

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



**EVALUACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA
UNIDAD DE ALQUILACIÓN, EN EL COMPLEJO DE
REFINACIÓN ORIENTE, DISTRITO OPERACIONAL PUERTO
LA CRUZ, ESTADO ANZOÁTEGUI**

Realizado Por:

Br. Iliana Andreina Machado Sifontes

**Trabajo de Grado Presentado ante la Universidad de Oriente
como Requisito parcial para optar al título de
INGENIERO CIVIL**

Puerto La Cruz, 22 de Enero de 2009

UNIVERSIDAD DE ORIENTE

**NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA
UNIDAD DE ALQUILACIÓN, EN EL COMPLEJO DE
REFINACIÓN ORIENTE, DISTRITO OPERACIONAL PUERTO
LA CRUZ, ESTADO ANZOÁTEGUI**

ASESORES

Prof. Edmundo Ruiz C
Asesor Académico

Ing. Edito León
Asesor Industrial

Puerto La Cruz, 22 de Enero de 2009

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



**EVALUACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA
UNIDAD DE ALQUILACIÓN, EN EL COMPLEJO DE
REFINACIÓN ORIENTE, DISTRITO OPERACIONAL
PUERTO LA CRUZ, ESTADO ANZOÁTEGUI**

JURADO

El Jurado hace constar que asignó a esta Tesis la calificación de:

Prof. Edmundo Ruiz
Asesor Académico

Prof. Blas Pinto
Jurado Principal

Prof. Gerónimo Velásquez
Jurado Principal

Puerto La Cruz, 22 de Enero de 2009

RESOLUCION

De acuerdo con el artículo 44 del reglamento de trabajo de grado:

“Los trabajos de grado son propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del consejo de núcleo respectivo, quien lo participará al consejo universitario”

DEDICATORIAS

A mi *Dios Todopoderoso*, por ser mi creador y cederme de su sabiduría para emprender todos mis proyectos y porque cada día me cede de sus fuerzas para lograr todas mis metas. Para el toda la gloria y la honra por siempre y para siempre.

A mis padres Iris Del Valle Sifontes Salazar y José Eduardo Machado, porque han sido un gran ejemplo para mí y porque han colaborado en todo lo que he necesitado desde el momento en que nací. Para ellos mil y un millón más de gracias y que Dios me los premie con muchísima felicidad por siempre.

A mis abuelos Gladys Ramona Mora, Carmen Adela Machado, Luis Velásquez y Celestino Rojas, a todos por toda su colaboración prestada y porque en los momentos que más los necesité nunca hubo un no.

A mis tios Luis Mora, Olga Mora, José Jesús Machado, Luis Velásquez por haber representado un gran apoyo no solo en mi tesis sino en toda mi vida. Los quiero mucho

A mis primos Olimar Josefina Quevedo Mora, Olmaris Carolina Quevedo Mora, Freddy de Jesús Quevedo Mora, Fabiana Machado, Bianca Machado y Yuleska Velásquez por haber estado pendiente de mí en todo y por su gran apoyo brindado en los momentos más necesitados. Se les quiere mucho.

Iliana Andreina Machado Sifontes

AGRADECIMIENTOS

A mi Dios Todopoderoso, Rey de Reyes y para el cual nada es imposible. A el todas las gracias por sus grandes bendiciones dadas ayer, hoy, mañana y siempre.

A mis padres Iris Del Valle Sifontes Salazar y José Eduardo Machado, por todo lo que han hecho por mí.

Al Profesor Edmundo Ruiz Coello por haberme cedido de sus conocimientos y por su compromiso cumplido con la elaboración de esta tesis. Igualmente al profesor Juan Felix Díaz por su colaboración prestada.

A mi tutor industrial Edito León por haberme guiado en todo lo necesitado para la elaboración de este trabajo de grado.

A todas las personas que estuvieron presentes durante mis pasantías en PDVSA, Chateing, Marinel, Arelis, Aracelis, Ana, José Lugo, Julio, Héctor, José Corrales, David, Cristhian, el Sr. Oscar niño, El Sr. Francisco Simonpietri, El Sr. Agustín Rodríguez, a todos ellos por su confianza brindada.

A Jhovanny por haberme cedido de sus conocimientos en todo lo relacionado con la elaboración de este trabajo de grado. Para ti mil gracias

A mi grandes y maravillosas amigas Lorena Palamares, Gabriela Millán, Milvia Baiz, Rosybel González, Marinel Sifontes, Yukcelín Ojeda para ustedes mil gracias por su valiosa colaboración para conmigo y por haber compartido con ustedes muy buenos tiempos.

Iliana Andreina Machado Sifontes

RESUMEN

En el siguiente Trabajo de Grado se presenta una Evaluación estructural de tres sistemas de pórticos los cuales sirven de soporte para tuberías. Dichos sistemas de pórticos se encuentran ubicados en La Unidad De Alquiler, en el complejo de Refinación Oriente, Distrito Operacional Puerto La Cruz, en el Estado Anzoátegui.

El objetivo fundamental de esta evaluación es determinar si el sistema estructural de dicha Unidad, se encuentra en la capacidad de soportar las solicitaciones a las cuales se encuentra sometida actualmente, además que parte de sus miembros estructurales se vieron afectados por un incendio generado por una de las bombas que operan en este lugar. El estudio de esta estructura está basado en los resultados obtenidos por dos simuladores (**STAAD PRO** y **SOLIDWORKS**), los cuales nos darán un aproximado de las condiciones bajo las cuales se encuentra este sistema estructural, y con base en los resultados obtenidos por ambos simuladores, se realizarán las propuestas necesarias para adecuar la estructura a las normas COVENIN 1618 – 98, 1756 – 2001 y PDVSA vigentes.

El análisis de este sistema estructural en cuanto a los miembros que estuvieron sometidos a fuego se encuentra basado primordialmente en investigaciones realizadas por el AISC (**American Institute For Steel Construction**), y esta información permitirá establecer los parámetros y condiciones necesarias para determinar las propiedades mecánicas en un elemento estructural que pueda ser afectado por el fuego.

LISTA DE FIGURAS

	<i>Pag.</i>
<i>Figura 1.1</i> Fotografía de la Refinería de Puerto La Cruz al amanecer. Fuente: Archivos internos de PDVSA.....	3
<i>Figura 2.1</i> Diagrama simplificado de la Unidad de Alquiler. Fuente: Propia	8
<i>Figura 2.2</i> Fotografía aérea de la Unidad De Alquiler en la Refinería Puerto La Cruz. Fuente: Propia	8
<i>Figura 2.3</i> Variación del Esfuerzo de Fluencia F_y con la Temperatura. Fuente: R.H.R Tide. (1998) <i>Integrity of structural steel after exposure to fire</i> . AISC.	10
<i>Figura 2.4</i> Variación del Esfuerzo último F_u con la Temperatura Fuente: R.H.R Tide. (1998) <i>Integrity of structural steel after exposure to fire</i> . AISC.....	10
<i>Figura 2.5</i> Variación del Módulo de Elasticidad E con la Temperatura Fuente: R.H.R Tide. (1998) <i>Integrity of structural steel after exposure to fire</i> . AISC.	10
<i>Figura. 2.6</i> Espectro de respuesta elástica. Fuente: Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales.....	24
<i>Figura 2.7</i> Mapa de amenaza sísmica. Valores de a^* (Cm/seg). Fuente: Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales	27
<i>Figura 2.8</i> Mapa de amenaza sísmica. Valores de γ . Fuente: Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales.....	28
<i>Figura 2.9</i> Espectro de diseño correspondiente a la forma espectral $S_2 = 0.95$, según norma PDVSA JA – 221. Fuente Propia	29
<i>Figura 2.10</i> Envolvente de diseño según Norma PDVSA JA- 221. Fuente: Propia	30
<i>Figura 3.1</i> Sistema De Pórticos 1	37
<i>Figura 3.2</i> Sistema de Pórticos 2	38
<i>Figura 3.3</i> Sistema de Pórticos 3. Fuente: Propia	38
<i>Figura 3.4</i> Tuberías correspondientes al sistema de Pórticos 1 A. Fuente: Propia	40

<i>Figura 3.5</i> Tuberías correspondientes al sistema de Pórticos 1 B. Fuente: propia	40
<i>Figura 3.6</i> Distribución de la carga variable correspondiente al sistema de Pórticos 1 utilizando el método de Hillerborg . La carga para cada elemento estructural se transmite en la dirección señalada por las flechas.....	46
<i>Figura. 3.7</i> Espectro De Diseño correspondiente al sistema estructural de la unidad de Alquilación	50
<i>Figura 3.8</i> Sistema de coordenadas del Software Staad Pro 2004.....	55
<i>Figura 3.9</i> Propiedades mecánicas del nuevo material a simular en el Software Solidwork.	59
<i>Figura 3.10</i> Vista de alzado	60
<i>Figura 3.11</i> Viga Extrusionada	60
<i>Figura 3.12</i> Mallado de una sección de la viga en la primera simulación.....	61
<i>Figura 3.13</i> Restricción en la cara lateral derecha	62
<i>Figura 3.14</i> Carga distribuida en la viga.....	62
<i>Figura 4.1.</i> Miembros que fallan en el sistema de pórticos 1	66
<i>Figura 4.2</i> Miembros que fallan en el sistema de pórticos 2	68
<i>Figura 4.3</i> Resultados obtenidos en el sistema de pórticos 3.....	69
<i>Tabla 4.5</i> Deriva correspondiente al sistema de pórticos 2 en el nivel I y II.....	71
<i>Figura 4.4</i> Modo de vibración del sistema de pórticos 1	72
<i>Figura 4.5</i> Modo de vibración del sistema de pórticos 2.....	72
<i>Figura 4.6</i> Modo de vibración para el sistema de pórticos 3	73
<i>Figura 4.7</i> Esfuerzos obtenidos en la cuarta simulación	74
<i>Figura 4.8</i> Desplazamientos máximos y mínimos obtenidos en la cuarta simulación	75
<i>Figura 4.9</i> Factor de seguridad obtenido en la cuarta simulación.....	76
<i>Figura 4.10</i> Esfuerzos obtenidos en el nuevo material	77
<i>Figura 4.11</i> Factor de seguridad obtenido en el cuarto análisis	78
<i>Figura 4.12</i> Geometría propuesta del sistema de pórticos 1	81
<i>Figura 4.13</i> Geometría propuesta en el sistema de pórticos 2.....	85

LISTA DE TABLAS

	<i>Pag.</i>
Tabla 2.1 Factores de minoración para el método de los estados límites. Fuente: Covenin (1618-1998), Estructuras de acero para edificaciones, método de los estados límites, articulado.	20
Tabla 2.2 Porcentaje de acción variable para el cálculo del peso total de la Edificación Fuente: NORMA COVENIN MINDUR 1756 – 2000 (articulado)...	21
Tabla 2.3 Forma espectral para un perfil típico de suelo. Fuente: Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales	23
Tabla 2.4 Valores de β , T° , T^* , dados en función de la forma espectral del suelo Fuente: Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales.....	24
Tabla 2.5 Escala de clasificación de riesgos y probabilidades anuales de excedencia de los movimientos del terreno (P_1). Fuente: Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales.....	26
Tabla 2.6 Valores de T^* en Seg. Fuente: Fuente: Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales.....	31
Tabla 3.1 Peso de tuberías más comunes en la unidad de Alquiler para un espesor de pared estándar. Fuente: PIPE Suply Company INC.....	39
Tabla 3.2 Carga Permanente correspondiente al sistema de Pórticos 1A.....	41
Tabla 3.3 Carga Permanente distribuida correspondiente al sistema de Pórticos 1A	41
Tabla 3.4 Carga Permanente correspondiente al sistema de Pórticos 1B.....	42
Tabla 3.4a Carga Permanente correspondiente al sistema de Pórticos 1B.....	43
Tabla 3.4b Carga Permanente correspondiente al sistema de Pórticos 1B.....	44
Tabla 3.5 Carga Permanente distribuida correspondiente al sistema de Pórticos 1B	44
Tabla 3.6 Solicitaciones producidas por fluido en el sistema de pórticos 1 considerando las cargas en su posición nominal	45
Tabla 3.7 Carga variable correspondiente al sistema de pórticos 1.....	47

Tabla 3.8	<i>Cálculo del centro de masas para el sistema de pórticos 1</i>	52
Tabla 3.9	<i>Primera rotación de masas para el sistema de pórticos 1</i>	52
Tabla 3.10	<i>Segunda rotación de masas para el sistema de pórticos 1</i>	53
Tabla 3.11	<i>Tercera rotación de masas para el sistema de pórticos 1</i>	53
Tabla 3.12	<i>Cuarta rotación de masas para el sistema de pórticos 1</i>	54
Tabla 3.13	<i>Efectos en el acero sometido a altas temperaturas. Fuente: Integrity of Structural Steel After. Exposure to Fire. R. H. R. TIDE. AISC</i>	58
Tabla 3.14	<i>Especificaciones del mallado utilizado en la primera simulación</i>	61
Tabla 3.15	<i>Mallas utilizadas para cada estudio</i>	64
Tabla 4.1.	<i>Elementos que fallan en el sistema de pórticos 1</i>	66
Tabla 4.2	<i>Elementos que fallan en el sistema de pórticos 2</i>	67
Tabla 4.3	<i>Deriva correspondiente al sistema de pórticos 1 en la dirección Z</i>	70
Tabla 4.4	<i>Deriva correspondiente al sistema de pórticos 1 en la dirección X</i>	70
Tabla 4.6	<i>Deriva correspondiente al sistema de pórticos 2 en el nivel III</i>	72
Tabla 4.7	<i>Deriva correspondiente al sistema de pórticos 3</i>	73
Tabla 4.8	<i>Esfuerzos obtenidos para el cuarto estudio</i>	74
Tabla 4.9	<i>Desplazamientos máximos y mínimos</i>	74
Tabla 4.10	<i>Esfuerzos obtenidos en la simulación del nuevo material</i>	76
Tabla 4.11	<i>Desplazamientos máximos y mínimos</i>	77
Tabla 4.12	<i>Elementos estructurales propuestos para arriostrar en el sistema de pórticos 1</i>	80
Tabla 4.13	<i>Nuevos valores de radios de permisibilidad y relación KL/R en el sistema de pórticos 1</i>	81
Tabla 4.14	<i>Control de derivas en el sistema de pórticos 1</i>	82
Tabla 4.15	<i>Propuesta de elementos estructurales a colocar en el Nivel I</i>	83
Tabla 4.16	<i>Propuesta de elementos estructurales a colocar en el Nivel III</i>	83
Tabla 4.17	<i>Elementos estructurales propuestos para arriostrar en el Nivel I</i>	84
Tabla 4.18	<i>Elementos estructurales a reemplazar en el sistema de pórticos 1</i>	85
Tabla 4.19	<i>Control de derivas en el sistema de pórticos 2 nivel 1</i>	86
Tabla 4.20	<i>Control de derivas en el sistema de pórticos 2 nivel 2</i>	86
Tabla 4.21	<i>Control de derivas en el sistema de pórticos 2 nivel 3</i>	87

