadas a los elementos estructurales de soporte a menos que sea aprobada de otra manera por el comprador.

2.1.5.5.2 Estructura de soporte de techo

El diseño de la estructura de soporte del techo debe ser determinada bajo la normativa ANSI/AISC 360-10 usando la metodología ASD, adicionalmente

continuación detallamos los mínimos requerimientos de diseño que deben cumplir las estructuras de soporte según la norma API 650.

- a) La relación de esbeltez en columnas no debe exceder de 180, para miembros sometidos a cargas de compresión la relación de esbeltez no debe exceder de 200, para todos los otros miembros excepto barras de amarre la relación de esbeltez no debe exceder de 300.
- b) Todos los elementos estructurales de soporte deberán tener un espesor nominal mínimo de 4.3 mm y un espesor corroído mínimo de 2.4 mm, excepto para columnas donde el espesor nominal mínimo no deberá ser menor a 6 mm.
- c) El espaciamiento de las vigas radiales que soportan el techo se calcula con la siguiente ecuación:

$$b = t \times (1.5 \times F_y/p)^{1/2} \leq 2100 \text{ mm} \quad (2.72)$$

- d) Las columnas deben ser diseñadas de modo que permite el movimiento vertical relativo respecto el fondo del tanque, además las columnas deben estar guiadas en su base para prevenir el movimiento lateral.

2.1.5.6 Diseño de techo de tanque cónico auto soportado

El espesor nominal mínimo requerido para las láminas del techo debe ser el mayor de los espesores calculados con la siguiente ecuación.

$$t_{rmin} = \text{máx} \left\{ \frac{D}{4.8 \times \text{sen}(\theta)} \times \sqrt{\frac{B}{2.2}} + CA, \frac{D}{5.5 \times \text{sen}(\theta)} \times \sqrt{\frac{U}{2.2}} + CA, 5 \text{ mm} \right\} \quad (2.73)$$

Pero el espesor nominal t_r corroído de las láminas techo no deberá ser mayor a 13 mm.

2.1.5.7 Diseño de techo de tanque domo auto soportado

El espesor nominal mínimo requerido para las láminas del techo debe ser el mayor de los espesores calculados con la siguiente ecuación.

$$t_{rmin} = \max \left\{ \frac{r_r}{2.4} \times \sqrt{\frac{B}{2.2}} + CA, \frac{r_r}{2.7} \times \sqrt{\frac{U}{2.2}} + CA, 5 \text{ mm} \right\} \quad (2.74)$$

Pero el espesor nominal t_r corroído de las láminas techo no deberá ser mayor a 13 mm.

2.1.6 Cargas de viento y estabilidad al volcamiento

En este apartado detallaremos como determinar las cargas de viento que actúan en el techo y cuerpo según la norma ASCE/SEI 7-10 y como evaluar su estabilidad según la normativa API 650.

2.1.6.1 Cargas de viento según ASCE/SEI 7-16

La norma ASCE/SEI 7-16 establece que la carga de viento está en función de las características geográficas y de la forma geométrica de la construcción.

2.1.6.1.1 Factores de viento

- Velocidad de viento: este valor es establecido por el comprador o podría obtenerse del mapa eólico de la región donde se va realizar la construcción.
- Factor de dirección de viento K_d : este valor depende del tipo de estructura.
- Factor de efectos topográficos K_{zt} : este factor considera los efectos de aceleración de viento cuando la construcción se ubica sobre colinas, crestas o escarpados.
- Factor de elevación de suelo K_e : factor que depende de la elevación de suelo respecto el nivel del mar en donde se encuentra construido el tanque o edificio.

- e) Factor de exposición a la presión de la velocidad sobre paredes K_z : este factor está basado en la categoría de exposición de la estructura y varía con la altura de las paredes de la construcción, su valor se determina con la siguiente ecuación:

Para alturas de pared $4.6\text{ m} \leq z \leq z_g$

$$K_z = 2.01 \times \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha} \quad (2.75)$$

Para alturas de pared $z \leq 4.6\text{ m}$

$$K_z = 2.01 \times \left(\frac{4.572}{z_g} \right)^{2/\alpha} \quad (2.76)$$

Las constantes z_g y α se determinan en la Tabla 7.

- f) Factor de exposición a la presión de la velocidad sobre techos K_h : este factor se calcula de la misma forma que el factor K_z solo que se debe aplicar a las paredes laterales, paredes a sotavento y el techo y su valor es constante.
- g) Factor de ráfaga G : el factor de ráfaga depende si el edificio se clasifica como rígido o flexible. Para edificios rígidos el factor de ráfaga $G=0.85$, Para edificios flexibles el factor de ráfaga se determina como se detalla en la sección 26.11 del ASCE/SEI 7-16.

Se considera un edificio como rígido si la altura promedio del techo es menor a 18 metros y la altura de la pared no excede a la menor longitud horizontal del edificio o si su frecuencia natural es mayor o igual a 1 Hz.

- h) Coeficiente de presión interna GC_{pi} : el coeficiente de presión interna se obtiene de la siguiente Tabla 8.

Tabla 5

Factor “Kd” que están en función de la geometría de la estructura.

Table 26.6-1 Wind Directionality Factor, K_d

Structure Type	Directionality Factor K_d
Buildings	
Main Wind Force Resisting System	0.85
Components and Cladding	0.85
Arched Roofs	0.85
Circular Domes	1.0 ^a
Chimneys, Tanks, and Similar Structures	
Square	0.90
Hexagonal	0.95
Octagonal	1.0 ^a
Round	1.0 ^a
Solid Freestanding Walls, Roof Top Equipment, and Solid Freestanding and Attached Signs	0.85
Open Signs and Single-Plane Open Frames	0.85
Trussed Towers	
Triangular, square, or rectangular	0.85
All other cross sections	0.95

^aDirectionality factor $K_d = 0.95$ shall be permitted for round or octagonal structures with nonaxisymmetric structural systems.

Nota. Tomada de *Mínimas cargas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras* (p.266), por ASCE/SEI 7-16, (2017).

Tabla 6

Factor K_e que están en función de la elevación de suelo respecto el nivel del mar.

Table 26.9-1 Ground Elevation Factor, K_e

Ground Elevation above Sea Level		Ground Elevation Factor K_e
ft	m	
<0	<0	See note 2
0	0	1.00
1,000	305	0.96
2,000	610	0.93
3,000	914	0.90
4,000	1,219	0.86
5,000	1,524	0.83
6,000	1,829	0.80
>6,000	>1,829	See note 2

Nota. Tomada de *Mínimas cargas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras* (p.268), por ASCE/SEI 7-16, (2017).

Tabla 7

Constantes de exposición de terreno.

S.I. Units

Exposure	α	z_g (m)	$\hat{\alpha}$	\hat{b}	$\hat{\alpha}$	\hat{b}	c	z' (m)	\hat{c}	z_{min} (m) ^a
B	7.0	365.76	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	97.54	1/3.0	9.14
C	9.5	274.32	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	152.40	1/5.0	4.57
D	11.5	213.36	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	198.12	1/8.0	2.13

^a z_{min} = minimum height used to ensure that the equivalent height \hat{z} is the greater of $0.6h$ or z_{min} . For buildings or other structures with $h \leq z_{min}$, \hat{z} shall be taken as z_{min} .

Nota. Tomada de *Mínimas cargas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras* (p.269), por ASCE/SEI 7-16, (2017).

Tabla 8

Coeficiente de presión interna para distintos tipos de estructuras.

Table 26.13-1 Main Wind Force Resisting System and Components and Cladding (All Heights): Internal Pressure Coefficient, (GC_{pi}), for Enclosed, Partially Enclosed, Partially Open, and Open Buildings (Walls and Roof)

Enclosure Classification	Criteria for Enclosure Classification	Internal Pressure	Internal Pressure Coefficient, (GC_{pi})
Enclosed buildings	A_o is less than the smaller of $0.01A_g$ or 4 sq ft (0.37 m) and $A_{oi}/A_{ei} \leq 0.2$	Moderate	+0.18 -0.18
Partially enclosed buildings	$A_o > 1.1A_{oi}$ and $A_o >$ the lesser of $0.01A_g$ or 4 sq ft (0.37 m) and $A_{oi}/A_{ei} \leq 0.2$	High	+0.55 -0.55
Partially open buildings	A building that does not comply with Enclosed, Partially Enclosed, or Open classifications	Moderate	+0.18 -0.18
Open buildings	Each wall is at least 80% open	Negligible	0.00

Notes

1. Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the internal surfaces, respectively.
2. Values of (GC_{pi}) shall be used with q_z or q_h as specified.
3. Two cases shall be considered to determine the critical load requirements for the appropriate condition:
 - a. A positive value of (GC_{pi}) applied to all internal surfaces, or
 - b. A negative value of (GC_{pi}) applied to all internal surfaces.

Nota. Tomada de *Mínimas cargas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras* (p.271), por ASCE/SEI 7-16, (2017).

2.1.6.1.2 Presión de velocidad q_z o q_e

Determinado los factores de viento y como paso previo a para determinar la carga de viento se calcula la presión de velocidad de viento en paredes q_z o en el techo q_h como se muestra en la siguiente ecuación.

$$q_z = 0.613 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times K_e \times V^2 \left(\frac{N}{m^2} \right); V \text{ en m/s}$$

$$q_h = 0.613 \times K_h \times K_{zt} \times K_d \times K_e \times V^2 \left(\frac{N}{m^2} \right); V \text{ en m/s}$$
(2.77)

2.1.6.1.3 Carga de viento en techos de contenedores aislados, silos y tanques.

La presión neta de diseño en los techos de contenedores circulares, silos, y tanques deberá ser determinado por la siguiente ecuación:

$$p = q_h \times (G \times C_p - GC_{pi}) \text{ N/m}^2$$
(2.78)

La ecuación (2.78) es válido para techos cónicos, planos y domo con ángulos menores a 10° respecto a la horizontal.

El valor del coeficiente de presión externa C_p depende si la estructura se clasifica como aislada o agrupada y su valor se muestra en la Figura 28 y Figura 29.

Figura 28

Detalle para determinar el coeficiente de presión externa en estructuras aisladas para techos tipo cónico.

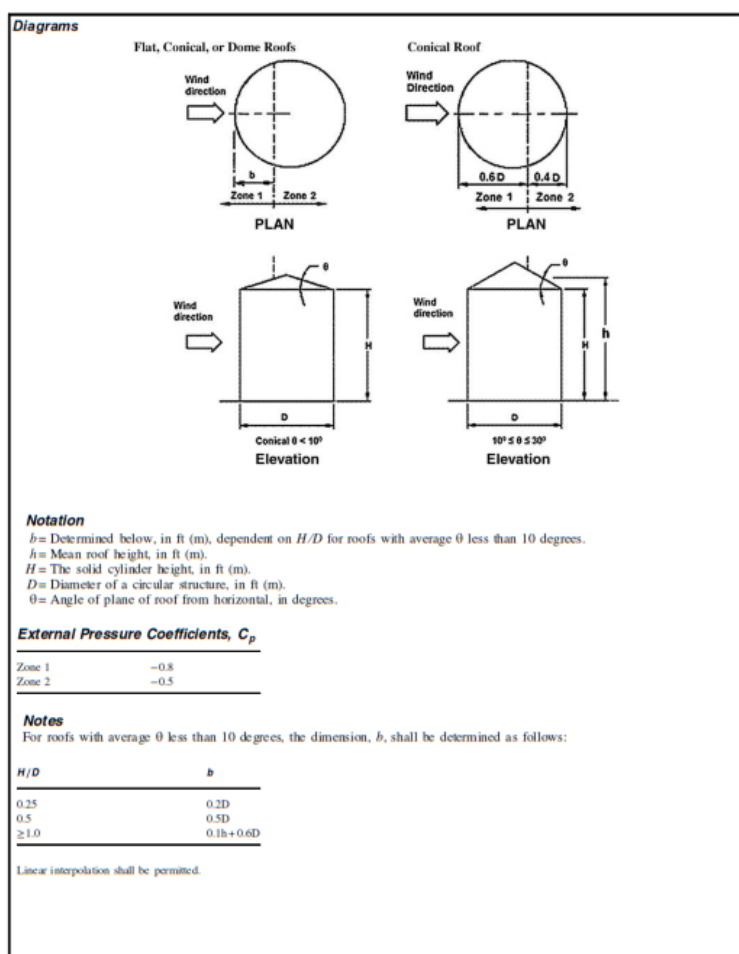


FIGURE 29.4-5 Other Structures, Design Wind Loads for Main Wind Force Resisting Systems [$h < 120$ ft ($h < 36.6$ m)]; External Pressure Coefficients, C_p , for Isolated Roofs of Circular Bins, Silos, and Tanks, where $D \leq 120$ ft ($D \leq 36.6$ m), $0.25 \leq H/D < 4.0$

Nota. Tomada de Mínimas cargas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras (p.238), por ASCE/SEI 7-16, (2017).

Figura 29

Detalle para determinar el coeficiente de presión externa en estructuras agrupadas para techos tipo cónico.

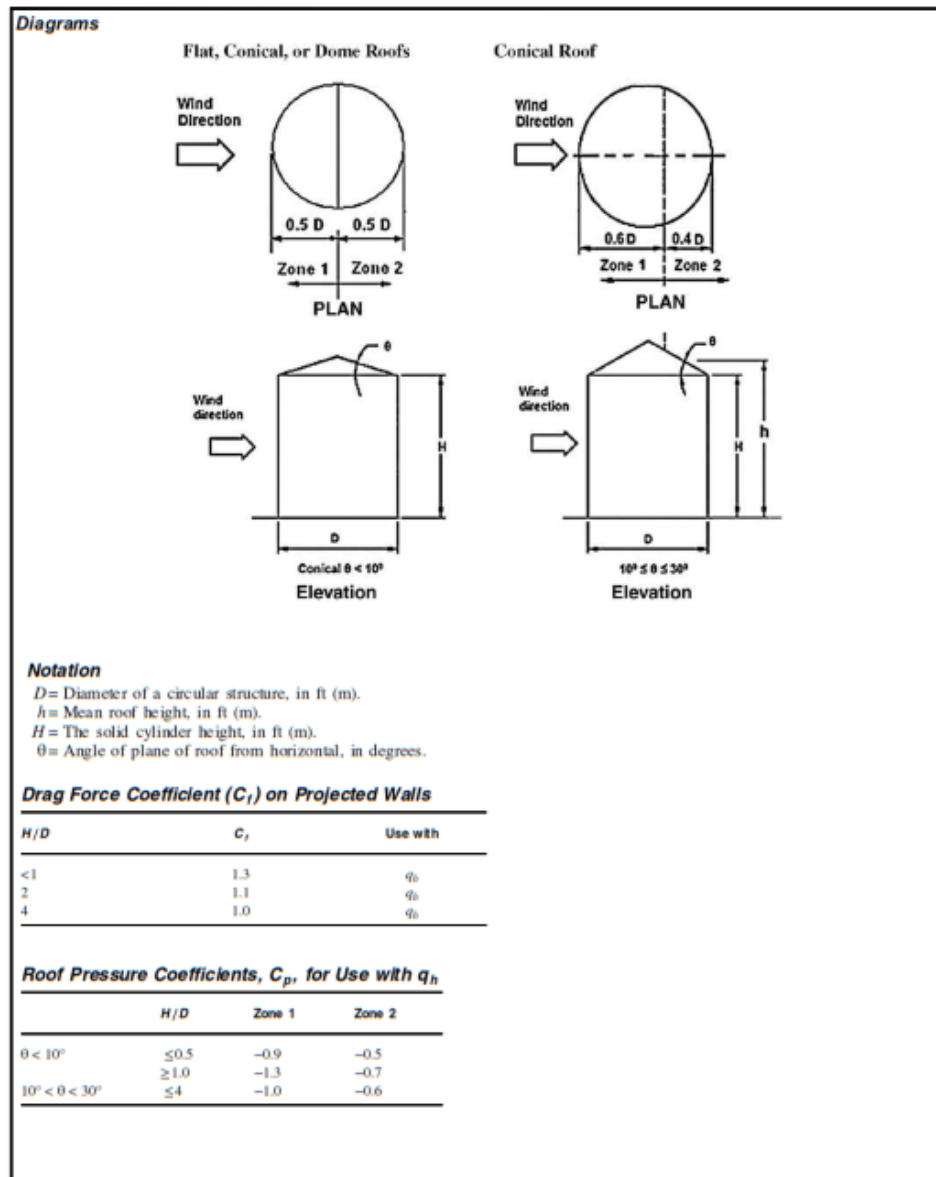


FIGURE 29.4-6 Other Structures, Design Loads for Main Wind Force Resisting Systems [$h < 120$ ft ($h < 36.6$ m)]: Drag Force Coefficients, C_f , and Roof Pressure Coefficients, C_p , for Grouped Circular Bins, Silos, and Tanks on the Ground or Supported by Columns, Where $D \leq 120$ ft ($D \leq 36.6$ m), $0.25 \leq H/D < 4.0$, and Center-to-Center Spacing ≤ 1.25

Nota. Tomada de *Mínimas cargas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras* (p.329), por ASCE/SEI 7-16, (2017).

2.1.6.1.4 Cargas de viento en paredes de chimeneas, tanques, silos y otras estructuras

La fuerza de diseño debido al viento en paredes de tanques, silos y otras estructuras se determina con la siguiente ecuación:

$$F = q_z \times G \times C_f \times A_f \quad (N) \quad (2.79)$$

Donde A_f es la proyección de la pared perpendicular a la dirección del viento y el coeficiente de presión externa se determina como detalla la Figura 30.

Figura 30

Cuadro para determinar el coeficiente de presión externa C_f para tanques.

Force Coefficients, C_f				
Cross Section	Type of Surface	h/D		
		1	7	25
Square (wind normal to face)	All	1.3	1.4	2.0
Square (wind along diagonal)	All	1.0	1.1	1.5
Hexagonal or octagonal	All	1.0	1.2	1.4
Round, $D\sqrt{q_z} > 2.5$	Moderately smooth	0.5	0.6	0.7
$D\sqrt{q_z} > 5.3$ (in S.I.)	Rough ($D'/D=0.02$)	0.7	0.8	0.9
	Very rough ($D'/D=0.08$)	0.8	1.0	1.2
Round, $D\sqrt{q_z} \leq 2.5$	All	0.7	0.8	1.2
$D\sqrt{q_z} \leq 5.3$ (in S.I.)				

Notation
 D = Diameter of circular cross section and least horizontal dimension of square, hexagonal, or octagonal cross sections at elevation under consideration, in ft (m)
 D' = Depth of protruding elements such as ribs and spoilers, in ft (m)
 h = Height of structure, in ft (m)
 q_z = Velocity pressure evaluated at height z above ground, in lb/ft² (N/m²).

Notes
1. The design wind force shall be calculated based on the area of the structure projected on a vertical plane normal to the wind direction.
The force shall be assumed to act parallel to the wind direction.
2. Linear interpolation is permitted for h/D values other than shown.

FIGURE 29.4-1 Other Structures (All Heights): Force Coefficients, C_f , for Chimneys, Tanks, and Similar Structures

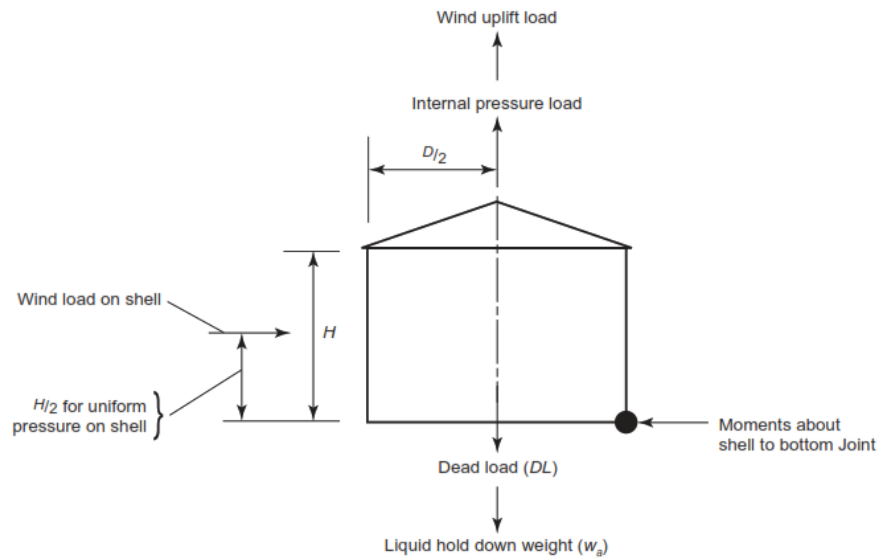
Nota. Tomada de *Mínimas cargas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras* (p.325), por ASCE/SEI 7-16, (2017).

2.1.6.2 Estabilidad al volcamiento

Según la norma API 650 la estabilidad al volcamiento debe ser calculado usando la presión del viento sobre el tanque, esta evaluación se realiza para verificar si el tanque necesita ser anclado mecánicamente a la fundación para evitar su volcadura por acción del viento.

Figura 31

Acción del viento para evaluación de estabilidad.



Nota. Tomada de *Tanques soldados para almacenamiento de petróleo* (p.100), por API 650, (2020).

Las ecuaciones para evaluar la estabilidad por viento dependen del tipo de tanque y estas son las siguientes.

- a) Para tanques no anclados excepto para tanques con techo cónico soportado se debe satisfacer todas las siguientes ecuaciones.

$$\begin{aligned}
 0.6 \times M_w + M_{Pi} &< M_{DL}/1.5 + M_{DLR} \\
 M_w + F_p \times M_{Pi} &< (M_{DL} + M_F)/2 + M_{DLR} \\
 M_{ws} + F_p \times M_{Pi} &< M_{DL}/1.5 + M_{DLR}
 \end{aligned}
 \tag{2.80}$$

- b) Para tanques no anclados con techo cónico soportado.

$$M_{ws} + F_p \times M_{Pi} < M_{DL}/1.5 + M_{DLR}
 \tag{2.81}$$

El peso del líquido por unidad de longitud circunferencia de cuerpo w_L considerado para el cálculo del momento del líquido M_F se calcula usando la menor gravedad específica del producto o 0.7 y una altura de llenado igual a la mitad de la altura de diseño, w_L deberá ser el menor de:

$$w_L = \min \left\{ (70.4 \times H \times D), (59 \times (t_b - CA) \sqrt{F_y \times H}) \right\} \quad (2.82)$$

Si las ecuaciones (2.80) o (2.81) no son satisfechas, anclar mecánicamente el tanque es una opción para lograr su estabilidad debido a la acción del viento.

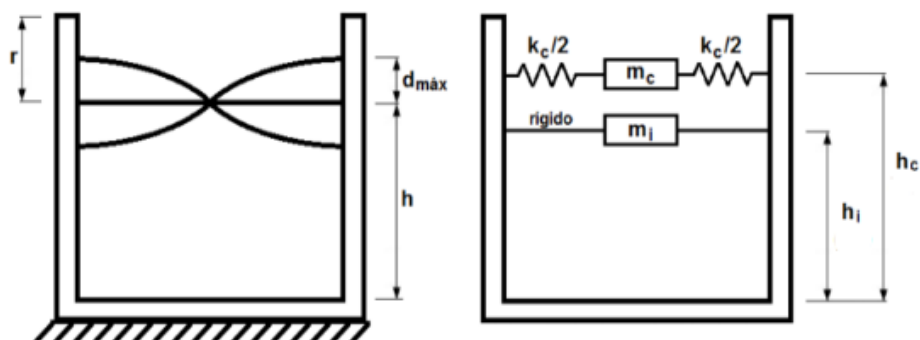
2.1.7 Diseño sísmico de tanques metálicos según API 650

En este apartado detallaremos los criterios para el diseño de tanques metálicos que están sujetos a movimiento sísmico basado en las combinaciones de carga que del método ASD y los parámetros de movimiento de suelo derivados del ASCE/SEI 7-16.

El análisis sísmico de un tanque de almacenamiento de líquidos que establece norma API 650 está basado en el modelo de Housner, este modelo establece que en presencia de sismo en el tanque y una parte del líquido se mueven rígidamente juntos a la cual llamaremos modo impulsivo y la otra parte de líquido se mueve respecto del tanque como una masa sujeta con resortes sobre el cuerpo del tanque a la cual llamaremos modo convectivo.

Figura 32

Modelo mecánico equivalente de Housner.



Nota. Tomada de *Comportamiento dinámica de tanques de agua* (p.104), por Housner, W, (1963).

2.1.7.1 Definiciones

2.1.7.1.1 Zonificación sísmica (Z)

La norma peruana de diseño sismo resistente E.030 divide el peligro sísmico del territorio nacional en 4 zonas sísmicas que están basadas en la distribución espacial de la sismicidad, características de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos.

Tabla 9

Zonificación sísmica.

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Nota. Tomada de *Diseño sismo resistente* (p.4), por Norma Técnica Peruana E.030, (2020).

2.1.7.1.2 Clasificación de sitio

La norma E0.30 y la norma ASCE/SEI 7-16 establece que el sitio se clasifica en función de las condiciones:

- a) Perfil tipo S_0 o clase A: suelo con roca dura.
- b) Perfil tipo S_1 o clase B: suelos rígidos.
- c) Perfil tipo S_2 o clase C: suelos intermedios.
- d) Perfil tipo S_3 o clase D: suelos blandos
- e) Perfil tipo S_4 o clase E: condiciones excepcionales.

La zonificación y clasificación de sitio nos permite determinar el perfil de suelo como se muestra en la tabla:

Tabla 10*Períodos según perfil de suelo.*

Tabla N° 4 PERÍODOS "T_F" Y "T_L"				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
<i>T_F</i> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
<i>T_L</i> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota. Tomada de *Diseño sismo resistente* (p.6), por Norma Técnica Peruana E.030, (2020).

2.1.7.1.3 Grupo sísmico

El grupo sísmico clasifica el uso e importancia que se le da al tanque:

- Grupo sísmico SUG III: tanques son los que proporcionan servicio necesario para instalaciones para reconstrucción post terremoto y esenciales para la vida y salud pública, o tanques que contienen cantidades substanciales de sustancias peligrosas que no tiene un adecuado control para prevenir la exposición pública.
- Grupo sísmico SUG II: tanques que están almacenando material que podría poseer un substancial peligro público y carencia de controles secundarios para prevenir la exposición pública, u otros tanques que proporcionan servicio directo a instalaciones principales
- Grupo sísmico SUG I: tanques que no están asignados en SUGs III o II.

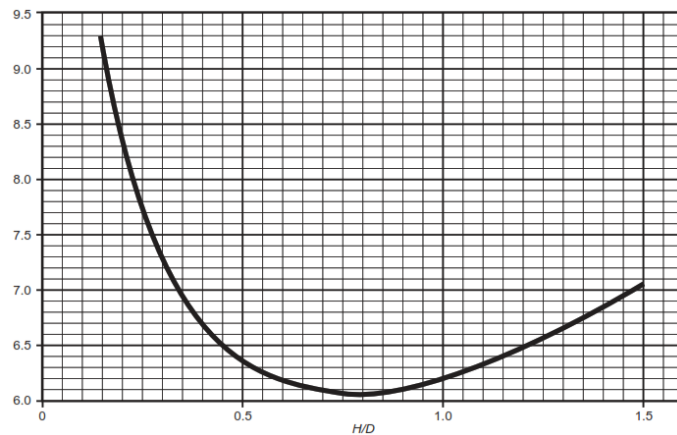
2.1.7.2 Periodos de vibración estructural

- Periodo impulsivo

$$T_i = \left(\frac{1}{\sqrt{2000}} \right) \times \left(\frac{C_i \times H}{\sqrt{\frac{t_u}{D}}} \right) \times \left(\frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}} \right) \quad (2.83)$$

Tabla 11

Coeficiente impulsivo C_i .