Tabla 4.22 *Nuevos valores de radios de permisibilidad y relación KL/R en el sistema de pórticos 2..... 88*

CONTENIDO

	<i>Pag.</i>
RESOLUCION	IV
DEDICATORIAS	V
AGRADECIMIENTOS	VI
RESUMEN	VII
LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE TABLAS	X
CONTENIDO	XIII
CAPITULO I INTRODUCCIÓN	1
1.1 Reseña Histórica	1
1.2 Planteamiento Del Problema	3
1.3 Objetivos	5
1.3.1 Objetivo General	5
1.3.2 Objetivos Específicos	5
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	6
2.1 Antecedentes	6
2.2 Fundamentos Teóricos	7
2.2.1 Descripción Del Proceso De La Unidad De Alquiler.....	7
2.2.2 Efectos De La Temperatura Sobre El Acero	9
2.2.3 Efectos A Altas Temperaturas	9
2.2.4 Tipos De Cargas Y Acciones.....	11
2.2.4.1 ACCIONES PERMANENTES	11
2.2.4.2 Acciones Variables	11
2.2.4.3 Acciones Extraordinarias.....	13
2.2.5 Enfoques Para El Diseño De Estructuras Metálicas	13
2.2.5.1 Diseño Por Esfuerzos Permisibles (Diseño Elástico).....	13
2.2.5.2 Diseño Plástico	14

2.2.5.3	Diseño Por El Método De Los Estados Límites	15
2.2.5.3.1	Estados Límites	15
2.2.5.3.2	Criterio De Diseño Para Los Estados Límites.....	17
2.2.5	Hipótesis De Solicitación	18
2.2.6	Formas Espectrales, Espectro De Respuesta Y Espectro De Diseño.....	21
2.2.6.1	Formas Espectrales	21
2.2.6.2	Espectro De Respuesta Elástica.....	24
2.2.6.3	Espectro De Diseño	29
2.2.7	ANÁLISIS DE EDIFICACIONES EXISTENTES.....	31
2.2.8	Método De Análisis Dinámico Espacial Con Diafragma Flexible	32
2.2.9	Teorías De Falla	33
2.2.9.1	Teoría De Von Misses	33
2.2.9.2	Teoría De Tresca.....	33
2.2.9.3	Teoría De Rankine.....	¡Error! Marcador no definido.
<i>CAPÍTULO III DESARROLLO DEL PROYECTO.....</i>		36
3.1	Documentación Disponible	36
3.2	Diagnóstico De La Situación Actual De La Unidad	36
3.3	Verificación De La Documentación Disponible	36
3.4	Levantamiento En Sitio Del Sistema De Pórticos Que Sirven Para El Soporte De Tuberías.....	37
3.5	Estimación De Solicitaciones Por Acción Estática Y Dinámica En Los Elementos Estructurales	39
3.5.1	Estimación De La Carga Distribuida Permanente	40
3.5.2	Estimación De La Carga Generada Por Efectos Del Fluido.....	45
3.5.3	Estimación De La Carga Distribuida Variable	46
3.5.4	Análisis Sísmico	48
3.5.4.1	Método De Análisis Utilizado	50
3.6	Simulación Con El Software Staad Pro 2004.....	54
3.6.1	Combinaciones A Utilizar	55
3.7	Simulación De Uno De Los Elementos Estructurales Afectados Por El Fuego En El Software Solidworks.....	57
3.7.1	Procedimiento Informático	60
3.7.1.1	Diseñar El Modelado	60

3.7.1.2	Mallado.....	61
3.7.1.3	Restricciones.....	62
3.7.1.4	Carga.....	62
3.7.1.5	Material Aplicado	63
3.7.1.6	Sensibilizar El Mallado.....	64
<i>CAPÍTULO IV ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</i>		65
4.1 Evaluación De Los Elementos De La Superestructura De Acero		65
4.1.1	Chequeo Del Radio De Permisibilidad Y Relación KI/R	65
4.1.2	Verificación De Desplazamientos	69
4.1.3	Análisis De Uno De Los Elementos Afectados Por El Incendio.....	74
4.1.3.1	Caso 1: Viga Con Propiedades Originales.....	74
4.1.3.2	Caso 2: Viga Con Propiedades Modificadas.....	76
4.2 Requerimientos Necesarios En El Sistema De Pórticos 1		80
4.2 Geometría Propuesta Del Sistema De Pórticos 2 En Sus Tres Niveles Para Que Cumpla Con Los Requisitos De Resistencia Y Desplazabilidad		83
<i>CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</i>		89
5.1 Conclusiones		89
5.2 Recomendaciones		91
BIBLIOGRAFÍA.....		92
BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL.....		94
ANEXOS		95
ANEXO 1		96
Ancho		105
ANEXO 2		115
ANEXO 3		118
ANEXO 4		121
ANEXO 5		132
Diseño de pernos a corte por deslizamiento crítico en agotamiento resistente		132

Calculo de conexión Soldada en los perfiles a colocar	136
<i>ANEXO 6</i>	<i>138</i>
<i>ANEXO 7</i>	<i>139</i>
FOTOS	139
<i>ANEXO 8</i>	<i>144</i>

CAPITULO I INTRODUCCIÓN

1.1 Reseña Histórica

Petróleos De Venezuela Sociedad Anónima (PDVSA), es una empresa estatal venezolana que se dedica a la explotación, producción, refinación, petroquímica, mercadeo y transporte del petróleo venezolano. Fue creada el 30 de agosto de 1975, por el decreto del ejecutivo nacional N ° 1123 y registrada el 15 de Septiembre del mismo año.

Petróleos de Venezuela representa la tercera empresa refinadora a nivel mundial, y opera de manera directa a través de asociaciones en más de 20 refinerías en el mundo, entre los cuales se destacan los complejos ubicados en Venezuela, Curazao, Estados Unidos, Alemania, y El Reino Unido. En muchos de estos complejos PDVSA ha invertido importantes recursos para cumplir con regulaciones ambientales cada vez más exigentes y con la creciente demanda de productos livianos.

A finales de 1997, la corporación energética Venezolana creó la empresa PDVSA, Petróleo y Gas, la cual está constituida por tres grandes divisiones: PDVSA Exploración y Producción, PDVSA Manufactura y Mercadeo y PDVSA Servicios. Actualmente se encuentra dividida en cuatro grandes sectores: Occidente, Centro, Oriente y Sur. La zona PDVSA Oriente está conformada por cinco Distritos Operacionales que son: Puerto La Cruz, San Tomé, Punta de Mata, Anaco y Maturín.

El distrito operacional Puerto La Cruz está formado por un complejo refinador, constituido por la Refinería de Puerto La Cruz, la cual comprende tanto las instalaciones de la antigua Refinería de la Venezuela Gulf Company, ahora

Refinería PDVSA área Puerto La Cruz, así como la Refinería de la Sinclair Venezuelan Oil Company, ahora Refinería PDVSA área El Chaure o Unidad De Destilación Atmosférica DA-3.

Se encuentra conformada por las siguientes unidades de proceso, tratamiento y servicios industriales:

- **Unidades De Procesos (Unidades De Destilación):** Destilación Atmosférica (DA – 1, DA- 2, DA – 3), Redestilación, Craqueo Catalítico Fluidizado o Desintegración Catalítica, (FCC) Tratamiento con Cáustico, y *Alquilación.*

- **Unidades de Tratamiento (STG):** Despojadora de Aguas Agrias (UITA – 1), y Sistema de Tratamiento de Gases con Aminas (UITA – 2)

- **Servicios Industriales:** Sistema de Agua Potable, Sistema de Agua de Enfriamiento, Sistema de Agua Suavizadora, Sistema de Generación de Vapor, Sistema de Aire Comprimido, Sistema de Generación Eléctrica, Sistema de Tratamiento de Aguas Servidas (DDA), y el Sistema de Tratamiento de Efluentes de Procesos (STEP).

- **Hidroprocesos:** Hidrotratamiento de nafta (NHT), Hidrotratamiento de diesel (HDT), Reformación catalítica (CCR), Sistema de enfriamiento, Sistema de nitrógeno, Recuperación de condensado, Tratamiento de gas combustible con aminas, Regeneración de aminas, Despojadora de aguas agrias (DDA), Recuperación y manejo de azufre.



Figura 1.1 Fotografía de la Refinería de Puerto La Cruz al amanecer. **Fuente:** Archivos internos de PDVSA

1.2 Planteamiento Del Problema

La unidad de alquilación de Puerto La Cruz, es diseño PHILLIPS y fue puesta en operación en 1962, con una capacidad de 2271 BPD (Barriles por día) de alquilato. Luego en 1991 la unidad fue ampliada a una capacidad de 4500 BPD de alquilato y modificada en las áreas de tratamiento de carga, reacción y fraccionamiento para incorporar nueva tecnología relacionada al proceso.

El proceso que ocurre en la unidad de alquilación consiste en la combinación de olefinas (compuestos de hidrocarburos de doble enlace), proveniente de la unidad de craqueo catalítico (FCC), con isobutano en presencia de un catalizador (ácido fluorhídrico), para producir compuestos parafínicos altamente ramificados en el rango de 7 a 8 átomos de carbono. La mezcla de estos compuestos posee un alto octanaje y se denomina alquilato. El procedimiento

consiste en cuatro etapas: tratamiento de olefinas, reacción, fraccionamiento y regeneración de ácido para finalmente producir propano, butano y alquilato.

El sistema estructural que soporta las tuberías y equipos de procesos que operan en esta unidad, se vio afectado por un incendio causado por el desplazamiento del eje de la bomba P5-A, la cual impulsa una mezcla de alquilato con ácido fluorhídrico. Dicho incendio ocurrió en Marzo de 2007 y el estado de emergencia duró aproximadamente seis horas, por lo que los elementos estructurales adyacentes fueron sometidos a la acción directa del fuego durante un tiempo prudencial.

Cabe destacar que estas vigas y columnas son perfiles de acero revestidos de concreto contra incendio (fireproofing), por lo que los daños causados se aprecian principalmente en este revestimiento. Durante el incendio algunas vigas se deformaron y se presume que el material perdió las propiedades mecánicas para las cuales fue diseñado, además que la estructura se encuentra actualmente sometida a nuevas cargas permanentes y variables provenientes de nuevas tuberías colocadas. Por esta razón se requiere evaluar este sistema y determinar si se encuentra en la capacidad de resistir las cargas generadas por las tuberías y equipos que allí operan, así como por la acción de cargas accidentales como las causadas por un sismo. Para lograr esto es necesario realizar el levantamiento de los pórticos que se encuentran en la unidad, determinar las sollicitaciones de cargas a las cuales se encuentran sometidas, luego realizar un análisis estructural, y con base en los resultados obtenidos, establecer las conclusiones y recomendaciones necesarias, para garantizar la integridad de los trabajadores, de la estructura de la unidad y de la Refinería PLC.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Evaluar el sistema estructural de la unidad de Alquilación, en el Complejo De Refinación Oriente, Distrito Operacional Puerto La Cruz, Estado Anzoátegui.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Levantar en sitio el sistema de pórticos que soportan las tuberías y equipos de procesos de la unidad de Alquilación.
2. Determinar las solicitaciones en el sistema estructural por acción estática y dinámica.
3. Simular el sistema de pórticos utilizando el Software Staad Pro 2004.
4. Analizar los elementos de la superestructura de acero en base a los requerimientos de las normas COVENIN 1618 – 98, 1756 – 2001, y PDVSA JA 221.
5. Diseñar una propuesta para la adecuación del sistema estructural a la normativa COVENIN y PDVSA vigente.
6. Elaborar los planos correspondientes al sistema estructural.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

En el año 2005, **Miguel Gil** elaboró la tesis de grado denominada: **“Evaluación del comportamiento de la estructura de acero – concreto existente en la unidad de coquificación retardada sometida a nuevas cargas ubicada en un Complejo de Mejoramiento de Crudo”**. Este trabajo se basó en la evaluación del comportamiento de la estructura existente en la unidad de coquificación, sometidas a nuevas solicitaciones de cargas ubicada en el complejo de mejoramiento de crudo PETROZUATA, se aplicaron una serie de pasos, el cual consistió en la recolección de bases de datos, actualización de cargas, adecuación de elementos estructurales y comparación de estudios sísmicos, y se pudo concluir que a pesar del cambio en el comportamiento estructural de algunos elementos se garantizó la estabilidad de la estructura. [1]

Luis Berrizbeitia y José Zaurín en 1982, elaboraron el trabajo de grado denominado: **“Consideración de solicitaciones dinámicas en estructuras aporticadas”**. En este trabajo se pudo determinar los esfuerzos y desplazamientos máximos en estructuras aporticadas, así como los métodos de análisis más adecuados para atacar los problemas presentados en estos tipos de estructuras. [2]

2.2 Fundamentos Teóricos

2.2.1 Descripción Del Proceso De La Unidad De Alquilación

En el proceso de la unidad de alquilación, se ponen en contacto olefinas (tales como propileno, butileno o penteno) con isobutano en presencia de ácido fluorhídrico HF, que funciona como catalizador para producir alquilato: material con punto de ebullición dentro del rango de las gasolinas. El alquilato es usualmente utilizado en mezclas de gasolinas de alta calidad para motores.

La alimentación de la unidad consiste en olefinas que provienen de la unidad de craqueo catalítico (FCC) e isobutano externo originado en el Complejo Criogénico de Jose. Existen contaminantes como: agua, azufre y etano que llegan a ser eliminados mediante un sistema de tratamiento dentro de la unidad, hasta valores mínimos en la alimentación de la planta, para evitar reacciones secundarias a la de alquilación y cualquier problema operacional (corrosión, alto consumo de HF, pérdida de calidad de los productos).

El ácido Fluorhídrico HF es el catalizador liberado una vez que la reacción ha sido completada, utilizándose nuevamente; sin embargo, el HF se contamina con los elementos antes mencionados, formándose ácidos solubles en ácido (ASO). Estos aceites deben ser removidos por fraccionamiento para mantener la pureza del ácido. Durante el proceso de regeneración del ácido se pierde una porción de ácido y también se pierden unos fluoruros orgánicos combinados, que se producen como componentes estables con las corrientes de propano, butano y alquilato.

La unidad de alquilación está conformada en cinco (5) secciones básicas (Ver Figura 2.1): Tratamiento de alimentación, reacción, fraccionamiento, regeneración de ácido, tratamiento de productos. [3]

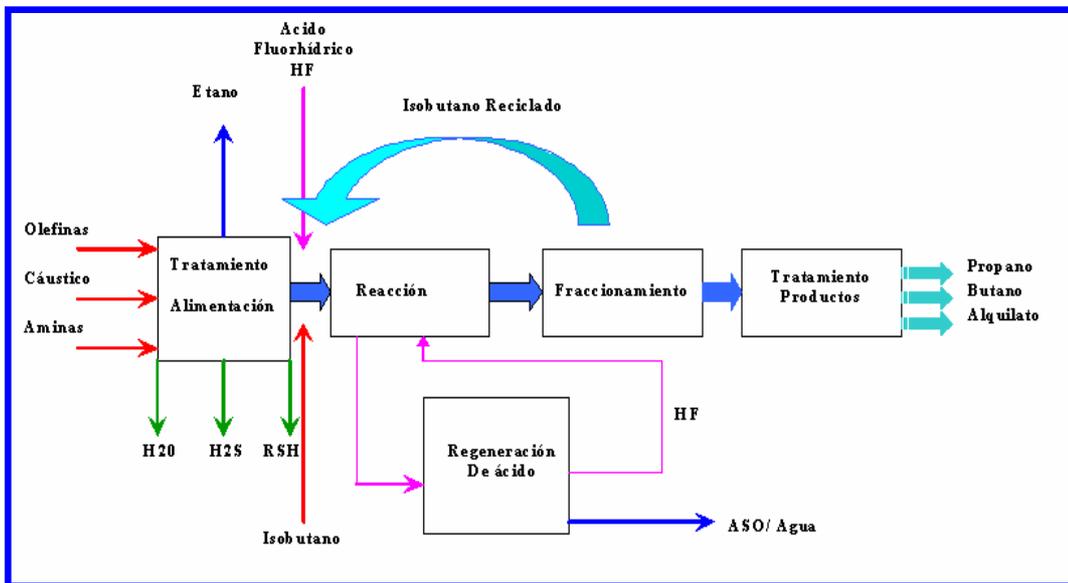


Figura 2.1 Diagrama simplificado de la Unidad de Alquilación. Fuente: Propia



Figura 2.2 Fotografía aérea de la Unidad De Alquilación en la Refinería Puerto La Cruz. Fuente: Propia

2.2.2 Efectos De La Temperatura Sobre El Acero

Las propiedades mecánicas del acero se ven drásticamente afectadas por la temperatura del material. Así por ejemplo la tensión cedente y la resistencia máxima disminuyen al aumentar la temperatura, lo cual destaca la importancia de proteger el acero estructural contra los incendios. La tenacidad se ve muy adversamente afectada por las temperaturas bajas, pudiendo ser necesaria la verificación de esta propiedad mediante ensayos especiales para condiciones de servicio a baja temperatura. [4]

2.2.3 Efectos a Altas Temperaturas

El acero no es un material inflamable, pero su resistencia se ve afectada por la temperatura. A 500° C la resistencia a tracción desciende al 75 % de su valor, y a 800 ° C la resistencia es sólo del 18%. Por esto las estructuras metálicas deben protegerse adecuadamente del fuego, debido a que un incendio no controlado puede ocasionar el colapso de un edificio, o una deformación excesiva de los miembros estructurales, que exige su posterior remoción. Tanto las estructuras de concreto como las de acero se ven afectadas debido a las altas temperaturas cuando estas alcanzan rangos entre 400° C y 1200° C , atacando directamente su resistencia disminuyéndola y reduciendo el módulo de elasticidad. La aislación de las estructuras de acero con recubrimiento de morteros o revestimientos ignífugos y pinturas resistentes a altas temperaturas pueden ser algunas soluciones para evitar daños sobre las estructuras de acero ante este tipo de acciones. [6]

La variación del esfuerzo de fluencia F_y , el esfuerzo último F_u y el módulo de elasticidad E , con la temperatura se muestra en las figuras 2.3, 2.4 y 2.5 respectivamente.

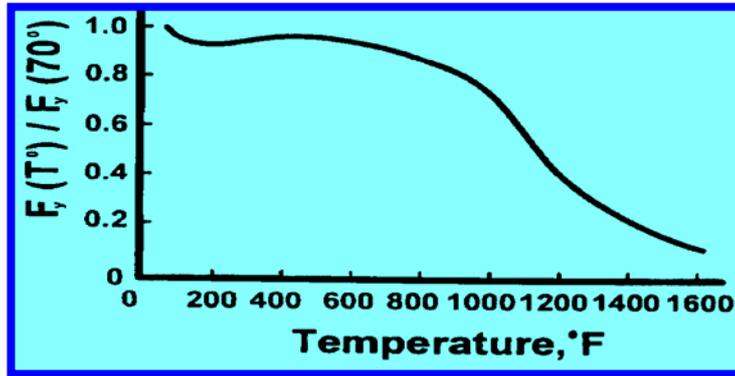


Figura 2.3 Variación del Esfuerzo de Fluencia F_y con la Temperatura. Fuente: R.H.R Tide. (1998) Integrity of structural steel after exposure to fire. AISC.

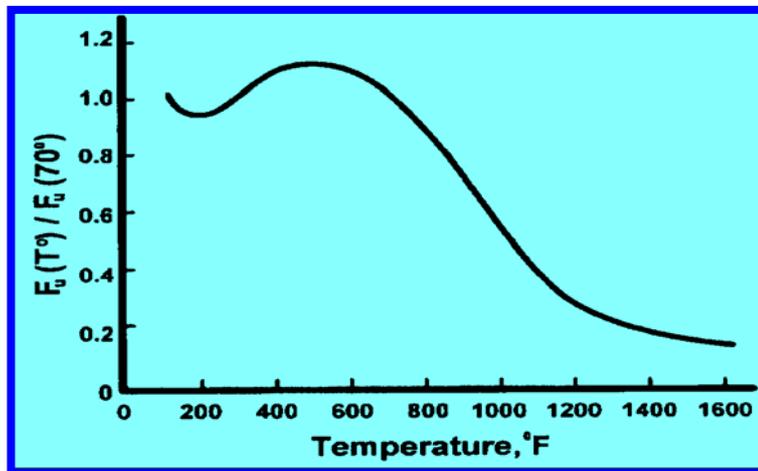


Figura 2.4 Variación del Esfuerzo último F_u con la Temperatura Fuente: R.H.R Tide. (1998) Integrity of structural steel after exposure to fire. AISC.

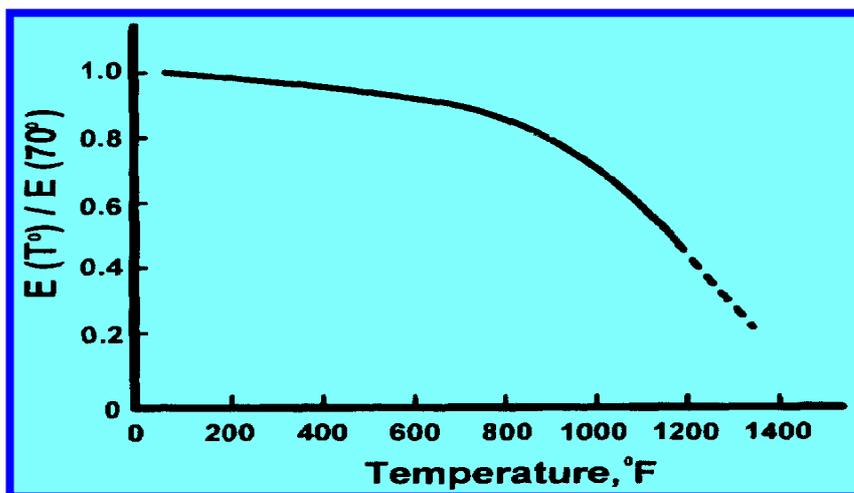


Figura 2.5 Variación del Módulo de Elasticidad E con la Temperatura Fuente: R.H.R Tide. (1998) Integrity of structural steel after exposure to fire. AISC.

2.2.4 Tipos De Cargas Y Acciones

Las acciones son fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones y deformaciones en los elementos de una edificación.

Las cargas y acciones que actúan sobre las estructuras se pueden clasificar en:

- Acciones permanentes
- Acciones variables
- Acciones extraordinarias

2.2.4.1 Acciones Permanentes

Son aquellas cuya magnitud y posición, permanecen prácticamente constantes durante la vida útil de la estructura. Se designan por acciones permanentes el peso propio de la estructura y todos sus restantes componentes fijos, tales como las placas y losas de concreto armado, los sobrepesos, los pisos, los cielorrasos, las paredes de mampostería, los tabiques divisorios anclados, las aislaciones, los revestimientos, las instalaciones sanitarias, eléctricas, de gas y aire acondicionado, las maquinarias fijas adheridas a pisos o paredes, y todos los restantes elementos estructurales, no estructurales u ornamentales, cuyo conjunto conforma un edificio en forma inamovible

2.2.4.2 Acciones Variables

Son aquellas que actúan sobre la edificación con una magnitud variable en el tiempo y que se deben a su ocupación y uso habitual, como las cargas de personas, objetos, vehículos, ascensores, maquinarias, grúas móviles, sus efectos de impacto, así como las acciones variables de temperatura y reológicas, y los empujes de líquidos y tierras que tengan un carácter variable.

Dentro de esta clasificación se pueden mencionar:

- ✓ **Los efectos reológicos:** Son las debidas a las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por efectos de la retracción, la fluencia y otras causas.

- ✓ **Las acciones térmicas:** Son las producidas por las deformaciones que originan los cambios de temperatura.

- ✓ **Acciones accidentales:** Son acciones que en la vida útil de la estructura tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia sólo durante lapsos breves de tiempo, como las acciones debidas al sismo, al viento, etc.

- **Acciones debidas al viento:** Estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones.

- **Acciones debidas al sismo:** Estas cargas inducidas en las estructuras están en relación con su masa y elevación a partir del suelo; así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía. Estas cargas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura. Estas acciones incorporan los efectos trasnacionales y rotacionales respecto al eje vertical, generalmente se representan mediante espectros de diseño. Las sacudidas altamente irregulares del terreno transmiten aceleraciones a las estructuras y éstas pueden resistirlas debido a los efectos de inercia. Las estructuras pueden responder de diferentes maneras a la acción sísmica dependiendo de las características del movimiento, de su rigidez y masa, de las condiciones del subsuelo y de la magnitud de amortiguamiento.

2.2.4.3 Acciones Extraordinarias

Son aquellas cargas o acciones que no actúan normalmente sobre una estructura durante su vida útil, y que sin embargo pueden presentarse en casos excepcionales, tales como las explosiones por escape de gas, choques de camiones a alta velocidad, descarrilamiento de trenes, caída de aviones, explosiones atómicas, voladuras de edificios cercanos, explosiones por acciones terroristas, volcanes en erupción y otros accidentes similares. [7]

2.2.5 Enfoques Para El Diseño De Estructuras Metálicas

2.2.5.1 Diseño Por Esfuerzos Permisibles (Diseño Elástico)

En este criterio de diseño un miembro se selecciona de manera que tenga tanto propiedades transversales como momentos de inercia para prevenir que el esfuerzo máximo exceda el esfuerzo permisible. Este esfuerzo estará en el rango elástico del material y se obtiene dividiendo el esfuerzo de fluencia F_y entre el factor de seguridad de las cargas de trabajo. De esta manera el esfuerzo de trabajo será menor que el esfuerzo permisible. En este caso, todos los miembros de la estructura deben cumplir con las hipótesis básicas de las leyes de elasticidad que se enumeran a continuación:

- ✓ Es válida la ley de Hooke, que implica la proporcionalidad entre los esfuerzos y las deformaciones.
- ✓ Los valores del módulo de elasticidad longitudinal E , del módulo de corte G y del coeficiente de Poisson ν , permanecen constantes durante la respuesta del sistema bajo cargas aplicadas
- ✓ Es válido el principio de superposición entre causas y efectos

- ✓ En flexión, las secciones planas antes de la deformación permanecen planas luego de producida ésta, según la ley de Navier e hipótesis de Bernouilli. Igual criterio rige para las secciones circulares solicitadas a torsión no restringida.
- ✓ Se desprecia la influencia de los esfuerzos residuales a los efectos derivados de las concentraciones de esfuerzos en el diseño.
- ✓ Es válido el principio de las deformaciones virtuales, para el cual su magnitud es muy pequeña en relación a las dimensiones de los miembros solicitados. En este sentido se debe cumplir lo siguiente:

Esfuerzo de Trabajo < Esfuerzo Permisible

2.2.5.2 Diseño Plástico

El miembro estructural se selecciona usando el criterio de que la estructura pueda fallar bajo cargas considerablemente mayores que la carga de trabajo. En el caso de las vigas, los criterios de plasticidad pueden aplicarse únicamente para el análisis y diseño de los miembros de secciones compactas con adecuados soportes laterales, de modo que la falla se produzca por el estado límite de cedencia el material. Para ello las vigas deben ser capaces de desarrollar plenamente su momento plástico M_p y ser suficientemente dúctiles para soportar grandes deformaciones en el rango inelástico. Entre las condiciones para aplicar los criterios de plasticidad se encuentran:

- a) La calidad del acero a emplear, esta debe estar comprendida en el siguiente rango: $2.400 \text{ Kg/cm}^2 \leq F_y \leq 4550 \text{ Kg/cm}^2$. Con esto, se asegura suficiente plasticidad para permitir la formación de articulaciones plásticas. La articulación plástica es la plastificación localizada del material, donde la sección rota libremente alrededor de su eje neutro. Esta articulación se comporta como una rótula

perfecta, similar a otra real constructiva, con la diferencia de que está libre de fricción y en sus extremos el momento no es nulo sino máximo e igual al momento plástico de la sección.