Nota. Tomada de *Tanques soldados para almacenamiento de petróleo* (p.251), por API 650, (2020).

b) Periodo convectivo (chapoteo).

$$T_c = 1.8 \times K_s \times \sqrt{D}$$
$$K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68 \times H}{D}\right)}} \quad (2.84)$$

2.1.7.3 Aceleraciones de diseño de respuesta espectral

En este apartado calcularemos las aceleraciones sísmicas que se producen por el componente impulsivo y convectivo.

2.1.7.3.1 Factores de aceleración

- Factor de escala para la aceleración de diseño de nivel espectral Q : el valor de Q es $2/3$ para método establecido por el ASCE 7, para regiones donde no se aplica el método ASCE 7, Q podría tomar el valor de 1.
- Coeficiente para ajustar la aceleración espectral de 5% a 0.5% amortiguado K : el valor de K es igual a 1.5 a menos que se especifique de otra manera.
- Periodo de transición Regional dependiente para largo periodo de movimiento de suelo T_L : en regiones fueran de USA donde no se aplica el método ASCE 7, el periodo T_L debe tomar el valor de 4 segundos.

- d) Factor de modificación de respuesta: estos factores para tanques apoyados de almacenamiento de líquidos en el suelo deben ser menores o iguales a los que se detalla en la Tabla 12.
- e) Factor de importancia I: este factor de importancia está definido en función al grupo sísmico especificado por el comprador.

Tabla 12

Factores de modificación de respuestas.

Table E.4—Response Modification Factors for ASD Methods

Anchorage system	R_{wi} (impulsive)	R_{wc} (convective)
Self-anchored	3.5	2
Mechanically-anchored	4	2

Nota. Tomada de *Tanques soldados para almacenamiento de petróleo* (p.253), por API 650, (2020).

Tabla 13

Factor de importancia en función del SUG.

Table E.5—Importance Factor (I) and Seismic Use Group Classification

Seismic Use Group	I
I	1.0
II	1.25
III	1.5

Nota. Tomada de *Tanques soldados para almacenamiento de petróleo* (p.254), por API 650, (2020).

- f) Parámetros de aceleración de respuesta espectral: Los parámetros de respuesta espectral para un periodo de un segundo S_1 y periodos cortos de 0.2 segundos S_s se calcula en base a la máxima aceleración de suelo S_p :

$$\begin{aligned} S_s &= 2.5 \times S_p \\ S_1 &= 1.25 \times S_p \end{aligned} \quad (2.85)$$

- g) Modificadores de respuesta de aceleración espectral: La aceleración de respuesta espectral para una aceleración máxima de suelo debe ser modificada según los coeficientes de lugar F_a y F_v .

Tabla 14*Coeficiente de aceleración basada en el sitio.***Table E.1—Value of F_a as a Function of Site Class**

Site Class	Mapped MCE _R Spectral Response Accelerations at Short Periods				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	a	a	a	a	a

^a Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis is required.

Nota. Tomada de *Tanques soldados para almacenamiento de petróleo* (p.247), por API 650, (2020).

Tabla 15*Coeficiente de velocidad basada en el sitio.***Table E.2—Value of F_v as a Function of Site Class**

Site Class	Mapped MCE _R Spectral Response Accelerations at 1 Sec Periods				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	a	a	a	a	a

^a Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis is required.

Nota. Tomada de *Tanques soldados para almacenamiento de petróleo* (p.247), por API 650, (2020).

2.1.7.3.2 Parámetro de aceleración espectral impulsiva A_i

$$A_i = 2.5 \times Q \times F_a \times S_0 \times \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) \geq 0.007 \quad (2.86)$$

Si $S_1 \geq 0.6$:

$$A_i \geq 0.5 \times S_1 \times \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) = 0.625 \times S_p \times \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) \quad (2.87)$$

2.1.7.3.3 Parámetro de aceleración espectral convectivo A_c

Cuando $T_c \leq T_L$:

$$A_c = 2.5 \times K \times Q \times F_a \times S_0 \times \left(\frac{T_s}{T_c} \right) \times \left(\frac{I}{R_{wc}} \right) \leq A_i \quad (2.88)$$

Cuando $T_c > T_L$:

$$A_c = 2.5 \times K \times Q \times F_a \times S_0 \times \left(\frac{T_s \times T_L}{T_c^2} \right) \times \left(\frac{I}{R_{wc}} \right) \leq A_i \quad (2.89)$$

2.1.7.4 Cargas y esfuerzos de diseño sísmico

2.1.7.4.1 Peso efectivo del producto

Basado en el modelo de Housner, dentro del diseño sísmico calcularemos el peso efectivo del producto por el componente impulsivo y convectivo como se detalla a continuación.

a) Peso efectivo impulsivo.

Si $D/H \geq 1.333$

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866 \times \frac{D}{H}\right)}{0.866 \times \frac{D}{H}} \times W_p \quad (2.90)$$

Si $D/H < 1.333$

$$W_i = \left[1.0 - 0.218 \times \frac{D}{H} \right] \times W_p \quad (2.91)$$

b) Peso efectivo convectivo

$$W_c = 0.230 \times \frac{D}{H} \times \tanh\left(\frac{3.67 \times H}{D}\right) \times W_p \quad (2.92)$$

2.1.7.4.2 Carga de diseño sísmico

La carga de diseño o fuerza lateral cortante equivalente en la base producida por las masas efectivas y las cargas dinámicas del líquido deberá ser determinado como se define en las siguientes ecuaciones.

La cortante impulsiva en la base:

$$V_i = A_i \times (W_s + W_r + W_f + W_i) \quad (2.93)$$

La cortante convectiva en la base:

$$A_c \times W_c \quad (2.94)$$

La cortante resultante en la base:

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad (2.95)$$

2.1.7.4.3 Fuerza y esfuerzo dinámico del líquido sobre el cuerpo

En este apartado presentaremos las ecuaciones para determinar las cargas y esfuerzos dinámicas que soporta el cuerpo del tanque por efecto del movimiento del fluido y carga estática del fluido.

a) Fuerza dinámica impulsiva N_i

Para $D/H \geq 1.33$:

$$N_i = 8.48 \times A_i \times G \times D \times H \times \left[\frac{\vec{Z}}{H} - 0.5 \times \left(\frac{\vec{Z}}{H} \right)^2 \right] \times \tanh \left(0.866 \times \frac{D}{H} \right) \quad (2.96)$$

Para $D/H < 1.33$ e $Y < 0.75 \times D$

$$N_i = 5.22 \times A_i \times G \times D^2 \times \left[\frac{\vec{Z}}{0.75 \times D} - 0.5 \times \left(\frac{\vec{Z}}{0.75 \times D} \right)^2 \right] \quad (2.97)$$

Para $D/H < 1.33$ e $Y \geq 0.75 \times D$

$$N_i = 2.6 \times A_i \times G \times D^2 \quad (2.98)$$

b) Fuerza dinámica convectiva N_c

$$N_c = \frac{1.85 \times A_c \times G \times D^2 \times \cosh\left(\frac{3.68 \times (H - \bar{Z})}{D}\right)}{\cosh\left(\frac{3.68H}{D}\right)} \quad (2.99)$$

c) Fuerza hidrostática del contenido sobre el cuerpo N_h

$$N_h = 4.9 \times D \times (H - 0.3) \times G \quad (2.100)$$

d) Esfuerzo de tensión total: el esfuerzo de tensión dinámico debe ser combinado directamente con el esfuerzo de diseño hidrostático del producto para determinar el esfuerzo total del cuerpo.

$$\sigma_T = \sigma_h \pm \sigma_s = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t} \quad (2.101)$$

El esfuerzo de tensión resultante del componente dinámico e hidrostático debe ser menor al máximo esfuerzo de tensión admisible en el anillo del cuerpo, este esfuerzo es el menor de 1.33 veces el esfuerzo admisible de diseño por producto S_d o 0.9 veces el esfuerzo de fluencia F_y del material del cuerpo.

2.1.7.5 Momento de vuelco, estabilidad y esfuerzo de compresión

2.1.7.5.1 Momento de vuelco sobre la base del anillo inferior del cuerpo

Para determinar el momento de vuelco primero debemos determinar los centros de acción de las cargas impulsivas y convectivas:

a) Centro de acción de carga impulsiva Z_i :

Para $D/H \geq 1.33$:

$$Z_i = 0.375 \times H \quad (2.102)$$

Para $D/H < 1.33$:

$$Z_i = \left[0.5 - 0.094 \times \frac{D}{H} \right] \times H \quad (2.103)$$

b) Centro de acción de carga convectiva Z_c :

$$Z_c = \left[1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 \times H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67 \times H}{D} \times \sinh\left(\frac{3.67 \times H}{D}\right)} \right] \times H \quad (2.104)$$

Determinada los centros de acción de las cargas impulsivas y convectivas podremos determinar el momento de vuelco sobre la base del anillo inferior del cuerpo del tanque.

$$M_{rw} = \sqrt{[A_i \times (W_i \times Z_i + W_s \times Z_s + W_r \times Z_r)]^2 + [A_c \times (W_c \times Z_c)]^2} \quad (2.105)$$

2.1.7.5.2 Evaluación de estabilidad al vuelco sísmico

Determinada el momento de vuelco debido a sismo procederemos a evaluar si el tanque puede o no volcarse por efecto del sismo y con ello determinar si es necesario usar anclajes mecánicos. A continuación, detallamos los pasos para evaluar la estabilidad sísmica del tanque.

a) Fuerza resistente de levantamiento en la región anular del tanque w_a : esta fuerza considera que una porción del contenido sobre el anillo anular del fondo del tanque actúa para resistir el vuelco.

$$w_a = 99 \times t_a \times \sqrt{F_y \times H \times G_e} \leq 201.1 \times H \times D \times G_e \quad (2.106)$$

Si w_a excede a $201.1 \times H \times D \times G_e$ el valor del ancho del anillo anular del fondo debe ser reducido a $0.035 \times D$ y $w_a = 201.1 \times H \times D \times G_e$ o podríamos usar la siguiente ecuación.

$$w_a = 5742 \times H \times G_e \times L_s \quad (2.107)$$

- b) Ratio de anclaje J: una vez establecido w_a calcularemos el ratio de anclaje J y con la ayuda de la Tabla 16 evaluaremos si el tanque necesita o no anclajes mecánicos.

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2 \times [w_t \times (1 - 0.4 \times A_v) + w_a - F_p \times w_{int}]}$$

$$w_t = \left[\frac{W_s}{\pi \times D} + \frac{W_r}{\pi \times D} \right] \quad (2.108)$$

Tabla 16

Criterio de ratio de anclaje.

Table E.6—Anchorage Ratio Criteria

Anchorage Ratio J	Criteria
$J \leq 0.785$	No calculated uplift under the design seismic overturning moment. The tank is self-anchored.
$0.785 < J \leq 1.54$	Tank is uplifting, but the tank is stable for the design load providing the shell compression requirements are satisfied. Tank is self-anchored.
$J > 1.54$	Tank is not stable and cannot be self-anchored for the design load. Modify the annular ring if $L < 0.035D$ is not controlling or add mechanical anchorage.

Nota. Tomada de *Tanques soldados para almacenamiento de petróleo* (p.160), por API 650, (2020).

2.1.7.5.3 Máximo esfuerzo de compresión longitudinal en el anillo inferior el tanque

Máximo esfuerzo de compresión longitudinal en el anillo inferior del cuerpo para tanques auto anclados.

Esfuerzo de compresión cuando no se calcula levantamiento y $J \leq 0.785$:

$$\sigma_c = \left(w_t \times (1 + 0.4 \times A_v) + \frac{1.273 \times M_{rw}}{D^2} \right) \times \frac{1}{1000 \times t_s} \quad (2.109)$$

Esfuerzo de compresión cuando se calcula levantamiento y $J > 0.785$:

$$\sigma_c = \left(\frac{w_t \times (1 + 0.4 \times A_v) + w_a}{0.607 - 0.18667 \times [J]^{2.3}} - w_a \right) \times \frac{1}{1000 \times t_s} \quad (2.110)$$

Máximo esfuerzo de compresión longitudinal en el anillo inferior del cuerpo para tanques anclados mecánicamente.

$$\sigma_c = \left(w_t \times (1 + 0.4 \times A_v) + \frac{1.273 \times M_{rw}}{D^2} \right) \times \frac{1}{1000 \times t_s} \quad (2.111)$$

El máximo esfuerzo de compresión longitudinal σ_c debe ser menor que el esfuerzo sísmico admisible F_c , el cual es determinado por las siguientes fórmulas e incluye el 33% de incremento por el método ASD.

$$\text{Si } G \times H \times D^2 \geq 44$$

$$F_c = 83 \times \frac{t_s}{D} \quad (2.112)$$

$$\text{Si } G \times H \times D^2 < 44$$

$$F_c = 83 \times \frac{t_s}{2.5 \times D} + 7.5 \times \sqrt{G \times H} < 0.5 \times F_y \quad (2.113)$$

2.1.8 Método de Elementos finitos

El método por elementos finitos es una técnica numérica utilizada para encontrar soluciones aproximadas de problemas de ingeniería y física como por ejemplo en la mecánica estructural, transferencia de calor, dinámica de fluidos, electromagnetismo, entre otros.

La idea básica de este método es dividir un sistema continuo en un modelo discreto aproximado, llamados elementos finitos, y luego ensamblar una solución aproximada a partir de soluciones locales en estos elementos. En el campo de la mecánica de materiales este método se basa en la ley de Hook y el uso de la matemática matricial con el cual dependiendo del sistema mecánico a resolver se puede plantear la ecuación o ley de Hook en términos de matrices.

$$\{F\} = [K] \times \{u\}$$

Donde:

$\{F\}$: Vector de cargas que soporta el sistema mecánico.

$[K]$: matriz de rigidez del sistema mecánico.

$\{u\}$: Vector de desplazamientos del sistema mecánico.

En la actualidad se ha desarrollado muchos softwares que nos permite resolver problemas aplicando el método de elementos finitos para problemas muy complejos, entre los más usados en el mercado nacional tenemos el SolidWorks Simulation, Nastran, Ansys, SAP 2000, entre otros.

Todos los softwares que usan el método de elementos finitos siguen los pasos de pre procesamiento, procesamiento y post procesamiento.

2.1.8.1 Pre procesamiento

2.1.8.1.1 Definición de modelo

En esta etapa se creará o dibujará la geometría del modelo estructural o cuerpo continuo que se va analizar, este puede ser una viga, columna, placa, sólido en general o la combinación de estos.

Generado el cuerpo continuo, se procederá a asignar o definir los materiales del modelo estructural, en específico se definirá las propiedades mecánicas como el módulo de Young, la densidad, módulo de Poisson, etc.

2.1.8.1.2 Condiciones de contorno

Aplicar las condiciones de contorno o asignar condiciones de borde al sistema estructura que se quiere resolver es incluir al problema restricciones de desplazamiento y giro a los cuales se les conoce como apoyos, siendo los mismos de los siguientes tipos:

- Empotrado: son apoyos que restringen el desplazamiento y la rotación en los ejes “x”, “y” y “z”.
- Articulados: son apoyos que solo restringen el desplazamiento en los ejes “x”, “y” y “z”, pero no la rotación.
- Apoyos móviles: conocidos como apoyos simples, este tipo de apoyos únicamente restringe el desplazamiento en la dirección que se le indique, quiere decir que si solo se le asigna un apoyo móvil en la dirección “x” se entiende que los desplazamientos en las direcciones “y” y “z” y las rotaciones en los tres ejes no están restringidas.

Definir correctamente las condiciones de contorno es muy importante para un sistema estructural, ya que nos permitirá obtener resultados más próximos a la realidad, pero, al sistema estructural no se le asigna condiciones de contorno el problema no podrá ser resuelto, dado que los softwares reportaran que existen desplazamientos infinitos o no podrán calcular la matriz de rigidez.

2.1.8.1.3 Asignación de cargas

La asignación de cargas es aplicar las cargas que actúan en el sistema a resolver, en el campo de la mecánica estructural existen los siguientes tipos de carga:

- Puntual: es el tipo de carga que se en un nodo.
- Distribuida: son cargas por unidad de longitud aplicadas en elementos estructurales tipo barra, en las vigas se aplican este tipo de cargas.
- Presión: cargas asignadas a superficies, como por ejemplo la carga de un fluido almacenado en un recipiente.
- Caloríficas: cargas originadas por el cambio de temperatura y son asignadas a los nodos.

- Transitorias: son tipo de cargas en el cual su magnitud y sentido dependen del tiempo, siendo la carga de sismo la más conocida.

2.1.8.1.4 Discretización del modelo

La discretización del modelo o mallado consiste en dividir el sistema continuo en un número finito de partes a los cuales llamaremos “elementos estructurales”, cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros asociados a ciertos puntos característicos denominados “nodos”.

Figura 33

Discretización de un sistema continuo

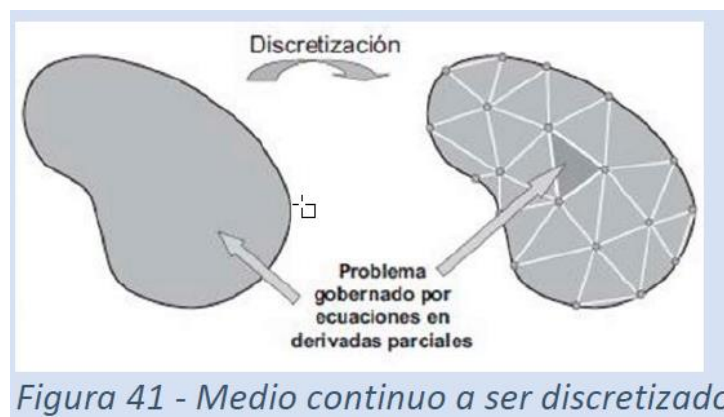


Figura 41 - Medio continuo a ser discretizado

Nota. Tomada de *Introducción al método de elementos finitos* (p.52), por Quispe M., (2014). Lima, Perú.

Dependiendo de la complejidad durante el mallado se pueden generar los siguientes tipos de elementos estructurales:

- Elementos tipo punto: son elementos del tipo unidimensional a los cuales se les puede asignar propiedades como posición y carga, también tiene la propiedad de transmitir cargas a otros elementos tipo punto mediante barras.
- Elementos tipo barra: es un tipo de elemento estructural al que se le puede asignar propiedades como el módulo de elasticidad, densidad entre otros, que no se pueden asignar a un elemento tipo punto.

- Elementos tipo placa: estos elementos nacen al conectar en el mismo plano tres elementos tipo barra o más para formar estructuras poligonales cerradas, teniendo como característica principal que sus propiedades son isotrópicas.
- Elementos tipo ladrillo: son elementos formados de varios elementos tipo placa conectados entre sí que generan una estructura tridimensional cerrada como tetraedros o sólidos geométricos, teniendo sus propiedades isotrópicas.

Figura 34

Tipos de elementos estructurales

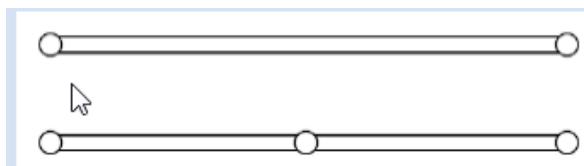


Figura 42 - Elasticidad Unidimensional

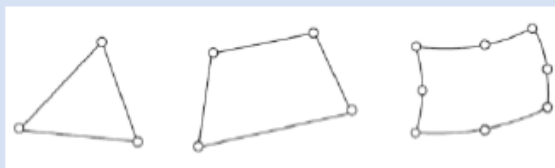


Figura 43 - Elasticidad Bidimensional

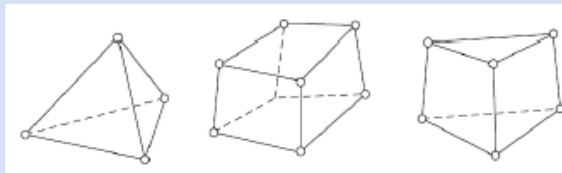


Figura 44 - Elasticidad Tridimensional

Nota. Tomada de *Introducción al método de elementos finitos* (p.54), por Quispe M., (2014). Lima, Perú.

2.1.8.2 Procesamiento

Previo al procesamiento, se debe indicar al software el tipo de análisis va a realizar, según el software que se usa se puede realizar un análisis estático lineal, no lineal, dinámico, modal, térmico, etc.

Elegido el tipo de análisis, el software procederá a resolver el problema en cuestión, que podría ser un problema que no es dependiente del tiempo, el proceso

del software es generar “N” ecuaciones y “N” incógnitas que son resueltos como si fuera un sistema de ecuaciones lineales, sin embargo, para problemas dependientes del tiempo, el cálculo consiste una sucesión finita de sistemas de “N” ecuaciones y “N” incógnitas que deben resolverse uno a continuación de otro, y cuya entrada depende del resultado del paso anterior.

En un problema mecánico lineal que no depende del tiempo, el análisis se reduce a calcular los desplazamientos de cada nodo y con ello a partir del método de superposición se puede conocer de manera aproximada los desplazamientos del sistema continuo.

2.1.8.3 Post procesamiento

El método de elementos finitos resuelve problemas tan complejos que generan una gran cantidad de datos que resulta conveniente procesarlos. En esta etapa los resultados obtenidos de la resolución del problema son tratados, para obtener representaciones gráficas y magnitudes producto del análisis, que permitan extraer conclusiones del problema.

En el análisis estructural el post proceso puede incluir comprobaciones adicionales como si la estructura está cumpliendo los requerimientos normativos como la norma ANSI/AISC 360 o la norma API 650, entre otras normas, verificar si los esfuerzos obtenidos sobrepasan los esfuerzos permisibles para cada tipo de material o verificar si las reacciones son coherentes con las cargas que soportan el sistema estructural, entre otro tipo de verificaciones.

2.2 Marco conceptual: Definición de términos y conceptos

2.2.1 *Sistema estructural*

Un sistema estructural es un conjunto de elementos estructurales que ensamblados entre sí realizan una configuración organizada que soportan cargas

y que puedan ser transferirlas de manera eficiente entre cada elemento con el fin de garantizar su estabilidad, rigidez y resistencia en conjunto.

2.2.2 Método de áreas tributarias

Es un método práctico usado en el análisis estructural para estimar las cargas que pueden soportar los elementos estructurales, es decir se puede plantear que el área tributaria es la cantidad de área que contribuye una viga o columna para soportar una determinada carga.

El ejemplo más práctico es considerar dos elementos tipo viga ubicados paralelamente los cuales soporta una placa metálica, y esta a su vez soporta una carga distribuida en su superficie, por lo tanto, cada viga soportará una carga proporcional a su área de influencia respecto a la placa, para este caso en particular cada placa soportará una carga proporcional a su longitud.

2.2.3 Ratio

Se denomina ratio como a la capacidad que tiene un sistema para soportar las acciones de agentes externos como cargas vivas, muertas, viento, sismo, hidráulico, etc. sin que la estructura colapse o falle.

El ratio es el coeficiente que mide la relación entre la capacidad requerida y la capacidad máxima disponible del acero en un sistema, es decir, en un sistema de estructuras metálicas mide la relación entre el esfuerzo requerido que se soporta producto de la acción de agentes externos y el esfuerzo de fluencia del acero, siendo este coeficiente siempre menor a la unidad.

2.2.4 Método analítico

El método analítico es un enfoque sistematizado que se establece para resolver problemas de ingeniería, este método consiste en descomponer un problema complejo en sub problemas más manejables, analizar cada sub problema

y resolverlo aplicando la teoría científica existente como la teoría de resistencia de materiales, normas como el API 650, ANSI/AISC 360, ASCE 7-10 entre otras.

2.2.5 Diésel

También denominado gasóleo es un hidrocarburo líquido compuesto principalmente por parafinas que se usa como combustible para motores de combustión interna.

3 CAPÍTULO III

DESARROLLO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

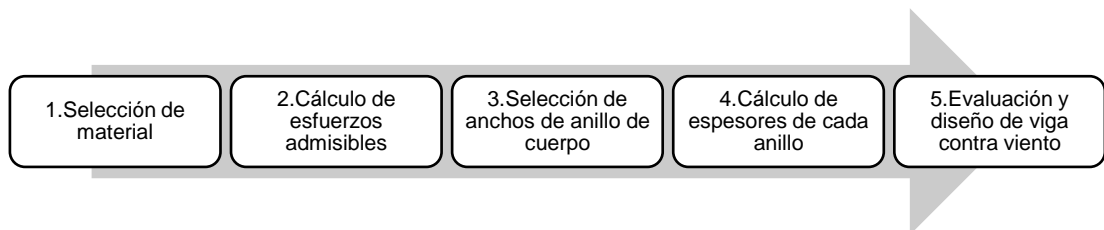
3.1 Metodología de diseño

El método de diseño que aplicaremos es una combinación de dos métodos. El primero es el método analítico, el cual es soportado por la teoría de resistencia de materiales y las normas API 650, ANSI/AISC 360 y ASCE/SEI 7-16. El segundo es el método por elementos finitos el cual se soporta por el Software SAP 2000.

El análisis que vamos a realizar para el diseño de los componentes del tanque es del tipo estático lineal, es decir el material de los componentes trabajaran en la zona elástica de su diagrama esfuerzo-deformación. Los métodos de diseño que seguiremos son:

Figura 35

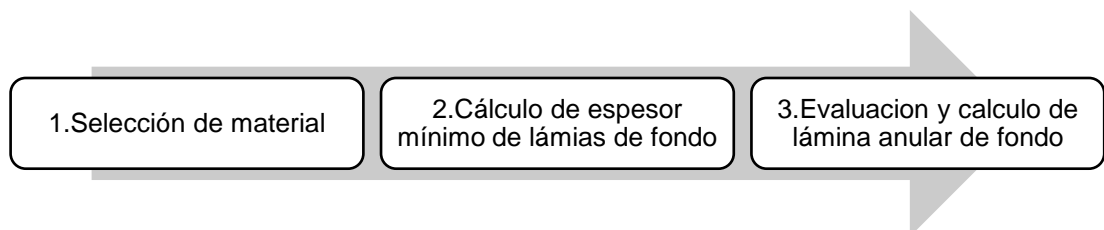
Metodología diseño del cuerpo del tanque.