- b) Las relaciones geométricas de sus elementos (alma y ala). No se permite el pandeo local en ningún elemento de las secciones plásticas analizadas, ni se debe producir pandeo lateral torsional en el miembro analizado antes de la cedencia del material en el rango plástico.

- c) Soportes laterales. Cuando el diseño se realiza aplicando los criterios de plasticidad, las zonas de los miembros donde se localizan las articulaciones plásticas deben rotar en régimen inelástico para transformar la estructura en un mecanismo cinemática y es por esto que se necesitan más arriostramientos que en el caso en que la estructura se diseñe de acuerdo con los criterios de elasticidad. [4]

En este sentido se debe cumplir:

$$\text{Carga de Servicio} \times \text{Factor de Carga} < \text{Carga De Falla}$$

2.2.5.3 Diseño Por El Método De Los Estados Límites

2.2.5.3.1 Estados Límites

Se define como estado límite la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones y vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa.

El objetivo principal de esta teoría es mantener la estructura lo más alejada posible de la probabilidad de superar la frontera de utilidad, asegurando de esta manera tanto local como globalmente, la estabilidad, la resistencia y la rigidez de sus miembros para cualquier combinación prevista de solicitaciones que se puedan presentar durante la vida útil de la estructura. Para lograr esto se requiere multiplicar las solicitaciones por sus factores de mayoración para cuantificar la demanda, y multiplicar las resistencias teóricas por sus factores de minoración para calcular la capacidad y confiabilidad de la estructura. Se consideran los siguientes estados límites para las estructuras:

✓ **Estado límite de agotamiento resistente:**

Se alcanza este estado cuando se agota la resistencia de la estructura o de alguno de sus miembros. Está relacionado con la seguridad y la capacidad resistente de cada miembro, sus uniones y conexiones, para lo cual debe tener una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia requerida.

✓ **Estado límite de servicio:**

Se alcanza este estado cuando las deformaciones, vibraciones, agrietamiento, o deterioros afectan el funcionamiento previsto de la estructura pero no su capacidad resistente. Es la condición máxima aceptable para la cual la estructura mantiene su capacidad de apariencia, durabilidad y confort apta para ser habitada sin inconvenientes y en condiciones normales de ocupación y uso

✓ **Estado límite de tenacidad:**

Se alcanza este estado cuando la disipación de energía es incapaz de mantener un comportamiento histerético estable.

2.2.5.3.2 Criterio De Diseño Para Los Estados Límites

El objetivo de este diseño es mantener una baja probabilidad de alcanzar un estado límite preestablecido para una tipología de estructura dada. Se alcanza este objetivo multiplicando las solicitaciones por sus factores de mayoración, para cuantificar la demanda, y multiplicando la resistencia teórica por su factor de minoración para calcular la capacidad. En este sentido se debe cumplir la siguiente condición:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_t \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

$\sum \gamma_i Q_i$ = Representa la demanda sobre la estructura, es decir, las cargas factorizadas.

ϕR_t = Representa la resistencia de diseño de los miembros, conexiones o componentes. (Resistencia factorizada)

Los factores de resistencia γ y de resistencia ϕ toman en cuenta la imprecisión de la teoría, las dimensiones de los miembros, las características resistentes de los materiales, la incertidumbre de la determinación de cargas, la calidad de la mano de obra, etc. [8]

Los factores de carga γ en la mayoría de los casos toman un valor mayor a la unidad, y en algunas combinaciones de carga un valor menor. Los factores de resistencia ϕ siempre toman un valor menor que la unidad, tal como se observa en la tabla 2.1

2.2.5 Hipótesis De Solicitación

Se considerarán las siguientes acciones:

CP = Acciones permanentes debidas al peso propio de la estructura de acero o de acero - concreto y de todos los materiales que estén permanentemente unidos o soportados por ella, así como de otras cargas o deformaciones de carácter invariable en el tiempo.

CV = Acciones variables debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo las cargas debidas a objetos móviles y el equipamiento que puede cambiar de sitio.

CV_t = Acciones variables en techos y cubiertas.

W = Acciones accidentales debidas al viento.

S = Acciones accidentales debidas al sismo.

γ = Porcentaje de la acción variable con la cual se calcula el peso total de la edificación según el artículo 7.1 de la norma COVENIN MINDUR 1756 – 2000, según **Tabla 2.2**

Las solicitaciones mayoradas sobre la estructura, sus miembros, juntas, conexiones así como sus sistemas de fundación se determinarán de la hipótesis de solicitación que produzca el efecto más desfavorable. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o más solicitaciones no están actuando, por lo que todas las combinaciones indicadas a continuación deben ser investigadas [7]:

1.4 CP

(Ec. 2.2)

$$1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 CV_t \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$1.2 CP + 1.6 CV_t + (0.5 CV \text{ o } 0.8 W) \quad (\text{Ec. 2.4})$$

$$1.2 CP + 1.3 W + 0.5 CV + 0.5 CV_t \quad (\text{Ec. 2.5})$$

$$0.9 CP \pm 1.3 W \quad (\text{Ec. 2.6})$$

$$1.2 CP + \gamma CV \pm S \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$0.9 CP \pm S \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Tabla 2.1 Factores de minoración para el método de los estados límites. **Fuente:** Covenin (1618-1998), Estructuras de acero para edificaciones, método de los estados límites, articulado.

ϕ	CASOS
1.00	Corte en conexiones a deslizamiento crítico para agujeros estándar
0.90	Tracción en miembros conectados mediante pernos o soldadura. Tracción o compresión paralelas al eje de las soldaduras de filete, resistencia teórica a flexión. Corte en el alma de las vigas
0.85	Resistencia a compresión axial en el límite de agotamiento resistente por pandeo
0.80	Tracción normal al área efectiva en soldaduras acanaladas de penetración completa
0.75	Corte en conexiones tipo aplastamiento. Tracción en área neta efectiva de miembros. Pernos trabajando a tracción. Corte en conexiones soldadas. Corte paralelo a las superficies de contactos en soldaduras de tapón o ranura.
0.70	Resistencia a corte en agotamiento resistente a deslizamiento crítico para agujeros de ranura larga transversales a la dirección de la carga
0.60	Resistencia a corte en agotamiento resistente a deslizamiento crítico en agujeros de ranura larga paralela a la dirección de la carga

Tabla 2.2 Porcentaje de acción variable para el cálculo del peso total de la Edificación **Fuente:** NORMA COVENIN MINDUR 1756 – 2000 (**articulado**)

Estructura	γ
Recipientes De Líquidos	1
Almacenes y Depósito En General	1
Estacionamientos Públicos	0.50
Edificaciones Donde Pueda Haber Concentración De Público	0.50
Pisos De Edificaciones	0.25
Techos y Terrazas No Accesibles	0

2.2.6 Formas Espectrales, Espectro De Respuesta Y Espectro De Diseño

Los espectros son modelos matemáticos dados en función del período y la aceleración, en el que se han establecidos ecuaciones que determinan el rango de variación de los diferentes modos de vibración de una estructura ante cualquier eventual sollicitación dinámica. Estos permiten describir los efectos sísmicos sobre las estructuras y también cuantificar la severidad del movimiento del terreno, son la base más idónea para el análisis sísmico de una estructura.

2.2.6.1 Formas Espectrales

La respuesta dinámica de un suelo se encuentra determinada por el perfil geotécnico de este y de la zona sísmica donde se encuentre localizado. De estos perfiles geotécnicos resultan de interés las aceleraciones espectrales y la

aceleración máxima de la superficie del terreno, para esto los códigos de diseño sísmicos tipifican las formas de los espectros de respuesta en formas espectrales normalizadas considerando cada una de las condiciones del terreno de fundación.

Las normas sísmicas venezolanas “Diseño Sismorresistente de Estructuras”, considera cuatro formas espectrales y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (ϕ), estas se encuentran tipificadas según el tipo de perfil geotécnico, en función del tipo de material, la velocidad promedio de onda de corte (V_{sp}) y la profundidad (H) a la cual se consigue el material. De acuerdo a esto se consideran cuatro formas espectrales (S1, S2, S3, S4).

La forma espectral y el factor (ϕ), se seleccionará de acuerdo a la tabla **2.3**

Donde:

H = Profundidad a la cual se consigue material con velocidad de ondas de corte, V_s , mayor que 500 m/s.

H_1 = Profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando (m): $\geq 0,25 H$.

V_{sp} = Velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico (m/s).

ϕ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

Tabla 2.3 Forma espectral para un perfil típico de suelo. **Fuente:** Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	> 700	Cualquiera	S1	0,85
Roca blanda o moderadamente meteorizada	> 400	≤ 50	S1	0,90
		>50	S2	0,95
Suelos muy duros o muy densos	> 400	<30	S1	0,90
		30 - 50	S2	0,95
		>50	S3	1,00
Suelos duros o densos	250–400	<15	S1	0,90
		15 - 50	S2	0,95
		50 – 70	S3(b)	1,00
		>70	S4	1,00
Suelos firmes/medio densos	170–250	≤ 50	S2(c)	1,00
		>50	S3(b)	1,00
Suelos blandos/sueltos	< 170	≤ 15	S2(c)	1,00
		>15	S3(b)	1,00
Estratos blandos intercalados con otros suelos más rígidos (a)	< 170	<H1	S2	1,00
		>H1	S3	0,90

(a) El espesor de los estratos debe ser mayor que 0,1 H.

(b) Si $A_o \leq 0,15$, úsese S4

(c) Si $A_o \leq 0,15$, úsese S3

Tabla 2.4 Valores de β , T^o , T^* , dados en función de la forma espectral del suelo **Fuente:** Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales

Formas Espectrales	β	$T^o(\text{seg})$	T^*
S1	2,4	0,1	0,4
S2	2,6	0,20	0,8
S3	2,8	0,30	1,2
S4	3,0	0,40	1,6

2.2.6.2 Espectro De Respuesta Elástica

Estos definen la respuesta máxima para sistemas u osciladores de un grado de libertad y un mismo amortiguamiento, sometidos a un acelerograma dado, expresados en función el período y sometidos a una historia de aceleraciones dada.

Para cada forma espectral tipificada de subsuelo definido, los espectros de respuesta a utilizar en el análisis, están dados en la Fig. 2.6

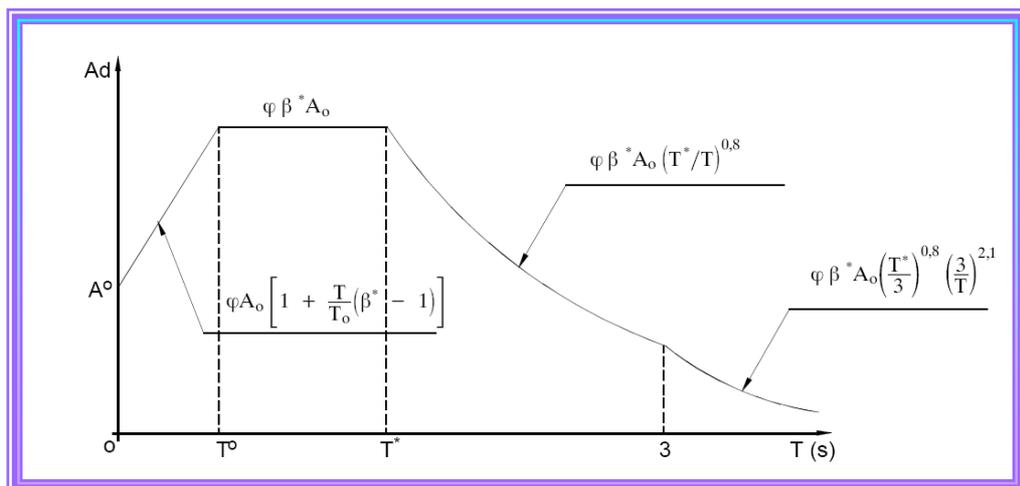


Figura. 2.6 Espectro de respuesta elástica. **Fuente:** Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales

Donde:

Ad : Aceleración espectral dividida por la aceleración de gravedad (g).

g : Aceleración de gravedad.

Ao: Coeficiente de aceleración máxima del terreno. Es igual a la aceleración "a" determinada mediante los mapas de amenaza sísmica dividida por la aceleración de gravedad (g).

$$A_o = \frac{a}{g} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

B, **T°**, **T***: dependen del perfil típico del subsuelo y se dan en la Tabla 2.4.

B*: es el factor de amplificación espectral que depende del amortiguamiento del sistema en consideración y viene dado por:

$$\beta^* = \frac{\beta}{2.3} (0.0853 - 0.739 \ln \xi) \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Donde ξ es el coeficiente de amortiguamiento referido al crítico, para el cual se ha adoptado un valor de cinco por ciento (5%), característico de edificaciones con mampostería y en estructuras de concreto armado y acero. Estos coeficientes están establecidos en las especificaciones de ingeniería para el diseño de estructuras y equipos específicos. Los espectros de respuesta elástica, son iguales a los espectros de diseño para $D = 1$.

La aceleración máxima del terreno (a), en cm/s^2 , se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$a = a^* \left[-\ln(1 - P_1) \right]^{\frac{-1}{\gamma}} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Donde:

P_1 = Probabilidad de excedencia dada en la **Tabla 2.5**

a^* , γ = valores obtenidos de los mapas de amenaza sísmica dados en la figura **2.7** y **2.8** respectivamente.