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 36

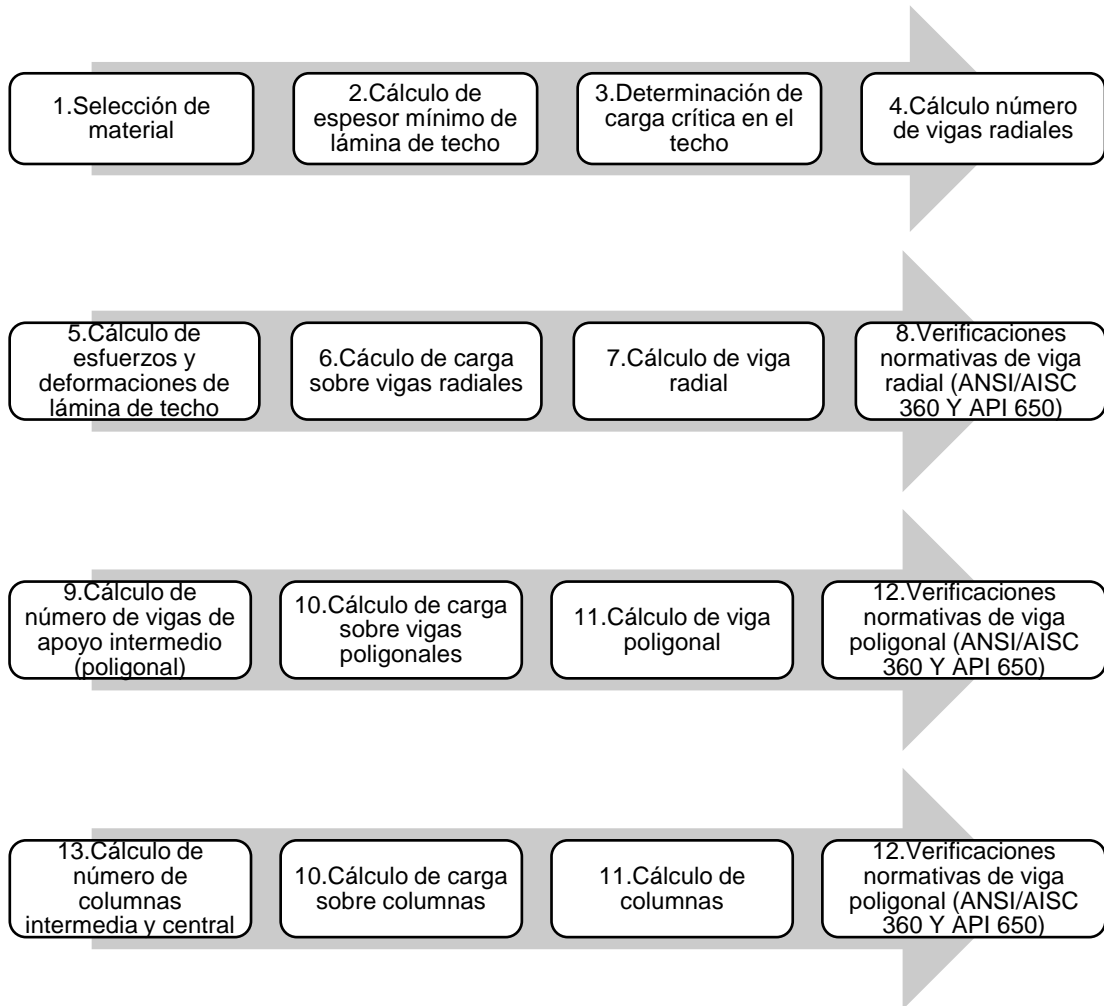
Metodología de diseño del fondo del tanque.



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 37

Metodología de diseño del techo tipo soportado del tanque.



Nota. Fuente elaboración propia.

3.2 Datos de diseño

3.2.1 Condiciones de emplazamiento

Condiciones locales

- Ubicación: terminal portuario Mollendo, provincia de Islay, departamento de Arequipa.
- Condiciones ambientales: Se considera un ambiente marino, polvoriento, temperatura en bulbo seco de 10 °C en verano y 10 °C en invierno y humedad relativa varía entre 60% a 90%.

Acciones del viento.

- Velocidad de diseño (V): 80 km/hr.

Sismo

- Zona sísmica (Z): tipo 4.
- Aceleración máxima horizontal (S_p): 0.45
- Clasificación de sitio según E030 (API 650): S1 (Clase B).
- Grupo sísmico según API 650: SUG I
- Factor de Importancia (I): 1

3.2.2 Consideraciones de diseño

Geométricos:

- Diámetro del tanque (D): 20. 5 metros.
- Altura del cuerpo (H): 13 metros.
- Capacidad del tanque: 3932.33m³.
- Altura de llenado (h): 12.12 metros.

Acero:

- Tipo de acero: acero estructural ASTM A36

Tabla 17

Propiedades mecánicas del acero ASTM A36.

Esfuerzo de fluencia (F_y)	250 MPa
Esfuerzo último de rotura (F_u)	400 MPa
Módulo de Young (E)	200 000 MPa
Densidad (ρ_{acero})	7850 kg/m ³
Módulo de Poisson (μ)	0.28

Nota. Fuente elaboración propia.

Datos de diseño:

- Altura de diseño (H_d): 12.4 m.
- Presión interna de diseño (P_i): 0.49 kPa.
- Presión externa de diseño (P_e): 0.25 kPa.
- Carga viva en el techo (L_v): 1.00 kPa.
- Eficiencia de junta (E_j): en el cuerpo 1, en el techo 0.35.
- Sobre espesor de corrosión admisible (CA): 1 milímetro.

3.2.3 Datos del fluido a almacenar

- Tipo de fluido: Diésel.
- Aceleración de la gravedad (g): 9.81 m/s^2
- Gravedad específica (GE): 0.86.
- Temperatura de diseño: 70°C .
- Temperatura de operación: 30°C .

3.3 Diseño de componentes del tanque

3.3.1 Diseño del cuerpo del tanque

3.3.1.1 Cálculo de esfuerzos admisibles según API 650

Usando las ecuaciones (2.66) y (2.67) determinaremos los esfuerzos máximos admisibles de diseño por producto S_d y por prueba hidrostática S_t que soportará el tanque.

Tabla 18

Esfuerzo admisible máximo de diseño por productos y por prueba hidrostática.

2/3 F_y	2/5 F_u	Por producto (S_d)
166.67 MPa	160.00 MPa	160.00 MPa
3/4 F_y	3/7 F_u	Por prueba hidrostática (S_t)
187.50 MPa	171.43 MPa	171.43 MPa

Nota. Fuente elaboración propia.

3.3.1.2 Ancho y espesor de anillos

La norma API 650 establece que el ancho mínimo de los anillos no debe ser menor a 1800 mm, teniendo en cuenta que en el mercado nacional se disponen planchas con anchos entre 1200 mm a 3000 mm y usando las ecuaciones (2.64) y (2.65) determinaremos el espesor de los anillos según el ancho de anillo como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 19

Espesores de las planchas según el ancho de los anillos.

#Anillo	Espesor nominal t_{nom} en milímetros por tipo de ancho de anillo "a"						
	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000
1	8	8	8	8	8	8	8
2	8	8	8	8	8	8	6
3	6	6	6	6	6	6	6
4	6	6	6	6	6	6	6
5	6	6	6	6	6	6	6
6	6	6	6	6	-	-	-
7	6	6	-	-	-	-	-
8	6	-	-	-	-	-	-

Nota. Fuente elaboración propia.

La masa total de acero por tipo de ancho de anillo se calcula:

$$m_{anillo} = \rho_{acero} \times a \times t_{nom} \times \pi \times D \quad (3.1)$$

Tabla 20

Número de anillos y masa del cuerpo del tanque por tipo de ancho de anillo.

Ancho "a" (mm)	# Anillos	Masa (kg)
1800	8	42,163.77
2000	7	42,467.11
2200	6	42,770.44
2400	6	43,073.78
2600	5	43,377.12
2800	5	43,680.45
3000	5	42,467.11

Nota. Fuente elaboración propia.

Dado que en el mercado nacional los anchos comerciales son de 1500 mm y 2400 mm, optaremos por seleccionar anillos de 2400 mm por tener disponibilidad de materia prima, reducción de procesos (menor cantidad de uniones soldadas) y maniobrabilidad durante el proceso constructivo.

3.3.1.3 Diseño de viga contra viento

Viga contra viento superior

Como se detalló en el marco teórico, la viga contra viento superior se usa como rigidizador para contrarrestar los efectos del viento, usando la ecuación (2.68) determinaremos el módulo de sección mínimo S_{\min} que requerido para la viga contra viento.

$$S_{\min} = 56.97 \text{ cm}^3 = 3.48 \text{ pulg.}^3$$

Tabla 21

Perfiles con sus módulos de sección recomendados por el API 650.

De tabla 5.19b (API650 – pág. 129)					
Módulo de sección de secciones anillos rigidizadores en cuerpo del tanque en (in ³)					
Tamaño de Miembro	Espesor de cuerpo				
	5	6	8	10	11
Un ángulo figura 5.19 detalle b					
L 2 1/2"x2 1/2"x1/4"	1.61	1.72			
L 2 1/2"x2 1/2"x5/16"	1.89	2.04			
L 3"x3"x1/4"	2.32.	2.48			
L 3"x3"x3/8"	2.78	3.36			
L 4"x4"x1/4"	3.64	4.41			
L 4"x4"x3/8"	4.17	5.82			

Nota. Adaptada de *Tanques soldados para almacenamiento de petróleo* (p.129), por API 650, (2020).

De la Tabla 21 seleccionamos un ángulo de L 4"x4"x1/4" dado que su módulo de sección para un espesor de pared de 6 mm es 4.42 pulg.³ mayor al módulo de sección mínimo requerido, por lo tanto, la masa de la viga contra viento L 4"x4"x1/4" es:

$$m_{L4"x4"x3/8"} = 632.77 \text{ kg}$$

Viga contra viento Intermedia

La viga contra viento intermedia se usa para proteger al cuerpo del tanque contra el pandeo que puede ocasionar la carga viento.

En primer lugar, usando la ecuación (2.69) determinaremos la altura del cuerpo del tanque que no requiere ser rigidizado.

$$H_1 = 32.172 \text{ m}$$

Usando la ecuación (2.70) determinaremos la altura trasformada total del tanque.

Tabla 22

Altura transformada total del cuerpo del tanque.

#Anillo	Wr (m)
1	1.035
2	1.521
3	2.400
4	2.400
5	2.400
6	1.000
Wr total (m)	10.756

Nota. Fuente elaboración propia.

Como la altura del tanque sin rigidizar H_1 es mayor que la altura transformada total del cuerpo del tanque W_{total} el cuerpo del tanque no requiere viga contra viento intermedia, por lo tanto, no sufrirá pandeo debido a la carga de viento.

Por lo tanto, la masa del cuerpo incluido el anillo contra viento superior es:

$$m_s = 43073.78 + 632.77 = 43706.55 \text{ kg}$$

3.3.2 Diseño del fondo del tanque

3.3.2.1 Espesor de láminas de fondo t_f

La norma API 650 detalla que el espesor mínimo de las láminas de fondo t_{fmin} debe ser:

$$t_{fmin} = 6 \text{ mm}$$

Tomando en cuenta un sobre espesor para prevenir los efectos de la corrosión CA de 1 mm, el espesor de la lámina de fondo del tanque debería ser 7 mm, pero como no es comercial planchas con este espesor se está considerando que el espesor de la lámina de fondo es:

$$t_f = t_{fmin} + CA = 8 \text{ mm}$$

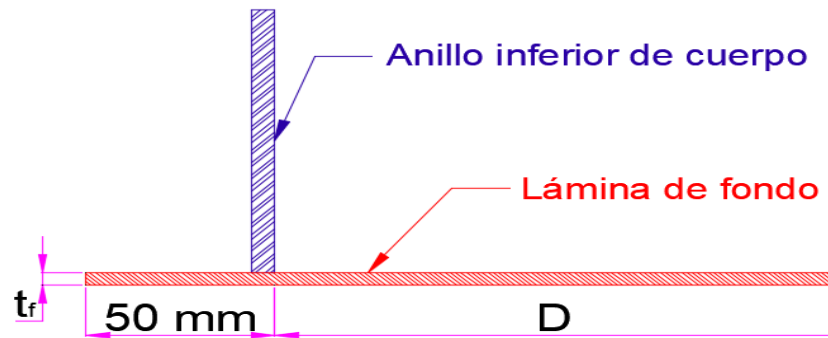
Dado que solo el cuerpo del tanque pesa 43 toneladas, la norma API 650 y tomando en cuenta las buenas prácticas de construcción durante el proceso constructivo, en un tanque siempre se construye un anillo de cimentación de concreto armado debajo del cuerpo del tanque. Además del anillo de cimentación, el suelo interior de este debe pasar por un proceso de compactado, esto con el fin de obtener un suelo firme y compacto para así evitar cualquier tipo de asentamiento diferencial del tanque y con ello se pueda incurrir en deformaciones o rupturas en las láminas del fondo del tanque, por lo tanto, podemos concluir que el fondo del tanque no sufrirá posibles deflexiones y por lo tanto se comportará como un elemento sometido a carga por compresión debido al peso del fluido a almacenar, el peso del cuerpo y el peso del techo.

Evaluando la ecuación (2.2) para calcular los esfuerzos debida a la carga de compresión, podemos decir que el espesor de las láminas del fondo del tanque no interfiere en este cálculo, por lo tanto, tomaremos un espesor de plancha de 8 mm para las láminas del fondo del tanque.

La masa del fondo m_f del tanque se calcula considerando que quede una proyección de al menos 50 mm hacia afuera de cuerpo como se muestra en la figura.

Figura 38

Lámina de fondo con proyección de 50 mm adicional al cuerpo del tanque.



Nota. Fuente elaboración propia

$$m_f = \pi \times (D + 2 \times 50/1000)^2 \times t_f \times \rho_{acero} = 20,930.71 \text{ kg}$$

3.3.2.2 Lámina anular de fondo

Como el material para nuestro anillo inferior del cuerpo del tanque es un acero estructural ASTM A36 perteneciente al grupo I de la Tabla 4.4.a del API 650, el fondo del tanque no necesitará lámina anular de fondo.

3.3.3 Diseño del techo del tanque

3.3.3.1 Espesor mínimo de láminas de techo

La selección del espesor de las láminas de techo se realizará considerando los siguientes criterios de diseño:

Según la normativa API 650 el espesor mínimo de las láminas del techo deben ser 5 mm sin incluir el sobre espesor de corrosión "CA" que para nuestro caso es de 1 mm, entonces el espesor mínimo de las de las láminas de techo $t_{r \text{ mín}}$ es:

$$t_{r \text{ mín}} = 5 \text{ mm} + 1 \text{ mm} = 6 \text{ mm}$$

Las combinaciones de carga que soporta el techo del tanque según como se muestra en el apartado 2.1.5.1.2 son:

- Fluido y presión interna: $D_L + F + P_i$
- Prueba hidrostática: $D_L + H_t + P_t$
- Viento y presión interna: $D_L + W + 0.4 \cdot P_i$
- Viento y presión externa: $D_L + W + 0.4 \cdot P_e$
- Cargas de gravedad: $D_L + L_v + 0.4 \cdot P_e$ (sin considerar la carga de nieve)
- Sismo: $D_L + F + E + 0.1 \cdot S_b + 0.4 \cdot P_i$

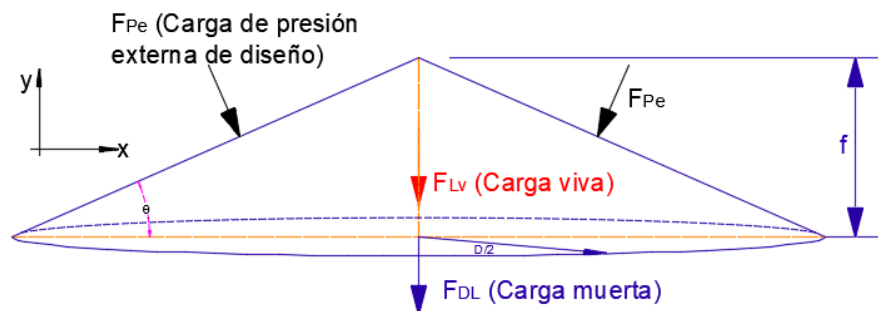
De las combinaciones mostradas podemos deducir que la combinación de carga crítica que soportara el techo sin considerar la carga de nieve es la correspondiente a la combinación de carga de gravedad:

$$D_L + L_v + 0.4 \times P_e \quad (3.2)$$

Independientemente de la pendiente del techo, las componentes de la carga crítica actúan sobre el techo son como se muestra en la Figura 39.

Figura 39

Diagrama de cuerpo libre del techo del tanque bajo combinación de carga de gravedad.



Nota. Fuente elaboración propia.

Siendo las ecuaciones de las fuerzas de las componentes de la combinación de carga de gravedad las siguientes:

$$F_{DL} = m_r \times g \quad (3.3)$$

$$F_{Lv} = L_v \times \pi \times D^2/4 \quad (3.4)$$

$$F_{Pe y} = P_e \times \pi \times D^2/4 \quad (3.5)$$

Para el caso de la carga resultante de presión F_{Pe} solo se considera la componente en “y” ya que la componente en “x” es igual a cero por simetría del techo.

Analizando las ecuaciones (3.3), (3.4) y (3.5) se puede concluir que la única carga que hace variar la combinación de carga de gravedad es la carga muerta F_{DL} , por lo tanto, para tener un diseño óptimo se buscará que esta carga sea la menor.

Podemos ver la variación de la carga F_{DL} evaluando la masa del techo m_r en función de la pendiente θ del techo y del espesor t_r de la lámina del techo usando la siguiente ecuación:

$$V_{int} = \frac{\pi \times (D/2)^2}{3} \times f$$

$$V_{ext} = \frac{\pi \times \left(\frac{D}{2} + \frac{t_r}{\sin(\theta)}\right)^2}{3} \times \left(f + \frac{t_r}{\cos(\theta)}\right) \quad (3.6)$$

$$m_r = (V_{ext} - V_{int}) \times \rho_{acero}$$

Tabla 23

Variación de la masa del techo en función de su pendiente “ θ ”.

θ (°)	tr(mm)	f (m)	Vol _r (m ³)	mr (ton)
3.576	6.000	0.641	2.003	15.723
4.576	6.000	0.820	2.001	15.710
5.576	6.000	1.001	2.002	15.714
6.576	6.000	1.182	2.004	15.729
7.576	6.000	1.363	2.007	15.753
8.576	6.000	1.546	2.011	15.784
9.576	6.000	1.729	2.015	15.821
10.576	6.000	1.914	2.021	15.865
11.576	6.000	2.100	2.027	15.915

Nota. Elaboración propia.

Tabla 24*Variación de la masa del techo en función del espesor de lámina*

$\Theta(^{\circ})$	tr(mm)	f (m)	Vol (m3)	mr (ton)
3.576	6	0.641	2.003	15.723
3.576	7	0.641	2.340	18.372
3.576	8	0.641	2.679	21.029
3.576	9	0.641	3.018	23.695
3.576	10	0.641	3.359	26.369
3.576	11	0.641	3.701	29.051

Nota. Elaboración propia.

De la Tabla 23 se observa que la masa del techo m_r varía a una razón promedio de 38 kg y en la Tabla 24 se observa que la masa del techo m_r varía a una razón promedio de 2400 kg, entonces nuestro criterio de diseño es procurar usar láminas de 6 mm y en la medida variar la pendiente del techo para garantizar que el techo soporte la menor combinación de carga de gravedad.

Un criterio adicional es evaluar el comportamiento de la carga del viento sobre el techo, esto se puede lograr aplicando las ecuaciones de los apartados 2.1.6.1 y 2.1.6.1.3.

Tabla 25*Variación de la carga de viento en función de la pendiente del techo según ASCE 7-16.*

$\Theta (^{\circ})$	qh (N/m2)	G	$\pm GC_{pi}$	Wzona1 (Pa)	Wzona2 (Pa)
3.576	320.818	0.850	0.180	-275.903	-194.095
4.576	321.273	0.850	0.180	-276.294	-194.370
5.576	321.726	0.850	0.180	-276.684	-194.644
6.576	322.179	0.850	0.180	-277.074	-194.918
7.576	322.631	0.850	0.180	-277.463	-195.192
8.576	323.083	0.850	0.180	-277.851	-195.465
9.576	323.535	0.850	0.180	-278.240	-195.738
10.576	323.987	0.850	0.180	-278.629	-196.012
11.576	324.439	0.850	0.180	-279.018	-196.286

Nota. Fuente elaboración propia.

De los criterios mostrados podemos concluir que las láminas de techo con la que vamos a partir para nuestro diseño deben tener un espesor t_r de 6 mm y una pendiente de 1:16 (3.576°) para tener la menor combinación de carga de gravedad, por tanto, la menor demanda de acero estructural, y adicionalmente la menor carga de viento.

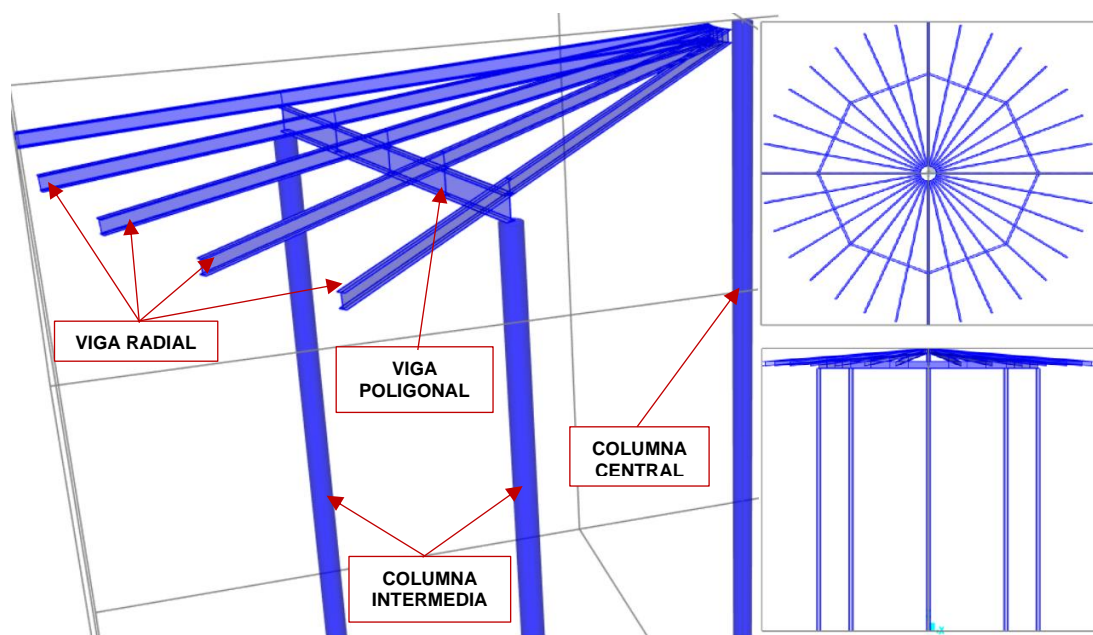
3.3.3.2 Elementos del sistema estructural portante del techo

Antes de dimensionar los elementos estructurales, detallaremos todos los elementos que formaran parte del sistema estructural que soportará las láminas del techo.

Los elementos que conforma el sistema estructural son las vigas radiales, vigas poligonales, columnas que según el diámetro del tanque se puede tener una columna central y columnas intermedias, para nuestro estudio tendremos 32 vigas radiales, 8 vigas poligonales, 8 columnas intermedias y una columna central cuya justificación se detallara más adelante.

Figura 40

Elementos que forman el sistema estructural que soporta las láminas del techo de un tanque cónico soportado.



Nota. Fuente elaboración propia.

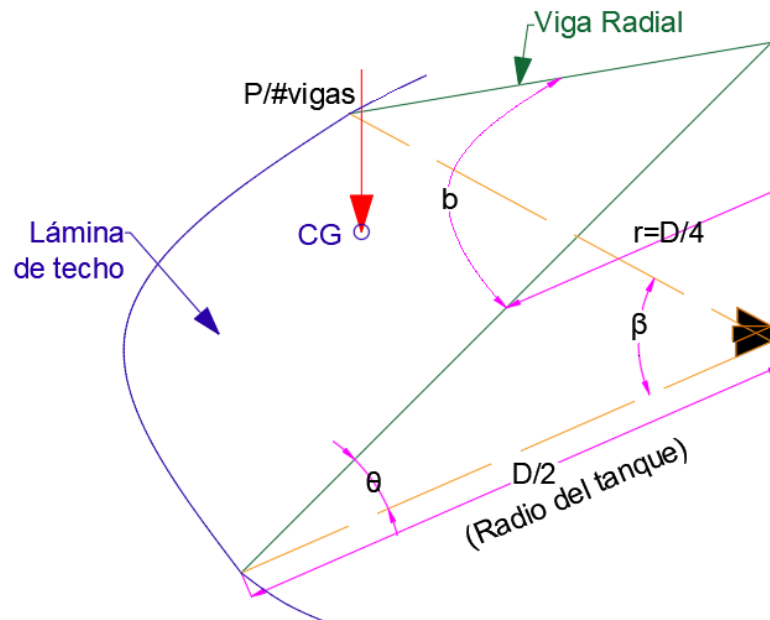
3.3.3.3 Estructura de soporte – Vigas radiales

En este apartado dimensionaremos la viga radial siguiendo los siguiente procedimientos y criterios de diseño:

Primero debemos calcular la cantidad de vigas radiales que soportaran a las láminas del techo para una presión uniforme como se muestra a continuación:

Figura 41

Porción del techo donde se muestra las vigas radiales y las cotas a considerar para calcular el número de vigas radiales.



Nota. Fuente elaboración propia.

La presión uniforme total (p) que soporta el techo del tanque se deriva de la combinación de carga de gravedad (ver ecuación (3.2)).

$$p = D_L + L_v + 0.4 \times P_e \quad (3.7)$$

Los valores de P_e y L_v son datos de diseño, D_L se calcula de la siguiente manera:

$$D_L = \frac{F_g}{\pi \times D^2/4} = \frac{m_r \times g}{\pi \times D^2/4} = \frac{15.723 \times 9.81}{\pi \times 20.5^2/4} = 0.467 \text{ kPa}$$

Reemplazando valores en la ecuación (3.7) obtendremos:

$$p = 0.467 + 1 + 0.4 \times 0.25 = 1.567 \text{ kPa}$$

La máxima distancia entre vigas radiales medidas circunferencialmente entre centros de vigas se determina usando la ecuación (2.72).

$$b_{m\acute{a}x} = (t_r - CA) \times \left(1.5 \times \frac{F_y}{p}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2100 \text{ mm}$$

$$b_{m\acute{a}x} = (6 - 1) \times \left(1.5 \times \frac{250000}{1.567}\right)^{1/2} = 2445.97 \text{ mm} \leq 2100 \text{ mm}$$

$$\therefore b_{m\acute{a}x} = 2100 \text{ mm}$$

La cantidad de vigas radiales que cumplen $b_{m\acute{a}x}$ se calculara tabulando valores de la distancia circunferencial entre centros de vigas radiales (b) usando la siguiente ecuación.

$$b = \frac{2 \times \pi \times D/4}{\#Vigas \text{ radiales}},$$

Tabla 26

Número de vigas que cumplen la máxima distancia circunferencial entre centros.

# Vigas asumido	b (mm)
16	2012.583
18	1788.962
20	1610.066
22	1463.697
24	1341.722
26	1238.512
28	1150.047
30	1073.377
32	1006.291

Nota. Fuente elaboración propia.

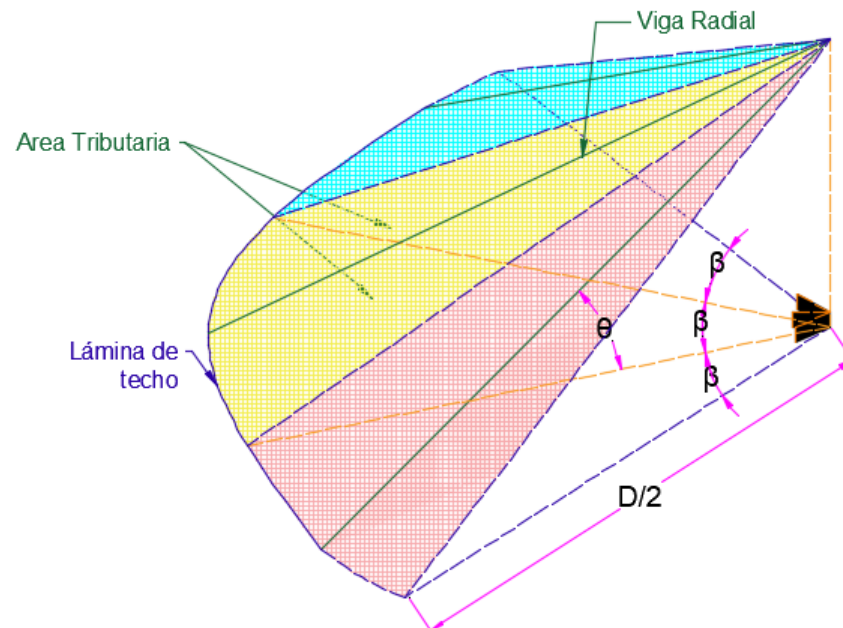
De la Tabla 26 podemos ver que tomando 16 vigas radiales cumplimos la distancia mínima requerida entre centros de vigas requerida por la norma API 650, para nuestro trabajo de estudio tomaremos 32 vigas radiales para cumplir con el

criterio de máxima deflexión permisibles, además se obtendrá que la carga puntual que se va transmitir a los puntos donde se soporta la viga radial sobre el cuerpo serán menores y espaciadas cada 2012.58 mm con lo cual conseguiremos cierta uniformidad en los esfuerzos y deformaciones en el anillo superior del cuerpo del tanque.

Definido el número de vigas radiales, procederemos a determinar la carga que soporta la viga radial aplicando el criterio de áreas tributarias como se muestra en la siguiente figura:

Figura 42

Porción de techo donde se muestra el área tributaria para cada viga radial.



Nota. Fuente elaboración propia.

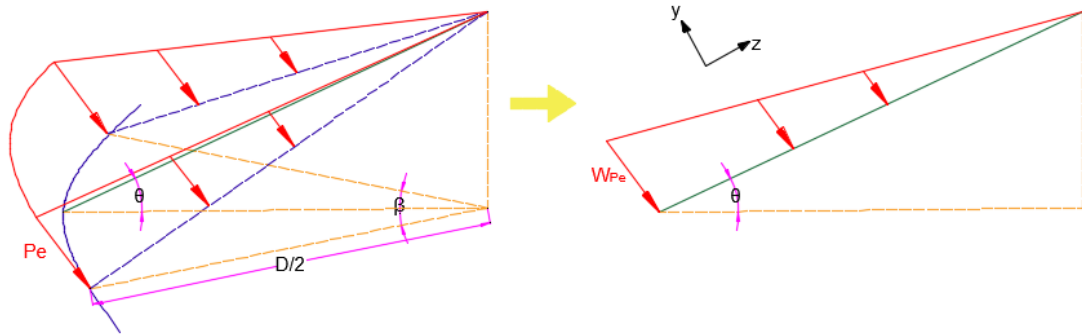
De la Figura 42 podemos ver que cada viga soportar una carga proporcional al área coloreada, por lo tanto, cada componente de la combinación de carga de gravedad que va soportar la viga radial está en proporción de esta área coloreada y por simetría estas áreas son las mismas y depende de la cantidad de vigas radiales que usemos para soportar el techo, que para nuestro caso son 32 vigas radiales.

Las componentes de la combinación de carga de gravedad se calculan como se detallan a continuación:

Carga de presión externa P_e :

Figura 43

Carga de presión eterna de diseño equivalente sobre viga radial.



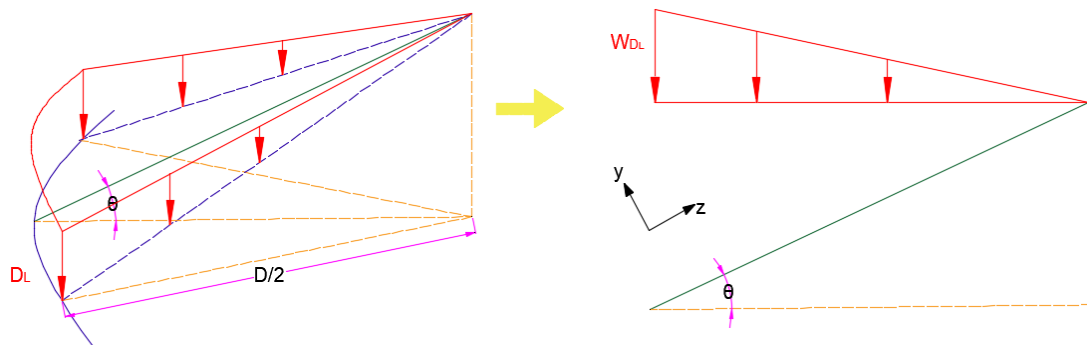
Nota. Elaboración propia.

$$w_{Pe} = P_e \times \beta \times \frac{D}{2} \quad (3.8)$$

Carga de muerta D_L

Figura 44

Carga muerta debido a las láminas del techo equivalente sobre la viga radial.



Nota. Fuente elaboración propia

$$w_{DL} = D_L \times \beta \times \frac{D}{2}$$

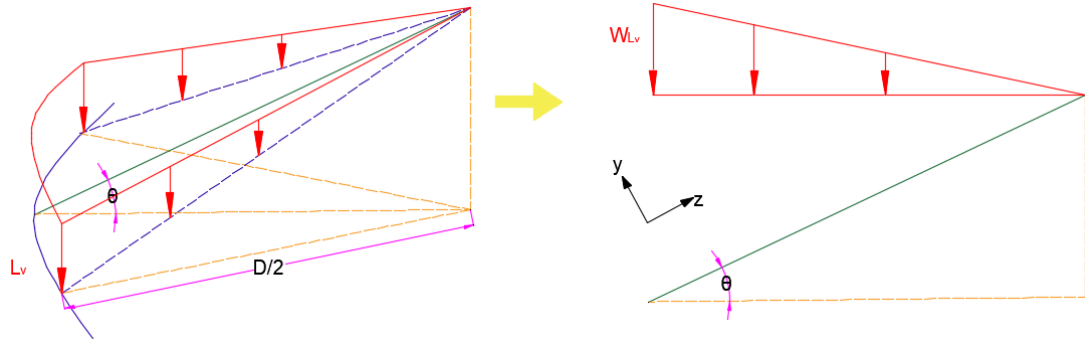
$$w_{DLy} = D_L \times \beta \times \frac{D}{2} \times \cos(\theta) \quad (3.9)$$

$$w_{DLz} = D_L \times \beta \times \frac{D}{2} \times \sin(\theta)$$

Carga de viva L_v

Figura 45

Carga viva equivalente sobre viga radial.



Nota. Fuente elaboración propia.

$$w_{Lv} = L_v \times \beta \times \frac{D}{2}$$

$$w_{Lvy} = L_v \times \beta \times \frac{D}{2} \times \cos(\theta) \quad (3.10)$$

$$w_{Lvz} = L_v \times \beta \times \frac{D}{2} \times \sin(\theta)$$

Entonces la carga total distribuida linealmente resultante sobre la viga en sus componentes “y” y “z” son como se muestran en las siguientes ecuaciones:

$$w_y = 0.4 \times P_e \times \beta \times \frac{D}{2} + D_L \times \beta \times \frac{D}{2} \times \cos(\theta) + L_v \times \beta \times \frac{D}{2} \times \cos(\theta)$$

$$w_z = D_L \times \beta \times \frac{D}{2} \times \sin(\theta) + L_v \times \beta \times \frac{D}{2} \times \sin(\theta) \quad (3.11)$$

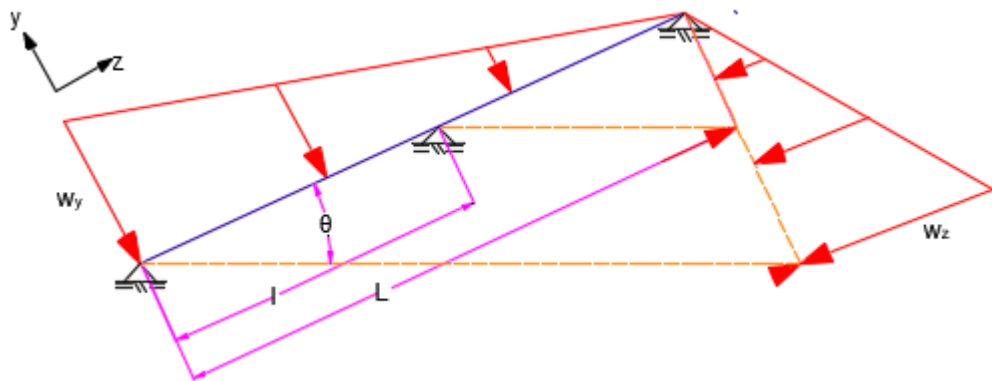
Reemplazando valores en la ecuación (3.11) obtendremos:

$$w_y = 3.140 \text{ kN/m}$$

$$w_z = 0.184 \text{ kN/m}$$

Figura 46

Cargas resultantes en las “z” e “y” que soporta la viga radial.



Nota. Fuente elaboración propia.

En seguida determinaremos la longitud de la viga a partir del diámetro del tanque como se muestra a continuación.

$$L = D / (2 \times \cos(\theta)) = 10.27 \text{ m}$$

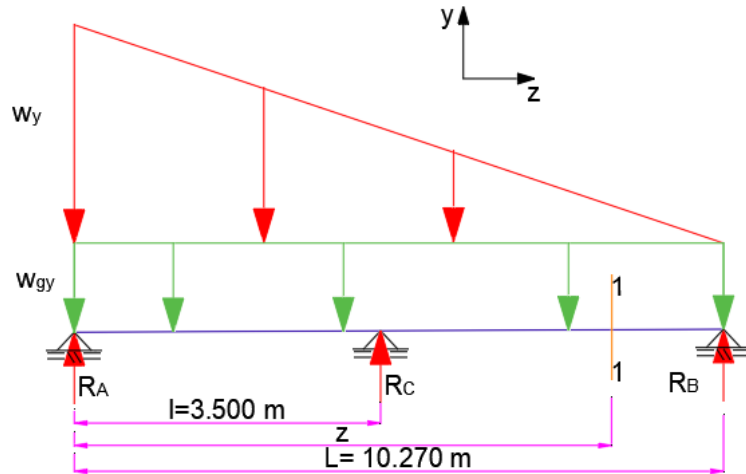
Dado que la viga tiene una longitud considerada y la carga sobre esta tiene una distribución lineal incrementándose en dirección del cuerpo (ver Figura 46), se propone que la viga tenga tres apoyos, un apoyo sobre el cuerpo del tanque, un apoyo central que soportará a todas la vigas radiales y un apoyo intermedio que se ubicará en la cercanía del centro geométrico de la carga distribuida con el fin de aliviar la carga que soportará el cuerpo de tanque y restringir la flecha máxima que se generará en la viga por efecto de la carga.

Determinada las cargas y las condiciones de frontera dimensionaremos la viga realizando lo siguientes cálculos.

Flexión en viga por carga $w_y + w_{gy}$

Figura 47

Diagrama de cuerpo libre de viga sometida a combinación de carga crítica de gravedad en la dirección “y”.



Nota. Fuente elaboración propia.

Del análisis de cuerpo libre de Figura 47 podemos establecer las ecuaciones generales de equilibrio considerando la componente “y” del peso propio de la viga w_{gy} y las cargas externas.

De $\sum F_y = 0$ obtenemos:

$$R_A + R_B + R_C = w_y \times \frac{L}{2} + w_{gy} \times L \quad (3.12)$$

De $\sum M_B = 0$ obtenemos:

$$R_A \times L + R_C \times (L - l) = w_y \times \frac{L^2}{3} + w_{gy} \times \frac{L^2}{2} \quad (3.13)$$

En las ecuaciones de equilibrio se observa que tenemos tres variables y dos ecuaciones por lo tanto nuestra viga constituye un sistema hiperestático, a partir de la ecuación (2.15) y la ecuación de momento flector para la viga plantearemos ecuaciones adicionales de la deformada de la viga usando el método de funciones singulares como se muestra a continuación:

$$M = E \times I \times y'' = \frac{w_y \times z^3}{6 \times L} - \frac{w_y + w_{gy}}{2} \times z^2 + R_A \times z + R_C \times \langle z - l \rangle \quad (3.14)$$

Integrando dos veces la ecuación (3.14) obtenemos:

$$E \times I \times y' = \frac{w_y \times z^4}{24 \times L} - \frac{w_y + w_{gy}}{6} \times z^3 + \frac{R_A}{2} \times z^2 + \frac{R_C}{2} \times \langle z - l \rangle^2 + C_1 \quad (3.15)$$

$$E \times I \times y = \frac{w_y \times z^5}{120 \times L} - \frac{w_y + w_{gy}}{24} \times z^4 + \frac{R_A}{6} \times z^3 + \frac{R_C}{6} \times \langle z - l \rangle^3 + C_1 \times z + C_2 \quad (3.16)$$

Por condiciones de frontera sabemos que:

$$y = 0 \rightarrow (z = 0), \quad y = 0 \rightarrow (z = l), \quad y = 0 \rightarrow (z = L) \quad (3.17)$$

Reemplazando (3.17) en las ecuaciones (3.15) y (3.16) obtenemos:

$$C_2 = 0$$

$$\frac{l^2}{6} \times R_A + C_1 = -\frac{w_y \times l^4}{120 \times L} + \frac{(w_y + w_{gy})}{24} \times l^3 \quad (3.18)$$

$$\frac{L^3}{6} \times R_A + \frac{\langle L - l \rangle^3}{6} \times R_C + L \times C_1 = -\frac{w_y \times L^4}{120} + \frac{(w_y + w_{gy})}{24} \times L^4 \quad (3.19)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones (3.15), (3.16), (3.18), (3.19) sin considerar el peso propio de la viga y reemplazando valores se obtiene:

$$R_A = 3.31 \text{ kN}, R_B = 1.53 \text{ kN}, R_C = 11.34 \text{ kN}$$

La máxima magnitud del momento flector se obtiene en la ubicación de apoyo intermedio, entonces, para $z=3.5$ m en la ecuación (3.14) se obtiene:

$$M_{\text{máx}} = 5.53 \text{ kN m}$$

La viga se seleccionará mediante el módulo de sección modificando la ecuación (2.11) como se muestra a continuación:

$$S_x \times \Omega_b = \frac{M_{\max}}{F_y} \times \Omega_b = 3.69 \times 10^{-5} m^3 = 2.25 plg^3 \quad (3.20)$$

De tabla del ANSI/AISC 360-10 escogemos una viga W6x9 lb/pug2 que tiene las siguientes propiedades:

Tabla 27

Propiedades mecánicas del perfil W6x9 lb/pug2.

S_x (in ³)	Masa (kg/m)	w_g (kN/m)	w_{gy} (kN/m)	w_{gz} (kN/m)
5.56	13.6	0.133	0.133	0.008

Nota. Fuente elaboración propia.

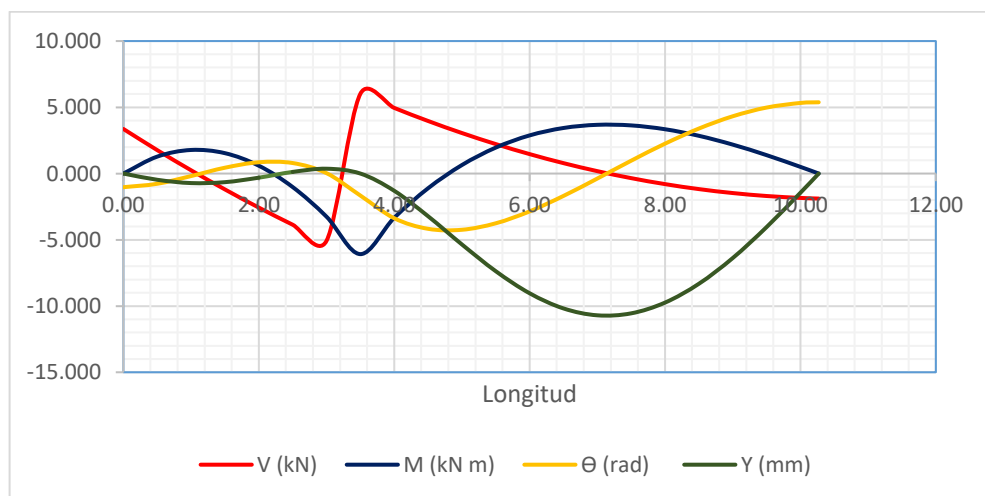
Determinada el perfil debemos verificar el módulo de sección considerando el peso propio de la viga usando las ecuaciones (3.12), (3.13), (3.18), (3.19) y (3.20).

$$S_x \times \Omega_b = \frac{M_{\max}}{F_y} \times \Omega_b = 2.485 plg^3 < 5.556 plg^3 \text{ (cumple)}$$

Seleccionado la viga radial podemos visualizar el diagrama de fuerza cortante, momento flector, pendiente y flecha de la viga en la siguiente figura.

Figura 48

Diagrama de fuerza cortante, momento flector, pendiente y flecha de la viga considerando la combinación de carga de gravedad.



Nota. Fuente elaboración propia.

Dimensionada la viga radial procedernos a realizar las siguientes verificaciones normativas que se debe cumplir:

Verificación de espesores mínimo según apartado 5.10.2.3 del API 650.

Espesor de alma: $t_w = 4.318 \text{ mm} \geq 4.3 \text{ mm}$ (cumple)

Espesor de ala: $t_f = 5.461 \text{ mm} \geq 4.3 \text{ mm}$ (cumple)

Verificación de momento nominal para evitar falla por pandeo local según ANSI/AISC 360-10.

De la Figura 48 podemos ver que los tramos de 0 m a 2.209 m y 4.801 m a 10.27 m de la viga se comportan como columna.

Usando las ecuaciones (2.39), (2.40), (2.41), (2.43), (2.44) y (2.45) determinaremos en que zona está trabajando la viga y sus respectivos momentos nominales.

$$L_p = 1.144 \text{ m} \text{ y } L_r = 3.741 \text{ m}$$

Para el tramo 1 ($0 \text{ m} \leq z \leq 2.209 \text{ m}$) y considerando la longitud sin arriostre lateral $L_b = 1.750 \text{ m}$ vemos que la viga está trabajando en la zona inelástica, entonces el momento nominal será:

$$\frac{M_n}{\Omega_b} > M_{m\acute{a}x} \rightarrow 15.283 \text{ kN m} > 6.097 \text{ kN m}$$

Para el tramo 2 ($4.801 \text{ m} \leq z \leq 10.27 \text{ m}$) y $L_b = 2.257 \text{ m}$ la viga también está trabajando en la zona inelástica, entonces el momento nominal será:

$$\frac{M_n}{\Omega_b} > M_{m\acute{a}x} \rightarrow 14.798 \text{ kN m} > 6.097 \text{ kN m}$$

Por lo tanto, vemos que la viga soporta momentos menores a los momentos nominales para cada tramo.

Verificación de sección compacta

Usando los casos según la tabla B4.1b de la norma ANSI/AISC 360-10 (ver página 17) para miembros a compresión sujetos a cargas de flexión verificamos que el patín y alma de la viga son secciones compactas por lo tanto el momento flector se distribuye en la sección hasta alcanzar la fluencia antes que ocurra pandeo local.

Tabla 28

Relación de esbeltez de patín y alma de viga.

Para el Patín de la viga		
b/t_f		λ_p
9.163	<	10.748
Para el Alma de la viga		
h/t_w		λ_p
29.235	<	106.349

Nota. Fuente elaboración propia.

Verificación por resistencia cortante nominal del alma

Usando las ecuaciones (2.53) y (2.54) calcularemos la resistencia nominal del alma a corte V_n que puede soportar el alma de la viga.

Como $\frac{h}{t_w} = 29.235 < 63.357$ entonces $C_v = 1$ y $\Omega_v = 1.5$ por lo tanto:

$$\frac{V_n}{\Omega_b} > V_{m\acute{a}x} \rightarrow 64.710 \text{ kN} > 6.230 \text{ kN}$$

Como la (V_n / Ω_b) es mayor a cortante máximo entonces la viga soporta satisfactoriamente el cortante requerido por la carga externa.

Verificación por flecha nominal y_n

Adicionalmente la viga radial debe cumplir el criterio de flecha máxima nominal detallado por la norma técnica peruana “Cargas E.020”, el cual se determina con la siguiente ecuación:

$$y_n = \frac{L - l}{360} = \frac{10270 - 3250}{360} = 18.086 \text{ mm} \quad (3.21)$$

La flecha máxima en la viga radial se calcula aplicando el método de Newton Raphson en la ecuación (3.16) debido a que la ecuación de la flecha es un polinomio de grado 5 y no es fácil de determinar los máximos y mínimos de esta función.

$$z_{n+1} = z_n - \frac{f(z_n)}{f'(z_n)}$$

Tabla 29

Valores de flechas máximas usando el método de Newton Raphson con una aproximación de 8 decimales.

		f'(z)	f(z)	
z(m)	V _z (kN)	M _z (kN m)	Θ (rad)	Y (mm)
7.13	0.0372	3.7020	-0.0245	10.75236933
7.1366250	0.0300	3.7022	-0.0066	-10.75247230
7.1383970	0.0281	3.7023	-0.0018	-10.75247967
7.1388711	0.0275	3.7023	-0.0005	-10.75248020
7.1389979	0.0274	3.7023	-0.0001	-10.75248024
7.1390319	0.0274	3.7023	0.0000	-10.75248024
7.1390410	0.0273	3.7023	0.0000	-10.75248024
7.1390434	0.0273	3.7023	0.0000	-10.75248024
7.1390440	0.0273	3.7023	0.0000	-10.75248024
7.1390442	0.0273	3.7023	0.0000	-10.75248024
7.1390442	0.0273	3.7023	0.0000	-10.75248024
7.1390443	0.0273	3.7023	0.0000	-10.75248024

Nota. Fuente elaboración propia.

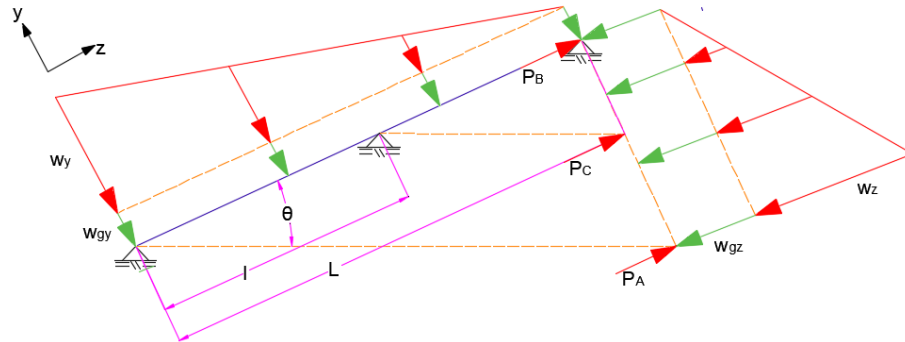
De Tabla 29 vemos que la flecha máxima $y_{\text{máx}}=10.752 \text{ mm}$ que es menor al valor de flecha máxima nominal $y_n=18.086 \text{ mm}$ por lo tanto la viga cumple el criterio.

Verificación por carga combinada de flexión y compresión

Además de las cargas de flexión, la viga soporta cargas de compresión debido a la descomposición respecto al eje “z” de la combinación de carga por gravedad como se muestra en la siguiente figura.

Figura 49

Cargas de flexión y compresión sobre la viga debido a la descomposición de la combinación de carga de gravedad y el peso de la viga respecto a los ejes “y” y “z”.



Nota. Elaboración propia

La carga de compresión requerida P_r (carga total a compresión que soporta la viga) y el momento requerido M_r se calcula como:

$$P_r = \frac{w_z + 2 \times w_{gz}}{2} \times L \quad (3.22)$$

$$M_r = P_r \times \left(\frac{d}{2} + y_{m\acute{a}x} \right) + M_{m\acute{a}x} \quad (3.23)$$

Reemplazando valores en las ecuaciones (3.22) y (3.23) obtenemos:

$$P_r = 1.031 \text{ kN y } M_r = 3.791 \text{ kN m} \quad (3.24)$$

La carga de compresión disponible P_c se calcula usando las ecuaciones (2.17), (2.36), (2.37), (2.38) y (2.60) y la ecuación de resistencia nominal a compresión modificada de Euler por reducción de rigidez como se muestra a continuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 0.8 \times \tau_b \times E}{\left(k \times L/r \right)^2} \quad (3.25)$$

Reemplazando valores obtenemos:

$$P_c = 53.509 \text{ kN} \quad (3.26)$$

El momento nominal disponible se calculó anteriormente y es igual a:

$$M_n = 14.798 \text{ kN m} \quad (3.27)$$

Reemplazando los valores de las ecuaciones (3.24), (3.26) y (3.27) en la ecuación (2.58) obtenemos:

$$\frac{P_r}{2 \times P_c} + \left(\frac{M_r}{M_c} \right) = 0.260 < 1 \quad (3.28)$$

De la ecuación (3.28) podemos concluir que la viga radial soporta satisfactoriamente la carga combinada de flexión y compresión.

3.3.3.4 Estructura de soporte – Vigas poligonales

Dado que las vigas radiales necesitan apoyos intermedios, en primer lugar, debemos determinar el tipo de sistema de apoyo que se va usar, estos apoyos pueden ser:

- Solo columnas.
- Sistema de vigas que forman un polígono apoyado sobre columnas.
- Sistema de vigas que forman una circunferencia apoyados sobre columnas.

En el caso de usar solo columnas se descarta dado que va requerir un perfil metálico de sección transversal alta y con ello una alta demanda de acero debido a que en su diseño está regido por diseño por pandeo como se mostrara en la sección 3.3.3.5.

Para los dos otros casos considerando que se va usar la misma cantidad de columnas, se descarta el caso de usar un sistema de vigas que forman una circunferencia dado que se va requerir mayor longitud de viga y con ello una mayor

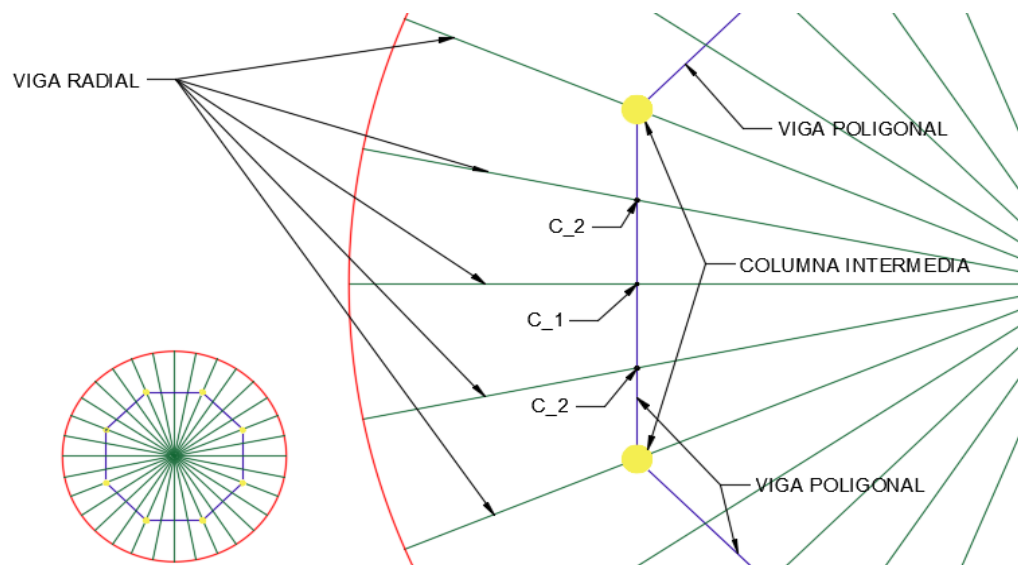
demanda de acero, además, de agregar el proceso de rolado en su fabricación, entonces lo más óptimo es usar un sistema de vigas que forman un polígono regular.