Tabla 2.5 Escala de clasificación de riesgos y probabilidades anuales de excedencia de los movimientos del terreno (P_1). **Fuente: Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales**

Condiciones					
Grado de Riesgo	Número de personas expuestas	Perdidas económicas		Impacto Ambiental	P_1 (10^{-3})
		Materiales	Lucro Cesante		
A	Pocas < 10	Limitado a la instalación	Despreciable	Poco o Nulo	≤ 2
B	Importante (11 – 100)	La instalación y alguna vecina	Significativo. Entre 1 y 50 MMUS\$	Recuperación 3 años	≤ 1
C	Elevado Número de personas (100 – 500)	La instalación y numerosas vecinas	Entre 50 y 250 MMUS\$	Recuperación 3 a 10 años	$\leq 0,5$
D	> 500	De naturaleza catastrófica	> 250 MMUS\$	Irreversible	$\leq 0,1$

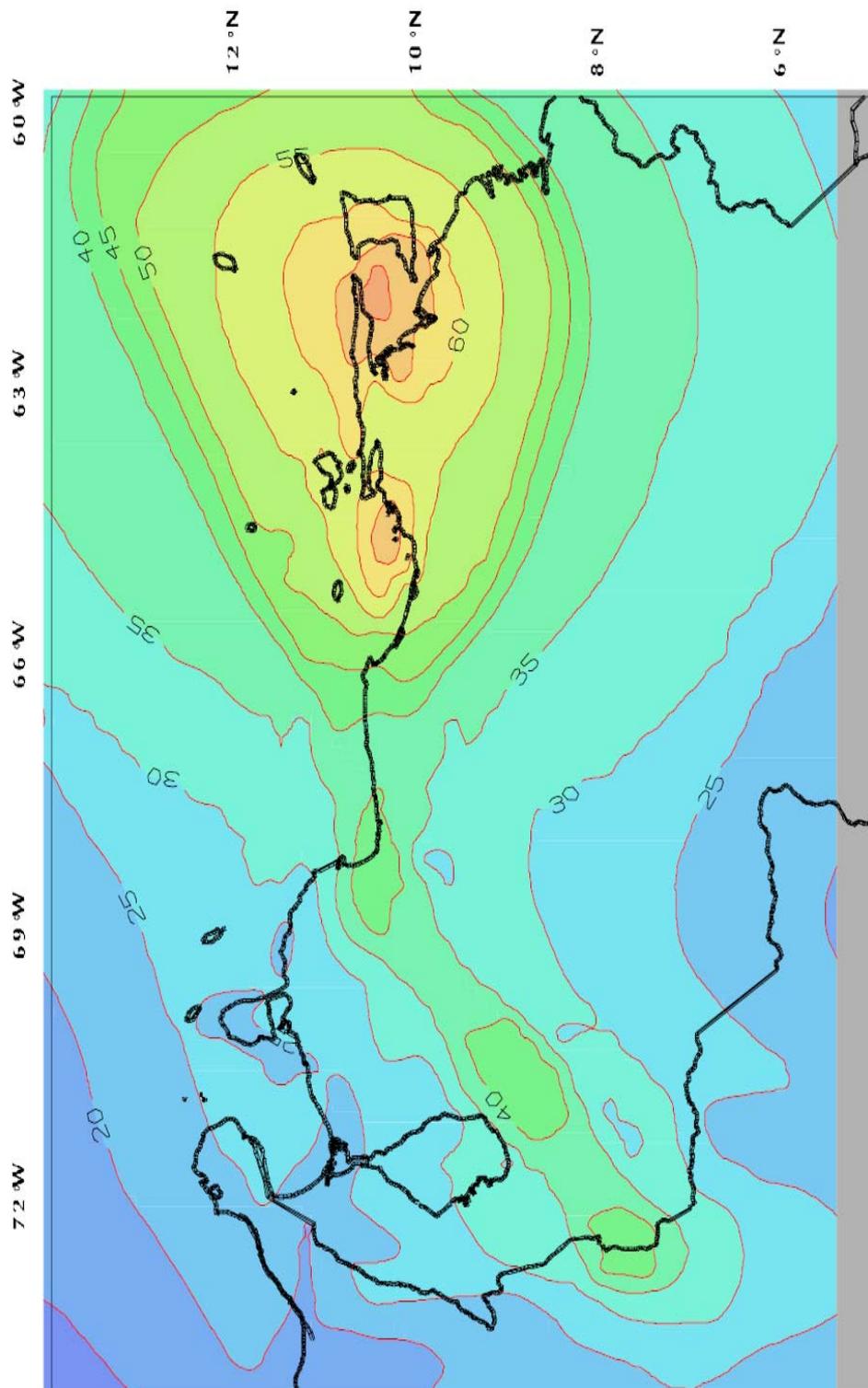


Figura 2.7 Mapa de amenaza sísmica. Valores de a^* (Cm/seg). Fuente: Norma PDVSA JA – 221, Diseño sísmorresistente en estructuras industriales

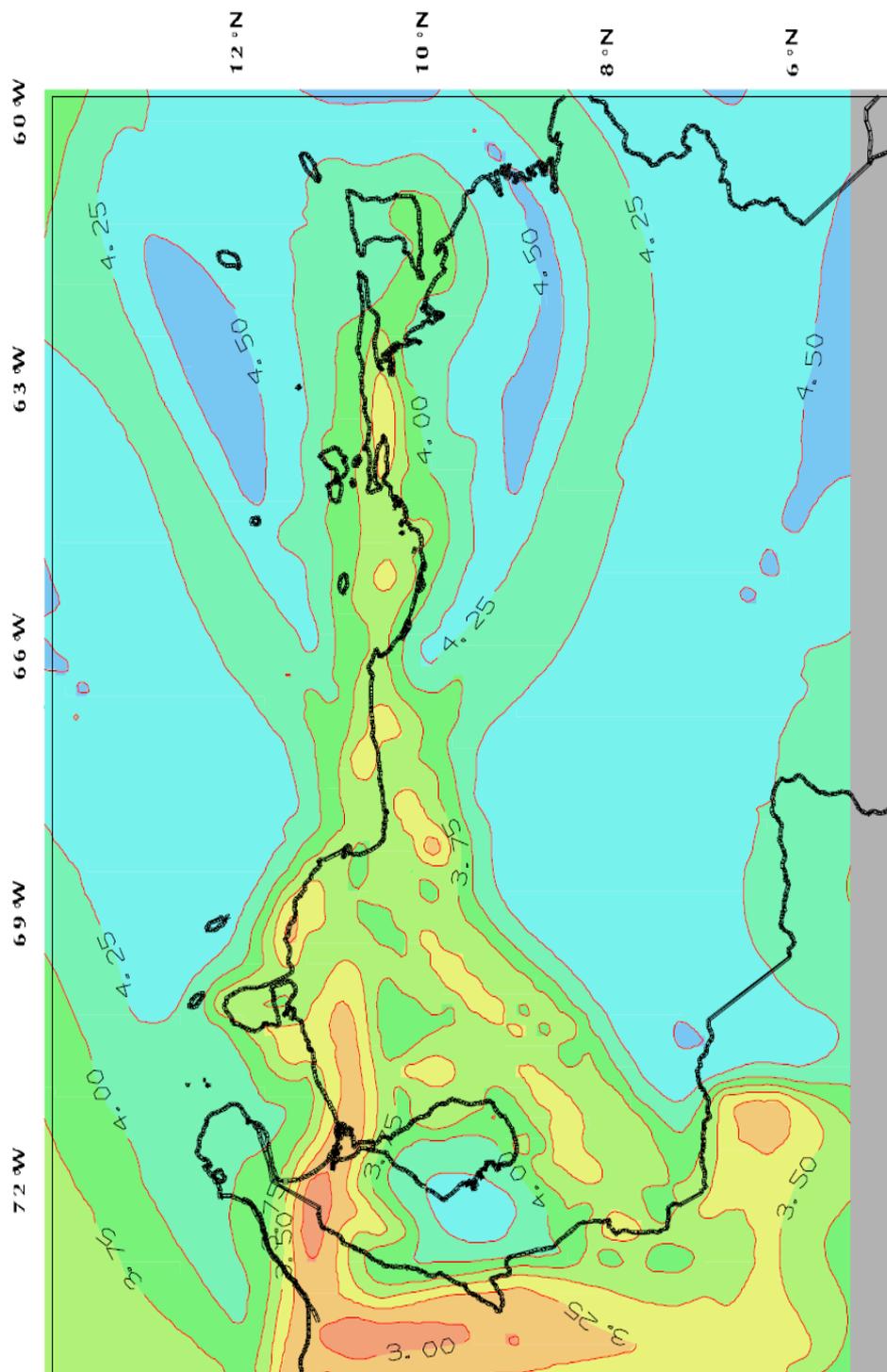


Figura 2.8 Mapa de amenaza sísmica. Valores de γ . Fuente: Norma PDVSA JA – 221, Diseño sísmorresistente en estructuras industriales

2.2.6.3 Espectro De Diseño

El espectro de diseño es aquel modelo matemático asociado al sismo de diseño, y en este se incorpora un factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente al sismo. Los espectros establecidos en las normas son los de aceleraciones expresadas en función de la severidad de la acción sísmica esperada las condiciones locales del suelo, el factor de reducción de respuesta en el sistema y el uso al cual está destinada la estructura.

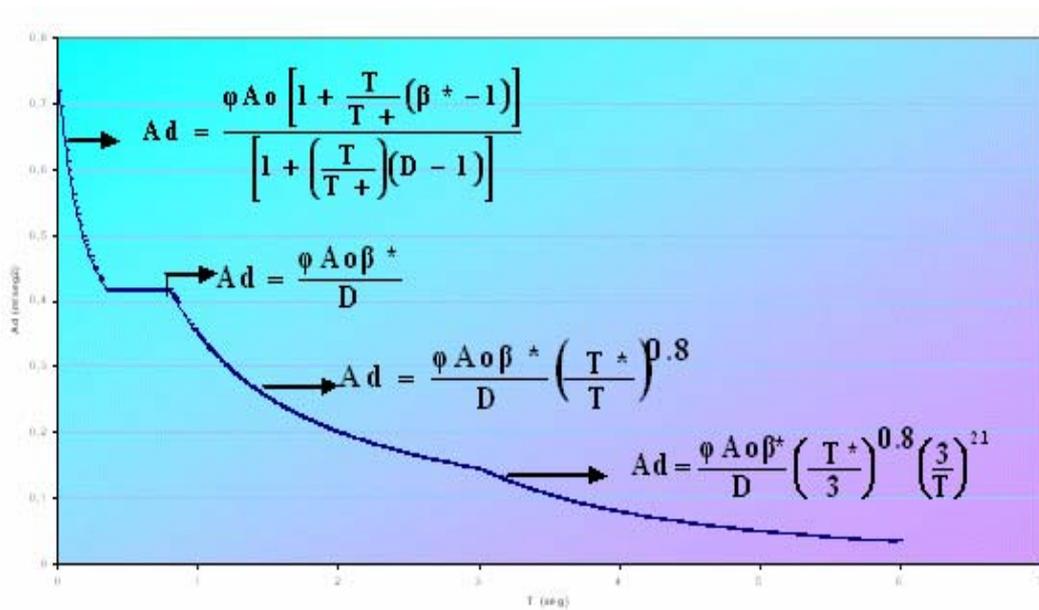


Figura 2.9 Espectro de diseño correspondiente a la forma espectral $S_2 = 0.95$, según norma PDVSA JA – 221. **Fuente Propia**

Las ordenadas A_d de los espectros de diseño que incorporan los efectos inelásticos, quedan definidas en la forma siguiente:

$$\text{Si } T < T^+ \quad \text{Entonces:} \quad A_d = \frac{\phi A_o \left[1 + \frac{T}{T_+} (\beta^* - 1) \right]}{\left[1 + \left(\frac{T}{T_+} \right) (D - 1) \right]} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

$$\text{Si } T^+ \leq T \leq T^* \text{ Entonces: } \mathbf{Ad} = \frac{\varphi A_0 \beta^*}{D} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

$$\text{Si } T^* \leq T \leq 3 \text{ Entonces: } \mathbf{Ad} = \frac{\varphi A_0 \beta^*}{D} \left(\frac{T^*}{T} \right)^{0.8} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

$$\text{Si } T > 3 \text{ Entonces: } \mathbf{Ad} = \frac{\varphi A_0 \beta^*}{D} \left(\frac{T^*}{3} \right)^{0.8} \left(\frac{3}{T} \right)^{2.1} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Las graficas correspondientes a la figura 2.10 contemplan un espectro de diseño para cada uno de los factores que influyen en las formas espectrales de cada tipo de suelo, en este caso la serie de graficas se dan para cada forma espectral se denomina envolvente de diseño.

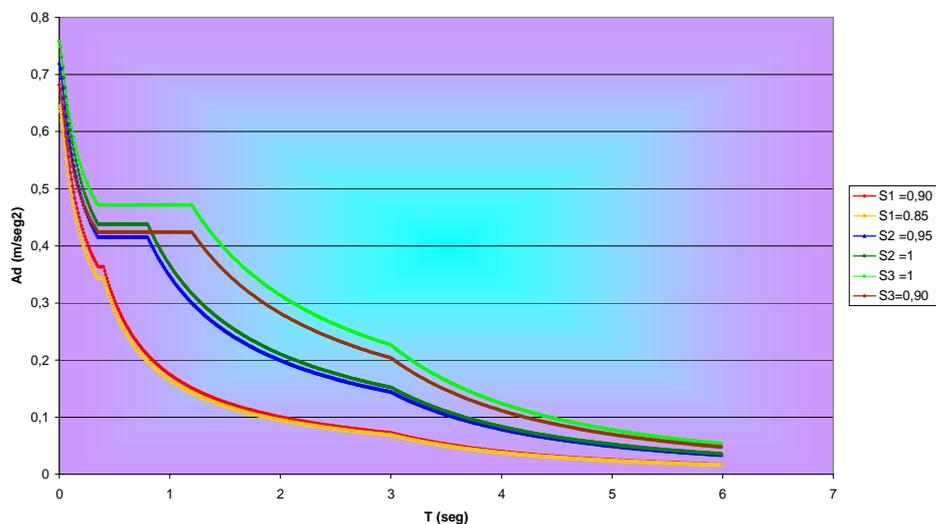


Figura 2.10 Envolvente de diseño según Norma PDVSA JA- 221. **Fuente: Propia**

Donde:

Ad = Aceleración espectral dividida por la aceleración de gravedad.

T= Período de la estructura en segundos.

A_0 = Coeficiente de aceleración máxima del terreno.

β^* , T_0 , T^* = Parámetros que definen el espectro de respuesta elástica dados en función de la forma espectral según tabla 2.4.