Definido que vamos a usar un sistema de vigas que forma un polígono apoyado sobre columnas, debemos definir la cantidad de vigas de apoyo que vamos usar para formar el polígono cerrado, como son 32 vigas radiales, entonces, la cantidad de vigas poligonales deben ser un sub múltiplo de este valor como 4, 8 o 16 con el fin de mantener o aproximarse a la simetría estructural (simetría geometría y de cargas).

El caso de 4 vigas poligonales se descarta porque las vigas radiales tendrán apoyos intermedios ubicados en distancias radiales medidas desde el cuerpo demasiado diferentes y por lo tanto el sistema estructural será asimétrico. Si bien en el caso de 16 vigas se logra la mayor simetría estructural, pero va requerir mayor demanda de acero dado que se necesitarán mayor longitud de vigas para completar el polígono y 16 de columnas intermedias, entonces, nuestro caso más óptimo es considerar 8 vigas poligonales y 8 columnas intermedias.

Figura 50

Sistema de apoyo considerando 8 vigas poligonales y 8 columnas.



Nota. Fuente elaboración propia.

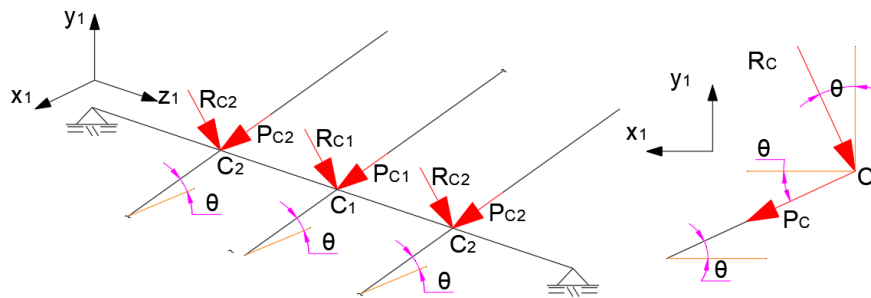
Determinada la cantidad de vigas, dimensionaremos la viga poligonal siguiendo los siguientes procedimientos y criterios de diseño:

Las cargas que soportan las vigas poligonales son las reacciones en el apoyo intermedio sobre la viga radiales (ver Figura 51), estas cargas se calculan usando las ecuaciones (3.12) al (3.19) mostradas en el apartado anterior para cargas en la dirección “y” y la siguiente ecuación para la carga en la dirección “z”.

$$P_{C1;C2} = \frac{w_z}{6} \times (2 \times L - l) + \frac{w_{gz}}{2} \times L \quad (3.29)$$

Figura 51

Diagrama de cuerpo libre de la viga poligonal que soporta las cargas transmitidas desde las vigas radiales.



Nota. Elaboración propia.

Tabla 30

Cargas resultantes y sus componentes respecto los ejes “x1” e “y1” en los nodos donde se apoyan las vigas radiales sobre la viga poligonal.

Nodo	R _c (kN)	P _c (kN)	C _{x1} (kN)	C _{y1} (kN)
1	11.6076	0.5500	0.1751	11.619
2	11.739	0.554	0.180	11.751

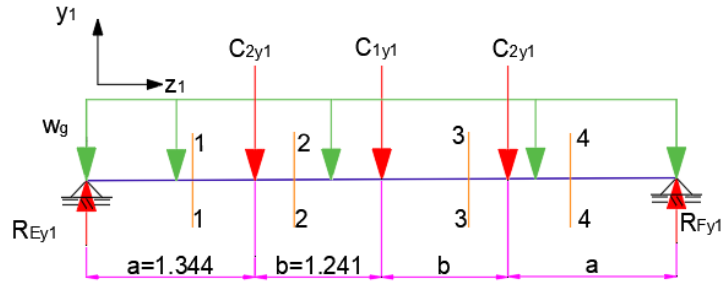
Nota. Fuente elaboración propia.

Determinada las cargas sobre la viga de apoyo poligonal procederemos a dimensionar las vigas para la componente “y1”, dirección en la que se tiene las mayores cargas.

Flexión en viga poligonal para carga en la dirección “y1”

Figura 52

Diagrama de cuerpo libre en la dirección “y1” de la viga poligonal.



Nota. Fuente elaboración propia.

Del análisis de cuerpo libre de la Figura 52 y de las ecuaciones de equilibrio considerando las cargas en la componente y1 y el peso propio de la viga podemos establecer las siguientes ecuaciones generales:

De $\sum F_{y1} = 0$ obtenemos:

$$R_{Ey1} + R_{Fy1} = C_{1y1} + 2 \times C_{2y1} + w_g \times 2 \times (a + b) \quad (3.30)$$

Por simetría de las cargas:

$$R_{Ey1} = R_{Fy1} = \frac{C_{1y1}}{2} + C_{2y1} + w_g \times (a + b) \quad (3.31)$$

Reemplazando valores en la ecuación (3.31) sin considerar el peso propio de la viga tenemos que:

$$R_{Ey1} = R_{Fy1} = 17.561 \text{ kN}$$

Conocido las reacciones, la ecuación de momento flector es:

$$M = -\frac{w_g}{2} \times z_1^2 + R_{Ey1} \times z_1 - C_{2y1} \times \langle z_1 - a \rangle - C_{1y1} \times \langle z_1 - a - b \rangle - C_{2y1} \times \langle z_1 - a - 2 \times b \rangle \quad (3.32)$$

Analizando la distribución de cargas (ver Figura 52) y sin considerar el peso de la viga se deduce que el máximo momento flector sobre la viga poligonal se da en $z_1 = 2.585$ m (punto medio de la viga).

$$M_{m\acute{a}x} = 31.889 \text{ kN m} \quad (3.33)$$

Usando la ecuación (3.20) determinaremos el módulo de sección requerido para el momento máximo.

$$S_x \times \Omega_b = 20.582 \times 10^{-5} \text{ m}^3 = 12.559 \text{ plg}^3 \quad (3.34)$$

De tabla del ANSI/AISC 360-10 escogemos una viga W14x22 lb/pug2 que tiene las siguientes propiedades:

Tabla 31

Propiedades mecánicas del perfil W14"x22 lb/pie.

S_x (in ³)	Masa (kg/m)	w_g (kN/m)
29	32.9	0.322

Nota. Fuente elaboración propia.

Determinada el perfil debemos verificar el módulo de sección considerando el peso propio de la viga usando las ecuaciones (3.20) y (3.33) para $z_1 = 2.585$ m.

$$S_x \times \Omega_b = \frac{31.810}{250000} \times 1.67 = 12.999 \text{ plg}^3 < 29 \text{ plg}^3 \text{ (cumple)}$$

Seleccionado la viga de apoyo poligonal procederemos a determinar las ecuaciones de fuerza cortante, momento flector, pendiente y flecha de la viga usando funciones singulares y condiciones de frontera.

$$V = \begin{cases} -w_g \times z_1 + R_{Ey1}; & 0 \leq z_1 < a \\ -w_g \times z_1 + R_{Ey1} - C_{2y1}; & a \leq z_1 < a + b \\ -w_g \times z_1 + R_{Ey1} - C_{2y1} - C_{1y1}; & a + b \leq z_1 < a + 2b \\ -w_g \times z_1 + R_{Ey1} - 2 \times C_{2y1} - C_{1y1}; & a + 2b \leq z_1 < 2a + 2b \end{cases} \quad (3.35)$$

$$M = -\frac{w_g}{2} \times z_1^2 + R_{Ey1} \times z_1 - C_{2y1} \times \langle z_1 - a \rangle - C_{1y1} \times \langle z_1 - a - b \rangle - C_{2y1} \times \langle z_1 - a - 2 \times b \rangle \quad (3.36)$$

$$\theta = \left(-\frac{w_g}{6} \times z_1^3 + \frac{R_{Ey1}}{2} \times z_1^2 - \frac{C_{2y1}}{2} \times \langle z_1 - a \rangle^2 - \frac{C_{1y1}}{2} \times \langle z_1 - a - b \rangle^2 - \frac{C_{2y1}}{2} \times \langle z_1 - a - 2 \times b \rangle^2 + C_1\right) / (E \times I) \quad (3.37)$$

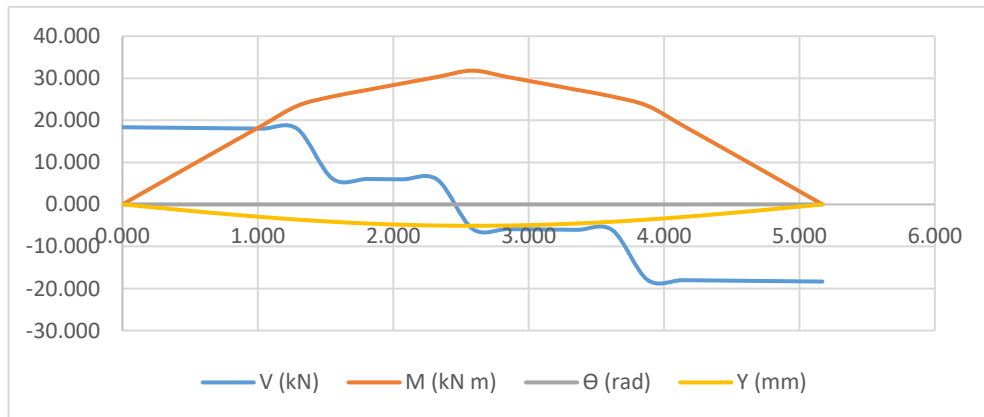
$$y_1 = \left(-\frac{w_g}{24} \times z_1^4 + \frac{R_{Ey1}}{6} \times z_1^3 - \frac{C_{2y1}}{6} \times \langle z_1 - a \rangle^3 - \frac{C_{1y1}}{6} \times \langle z_1 - a - b \rangle^3 - \frac{C_{2y1}}{6} \times \langle z_1 - a - 2 \times b \rangle^3 + C_1 \times z_1\right) / (E \times I) \quad (3.38)$$

$$C_1 = (w_g \times 4 \times (a + b)^4 - R_{Ey1} \times 8 \times (a + b)^3 + C_{2y1} \times (a + 2 \times b)^3 + C_{1y1} \times (a + b)^3 + C_{2y1} \times a^3) / (12 \times (a + b)) \quad (3.39)$$

Reemplazando valores en las ecuaciones (3.35) a la (3.39) y graficando obtendremos el siguiente diagrama para la viga poligonal.

Figura 53

Diagrama de fuerza cortante, momento flector, pendiente y flecha de la viga poligonal.



Nota. Fuente elaboración propia.

Dimensionada la viga de apoyo poligonal procedemos a realizar las siguientes verificaciones normativas que debe cumplir:

Verificación de espesores mínimo según apartado 5.10.2.3 del API 650.

Espesor de Alma: $t_w = 5.842 \text{ mm} \geq 4.3 \text{ mm}$ (*cumple*)

Espesor de Ala: $t_f = 8.509 \text{ mm} \geq 4.3 \text{ mm}$ (*cumple*)

Verificación de momento nominal para evitar falla por pandeo local según ANSI/AISC 360-10.

De la Figura 53 podemos ver que la viga de apoyo poligonal se comporta como columna en toda su longitud.

Usando las ecuaciones (2.39), (2.40), (2.41), (2.43), (2.44) y (2.45) determinaremos en que zona está trabajando la viga y sus respectivos momentos nominales.

$$L_p = 1.314 \text{ m} \text{ y } L_r = 3.857 \text{ m}$$

De la Figura 52 se puede deducir que la longitud libre si arriostre lateral de la viga es $L_b = 1.344 \text{ m}$, por lo tanto, podemos decir que estamos trabajando en la zona inelástica, entonces el momento nominal será:

$$\frac{M_n}{\Omega_b} > M_{m\acute{a}x} \rightarrow 81.445 \text{ kN m} > 31.889 \text{ kN m}$$

Verificación de sección compacta

Usando los casos 10 y 15 de la tabla B4.1b de la norma ANSI/AISC 360-10 (pág. 17) para miembros a compresión sujetos a cargas de flexión verificamos que el patín y alma de la viga son secciones compactas por lo tanto el momento flector se distribuye en la sección hasta alcanzar la fluencia antes que ocurra pandeo local.

Tabla 32*Relación de esbeltez de patín y alma de la viga*

Para el Patín de la viga		
b/t_f		λ_p
7.462	<	10.748
Para el Alma de la viga		
h/t_w		λ_p
53.173	<	106.348

Nota. Fuente elaboración propia.

Verificación por resistencia cortante nominal del alma

Usando las ecuaciones (2.53) y (2.54) calcularemos la resistencia nominal a corte V_n del alma que puede soportar el alma de la viga.

Como $\frac{h}{t_w} = 53.174 < 63.357$ entonces $C_v = 1$ y $\Omega_v = 1.5$ por lo tanto:

$$\frac{V_n}{\Omega_b} > V_{m\acute{a}x} \rightarrow 203.29 \text{ kN} > 18.349 \text{ kN}$$

Como la (V_n/Ω_b) es mayor al cortante máximo " $V_{m\acute{a}x}$ " que soporta la viga, entonces la viga soporta satisfactoriamente el cortante requerido por la carga externa.

Verificación por flecha nominal y_n

Adicionalmente la viga de apoyo poligonal debe cumplir el criterio de flecha nominal que se calcula con la siguiente ecuación:

$$y_n = \frac{L}{360} = \frac{51700}{360} = 14.361 \text{ mm} \quad (3.40)$$

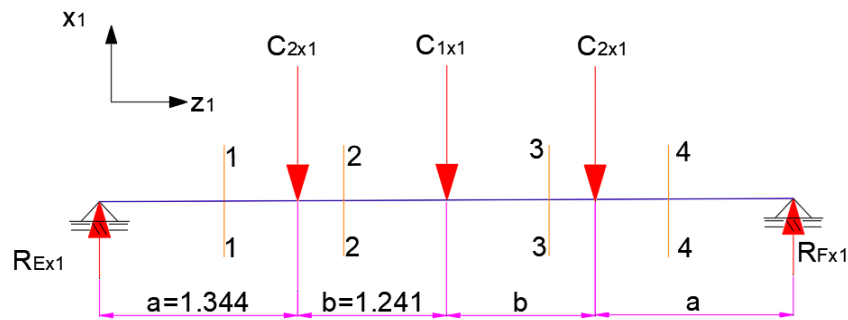
La flecha máxima para nuestra viga se da en el punto medio $z_1=2.585$ m, reemplazando este valor en la ecuación (3.38) tenemos que $y_{m\acute{a}x}=5.085$ mm, valor menor a la flecha nominal $y_n= 14.361$ mm, por lo tanto, se cumple el criterio.

Verificación de módulo de sección por flexión en viga poligonal para carga en la dirección x_1 .

Usando las ecuaciones (3.30) hasta la ecuación (3.39) determinaremos las reacciones, ecuaciones de fuerza cortante, momento flector, pendiente y flecha tomando en cuenta que $w_g=0$, y sustituyendo C_{2y1} por C_{2x1} y C_{1y1} por C_{1x1} .

Figura 54

Diagramas de cargas en la dirección x_1 que actúa sobre la viga poligonal debido a la viga radial



Nota. Fuente elaboración propia.

$$R_{Ex1} = R_{Fx1} = 0.267 \text{ kN}$$

$$V = \begin{cases} R_{Ex1}; & 0 \leq z_1 < a \\ R_{Ex1} - C_{2x1}; & a \leq z_1 < a + b \\ R_{Ex1} - C_{2x1} - C_{1x1}; & a + b \leq z_1 < a + 2b \\ R_{Ex1} - 2 \times C_{2x1} - C_{1x1}; & a + 2b \leq z_1 < 2a + 2b \end{cases} \quad (3.41)$$

$$M = R_{Ex1} \times z_1 - C_{2x1} \times \langle z_1 - a \rangle - C_{1x1} \times \langle z_1 - a - b \rangle - C_{2x1} \times \langle z_1 - a - 2 \times b \rangle \quad (3.42)$$

$$\theta = \left(\frac{R_{Ex1}}{2} \times z_1^2 - \frac{C_{2x1}}{2} \times \langle z_1 - a \rangle^2 - \frac{C_{1x1}}{2} \times \langle z_1 - a - b \rangle^2 - \frac{C_{2x1}}{2} \times \langle z_1 - a - 2 \times b \rangle^2 + C_1 \right) / (E \times I) \quad (3.43)$$

$$y_1 = \left(-\frac{w_g}{24} \times z_1^4 + \frac{R_{Ex1}}{6} \times z_1^3 - \frac{C_{2x1}}{6} \times \langle z_1 - a \rangle^3 - \frac{C_{1x1}}{6} \times \langle z_1 - a - b \rangle^3 - \frac{C_{2x1}}{6} \times \langle z_1 - a - 2 \times b \rangle^3 + C_1 \times z_1 \right) / (E \times I) \quad (3.44)$$

$$C_1 = (-R_{Ex1} \times 8 \times (a + b)^3 + C_{2x1} \times (a + 2 \times b)^3 + C_{1x1} \times (a + b)^3 + C_{2x1} \times a^3) / (12 \times (a + b)) \quad (3.45)$$

Reemplazando valores en la ecuación (3.42) para $z_1=2.585$ m (punto de máximo momento) procederemos a verificar el módulo de sección respecto al eje y_1 del perfil seleccionado.

$$S_{y1} \times \Omega_b = \frac{0.467}{250000} \times 1.67 = 0.190 \text{ plg}^3 < 2.8 \text{ plg}^3 \text{ (cumple)}$$

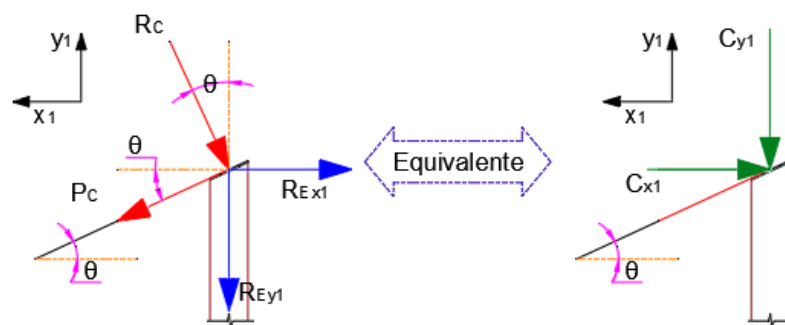
3.3.3.5 Estructura de soporte – Columnas Intermedias

En esta sección dimensionaremos las columnas intermedias siguiendo los siguientes criterios y procedimientos de diseño:

En primer lugar, determinaremos las cargas que soportan las columnas intermedias aplicando el principio de transmisión de fuerzas como se muestra en la siguiente figura.

Figura 55

Diagrama de cuerpo libre de la columna intermedia donde se muestran las cargas transmitidas desde la viga radial y la viga poligonal.



Nota. Fuente elaboración propia.

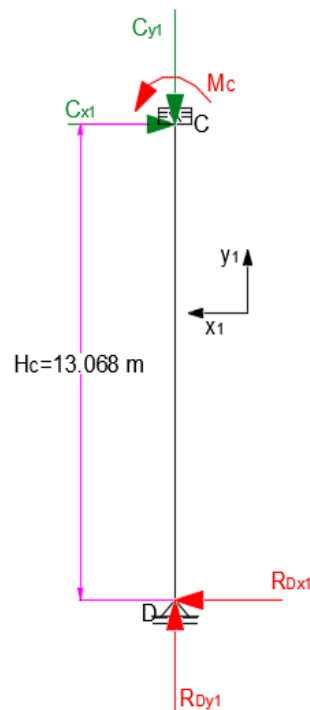
Del diagrama de cuerpo libre mostrado en la Figura 55 se conoce las cargas que soporta la columna intermedia, por lo tanto, podemos determinar las cargas resultantes en sus componentes x_1 e y_1 que soporta la columna: tiene las siguientes componentes:

$$C_{y1} = 49.067 \text{ kN} \quad y \quad C_{x1} = 0.735 \text{ kN}$$

Determinada las cargas que soportan las columnas intermedias, se debe identificar qué tipo de apoyos tiene la columna, en el nodo inferior (base) según el API 650 la columna debe estar instalada de tal manera que solo se restrinja el movimiento en el plano horizontal (plano del fondo del tanque) y en la dirección vertical $-y_1$, en el nodo superior la columna está conectada a la viga poligonal y a la viga radial, estas estructuras al ser rígidas y formar un sistema estructural restringen la rotación del nodo superior mas no restringen la traslación, por lo tanto, se puede deducir que la columna esta articulada en el nodo inferior y sin rotación en el nodo superior, entonces, el diagrama de cuerpo libre de la columna es como se muestra a continuación.

Figura 56

Diagrama de cuerpo libre de la columna donde se muestra las cargas y las reacciones M_c en el nodo c y R_{dy1} y R_{dx1} en el nodo D



Nota. Fuente elaboración propia.

Identificada las cargas y condiciones de frontera (tipos de apoyo) de la columna procederemos a dimensionarla considerando los siguientes cálculos:

Compresión bajo carga axial C_{y1}

Según la norma API 650 la relación entre su longitud y radio de giro de la columna no debe ser mayor a 180, entonces podemos deducir que el radio de giro de la columna debe ser mayor a:

$$r \geq L/180 \quad (3.46)$$

Reemplazando valores en la ecuación (3.46) podemos establecer que el radio de giro de la columna no debe ser menor que:

$$r \geq 2.858 \text{ plg.}$$

Además, la norma API 650 establece que el espesor mínimo de las columnas no debe ser menor a 6 mm.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores seleccionamos de la tabla del ANSI/AISC 360-10 un tubo TBO $\varnothing 12.75 \times 0.25$ " que tiene las siguientes propiedades.

Tabla 33

Propiedades mecánicas del perfil TBO $\varnothing 12.75 \times 0.25$ ".

OD (in)	Masa (kg/m)	t (in)	r (in)	S (in ³)
12.75	46.39	0.25	4.43	28.2

Nota. Fuente elaboración propia.

Seleccionada el tipo de columna a usar, procederemos a calcular la carga máximo de compresión que puede soportar usando las ecuaciones (2.17), (2.36), (2.37) y (2.38):

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 113.54 \text{ kN}$$

Como la carga máxima de compresión $P_n/\Omega_c = 113.54$ kN es mayor a la carga de compresión que soporta la columna $C_{y1} = 49.067$ kN, entonces el perfil seleccionado cumple el criterio de diseño por compresión para una columna larga.

Seleccionada el tipo de perfil para las columnas intermedias procederemos a realizar las siguientes verificaciones normativas.

Verificación de pandeo local

Usando la tabla B4.1a de la norma ANSI/AISC 360-10. (página 16) para el caso de tubos redondos podemos decir que:

$$\frac{D}{t} < \lambda_r \rightarrow 54.721 < 88$$

Como D/t es menor que λ_r , entonces el perfil es no esbelto, es decir no habrá falla por pandeo local.

Verificación por pandeo flexotorsional para miembros a compresión

Al tener cargas de compresión simétricas sobre la columna y tener la columna con sección de doble simetría se deduce que el centro cortante coincide con el punto de acción de la carga resultante, por tanto, no ocurrirá pandeo por torsión.

Verificación por flexión

Del diagrama de cuerpo libre (ver Figura 56) y usando ecuaciones de equilibrio determinaremos las reacciones y la ecuación de momento flector.

$$R_{Dx1} = C_{x1}$$

$$R_{Dy1} = C_{y1}$$

$$M_C = H_C \times R_{Dx1}$$

$$M = y_1 \times R_{Dx1} \quad (3.47)$$

Como momento flector varia linealmente su valor máximo se da cuando $y_1=H_c$, reemplazando valores en la ecuación (3.47) el momento máximo es:

$$M_{m\acute{a}x} = 9.603 \text{ kN}$$

Conocido el momento máximo podemos establecer el módulo de sección requerido usando la ecuación (3.20) y compararlo con el módulo de sección disponible.

$$S \times \Omega_b = \frac{9.603}{250000} \times 1.67 = 3.914 \text{ pulg}^3 < 28.2 \text{ pulg}^3 \quad (\text{cumple})$$

Verificación de sección compacta

Usando la tabla B4.1b de la norma ANSI/AISC 360-10. (página 17) para el caso de tubos redondos podemos decir que:

$$\frac{D}{t} < \lambda_p \rightarrow 54.721 < 56$$

El perfil tiene sección compacta.

Verificación por carga combinada de flexión y compresión

La carga de compresión requerida P_r y el momento requerido M_r se calcula usando las ecuaciones (3.22) y (3.23), reemplazando valores obtenemos:

$$P_r = 49.067 \text{ kN y } M_r = 11.393 \text{ kN m} \quad (3.48)$$

La carga de compresión disponible P_c se calcula usando las ecuaciones (2.17), (2.36), (2.37), (2.38), (2.60) y (3.25), reemplazando valores obtenemos:

$$P_c = 90.835 \text{ kN} \quad (3.49)$$

El momento nominal disponible se calculó como:

$$M_n/\Omega_b = F_y \times Z/\Omega_b = M_c = 89.540 \text{ kN m} \quad (3.50)$$

Reemplazando los valores en las ecuaciones obtenemos:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{M_r}{M_c} \right) = 0.636 < 1 \quad (3.51)$$

De la ecuación (3.51) podemos concluir que la columna intermedia soporta satisfactoriamente la carga combinada de flexión y compresión.

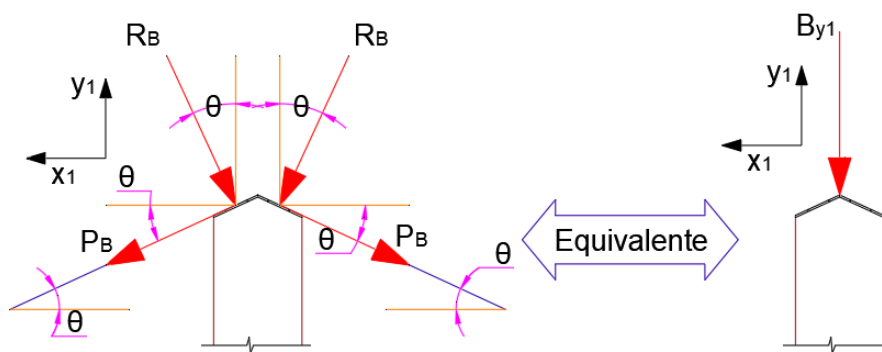
3.3.3.6 Estructura de soporte – Columna Central

De forma similar al apartado anterior, en esta sección dimensionaremos la columna central que soportará a todas las vigas radiales.

Las cargas que soporta la columna central son las reacciones en el apoyo en el nodo B (ver Figura 47) debido a las cargas transmitidas por la viga radial.