T^+ = Período característico del espectro inelástico

D = factor de ductilidad dado en las especificaciones de ingeniería. [9]

$$C = \sqrt[4]{\frac{D}{\beta^*}} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Tabla 2.6 Valores de T^* en Seg. **Fuente:** Fuente: Norma PDVSA JA – 221, Diseño sismorresistente en estructuras industriales

$D < 5$	$0.1 (D-1)$
$D \geq 5$	0.4
Se debe cumplir que $T^0 \leq T^+ \leq T^*$	

2.2.7 Análisis De Edificaciones Existentes

Según el capítulo 12 de la Norma COVENIN 1756 – 98 (rev. 2001), en la evaluación estructural deben tomarse en cuenta un conjunto de criterios que deberán aplicarse a las situaciones que puedan afectar el comportamiento sismorresistente de edificaciones tales como:

- a) Edificaciones que según la norma COVENIN mencionada, se clasifique como instalaciones esenciales y de funcionamiento vital, cuyo sistema estructural cumpla con los requisitos de rigidez y resistencia.
- b) Edificaciones que presenten daños debido a un sismo.
- c) Cambios de uso o ampliación de una edificación.

- d) Modificaciones sustanciales de la estructura portante, eliminación total o parcial de diafragmas, supresión o adición de tabiques de mampostería, u otras situaciones donde se modifique la respuesta esperada de la edificación a sismos intensos.
- e) Evidentes manifestaciones de deterioro en la estructura portante de carácter global y/o falta de mantenimiento.
- f) Incumplimiento de las disposiciones que constan de los requerimientos mínimos para el diseño sismorresistente de la infraestructura de edificaciones, constituidas por las fundaciones y sus respectivos arriostramientos.
- g) Edificaciones que hallan excedido o que estén próximas a cumplir su vida útil.
- h) En toda manifestación donde sea manifiesto el peligro que pueda sobrellevar la edificación tales como: asentamientos diferenciales, daños por incendios, que hayan afectado componentes portantes.

2.2.8 Método De Análisis Dinámico Espacial Con Diafragma Flexible

El sistema estructural es analizado bajo la acción de dos componentes horizontales del sismo dadas por el espectro de diseño. El número de modos de vibración a utilizar es aquel que garantice que la suma de las masas participativas de los modos en cada una de las direcciones horizontales del sismo, exceda el 90% de la masa total del edificio. La combinación modal se hará según el criterio de Combinación Cuadrática Completa (CQC), para cada dirección.

En cada caso se modificará la distribución de masas de cada piso, de manera gradual, tal que el centro de masa se desplace a una distancia dx en la dirección X y una distancia dy en una dirección de Y, y de esta manera se llevará a cabo la incorporación de efectos torsionales accidentales mediante la realización de cinco

análisis dinámicos en los que se consideran la posición nominal de los centros de masa y cuatro posiciones extremas. [10]

2.2.9 Teorías De Falla

Para fines de diseño, es necesario establecer una comparación entre los esfuerzos calculados y un límite admisible. Con este objetivo, se han enunciado varias teorías de fallas, las cuales tratan de establecer una relación entre un estado arbitrario tridimensional de esfuerzos y un estado uniaxial de esfuerzos, ya que los datos de falla de material son obtenidos a partir de ensayos a tracción de material.

2.2.9.1 Teoría De Von Misses

Teorema de la máxima energía de distorsión (Von Misses): “La falla de un material ocurre cuando la máxima energía de distorsión por unidad de volumen de un material supera la energía de distorsión por unidad de volumen requerida para hacer fluir una probeta del mismo material sometida a tensión”.

$$\sigma' = \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 \right]^{1/2} < \sigma_y \quad (\text{Ec. 2.17})$$

2.2.9.2 Teoría De Tresca

Teorema del Esfuerzo Cortante Máximo (Tresca): “La falla de un material ocurre cuando el esfuerzo cortante máximo resultante de un estado general de esfuerzo, iguala o supera el esfuerzo cortante máximo bajo fluencia en un ensayo a tracción”.

$$\tau_{\max} = S_1/2 < S_y/2 \quad (\text{Ec. 2.18})$$

2.2.9.3 TEORÍA DE RANKINE

Teorema del Esfuerzo Máximo (Rankine): “La falla de un material ocurre cuando el esfuerzo principal máximo al cual se encuentra sometido, se hace igual al esfuerzo de fluencia en un ensayo a tracción”.

La teoría del esfuerzo normal máximo, o simplemente la teoría del esfuerzo máximo, afirma que la falla o fractura de un material ocurre cuando el esfuerzo normal máximo en un punto alcanza un valor crítico independientemente de los otros esfuerzos. Sólo se debe determinar el esfuerzo principal para aplicar este criterio. El valor crítico del esfuerzo último por lo común se determina en un experimento de tensión, donde la falla de un espécimen o probeta se define como un alargamiento excesivamente grande o una ruptura.

Las evidencias experimentales indican que esta teoría se aplica razonablemente a materiales frágiles en todos los intervalos de esfuerzos, siempre que exista un esfuerzo principal de tensión. La falla se caracteriza por la ruptura, por separación o hundimiento [11]. En tal sentido se debe cumplir:

$$S_1 = \pm S_y \quad \text{(Ec. 2.19)}$$

CAPÍTULO III DESARROLLO DEL PROYECTO

3.1 Documentación Disponible

Antes de realizar cualquier procedimiento para la evaluación estructural en la unidad de alquiler, se hizo necesario buscar la información de la cual se disponía en el departamento de supervisión de esta unidad, encontrándose así el plano de planta donde se señala la posición de cada una de las columnas que componen el sistema estructural.

3.2 Diagnóstico De La Situación Actual De La Unidad

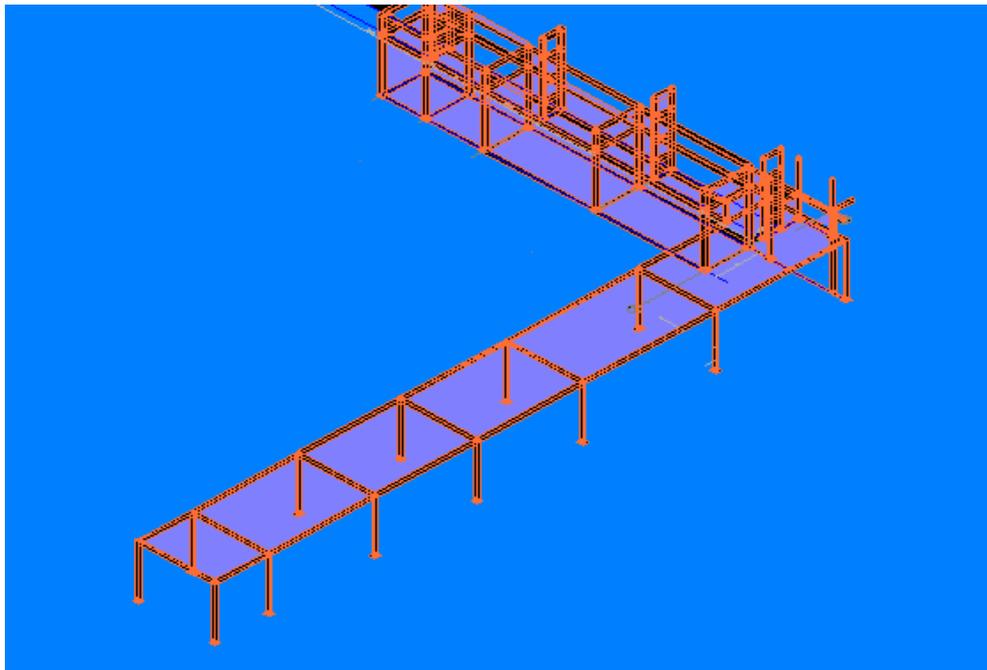
Esta etapa consistió en realizar visitas e inspecciones a la unidad de Alquiler, con el objetivo de observar el estado de los elementos estructurales, de esta manera se conoció el proceso operacional de la planta, los riesgos y probabilidades de accidentes que pudieran ocurrir al momento de chequear estos elementos, para luego proceder al levantamiento de pórticos. En esta etapa se pudo seleccionar los elementos estructurales que fueron sometidos a fuego, mediante fotos tomadas en sitio.

3.3 Verificación De La Documentación Disponible

Una vez obtenido el plano de planta se procedió a verificar que la posición de columnas, distancias entre ellas y las dimensiones fueran las correctas, detectándose así algunas irregularidades en las medidas de este plano, para lo cual fue necesario corregir en sitio las medidas necesarias, y de esta manera realizar un nuevo plano con detalles más reales de esta unidad

3.4 Levantamiento En Sitio Del Sistema De Pórticos Que Sirven Para El Soporte De Tuberías

Después de haberse realizado el plano de planta con las distancias corregidas entre columnas, se procedió a medir las elevaciones entre las vigas que forman parte del sistema de pórticos y con el software Autocad 2006, se realizó el levantamiento en 3D, obteniéndose de esta manera una visión más real del sistema a evaluar.



Fiura 3.1 Sistema De Pórticos 1

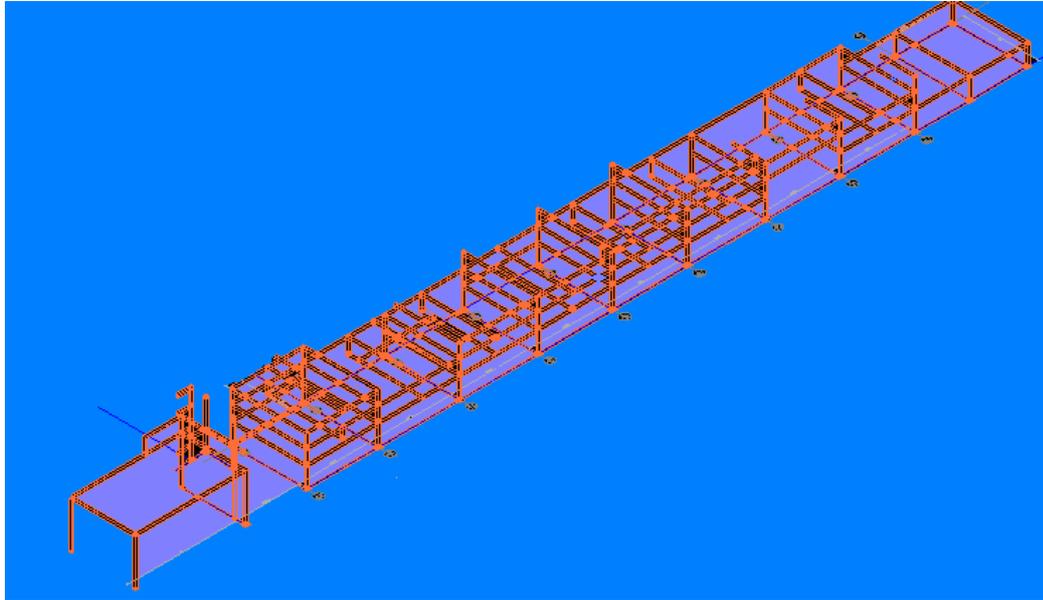


Figura 3.2 Sistema de Pórticos 2

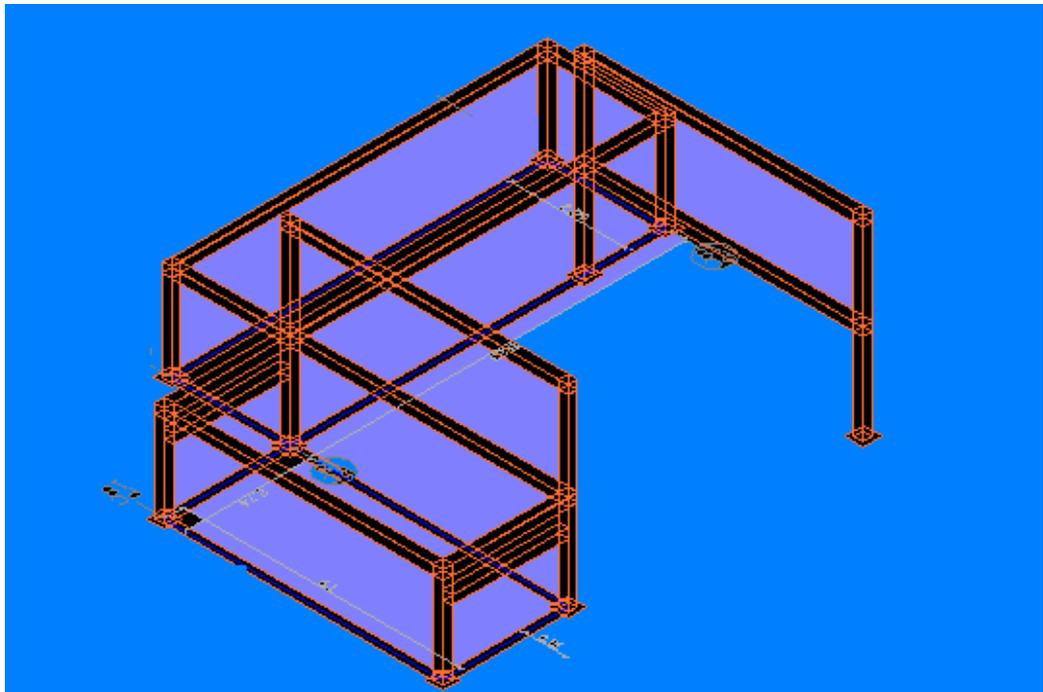


Figura 3.3 Sistema de Pórticos 3. Fuente: Propia

Luego se procedió a identificar los tipos de perfiles que componen este sistema estructural encontrándose los siguientes: HEB180, HEB260, W6X25, L80x80x10 simple y 2L75x75x5 luego se establecieron las coordenadas necesarias para colocar la geometría en el Software Staad Pro 2004.

3.5 Estimación De Solicitaciones Por Acción Estática Y Dinámica En Los Elementos Estructurales

En esta etapa se cuantificaron las cargas tanto permanentes como variables, principalmente en las vigas. Las cargas permanentes vienen dadas primordialmente por el peso generado por tuberías y equipos que operan en la unidad, el peso de las tuberías se determinó según la Tabla 3.1 y en cuanto al peso generado por el fluido se tomó el más desfavorable que se transporta a lo largo de estas tuberías, siendo éste el agua, cuyo peso específico es 1000 kg/m^3 .

Tabla 3.1 Peso de tuberías más comunes en la unidad de Alquiler para un espesor de pared estándar. Fuente: PIPE Suply Company INC.