Figura 57

Diagrama de cuerpo libre de la columna central donde se muestran las cargas transmitidas desde las vigas radiales y la carga equivalente resultante.



Nota. Fuente elaboración propia.

Las cargas que soporta la columna central se calculan usando las ecuaciones (3.12) al (3.19) para la componente en “y” y la siguiente ecuación para la componente en “z”.

$$P_B = \frac{w_z \times (L - l)^2}{6 \times L} + \frac{w_{gz} \times (L - l)}{2} \quad (3.52)$$

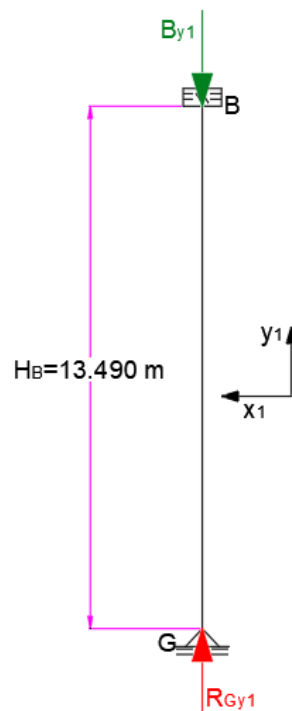
Reemplazando valores en las ecuaciones (3.12) al (3.19) y en la ecuación (3.52) y realizando la descomposición de cada carga en las direcciones “y1” y “z1” obtenemos la siguiente carga resultante que actúa en la dirección “y1”.

$$B_{y1} = 53.556 \text{ kN}$$

Determinada la carga que soporta la columna central, procederemos a realizar el diagrama de cuerpo libre considerando las mismas condiciones de frontera que se usó en la columna intermedia.

Figura 58

Diagrama de cuerpo libre de la columna donde se muestra las cargas y las reacciones en el nodo G.



Nota. Fuente elaboración propia.

Realizado el diagrama de cuerpo libre de la columna procederemos a dimensionarla considerando los siguientes cálculos:

Compresión bajo carga axial C_{y1}

Similar al procedimiento de selección para la columna intermedio usando la ecuación (3.46) delimitaremos el radio de giro de la columna.

$$r \geq 2.95 plg.$$

Además, debemos considerar lo establecido por el API 650, el espesor nominal mínimo no corroído de la columna no debe ser menor a 6 mm.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores seleccionamos de la tabla del ANSI/AISC 360-10 un tubo TBO $\varnothing 12.75" \times 0.25"$.

Seleccionada el tipo de columna y usando las ecuaciones (2.17), (2.36), (2.37) y (2.38) calcularemos la carga de compresión máxima que puede soportar la columna:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 106.546 \text{ kN}$$

Como la carga máxima de compresión $P_n/\Omega_c = 60.94 \text{ kN}$ es mayor a la carga de compresión que soporta la columna $B_{y1} = 53.556 \text{ kN}$, entonces el perfil seleccionado cumple el criterio de diseño.

Como el perfil seleccionado para la columna central es el mismo que se seleccionó para la columna intermedia, entonces, no es necesario realizar las verificaciones normativas del ANIS/AISC 360-10, además, como solo soporta una carga de compresión no se requiere verificar falla por flexión y falla por combinación de compresión y flexión.

Dimensionado el techo su estructura de soporte, procederemos a calcular la masa del techo m_r y la masa de la estructura de soporte del techo m_{re} .

$$m_r = 15722.96 \text{ kg}$$

$$m_{re} = 10643.18 \text{ kg}$$

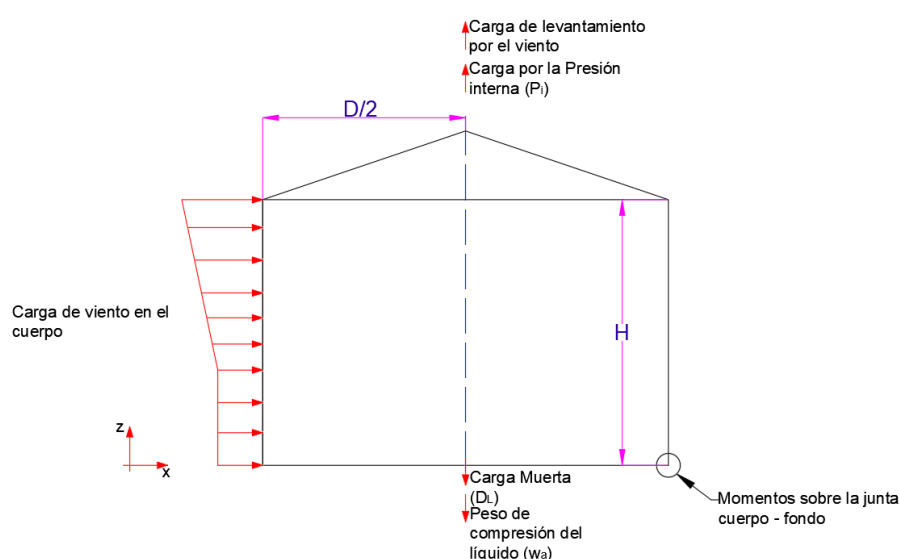
3.4 Evaluación de la estabilidad al volcamiento por carga de viento

En este apartado evaluaremos la estabilidad al volcamiento respecto a la base del fondo del tanque debido a la carga de viento, la norma API 650 evalúa la estabilidad al volcamiento considerando que la carga de viento es una carga concentrada y actúa en la mitad de la altura del cuerpo del tanque, pero, según la norma ASCE/SEI 7-16 la carga de viento es una carga distribuida variable con respecto a la altura del tanque.

En nuestro análisis para la evaluación de estabilidad del tanque consideraremos que la carga del viento será distribuida por todo el cuerpo del tanque según como nos detalla la norma ASCE/SEI 7-16, dado que nos dará una mejor aproximación con lo que podría suceder cuando el tanque sea construido, por lo tanto, el diagrama de cuerpo libre para evaluar la estabilidad del tanque es como se muestra a continuación:

Figura 59

Diagrama de cuerpo libre del tanque para la evaluación de la volcadura por acción del viento.



Nota. Adaptada de *Tanques soldados para almacenamiento de petróleo* (p.143), por API 650, (2020).

Usando las ecuaciones y tablas detalladas en la sección 2.1.6.1 para un tanque cilíndrico con techo cónico aislado y tomando en consideración que la relación entre la altura del tanque y su diámetro $H/D < 4$ y que el tanque es una estructura rígida, dado que la distancia medida desde el pie del tanque hasta el punto medio de la altura del techo es menor a 18 m, podemos determinar la variación de la carga de viento a lo largo del cuerpo del tanque.

Tabla 34

Variación de la carga de viento a lo largo del cuerpo del tanque

z(m)	K_d	K_e	K_z	q_z (N/m ²)	G	C_f	W (N/m ²)
0.00	1.00	0.997	0.85	256.147	0.85	0.63	0.137
0.50	1.00	0.997	0.85	256.147	0.85	0.63	0.137
1.00	1.00	0.997	0.85	256.147	0.85	0.63	0.137
1.50	1.00	0.997	0.85	256.147	0.85	0.63	0.137
2.00	1.00	0.997	0.85	256.147	0.85	0.63	0.137
2.50	1.00	0.997	0.85	256.147	0.85	0.63	0.137
3.00	1.00	0.997	0.85	256.147	0.85	0.63	0.137
3.50	1.00	0.997	0.85	256.147	0.85	0.63	0.137
4.00	1.00	0.997	0.85	256.147	0.85	0.63	0.137
4.50	1.00	0.997	0.85	256.147	0.85	0.63	0.137
4.60	1.00	0.997	0.85	256.476	0.85	0.63	0.137
5.00	1.00	0.997	0.87	261.018	0.85	0.63	0.139
6.00	1.00	0.997	0.90	271.231	0.85	0.63	0.143
7.00	1.00	0.997	0.93	280.178	0.85	0.63	0.147
8.00	1.00	0.997	0.95	288.166	0.85	0.63	0.150
9.00	1.00	0.997	0.98	295.401	0.85	0.63	0.154
10.00	1.00	0.997	1.00	302.027	0.85	0.63	0.158
11.00	1.00	0.997	1.02	308.148	0.85	0.63	0.162
12.00	1.00	0.997	1.04	313.845	0.85	0.63	0.166
13.00	1.00	0.997	1.06	319.178	0.85	0.63	0.170

Nota. Fuente elaboración propia.

De la Tabla 34 podemos deducir que la carga de viento tiene un valor constante hasta una altura de cuerpo de tanque $z=4.6$ m, a partir de este punto la carga de viento, esta variación está en función al factor de exposición a la presión de la velocidad sobre paredes K_z que tiene valores constantes hasta $z=4.6$ m y a

partir de este punto en adelante varia en una función no lineal según como se detalla en la ecuación (2.75).

Para fines prácticos la variación de la carga de viento desde $z \geq 4.6$ m se podría aproximar a una función lineal aplicando un ajuste por el método de mínimos cuadrados, por lo tanto, la carga del viento que soporta el cuerpo del tanque se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$W = \begin{cases} 137.166 \left(\frac{N}{m^2} \right), & \text{para } z < 4.6 \text{ m} \\ 3.829 \times z + 119.729 \left(\frac{N}{m^2} \right), & \text{para } z \geq 4.6 \text{ m} \end{cases} \quad (3.53)$$

Calculada la ecuación de carga de viento, usando la ecuación (2.81) para el caso de un tanque con techo cónico soportado procederemos a determinar los momentos de cada carga respecto al punto cuerpo-fondo detallado en la Figura 59.

Momento del viento sobre el cuerpo M_{WS} se calcula a partir de la Figura 59 y la ecuación (3.53):

$$M_{WS} = 266009.27 \text{ (Nm)}$$

Momento de la presión interna M_{Pi} :

$$M_{WS} = P_i \times \frac{\pi \times D^2}{4} \times \frac{D^2}{2} = 1657744.32 \text{ (Nm)}$$

Momento del peso de las láminas del techo M_{DLR} :

$$M_{DLR} = m_r \times g \times \frac{D}{2} = 1580982.50 \text{ (Nm)}$$

Momento del peso nominal del cuerpo y la estructura de soporte del techo M_{DL} :

$$M_{DL} = (m_s + m_{er}) \times g \times \frac{D}{2} = 5465000.55 \text{ (Nm)}$$

Reemplazado los valores en la ecuación (2.81) evaluaremos si el tanque volcará por efecto del viento.

$$M_{ws} + F_p \times M_{Pl} < \frac{M_{DL}}{1.5} + M_{DLR}$$

$$929107.00 < 5224316.21$$

Como se está cumpliendo la desigualdad, podemos concluir que el tanque no se volcará por efecto de viento y tampoco necesitará contar con anclajes mecánicos para contener el efecto de la carga de viento.

3.5 Diseño sísmico del tanque

En su anexo E la norma API 650 nos describe los pasos y parámetros para calcular los efecto de sismo sobre el cuerpo del tanque sin considerar la influencia de las columnas que soportan el techo del tanque, sin embargo, Lyubomir Zdravkov (2020) en su investigación titulada “Influence of columns of supported cone roofs on natural frequencies of stored liquid” detalla que la diferencia entre las frecuencias naturales del fluido a almacenar en los tanques con columnas internas respecto a los tanques sin columna interna son menores al 1%, por lo tanto, concluye que el método para el diseño por sismo para tanques sin columnas interiores también puede usarse para tanques con techos cónicos soportados.

En esta sección evaluaremos la estabilidad del tanque y los esfuerzos que soporta el cuerpo del tanque debido a los efectos del sismo.

3.5.1 Factores de aceleración

Como en los datos de diseño ya tenemos definido la aceleración máxima horizontal, según lo detallado en la sección 2.1.7.3.1 podemos considerar que:

$$S_0 = S_p = 0.45 \%g$$

El factor de escala Q para lugares donde no se aplica el ASCE 7 (ver sección 2.1.7.3.1), toma el siguiente valor:

$$Q = 1$$

El factor de ajuste de aceleración espectral de amortiguamiento K, según la sección 2.1.7.3.1 es igual a:

$$K = 1.5$$

Para nuestra región que está fuera de USA, según la sección 2.1.7.3.1 el periodo de movimiento de suelo T_L toma el siguiente valor:

$$T_L = 4 \text{ s}$$

De la Tabla 12 podemos determinar los factores de modificación de respuesta impulsiva y convectiva.

$$R_{wi} = 4 , R_{wc} = 2$$

Asumiendo que nuestro tanque será anclado mecánicamente, el factor de importancia se determina usando la Tabla 13, para un grupo sísmico SUG I el factor de importancia I es igual a:

$$I = 1$$

De los datos de diseño (ver sección 3.2.1) sabemos el que la aceleración máxima horizontal S_p es 0.45 y usando la ecuación (2.85) podemos determinar las aceleraciones para un periodo de 1 segundo y 0.2 segundos:

$$S_s = 1.125\%g , S_1 = 0.563\%g$$

Usando las Tabla 14 y Tabla 15 para una clasificación sísmica de sitio clase B los coeficientes de aceleración F_a y velocidad F_v son:

$$F_a = 1 , F_v = 1$$

3.5.2 Periodos de vibración y coeficientes de aceleración sísmico

Los periodos para los modos impulsivo y convectivo los calcularemos usando las ecuaciones (2.83) y (2.84) respectivamente.

$$T_i = 0.199 \text{ s}$$

$$T_c = 4.766 \text{ s}$$

Usando la ecuación (2.86) y los factores de aceleración podemos calcular A_i :

$$A_i = 0.281$$

Como T_L es menor a T_c , entonces la aceleración convectiva se calculara usando la ecuación (2.89):

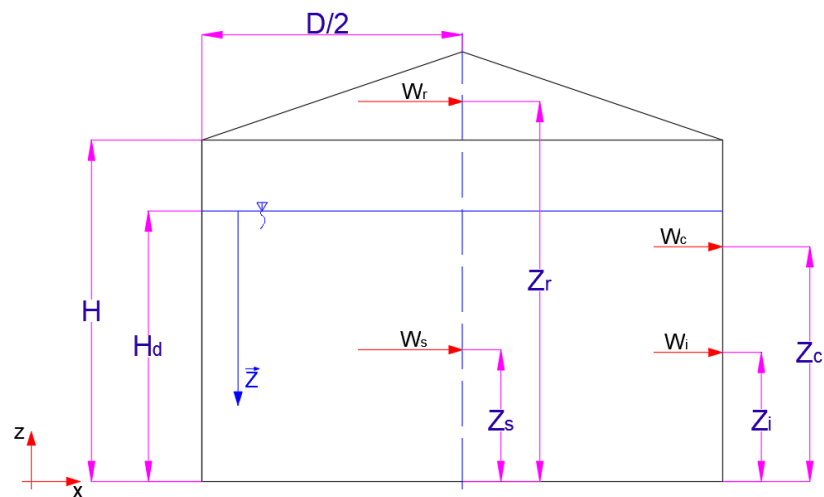
$$A_c = 0.074$$

3.5.3 Evaluación de estabilidad debido a sismo

Para evaluar la estabilidad debido al sismo del tanque primero debemos calcular las cargas de diseño:

Figura 60

Tanque Diagrama de cuerpo libre del tanque para la evaluación de estabilidad por sismo.



Nota. Fuente elaboración propia.

Peso de componentes del tanque

De las secciones 3.3.1 y 3.3.3, donde se diseñó el cuerpo y techo tanque podemos obtener el peso del cuerpo W_s y el peso del techo W_r .

$$W_s = m_s \times g = 428761.21 \text{ N}$$

$$W_r = (m_r + m_{er}) \times g = 258651.77 \text{ N}$$

Peso impulsivo W_i y peso convectivo W_c

Para calcular los pesos impulsivo y convectivo, primero debemos calcular el peso total del fluido a almacenar W_p .

$$W_p = GE \times 1000 \times \pi \times \frac{D^2}{4} \times H_d \times g = 34529218.36 \text{ N}$$

Como $D/H_d \geq 1.33$, entonces el peso impulsivo W_i se calcula usando la ecuación (2.90).

$$W_i = 21513344.36 \text{ N}$$

El cálculo del peso convectivo W_c se realizará usando la ecuación (2.92).

$$W_c = 12823260.42 \text{ N}$$

Seguidamente procederemos a calcular los centros acción de las cargas de diseño respecto al fondo del tanque.

Centro de acción de cargas de componentes del tanque

Para calcular el centro acción del peso del cuerpo Z_s se determinará usando la siguiente ecuación.

$$Z_s = \frac{\sum_{i=1}^n b_i \times z_{si}}{\sum_{i=1}^n b_i} \quad (3.54)$$

Donde:

b_i : es el área de sección transversal de cada anillo ($t_{nom} \times a$)

z_{si} : es la distancia desde el fondo del tanque hasta el centro geométrico del anillo.

Reemplazando valores en la ecuación (3.54) obtenemos:

$$Z_s = 6.120 \text{ m}$$

El cálculo del centro de acción del peso del techo Z_r se calcula con la siguiente ecuación:

$$Z_r = H + \frac{\left(\frac{D}{6} + \frac{t_r}{2 \times \text{sen}\theta}\right) \times \left(f + \frac{t_r}{\text{os}\theta}\right)}{\frac{D}{2} + \frac{t_r}{\text{sen}\theta}} \quad (3.55)$$

Reemplazando valores en la ecuación (3.55) obtenemos:

$$Z_r = 13.21 \text{ m}$$

Centro de acción del peso impulsivo Z_i y centro de acción del peso convectivo Z_c

Como $D/H_d \geq 1.33$, entonces Z_i se calcula usando la ecuación (2.102):

$$Z_i = 4.65 \text{ m}$$

El cálculo del Z_c se realizará usando la ecuación (2.104):

$$Z_c = 7.90 \text{ m}$$

Determinado los centro de acción y el valor de las cargas, usando la ecuación (2.105) procederemos a calcular el momento de vuelo M_{rw} debido al sismo:

$$M_{rw} = 30771584.953 \text{ N.m}$$

Seguidamente usando la ecuación (2.106) calcularemos la fuerza de levantamiento en la región anular del tanque w_a

$$w_a = 31,773.434 \text{ N/m}$$

Con todas la cargas y sus respectivos centros de acción procederemos a calcular el ratio de anclaje J usando la ecuación (2.108):

$$J = 1.869 > 1.540$$

De la Tabla 16 podemos ver que el ratio de anclaje es mayor a 1.54, por lo tanto, el tanque necesita ser anclado mecánicamente para prevenir el vuelco por efecto del sismo.

3.5.4 Esfuerzos de tensión en los anillos del cuerpo del tanque

Primero calcularemos el esfuerzo máximo de tensión admisible según como se detalla en la sección 2.1.7.4.3d usando la siguiente ecuación:

$$\text{Mín} \{1.33 \times S_d; 0.9 \times F_y\} = 213.28 \text{ MPa}$$

Como $D/H_d \geq 1.33$, usaremos la ecuación (2.96) para calcular la fuerza dinámica impulsiva N_i , para las fuerzas dinámica convectiva N_c y para la fuerza hidrostática N_h debido al fluido almacenado usaremos la ecuaciones (2.99) y (2.100) respectivamente, finalmente para el esfuerzo de tensión dinámico usaremos la ecuación (2.101); a partir de estas ecuaciones obtendremos la siguiente tabla de esfuerzos por anillo y profundidad medidos desde la superficie del fluido almacenado.

Tabla 35

Esfuerzos dinámicos en cada anillo del tanque.

#Anillo	\vec{Z} (m)	N_i (N/mm)	N_c (N/mm)	N_h (N/mm)	$-\sigma_T$ (MPa)	$+\sigma_T$ (MPa)
1	12.4	232.54	10.60	1071.20	119.77	186.28
2	10	223.83	11.60	863.87	106.62	181.33
3	7.6	197.70	14.79	656.54	91.66	170.96
4	5.2	154.14	20.76	449.21	58.74	120.95
5	2.8	93.16	30.65	241.88	28.76	67.99
6	0.4	14.76	46.32	34.55	2.81	16.63

Nota. Fuente elaboración propia.

Como todos los esfuerzos dinámicos que soporta cada anillo del cuerpo del tanque es menor al esfuerzo máximo de tensión admisible, podemos concluir que el tanque soportará las carga debido al sismo.

4 CAPÍTULO IV

RESULTADOS, CONTRATACIÓN DE HIPÓTESIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 Análisis por elementos finitos

4.1.1 Pre procesamiento

4.1.1.1 Materiales y condiciones de contorno

Como se detalló en los datos de diseño el material a usar para las planchas, vigas y columnas de nuestro tanque cónico soportado es un acero estructural ASTM A36.

Según los calculo realizados en el diseño sísmico el tanque debe ser anclado mecánicamente para garantizar la estabilidad en caso de sismo, para simular esta condición vamos a considerar que la periferia del fondo del tanque tiene un soporte rígido tipo empotrado.

Según las consideraciones de diseño y las recomendaciones del API 650 el fondo del tanque debe estar apoyado sobre un suelo rígido y un anillo de cimentación, para simular esta condición de contorno vamos a considerar que el fondo del tanque sin considerar su perímetro tiene un apoyo simple con el suelo.

4.1.1.2 Cargas y combinaciones de carga

De los datos de diseño podemos obtener las siguientes cargas de diseño:

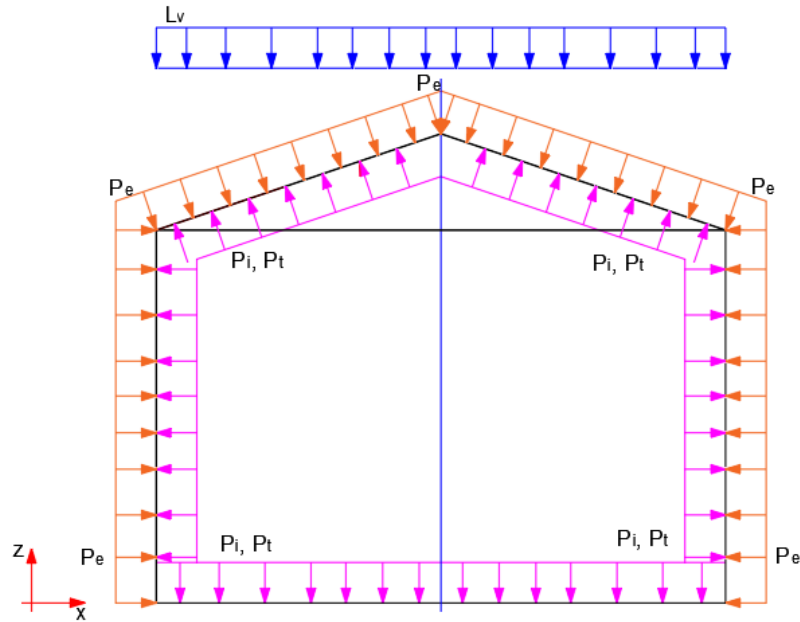
- Presión interna de diseño (P_i): 0.49 kPa.
- Presión externa de diseño (P_e): 0.25 kPa.
- Carga viva en el techo (L_v): 1.00 kPa.

La carga de presión de prueba P_t que solicita la norma API 650 para tanques anclados mecánicamente se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_t = 1.25 \times P_i$$

Figura 61

Diagrama de acción de las cargas de presión interna P_i , Presión de prueba P_t , presión externa P_e y carga viva sobre el techo L_v .



Nota. Fuente elaboración propia.

La carga hidrostática del fluido F a almacenar se obtiene con la siguiente ecuación:

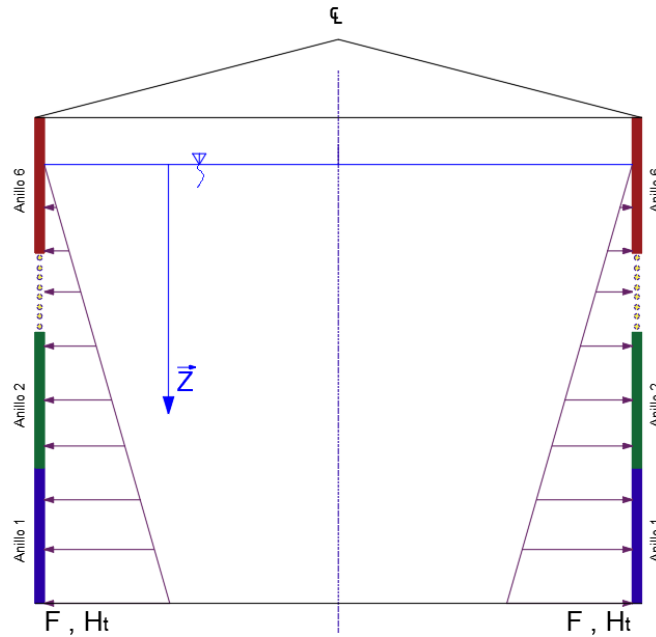
$$F = \rho_{H_2O} \times GE \times g \times \vec{Z}$$

También la carga hidrostática del agua H_t que se usará para hacer la prueba de estanqueidad del tanque.

$$H_t = \rho_{H_2O} \times g \times \vec{Z}$$

Figura 62

Acción de las cargas hidrostáticas sobre el cuerpo del tanque.



Nota. Fuente elaboración propia.

La carga de viento tiene dos componentes, una carga que actúa sobre el cuerpo del tanque, el cual se detalló en la ecuación (3.53) y actúa sobre el cuerpo del tanque según como se detalla en la Figura 59.

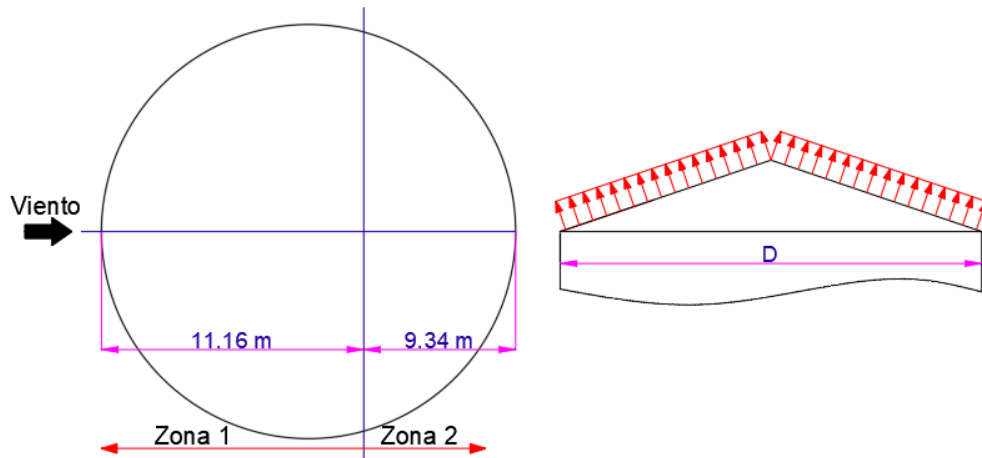
$$W = \begin{cases} 137.166 \left(\frac{N}{m^2} \right), \text{ para } z < 4.6 \text{ m} \\ 3.829 \times z + 119.729 \left(\frac{N}{m^2} \right), \text{ para } z \geq 4.6 \text{ m} \end{cases}$$

La componente de la carga de viento que actúa sobre el techo del tanque se calcula usando la ecuación (2.9) y tomando en consideración que sobre el techo que la magnitud de la carga de viento tiene un valor diferente en dos regiones según como se detalla en la Figura 28, entonces la carga de viento toma los siguientes valores:

$$W = \begin{cases} 275.903 \left(\frac{N}{m^2} \right), \text{ para zona 1} \\ 194.095 \left(\frac{N}{m^2} \right), \text{ para zona 2} \end{cases}$$

Figura 63

Acción de la carga de viento sobre el techo del tanque cónico soportado



Nota. Fuente elaboración propia.

El dimensionamiento de la distribución de la carga de sismo sobre todos los componentes de tanque se realizará partiendo de calcular la carga cortante resultante en la base usando las ecuaciones (2.93), (2.94) y (2.95).

$$V = 6366.185 \text{ kN}$$

Calculada la carga cortante resultante, usando la ecuación (5.3.1) dada por la norma ACI 350-06 y ecuación de distribución de fuerza sísmica dada por la norma técnica peruana E0.30 estimaremos como se distribuye la carga cortante resultante sobre todos los componentes del tanque.

$$P_{iy} = \frac{P_i/2 \times [4 \times H_d - 6 \times Z_i - (6 \times H_d - 12 \times Z_i)] \times \frac{Z}{H_d}}{H_d^2}$$

$$F_k = \alpha_k \times V$$

$$\alpha_i = \frac{P_k \times h_k}{\sum_{k=1}^n P_k \times h_k}$$

Determinadas las ecuaciones para la distribución de la carga sísmica, se procederá generar la siguiente tabla donde se detalla como se distribuye la carga del sismo sobre todas la componentes del tanque.

Tabla 36

Carga de sismo distribuida en la dirección vertical de medido desde el fondo hasta el techo del tanque sobre todas las componentes del tanque.

h_k (m)	P_k	$P_k \times h_k$	F_k (kN)	S (kN/m)
0.48	238792.38	114620.34	39.83	0.62
0.96	230597.41	221373.51	76.93	1.19
1.20	9706.77	11648.12	4.05	0.06
1.92	214207.46	411278.33	142.93	2.22
2.40	206012.49	494429.98	171.83	2.67
2.88	197817.52	569714.45	197.99	3.07
3.36	189622.55	637131.75	221.42	3.44
3.60	8493.42	30576.32	10.63	0.16
3.84	181427.57	696681.88	242.11	3.76
4.32	173232.60	748364.84	260.08	4.04
4.80	165037.63	792180.62	275.30	4.27
5.28	156842.66	828129.23	287.80	4.47
5.76	148647.69	856210.67	297.55	4.62
6.00	7280.08	43680.45	15.18	0.24
6.72	132257.74	888772.03	308.87	4.80
7.20	124062.77	893251.95	310.43	4.82
7.68	115867.80	889864.69	309.25	4.80
8.16	107672.83	878610.26	305.34	4.74
8.40	7280.08	61152.63	21.25	0.33
8.64	99477.85	859488.66	298.69	4.64
9.12	91282.88	832499.89	289.31	4.49
10.08	74892.94	754920.82	262.35	4.07
10.56	66697.97	704330.52	244.77	3.80
10.80	7280.08	78624.82	27.32	0.42
11.04	58502.99	645873.06	224.46	3.49
12.00	42113.05	505356.61	175.62	2.73
12.20	38698.48	472121.44	164.07	2.55
12.40	35283.91	437520.45	152.05	2.36
13.21	26366.13	348416.51	121.08	2.79

Nota. Fuente elaboración propia.

Las cargas de diseño se simularán en el software Sap2000 mediante las siguientes combinaciones de carga.

- Fluido y presión interna: $D_L + F + P_i$
- Prueba hidrostática: $D_L + H_t + P_t$

- Viento y presión interna: $D_L+W+0.4*P_i$
- Viento y presión externa: $D_L+W+0.4*P_e$
- Cargas de gravedad: $D_L+L_v+0.4*P_e$ (sin considerar nieve)
- Sismo: $D_L+F+E +0.4*P_i$ (sin considerar nieve)

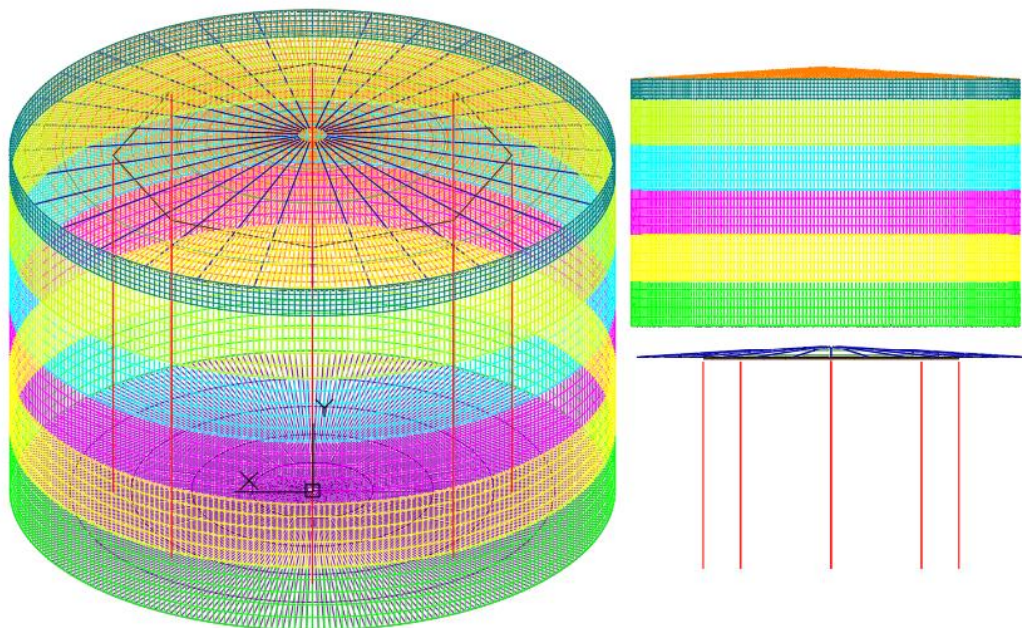
4.1.1.3 Discretización del modelo

Para la discretización tomaremos elementos tipo barra para los vigas y columnas del sistema estructural y elementos tipo placa para el techo, cuerpo y fondo del tanque, esta selección de elementos estructurales para el mallado se hace con el fin de optimizar los recursos del software y procesamiento de la computadora a lo que en el ámbito de la simulación por elementos finitos se le conoce como economía computacional.

Definido los tipos de elementos estructurales, procederemos a discretizar nuestro modelo usando el software AutoCAD, dado que tiene compatibilidad con el software de simulación Sap2000.

Figura 64

Discretización del sistema estructural y componentes del tanque



Nota. Fuente elaboración propia.

4.1.2 Procesamiento

Definido el modelo, se realizará el procesamiento mediante el software Sap2000, donde se obtendrán los siguientes resultados sobre el techo, cuerpo y fondo.

Tabla 37

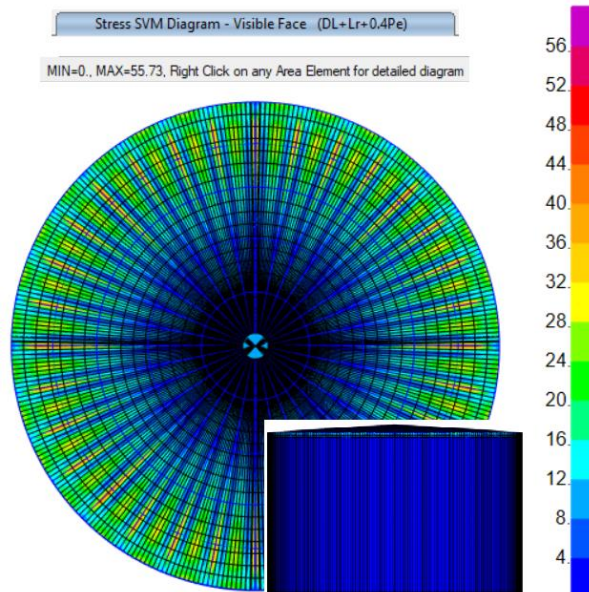
Esfuerzos y deformaciones sobre el tanque.

Combinación de carga	Esfuerzo de Von Mises (MPa)	Deformación (mm)
DL+Lv+0.4*Pe	55.73	11.88
DL+F+Pi	163.17	9.98
DL +Ht+Pt	189.67	11.60
DL+W+0.4*Pi	4.19	1.34
DL+W+0.4*Pe	13.36	3.27
DL+F+E +0.4*Pi	178.88	11.26

Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 65

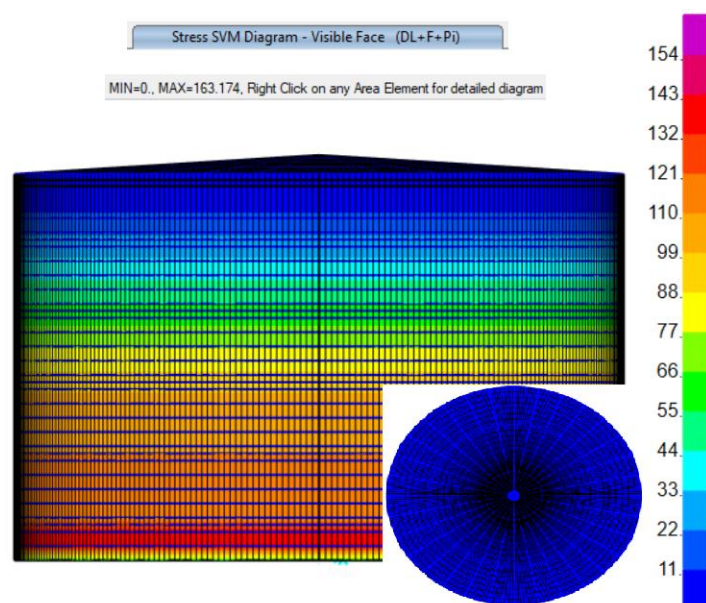
*Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a DL+Lv+0.4*Pe*



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 66

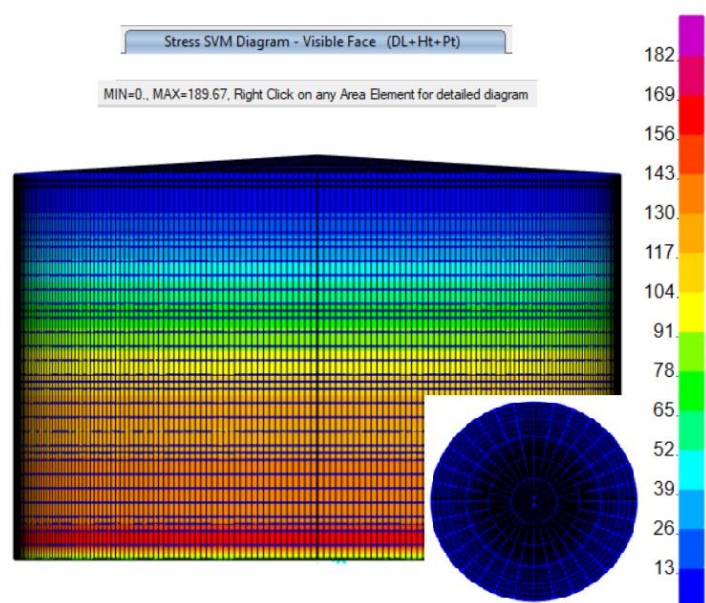
Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+F+Pi$



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 67

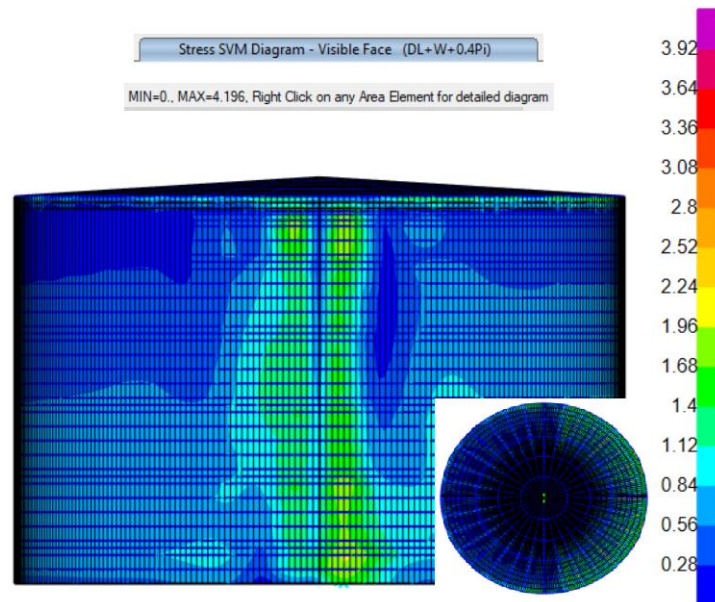
Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+Ht+Pt$



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 68

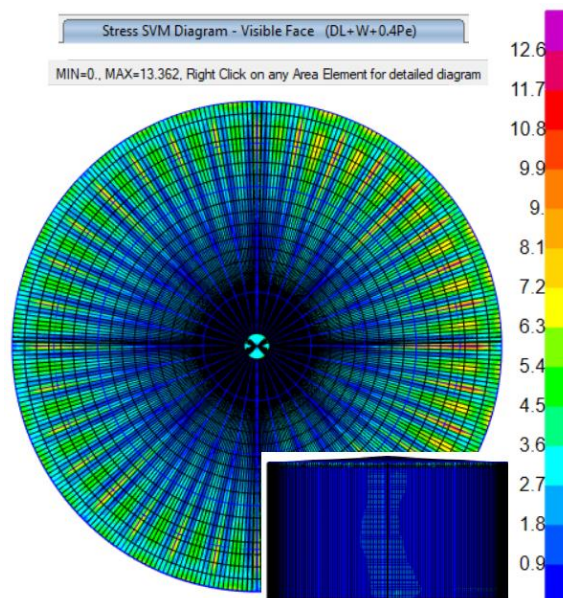
*Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+W+0.4*Pi$*



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 69

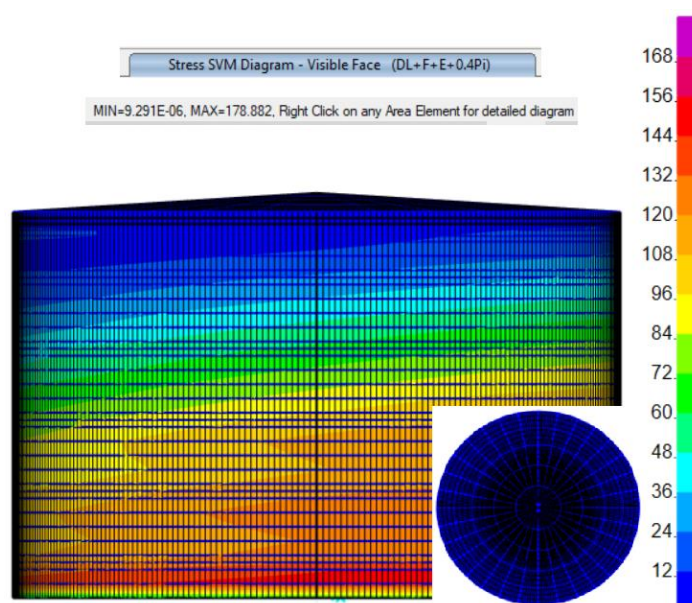
*Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+W+0.4*Pe$*



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 70

*Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+F+E +0.4*Pi$*



Nota. Fuente elaboración propia.

Del mismo modo obtendremos los esfuerzos y deformaciones para la estructura de soporte del techo.

Tabla 38

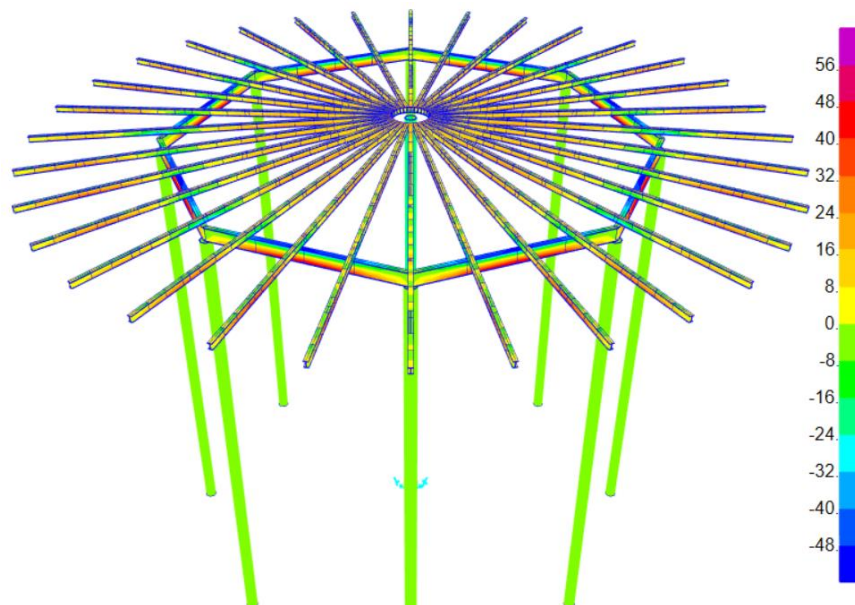
Esfuerzos y deformaciones sobre la estructura de soporte del techo.

Combinación de carga	Esfuerzo de Von Mises (MPa)	Deformación (mm)
DL+Lv+0.4*Pe	53.269	11.2
DL+F+Pi	6.475	9.8
DL+Ht+Pt	4.42	11.2
DL+W+0.4*Pi	8.202	1.26
DL+W+0.4*Pe	17.109	3.08
DL+F+E +0.4*Pi	16.108	11.2

Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 71

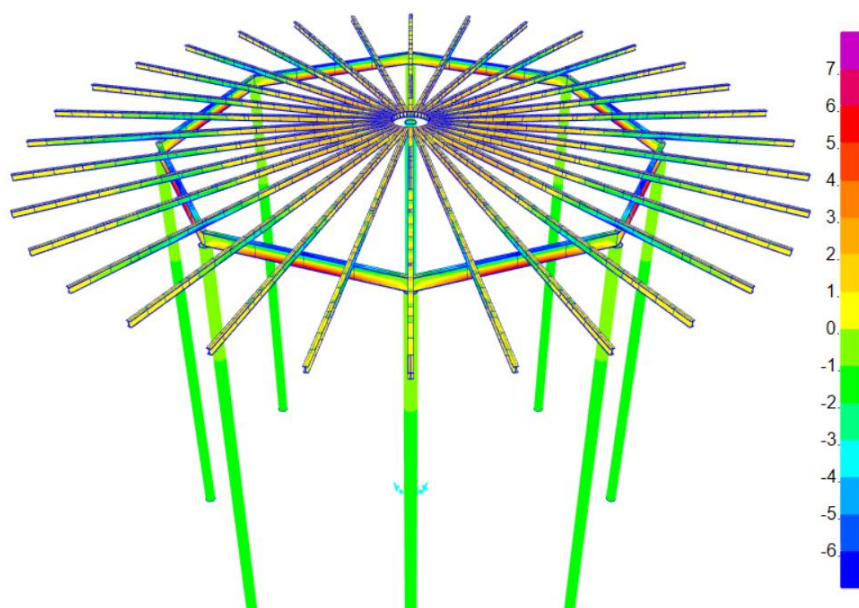
*Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+Lv+0.4*Pe$*



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 72

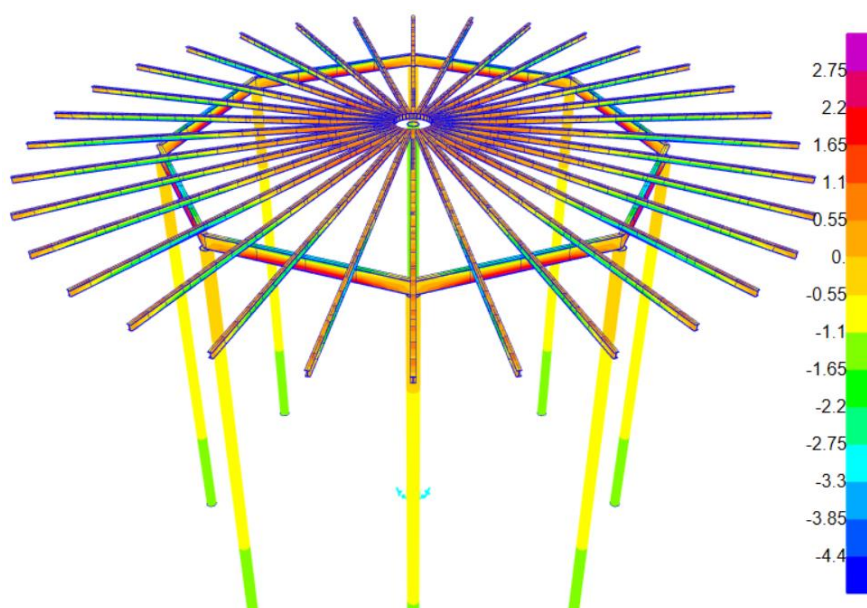
Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+F+Pi$



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 73

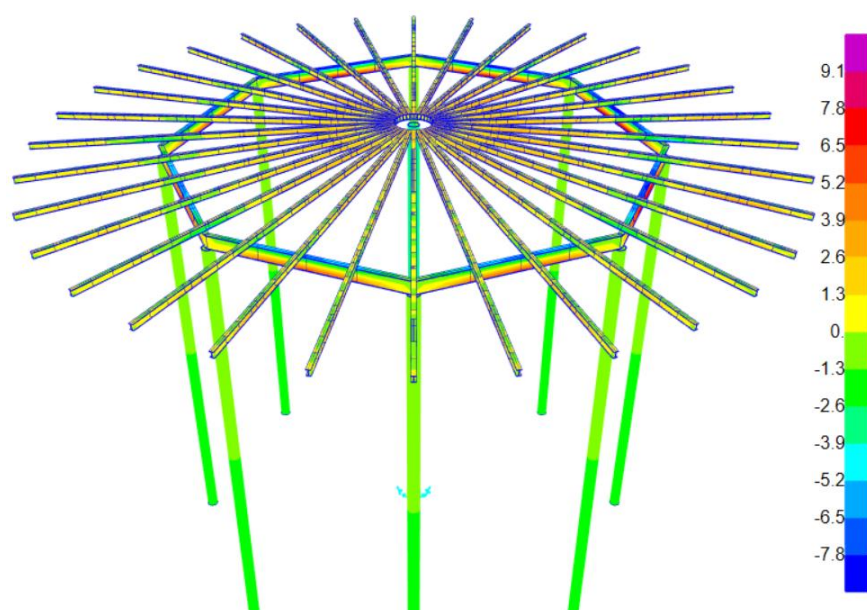
Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL + Ht + Pt$



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 74

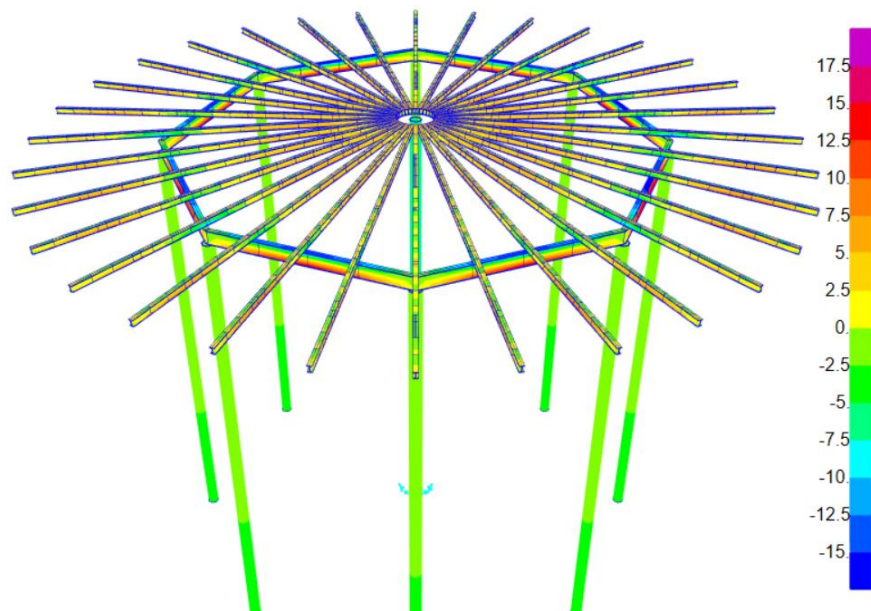
Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL + W + 0.4 \cdot Pi$



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 75

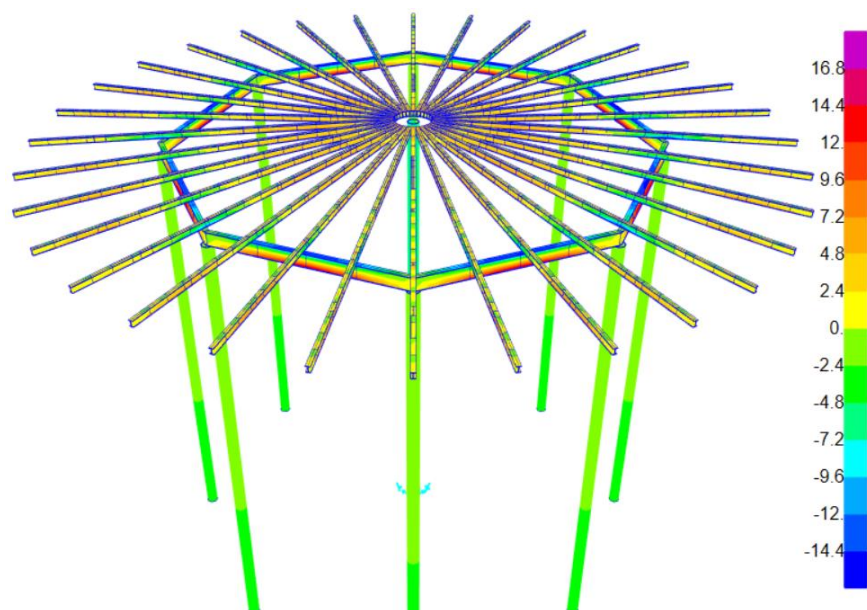
*Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+W+0.4*Pe$*



Nota. Fuente elaboración propia.

Figura 76

*Esfuerzos en MPa en el cuerpo y techo debido a $DL+F+E+0.4*Pi$*



Nota. Fuente elaboración propia.

4.1.3 Post procesamiento

Conocido lo esfuerzo y deformaciones de nuestro tanque cónico soportado procederemos a validar estos resultados comparando los resultados de esfuerzos

para el caso de combinación de carga por sismo obtenidos analíticamente y mediante el análisis por elementos finitos.

De la Tabla 35 conocemos que el esfuerzo máximo debido al sismo calculada usando métodos analíticos es igual a 186.28 MPa y de la Tabla 37 el esfuerzo debido al sismo usando análisis por elementos finitos es igual a 178.88 MPa, comparando ambos resultados podemos ver que tenemos un margen de error del 5%, por lo tanto, podemos concluir que los resultados obtenidos mediante un análisis por elementos finitos para cada combinación de carga son representados con un grado de exactitud.

4.2 Evaluación del sistema estructural según ANSI/AISC 360

Del análisis por elementos podemos obtener que el factor de demanda del sistema estructural tiene un valor de 0.705, con lo cual podemos concluir que el sistema estructural cumple con los requerimientos de la norma ANSI/AISC 360 para todas las combinaciones de cargas solicitadas por la norma API 650.

Figura 77

Factor de demanda para el sistema estructural según la norma ANSI/AISC 360.