Diámetro De la tubería (ϕ) (Pulg)	Peso de la tubería (Kg/ml)
3/4	1.68
1	2.50
1 _{1/2}	4.05
2	5.44
3	11.27
4	16.06
6	28.23
8	42.49
12	73.76
16	93.13

3.5.1 Estimación De La Carga Distribuida Permanente

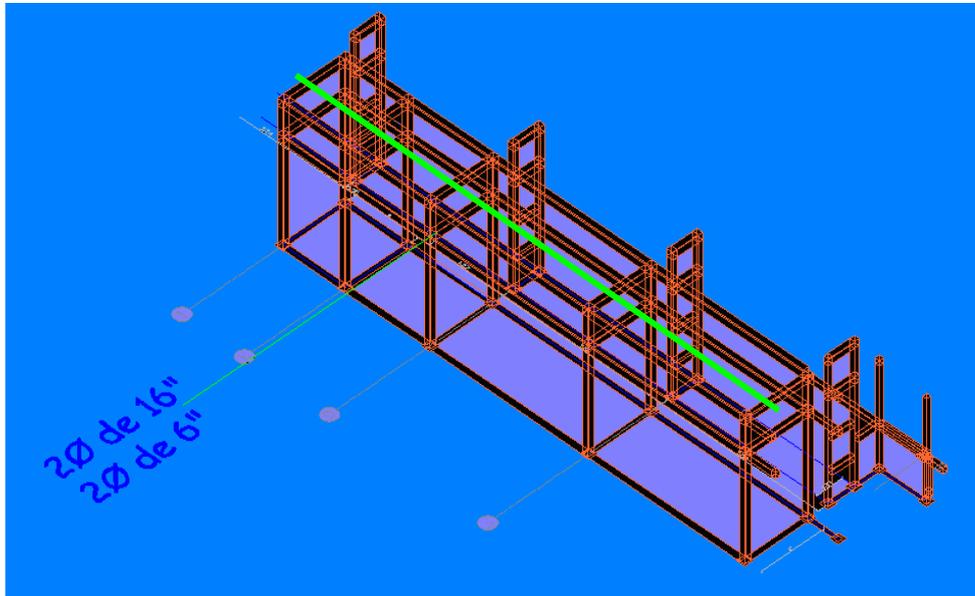


Figura 3.4 Tuberías correspondientes al sistema de Pórticos 1 A. Fuente: Propia

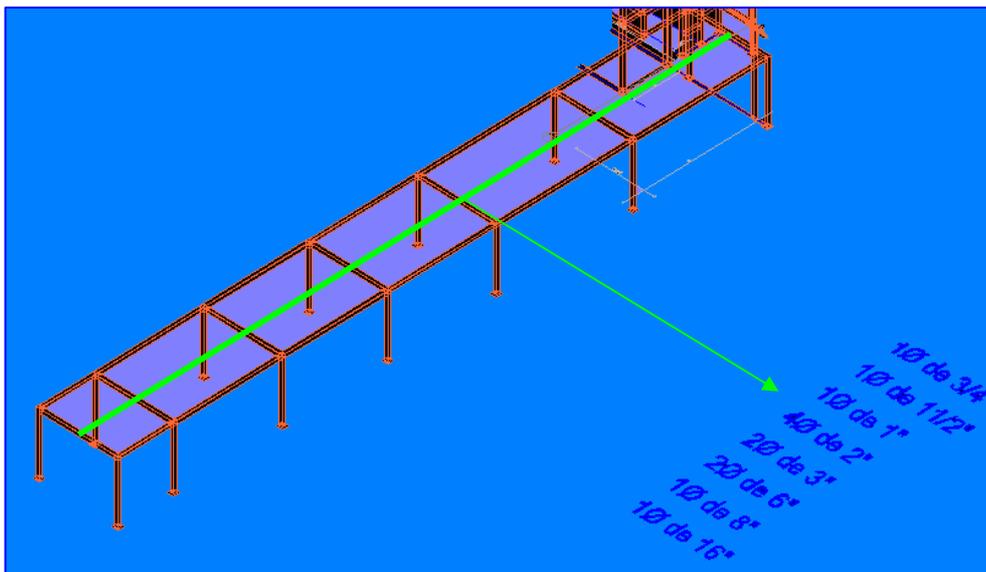


Figura 3.5 Tuberías correspondientes al sistema de Pórticos 1 B. Fuente: propia

Tabla 3.2 Carga Permanente correspondiente al sistema de Pórticos 1A

ϕ (in)	Área (m ²)	Ancho Tributario (m)	γ (Agua) (kg/m ³)	Peso Del Fluido (kg)	Peso De La Tub. (kg/ml)	Peso De La Tub. (kg)	Nº De Tub.	Carga Total (Kg)	
6	0,02	1.5	1000	30	28,23	42,35	2	144,70	
16	0,12			180	93,13	139,70	2	639,4	
				Σ_1 784,1					
6	0,02	3.54		70,80	28,23	99,93	2	341,46	
16	0,12			424,80	93,13	329,68	2	1508,96	
				Σ_2 1850,42					
6	0,02	4,1		82	28,23	115,74	2	395,48	
16	0,12			492	93,13	381,83	2	1747,66	
				Σ_3 2143,14					
6	0,02	3,81		76,20	28,23	107,56	2	367,52	
16	0,12			457,20	93,13	354,83	2	1624,06	
				Σ_4 1991,58					
6	0,02	3,77		75,40	28,23	106,43	2	363,66	
16	0,12			452,40	93,13	351,10	2	1607	
				Σ_5 1970,66					
6	0,02	3,77		75,40	28,23	106,43	2	363,66	
16	0,12		452,40	93,13	351,10	2	1607		
			Σ_6 1970,66						
6	0,02	2,24	44,80	28,23	63,24	2	216,08		
16	0,12		268,80	93,13	208,61	2	954,82		
			Σ_7 1170,90						
6	0,02	0,73	14,60	28,23	20,61	2	70,42		
16	0,12		87,60	93,13	67,98	2	311,16		
			Σ_8 381,58						

Tabla 3.3 Carga Permanente distribuida correspondiente al sistema de Pórticos 1A

W₁	784,10 Kg/3m	261,37 Kg/m
W₂	1850,42 Kg/3m	616,81 Kg/m
W₃	2143,14 Kg/3m	714,38 Kg/m
W₄	1991,58 Kg/3m	663,86 Kg/m
W₅	1970,66 Kg/3m	656,89 Kg/m
W₆	1970,66 Kg/3m	656,89 Kg/m
W₇	1170,90 Kg/3m	656,89 Kg/m
W₈	381,58 Kg/3m	127,19 Kg/m

Tabla 3.4 Carga Permanente correspondiente al sistema de Pórticos 1B

ϕ (in)	Área (m ²)	Ancho (m)	γ (Agua) (kg/m ³)	Peso Del Fluido (kg)	Peso De La Tub. (kg/ml)	Peso De La Tub. (kg)	N° De Tub.	Carga Total (Kg)
3/4	2,85*10 ⁻⁴	1,87	1000	0,53	1,68	3,14	1	3,67
1	5,07*10 ⁻⁴			0,95	2,50	4,68	1	5,63
1 ^{1/2}	1,14*10 ⁻³			2,13	4,05	7,57	1	9,70
2	2,03*10 ⁻³			3,80	5,44	10,17	4	55,88
3	4,56*10 ⁻³			8,53	11,27	21,07	2	59,20
6	0,02			37,4	28,23	52,79	2	90,19
8	0,03			56,10	42,49	79,46	1	135,56
16	0,13			243,1	93,13	174,15	1	417,25
Σ_1 777,08								
3/4	2,85*10 ⁻⁴	5,51		1,57	1,68	9,26	1	10,83
1	5,07*10 ⁻⁴			2,79	2,50	13,78	1	16,57
1 ^{1/2}	1,14*10 ⁻³			6,28	4,05	22,32	1	28,6
2	2,03*10 ⁻³			11,18	5,44	29,97	4	164,60
3	4,56*10 ⁻³			25,13	11,27	62,09	2	174,44
6	0,02			110,20	28,23	155,55	2	531,5
8	0,03			165,30	42,49	234,12	1	399,42
16	0,13			716,30	93,13	513,15	1	1229,45
Σ_2 2555,41								
3/4	2,85*10 ⁻⁴	7,16		2,04	1,68	12,03	1	14,07
1	5,07*10 ⁻⁴			3,63	2,50	17,90	1	21,53
1 ^{1/2}	1,14*10 ⁻³			8,16	4,05	29,00	1	37,16
2	2,03*10 ⁻³			14,53	5,44	38,95	4	213,92
3	4,56*10 ⁻³			32,65	11,27	80,69	2	226,68
6	0,02			143,20	28,23	202,13	2	690,66
8	0,03			214,80	42,49	304,23	1	519,03
16	0,13			930,80	93,13	666,81	1	1597,61
Σ_3 3320,66								

Tabla 3.4a Carga Permanente correspondiente al sistema de Pórticos 1B

ϕ (in)	Área (m ²)	Ancho (m)	γ (Agua) (kg/m ³)	Peso Del Fluido (kg)	Peso De La Tub. (kg/ml)	Peso De La Tub. (kg)	N° De Tub.	Carga Total (Kg)
3/4	2,85*10 ⁻⁴	7,17	1000	2,04	1,68	12,05	1	14,09
1	5,07*10 ⁻⁴			3,64	2,50	17,93	1	21,57
1 ^{1/2}	1,14*10 ⁻³			8,17	4,05	29,04	1	37,21
2	2,03*10 ⁻³			14,56	5,44	39,00	4	214,24
3	4,56*10 ⁻³			32,69	11,27	80,81	2	227
6	0,02			143,40	28,23	202,41	2	691,62
8	0,03			215,10	42,49	304,65	1	519,75
16	0,13			932,10	93,13	667,74	1	1599,84
Σ_4 3325,32								
3/4	2,85*10 ⁻⁴	8,22		2,34	1,68	13,81	1	16,15
1	5,07*10 ⁻⁴			4,17	2,50	20,55	1	24,72
1 ^{1/2}	1,14*10 ⁻³			9,37	4,05	33,29	1	42,66
2	2,03*10 ⁻³			16,69	5,44	44,72	4	245,64
3	4,56*10 ⁻³			37,48	11,27	92,64	2	260,24
6	0,02			164,40	28,23	232,05	2	792,90
8	0,03			246,60	42,49	349,27	1	595,87
16	0,13			1068,60	93,13	765,53	1	1834,13
Σ_5 3812,31								
3/4	2,85*10 ⁻⁴	9,07		2,58	1,68	15,24	1	17,82
1	5,07*10 ⁻⁴			4,60	2,50	22,68	1	27,28
1 ^{1/2}	1,14*10 ⁻³			10,34	4,05	36,73	1	47,07
2	2,03*10 ⁻³			18,41	5,44	49,34	4	271
3	4,56*10 ⁻³			41,36	11,27	102,22	2	287,16
6	0,02			181,40	28,23	256,05	2	874,89
8	0,03			272,10	42,49	385,38	1	657,48
16	0,13			1179,10	93,13	844,69	1	2023,79
Σ_6 4206,49								

Tabla 3.4b Carga Permanente correspondiente al sistema de Pórticos 1B

ϕ (in)	Área (m ²)	Ancho (m)	γ (Agua) (kg/m ³)	Peso Del Fluido (kg)	Peso De La Tub. (kg/ml)	Peso De La Tub. (kg)	N° De Tub.	Carga Total (Kg)
3/4	$2,85 \cdot 10^{-4}$	4,5	1000	1,28	1,68	7,56	1	8,84
1	$5,07 \cdot 10^{-4}$			2,28	2,50	11,25	1	13,53
1 ^{1/2}	$1,14 \cdot 10^{-3}$			5,13	4,05	18,225	1	23,36
2	$2,03 \cdot 10^{-3}$			9,14	5,44	24,48	4	134,48
3	$4,56 \cdot 10^{-3}$			20,52	11,27	50,715	2	142,47
6	0,02			90	28,23	127,035	2	434,07
8	0,03			135	42,49	191,205	1	326,21
16	0,13			585	93,13	419,085	1	1004,09
Σ 2087,05								

Tabla 3.5 Carga Permanente distribuida correspondiente al sistema de Pórticos 1B

W₁	777,08 Kg/5,25m	148,02 Kg/m
W₂	2555,41Kg/5,25m	486,74 Kg/m
W₃	3320,66 Kg/5,25m	632,51 Kg/m
W₄	3325,32 Kg/5,25m	633,39 Kg/m
W₅	3812,31 Kg/5,25m	726,15 Kg/m
W₆	4206,49 Kg/5,25m	801,24 Kg/m
W₇	2087,05 Kg/5,25m	397,53 Kg/m

De igual manera se realizaron los cálculos para determinar las cargas correspondientes al sistema de pórticos 2 en sus tres niveles, y para el sistema de pórticos 3. (Ver anexo 1)

3.5.2 Estimación De La Carga Generada Por Efectos Del Fluido

De acuerdo a las especificaciones de ingeniería establecidas en la norma PDVSA A- 261 [1], en su artículo 2.5, señala que las cargas horizontales que se generan por fricción, se obtienen del producto del coeficiente de fricción C multiplicado por la carga vertical correspondiente. Para el contacto acero sobre acero el coeficiente de fricción C es igual a 0.3, por lo que las cargas producidas por fluido en el sistema de pórticos 1 se detallan en la tabla 3.6

Tabla 3.6 Solicitaciones producidas por fluido en el sistema de pórticos 1 considerando las cargas en su posición nominal

Pórtico	Carga Puntual Permanente (Kg)	Carga Generada Por el Fluido (Kg)
A-B1	784.10	235.23
A-B2	1850.42	555.13
A-B3	2143.14	642.94
A-B4	1991.58	597.47
A-B5	1970.66	591.20
A-B6	1970.66	591.20
A-B7	1170.9	351.27
A-B8	381.58	114.47
8-9A	2087.05	626.12
8-9C	4206.49	1261.95
8-9D	3812.31	1143.69
8-9E	3325.32	997.60
8-9F	3320.66	996.20
8-9G	2555.41	766.623
8-9H	777.08	233.124

De esta misma manera se realizaron los cálculos correspondientes al sistema de pórticos 2 en sus tres niveles, y para el sistema de pórticos 3, en cada rotación realizada. (Ver anexo 2)