Frame ID	31	Analysis Section	W14x22
Design Code	AISC 360-16	Design Section	W14x22

COMBO ID	STATION LOC	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//			MAJ-SHR	MIN-SHR
		RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
DL+Lr+0.4	0.	0.539 (T)	=	0. + 0.533 + 0.006	0.023	0.
DL+Lr+0.4	413.89	0.589 (T)	=	0. + 0.589 + 0.	0.023	0.
DL+Lr+0.4	827.78	0.647 (T)	=	0. + 0.643 + 0.005	0.022	0.
DL+Lr+0.4	1241.67	0.705 (T)	=	0. + 0.695 + 0.01	0.021	0.
DL+F+Pi	0.	0.066 (T)	=	0. + 0.066 + 0.	0.004	0.
DL+F+Pi	413.89	0.074 (T)	=	0. + 0.074 + 0.	0.003	0.
DL+F+Pi	827.78	0.081 (T)	=	0. + 0.081 + 0.	0.002	0.

Nota. Fuente elaboración propia.

Diagrama del factor de demanda del sistema estructural según ANSI/AISC 360



4.3.1 Hipótesis nula (H_0)

4.3.2 Hipótesis de investigación (Hi)

4.3.3 Decisión

147

la norma ANSI/AISC 360 y la teoría de resistencia de materiales cumple de forma segura todas las combinaciones de carga solicitadas por la norma API 650.

Por lo tanto, se concluye que integrando la norma ANSI/AISC 360 y la teoría de resistencias de materiales se puede diseñar el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado.

Por los resultados mencionados se acepta la hipótesis de investigación y se rechaza la hipótesis nula.

CONCLUSIONES

Del análisis por elementos finitos realizado en la sección 4.1 se obtuvo que para las combinaciones de carga solicitadas por la norma API 650 los esfuerzos máximos según el criterio de Von Mises para los componentes del tanque es igual a 189.667 MPa y para el sistema estructural que soporta el techo del tanque es igual 55.882 MPa, valores que están por debajo del esfuerzo de fluencia del material que es un acero ASTM A36 (250 MPa), así mismo se verificó que el sistema estructural que soporta el techo del tanque cónico trabaja con un ratio máximo de 0.705.

Por lo tanto, se concluye que se puede diseñar el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado integrando la norma ANSI/AISC 360 y la teoría de resistencia de materiales, con lo cual el sistema estructural soportará satisfactoriamente todas las combinaciones de carga solicitadas por la norma API 650.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda iniciar el diseño de los elementos estructurales partiendo de las recomendaciones normativas de la norma ANSI/AISC 360 y API 60 como la relación máxima de esbeltez o los espesores mínimos que debe tener la columna, viga u otro elemento estructura secundario.
- Para la selección de elementos estructurales y planchas debe tomar en cuenta que estos deben ser comerciales, se recomienda consultar tipos de perfiles y planchas comerciales con los vendedores locales y tiempos de importación.
- Las columnas que forman parte del sistema estructural se recomienda usar tubos redondos por tener el mismo radio de giro para los dos ejes de su sección transversal, con el fin de optimizar demanda de acero.
- Se recomienda que las vigas poligonales siempre deben formar un polígono regular, dado que permite obtener un sistema estructural que soportará aproximadamente las mismas cargas en todos sus componentes.
- Para el cálculo de esfuerzo en los componentes del tanque con el software Sap2000 se recomienda partir simulando para la combinación de carga por prueba hidrostática por generar mayores esfuerzos.
- Para el diseño del sistema estructural que soporta el techo del tanque se recomienda partir el diseño usando la combinación de carga por gravedad por ser la combinación de carga crítica.
- Para el diseño sísmico en el software Sap2000 se recomienda parametrizar analíticamente la carga debido al movimiento del fluido, dado que se nos permite distribuir las cargas debido al momento del fluido cercano a lo que sucedería en caso de un evento sísmico.

REFERENCIAS

- [1]. Aceijas, Wiston. (2005). Resistencia de materiales. Lima, Perú: 2º Edición. Ediciones Iluvia S.A.
- [2]. Mott, Robert. (2009). Resistencia de materiales. México DF, México: 5º Edición. Pearson Educación.
- [3]. McCormac, J. & Csernak S. (2012). Diseño de estructuras de acero. México DF, México. 5º Edición. Pearson Educación.
- [4]. Manzanero Sánchez, J. (2015). Diseño de una hoja de excel para un tanque de almacenamiento de gasóleo de automoción [Proyecto de fin de grado Ingeniería de la Energía. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid].
- [5]. Luna Hierro, A. (2017). Diseño de tanques de condensado de 10000 m3 de techo fijo de planta Canadá LNG [Proyecto de fin de grado Ingeniería de la Energía. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid].
- [6]. Naik, M., Agrawal, P. & Patel, V. (2017). Design of Conical Roof Structure of Liquid Sulphur Storage Tank. Kalpa Publications in Engineering, Vol. 1, 618-625.
- [7]. Gonzáles Dorta, D. (2018). Diseño y cálculo de un tanque de almacenamiento de un fluido de alta temperatura [Proyecto de fin de grado Ingeniería Industrial. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid].
- [8]. López Silva, M & Quispe Quispe, W. (2019). Diseño y construcción de un tanque de neutralización de aguas ácidas, reduciendo la contaminación ambiental, con software de diseño estructural, mina Tantahuatay - Cajamarca [Tesis para optar el título profesional de Ingeniería Mecánica. Universidad Nacional del Callao].
- [9]. Calcina Chambi, L & Escarcena Paco, J. (2021). Diseño de un tanque atmosférico metálico de 300 m3 de capacidad según la norma API 650 para almacenar

hidrocarburos [Tesis para optar el título profesional de Ingeniería Metalurgista. Universidad Nacional del Altiplano].

- [10]. Mestanza Alcantara, S. (2021). La gestión de la demora en el abastecimiento de combustible y su influencia en la productividad de equipos de acarreo en una empresa minera ubicada en la ciudad de Cajamarca [Tesis para optar el grado de maestro en Ingeniería de Sistemas con Mención en Gerencia de Sistemas de Información Universidad Privada del Norte].
- [11]. Lyubomir, Z. (2020). Influence of columns of supported cone roofs on natural frequencies of stored liquid. Journal of Theoretical and Applied Mechanics, Sofia, Vol 50, 321-329.
- [12]. Gerencia de Políticas y Análisis Económico Osinergmin. (2021). Análisis del Mercado de Hidrocarburos, Año 10 - N° 19 - Noviembre del 2021.
- [13]. American Petroleum Institute. (2020). Welded Steel tanks for oil storage (API 650).
- [14]. American Institute of Steel Construction. (2005). Specification for Structural Steel Buildings (ANSI / AISC 360 – 10).
- [15]. American Society of Civil Engineers. (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE / SEI 7 – 16).
- [16]. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). Diseño Sismo Resistente (Norma E.030).
- [17]. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). Cargas (Norma E.020).
- [18]. Quispe, M. (2014). Introducción al Método de Elementos finitos. Lima, Perú.

ANEXOS

Anexo A: Matriz de Consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS
¿Cómo se podría diseñar el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado de 4000 m3 para garantizar la seguridad estructural en su aplicación?	Diseñar el sistema estructural del techo de un tanque cónico soportado usando la norma ANSI/AISC 360.	Usando la norma ANSI/AISC 360 se puede diseñar el sistema estructural que soporta el techo de un tanque cónico soportado.	Independiente:	Lista de cargas y combinaciones de cargas, condiciones de diseño.	Recolección y análisis cuantitativo.
			Resistencia de materiales, norma ANSI/AISC 360 y el método por elementos finitos.		
			Dependiente:	Ratio<1	
			Sistema estructural.		

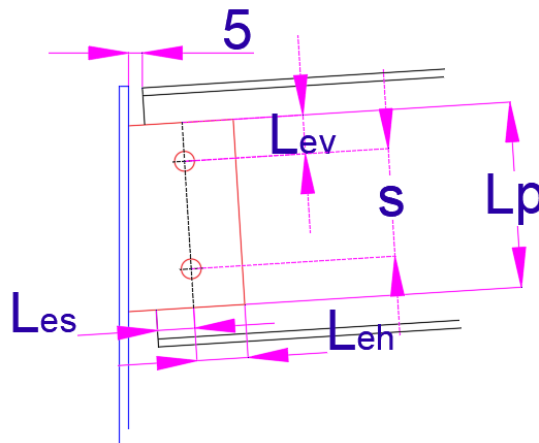
Anexo B: Diseño de conexiones

B1.- Diseño de Conexión Viga Radial – Cuerpo de Tanque

La conexión entre la viga radial y el cuerpo del tanque tendrá la siguiente configuración:

Figura 79

Detalle de conexión entre viga radial y anillo superior del cuerpo del tanque



Nota. Fuente elaboración propia.

La viga radial es una viga tipo W6x9 lb/pug2, el cual tiene las siguientes dimensiones:

- Altura de viga d_s : 149.9 mm
- Ancho de ala b_{fs} : 100 mm
- Espesor de ala t_{fs} : 5.5 mm
- Espesor de alma t_{ws} : 4.3 mm
- h_o : 144 mm
- Tipo de acero ASTM A36.

La plancha y pernos de conexión tienen las siguientes dimensiones:

- Número de pernos en fila vertical n : 2
- Distancia vertical entre pernos: 56 mm
- Distancia horizontal al borde del perfil L_{es} : 40 mm

- Distancia horizontal al borde de la plancha L_{ev} : 40 mm
- Longitud de la plancha L_p : 120 mm
- Espesor tentativo de plancha t_p : 6mm
- Excentricidad de la plancha a : 55mm
- Diámetro de los pernos d_b : 19.05 mm
- Excentricidad de la plancha a : 55 mm
- Tipo de acero ASTM A36
- Perno A325 con resistencia nominal F_{nv} : 372 MPa

La soldadura para la conexión plancha con el cuerpo de tanque es un electrodo E70XX con una resistencia límite de $F_{EXX} = 482.49$ MPa.

La carga de corte para el diseño será igual a la fuerza cortante en el nodo de conexión entre la viga radia y el cuerpo del tanque y será igual a:

$$V_n = 3.374 \text{ kN}$$

B1.1.- Diseño de pernos a corte excéntrico

$$R_n/\Omega = C \times r_n/\Omega \geq V_u, \text{ para el método ASD } \Omega = 2$$

Coeficiente de grupo de pernos: $C=1.18$ (ver tabla 7-6 del Steel Construction)

a. Resistencia a corte de los pernos

$$r_n = F_{nv} \times A_b = F_{nv} \times \frac{\pi \times d_b^2}{4}$$

$$\text{Resistencia nominal a corte de un perno: } r_n = 108.53 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia nominal a corte de un perno: } r_n/\Omega = 54.26 \text{ kN}$$

b. Resistencia de aplastamiento / desgarramiento

$$r_n = 1.2 \times L_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

Aplastamiento del perno sobre el alma del perfil: $t = t_{ws} = 4.3 \text{ mm}$

Longitud libre entre agujeros: $L_c = 29.68 \text{ mm}$

$$r_n = 61.25 \text{ kN} < 78.63 \text{ kN} \quad (\text{Controla el desgarramiento})$$

Aplastamiento del perno sobre la plancha: $t = t_p = 6 \text{ mm}$

Longitud libre al borde de la plancha: $L_c = 29.68 \text{ mm}$

$$r_n = 62.43 \text{ kN} < 109.72 \text{ kN} \quad (\text{Controla el desgarramiento})$$

$$\text{Resistencia de diseño de un perno: } \frac{r_n}{\Omega} = \frac{61.25}{2} = 30.62 \text{ kN}$$

c. Resistencia de diseño del grupo de pernos

$$\frac{R_n}{\Omega} = C \times \frac{r_n}{\Omega} = 36.13 \text{ kN} \geq 3.374 \text{ kN} \quad (\text{Cumple})$$

B1.2.- Diseño de la plancha de conexión

a. Resistencia a corte

Cedencia al corte

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{0.6 \times F_{yp} \times A_{gv}}{\Omega} \geq V_u$$

$$\text{Área bruta solicitada a corte: } A_{gv} = t_p \times L_p = 720 \text{ mm}^2$$

$$\text{Resistencia de diseño: } \frac{R_n}{\Omega} = 51.84 \text{ kN} > 3.374 \text{ kN} \quad (\text{Cumple})$$

Rotura en corte

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{0.6 \times F_{up} \times A_{nv}}{\Omega} \geq V_u$$

$$\text{Área neta solicitada a corte: } A_{nv} = A_{gv} - n(d_b + 3.175)t_p = 453.3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Resistencia de diseño: } \frac{R_n}{\Omega} = 54.39 \text{ kN} > 3.374 \text{ kN} \quad (\text{Cumple})$$

Rotura por bloque cortante

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq V_u$$

$$R_n = 0.6 \times F_{up} \times A_{nv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt} \leq 0.6 \times F_{yp} \times A_{gv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt}$$

$$\text{Área neta de tracción: } A_{nt} = (L_{eh} - \frac{d_b + 3.175}{2}) \times t_p = 173.32 \text{ mm}^2$$

$$U_{bs}=1$$

$$\text{Resistencia de diseño: } R_n/\Omega = 69.58 \text{ kN} > 3.374 \text{ kN} \quad (\text{Cumple})$$

B1.3.- Resistencia del alma de la viga

Cedencia al corte

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{0.6 \times F_{yp} \times A_{gv}}{\Omega} \geq V_u$$

$$\text{Área bruta solicitada a corte: } A_{gv} = h_o \times t_{ws} = 619 \text{ mm}^2$$

$$\text{Resistencia de diseño: } \frac{R_n}{\Omega} = 44.56 \text{ kN} > 3.374 \text{ kN} \quad (\text{Cumple})$$

Rotura en corte

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{0.6 \times F_{up} \times A_{nv}}{\Omega} \geq V_u$$

$$\text{Área neta solicitada a corte: } A_{nv} = A_{gv} - n(d_b + 3.175)t_{ws} = 427.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Resistencia de diseño: } \frac{R_n}{\Omega} = 51.33 \text{ kN} > 3.374 \text{ kN} \quad (\text{Cumple})$$

Rotura por bloque cortante

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq V_u$$

$$R_n = 0.6 \times F_{up} \times A_{nv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt} \leq 0.6 \times F_{yp} \times A_{gv} + U_{bs} \times F_{up} \times A_{nt}$$

$$\text{Área neta de tracción: } A_{nt} = (L_{es} - \frac{d_b + 3.175}{2}) \times t_{ws} = 124.21 \text{ mm}^2$$

$$U_{bs}=1$$

Resistencia de diseño: $R_n/\Omega = 47.12 \text{ kN} > 3.374 \text{ kN}$ (Cumple)

B1.4.- Diseño de la soldadura

a. Tamaño nominal de la soldadura de filete

Tamaño mínimo de soldadura: $w \geq \frac{5 \times t_p}{8} = 3.75 \text{ mm}$ (AISC manual Parte 10)

Tamaño mínimo de soldadura: $w \geq 5 \text{ mm}$ (AISC Tabla J2.4)

Por lo tanto, usaremos una soldadura de filete por ambos lados: 5 mm

b. Rotura en corte de la soldadura:

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{F_{nw} \times A_{we}}{\Omega} \geq V_u$$

$$F_{nw} = 0.60 \times F_{EXX} = 289.49 \text{ MPa}$$

$$\text{Área de garganta efectiva: } A_{we} = 2 \times L_p \times 0.707 \times w = 848.4 \text{ mm}^2$$

Resistencia de diseño: $\frac{R_n}{\Omega} = 122.8 \text{ kN} > 3.374 \text{ kN}$ (Cumple)

El espesor mínimo de la plancha del anillo del cuerpo del tanque para desarrollar la resistencia a corte de la soldadura:

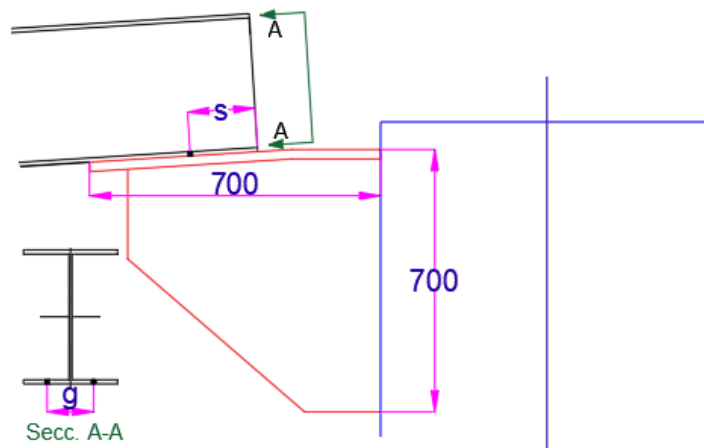
$$t_{BM} \geq \frac{F_{EXX} \times w \times \sqrt{2}}{2 \times F_u} = 4.25 \text{ mm} < 6 \text{ mm} \quad (\text{Cumple})$$

B2.- Diseño de Conexión Viga Radial – Columna central

La conexión entre la viga radial y la columna central tendrá la siguiente configuración:

Figura 80

Detalle de conexión entre viga radial y columna central



Nota. Fuente elaboración propia.

La plancha y pernos de conexión tienen las siguientes dimensiones:

- Número de pernos en fila vertical n : 2
- Distancia horizontal entre pernos g : 38 mm
- Distancia horizontal al borde del perfil L_{es} : 40 mm
- Distancia horizontal al borde de la plancha L_{ev} : 160 mm
- Espesor de plancha t_b : 8 mm
- Espesor de rigidizador t_r : 8 mm
- Diámetro de los pernos d_b : 19.05 mm
- Tipo de acero ASTM A36
- Perno A325 con resistencia nominal F_{nv} : 372 MPa

La soldadura para la conexión plancha con el cuerpo de tanque es un electrodo E70XX con una resistencia límite de $F_{EXX} = 482.49$ MPa.

La carga total para el diseño será igual a la reacción en el nodo C multiplicado por las 32 viga radiales:

$$V_n = R_c \times 32 = 55.51 \text{ kN}$$

B2.1.- Diseño de la soldadura

a. Tamaño nominal de la soldadura de filete

Tamaño mínimo de soldadura: $w \geq \frac{5 \times t_p}{8} = 5.00 \text{ mm}$ (AISC manual Parte 10)

Tamaño mínimo de soldadura: $w \geq 5 \text{ mm}$ (AISC Tabla J2.4)

Por lo tanto, usaremos una soldadura de filete por ambos lados: 5 mm

b. Rotura en corte de la soldadura:

Se está considerando 8 rigidizadores y por lo tanto 16 cordones de soldadura.

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{F_{nw} \times A_{we}}{\Omega} \geq V_u$$

$$F_{nw} = 0.60 \times F_{EXX} = 289.49 \text{ MPa}$$

$$\text{Área de garganta efectiva: } A_{we} = 2 \times L_p \times 0.707 \times w = 56560 \text{ mm}^2$$

$$\text{Resistencia de diseño: } \frac{R_n}{\Omega} = 8186 \text{ kN} > 55.51 \text{ kN} \quad (\text{Cumple})$$

El espesor mínimo de la columna central para desarrollar la resistencia a corte de la soldadura:

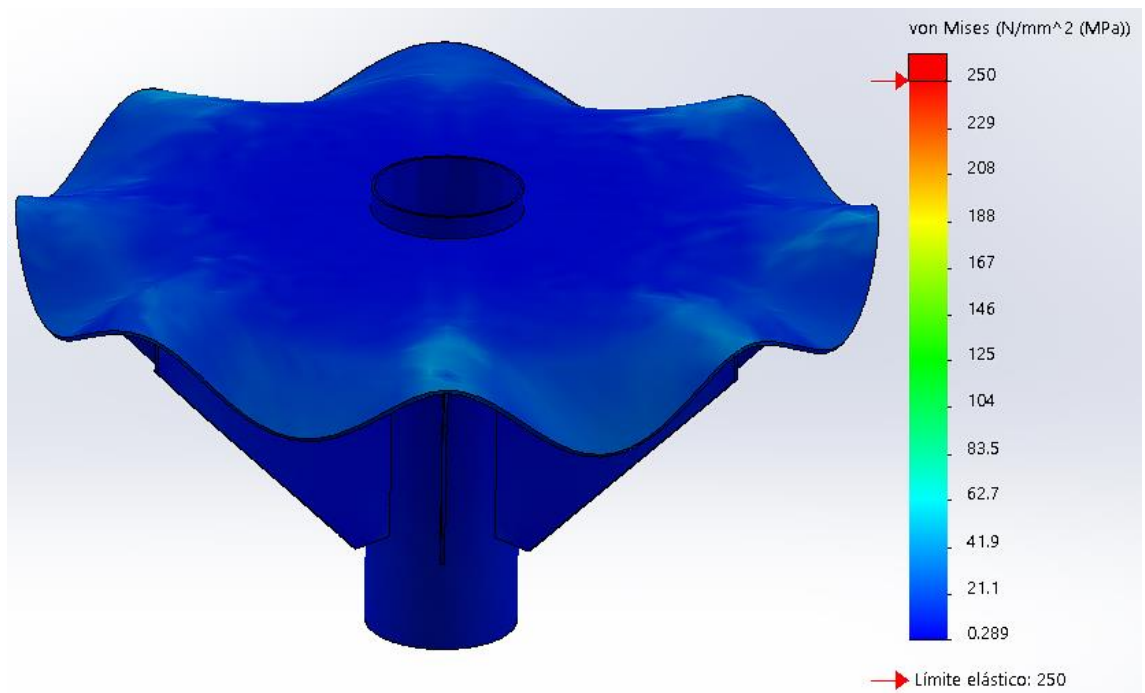
$$t_{BM} \geq \frac{F_{EXX} \times w \times \sqrt{2}}{2 \times F_u} = 4.25 \text{ mm} < 6 \text{ mm} \quad (\text{Cumple})$$

B2.2.- Esfuerzos en la plancha y rigidizador

La verificación de los espesores y dimensiones de la plancha y rigidizador que soporta la viga radial se realizará usando el método por elementos finitos para la carga total V_u .

Figura 81

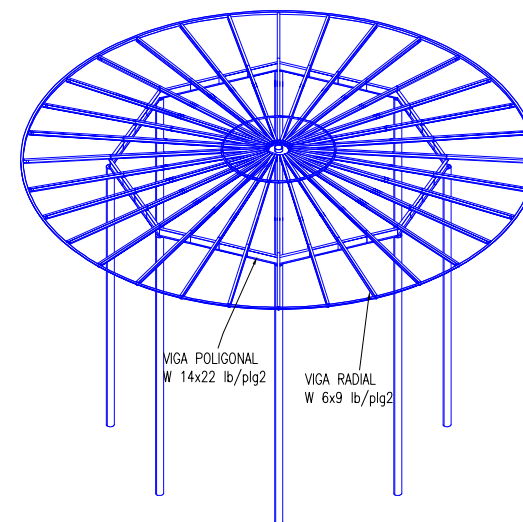
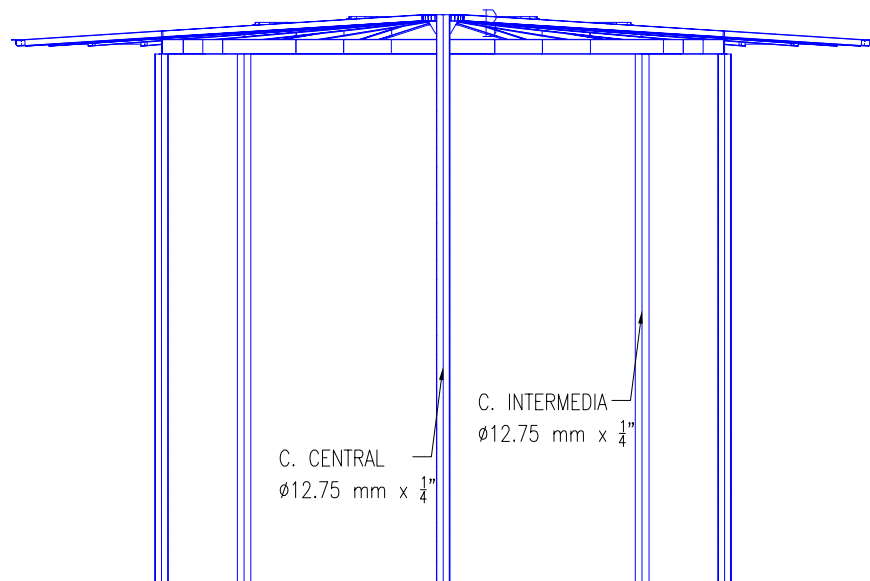
Esfuerzo máximo sobre plancha y rigidizador debido a la carga V_u transmitida desde las vigas radiales.



Nota. Fuente elaboración propia.

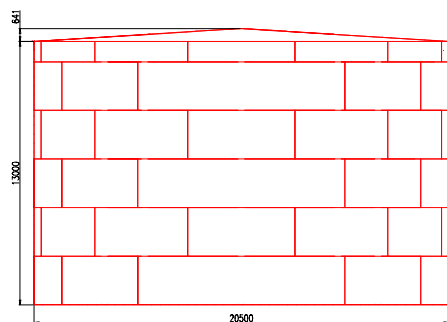
Del análisis de elementos finitos para la carga crítica V_u se obtuvo que la plancha de conexión entre la columna y viga radial soporta un esfuerzo máximo de 85.05 MPa, valor menor al esfuerzo de fluencia de un acero ASTM A36.

Anexo C: Plano



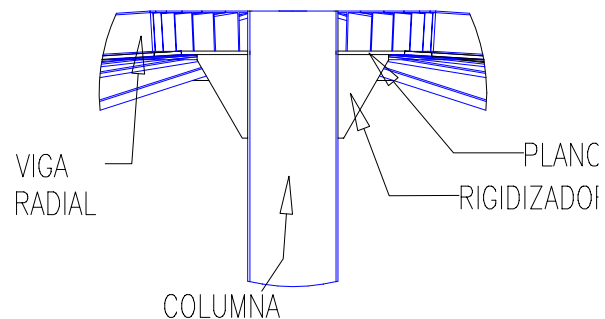
VISTA ISOMETRICA

Esc. S/E



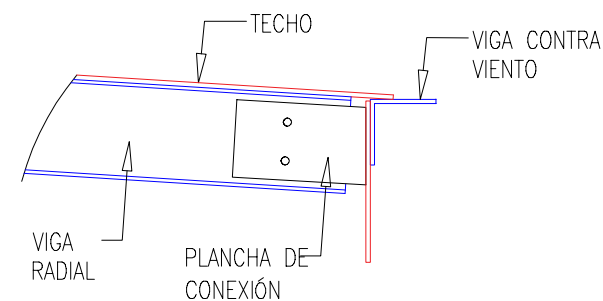
TANQUE

Esc. S/E



CONEXIÓN COLUMNA Y VIGA RADIAL

Esc. S/E



CONEXIÓN ANILLO DE TANQUE Y VIGA RADIAL

Esc. S/E

DIBUJADO : J.ALVINO	ESCALA: S/E	SISTEMA ESTRUCTURAL DE UN TANQUE CÓNICO SOPORTADO	
REVISADO : J.ALVINO	FECHA : 14/09/2024		
APROBADO : J.ALVINO			
NORMA :			
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA		PLANO N°	N°
FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA		SUSTITUYE A	1
DPTO. ACAD. DE ING. MECÁNICA		SUSTITUIDO POR	