3.5.3 Estimación De La Carga Distribuida Variable

Para la carga variable se estableció 150 Kg/m^2 , de acuerdo a lo señalado en la norma PDVSA A – 261 [1], en el artículo 2.2.5. La distribución de esta carga sobre el sistema de pórticos se realizó siguiendo los criterios de *Hillerborg*, en la cual se supone que la carga debe transmitirse en la dirección más corta, generando así en el plano rectangular líneas de discontinuidad que se originan en las esquinas a un ángulo que depende de la relación entre los lados corto y largo del mismo. (Ver fig 3.6). la distribución de esta carga para el sistema de pórticos 1 se muestra en la tabla 3.7

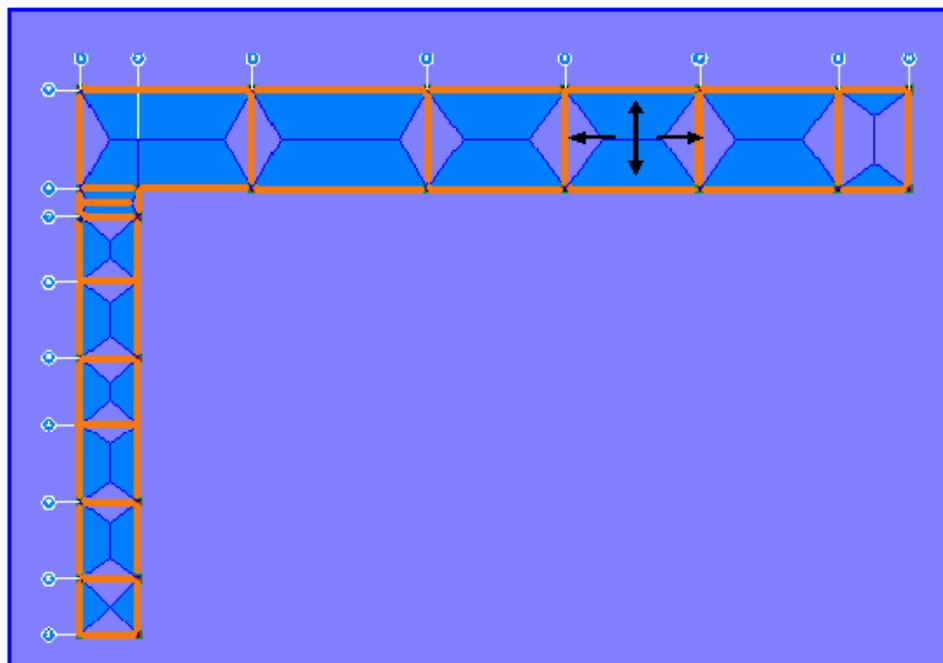


Figura 3.6 Distribución de la carga variable correspondiente al sistema de Pórticos 1 utilizando el método de *Hillerborg*. La carga para cada elemento estructural se transmite en la dirección señalada por las flechas.

Tabla 3.7 Carga variable correspondiente al sistema de pórticos 1

CARGA MÍNIMA 150Kg/m²					
PÓRTICO	ÁREA T m²	CARGA Kg	ANCHO m	CARGA W Kg/ml	25% W
A-B1	2.25	337.50	3.0	112.50	28.13
A-B2	3.92	588	3.0	196	49
A-B3	3.3	495	3.0	165	41.25
A-B4	3.57	535.50	3.0	178.50	44.63
A-B5	3.62	543	3.0	181	45.25
A-B6	3.62	543	3.0	181	45.25
A-B7	3.86	579	3.0	193	48.25
A-B8	7.80	1170	3.0	390	97.5
1-2A=B	2.25	337.50	3.0	112.50	28.13
2-3A=B	4.45	667.50	4.07	164	41
3-4A=B	4.55	682.50	4.12	165.66	41.42
4-5A=B	3.31	496.50	3.5	141.86	35.47
5-6A=B	4.34	651	4.02	161.94	40.49
6-7A=B	3.32	498	4.15	120	30
7-8A=B	0.26	39	1.55	25.16	6.29
8-9A	4.02	603	5.25	114.86	28.72
8-9C	7.93	1189.50	5.25	226.57	56.64
8-9D	8.90	1335.00	5.25	254.29	63.57
8-9E	10.13	1519.50	5.25	289.43	72.36
8-9F	10.11	1516.50	5.25	288.86	72.22
8-9G	12.67	1900.50	5.25	362	90.5
8-9H	6.92	1038	5.25	197.71	49.43
B-C8	13.72	2058	6.0	343	85.75
A-C9	19.61	2941	9.0	326.83	81.71
C-D8=9	20.06	3009	9.23	326	81.5
D-E8=9	14.10	2115	7.27	290.92	72.73
E-F8=9	13.31	1996	7.03	284	71
F-G8=9	14.15	2122	7.28	291.55	72.89
G-H8=9	2.48	372	3.73	99.73	24.93

De igual manera se realizaron los cálculos para determinar las cargas correspondientes al sistema de pórticos 2 en sus tres niveles, y para el sistema de pórticos 3. (Ver anexo 3)

3.5.4 Análisis Sísmico

Se procedió a construir el espectro de diseño siguiendo los parámetros establecidos en la Norma PDVSA JA – 221 para el análisis sismorresistente de estructuras industriales.

El tipo de suelo al cual corresponde la unidad de alquiler según estudios realizados por INTEVEP en el año 1996 [6], son rígidos con velocidades de onda de corte superiores a los 300 m/s para profundidades mayores a 4 metros, por lo que la norma PDVSA JA – 221 caracteriza el perfil del suelo con una forma espectral S1 “Suelos duros y/o densos donde la profundidad del basamento rocoso es menor de 50 metros”. Para la forma espectral S1 el factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal ϕ es 0.90, según lo establecido en la tabla 2.4.

De acuerdo a la ubicación de la refinería de Puerto La Cruz se seleccionaron los valores de aceleración característica de cada localidad (a^*) y de su coeficiente sísmico correspondiente (γ) en base a los datos establecidos en los mapas de amenaza sísmica dados en las figuras 2.6 y 2.7 respectivamente; y con la escala de clasificación de riesgos dada en la tabla 2.6 se estableció la probabilidad anual de excedencia (P_1). Para un grado de riesgo tipo D, $P_1 = 0.1 \cdot 10^{-3}$.

En cuanto a los valores definidos en la tabla 2.5 establecidos en función de la forma espectral se seleccionaron los correspondientes a los períodos (T^o y T^*), y el valor del factor de amplificación (β). Para la forma espectral S1 se tiene: $\beta = 2.4$, $T^o = 0,1$ y $T^* = 0,4$.

Luego se calculó el valor de la aceleración máxima del terreno (a), de acuerdo a la ecuación 2.4, y con esto determinar según la ecuación 2.2 el coeficiente de aceleración máxima del terreno. Luego se corrigió el factor de amplificación promedio de acuerdo a la ecuación 2.3. Para $a^* = 0.65$ y $\gamma = 3.75$ se tiene:

$$a = 0.65 \left[-\ln(1 - 0.1 * 10^{-3}) \right]^{\frac{-1}{3.75}}$$

$$a = 7.578 \text{ m/seg}$$

Para $\beta = 2.4$ y considerando un coeficiente de amortiguamiento de 5%, el factor de amplificación promedio corregido es:

$$\beta^* = \frac{2.4}{2.3} (0.0853 - 0.739 \ln(0.05))$$

$$\beta^* = 2.399$$

El coeficiente de aceleración máxima del terreno A_0 viene dado por:

$$A_0 = \frac{7.578 \text{ m/s}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} = 0.772$$

De acuerdo a lo establecido en la norma COVENIN – MINDUR (1756 – 98), en su articulado 6.1 la estructura se clasificó según su uso en el grupo A y en base al articulado 6.3 se clasificó del tipo I, el nivel de diseño correspondiente a estos datos es el ND3, por lo que el factor de reducción de respuesta D es igual a 6 de acuerdo a la tabla 6.4 para estructuras de acero. El sistema estructural se clasificó como irregular según lo establecido en el articulado 6.5.2 por lo que fue necesario modificar el factor de reducción de respuesta multiplicándolo por 0.75

$$D = 6 * 0.75 = 4.5$$

En base a la tabla 2.7 para $D < 5$ el período de variación de respuesta dúctil (T^+) viene dado por:

$$T^+ = 0.1 * (4.5 - 1)$$

$$T^+ = 0.35$$

Luego se calculó el valor del coeficiente sísmico (**C**), de acuerdo a la ecuación 2.9.

$$C = 4 \sqrt[4]{\frac{4.5}{2.399}}$$

$$C = 1.17$$

De esta manera se logró elaborar el espectro diseño correspondiente a este sistema estructural. (Ver figura 3.6)

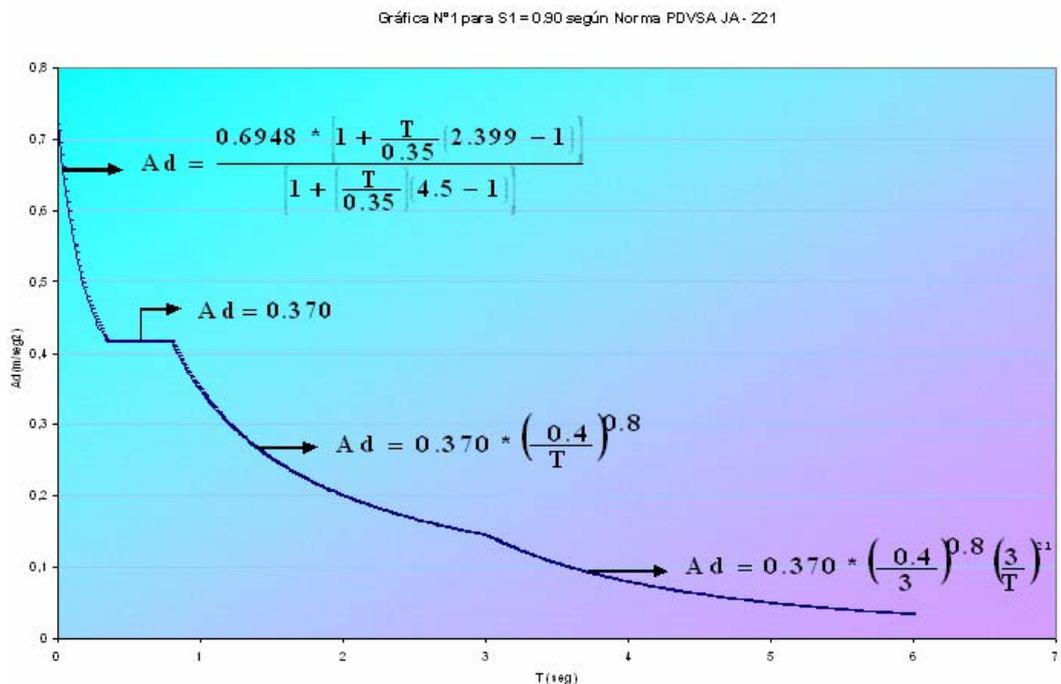


Figura. 3.7 Espectro De Diseño correspondiente al sistema estructural de la unidad de Alquilerón

3.5.4.1 Método De Análisis Utilizado

El método de análisis sísmico utilizado fue el dinámico espacial con diafragma flexible, en el cual se calculó el centro de masas del sistema estructural dado y luego se modificó en cuatro posiciones extremas, las cuales vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$CM1 = 0.03Bx + 0.03By \quad (\text{Ec. 3.2})$$

$$CM2 = -0.03Bx + 0.03By \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$$CM3 = 0.03Bx - 0.03By \quad (\text{Ec. 3.4})$$

$$CM4 = -0.03Bx - 0.03By \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Donde:

Bx= mayor distancia en el eje X

By= mayor distancia en el eje Y

El cálculo del centro de masas para el sistema de pórticos 1 se muestra en la tabla 3.8, determinado mediante las siguientes ecuaciones:

$$X_{CM} = \frac{\sum PT \times X_i}{\sum PT} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum PT \times Y_i}{\sum PT} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Donde:

X_{CM} = Centro de masas del sistema de pórticos con referencia en el eje X (**en m o cm.**)

Y_{CM} = Centro de masas del sistema de pórticos con referencia en el eje Y (**en m o cm.**)

PT = Peso total en cada pórtico (**Kg**)

X_i = Distancia que hay desde el punto donde se aplica la carga en Kg hasta el eje de referencia tomado, en la dirección X (**en m o cm.**)

Y_i = Distancia que hay desde el punto donde se aplica la carga en Kg hasta el eje de referencia tomado, en la dirección Y (**en m o cm.**)

Tabla 3.8 Cálculo del centro de masas para el sistema de pórticos 1

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	784,1	558	1342.1	-23.46	-31485.67	41.75	56032.68
A-B2	1850,42	936.51	2786.93	-20.19	-56268.12	41.75	116354.33
A-B3	2143,14	1040.67	3183.81	-16.37	-52118.97	41.75	132924.07
A-B4	1991,58	987.66	2979.24	-12.42	-37002.16	41.75	124383.27
A-B5	1970,66	978.36	2949.02	-8.63	-25450.04	41.75	123121.59
A-B6	1970,66	1038.81	3009.47	-4.86	-14626.02	41.75	125645.37
A-B7	1170,90	809.1	1980	-1.85	-3663	41.75	82665
A-B8	381,58	393.15	774.73	-0.73	-565.55	41.75	32344.98
8-9A	2087,05	575.1	2662.15	2.63	7001.45	39	103823.85
8-9C	4206,49	1046.94	5253.43	2.63	13816.52	34.47	181085.73
8-9D	3812,31	1111.48	4923.79	2.63	12949.57	25.82	127132.26
8-9E	3325,32	999.39	4324.71	2.63	11373.99	18.13	78406.99
8-9F	3320,66	999.9	4320.56	2.63	11363.07	10.96	47353.34
8-9G	2555,41	831.21	3386.62	2.63	8906.81	4.63	15680.05
8-9H	777,08	459.06	1236.14	2.63	3251.05	1.87	2311.58
			45112.7		-152517		1349265

XCM YCM

-3.38 29.91

Para $B_x = 5.25\text{m}$ y $B_y = 9\text{m}$ la distribución de masas es la siguiente:

Tabla 3.9 Primera rotación de masas para el sistema de pórticos 1

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	160.1	558	718.1	-23.46	-16846.63	41.75	29980.68
A-B2	1950.42	936.51	2886.93	-20.19	-58287.12	41.75	120529.33
A-B3	2103.14	1040.67	3143.81	-16.37	-51464.17	41.75	131254.07
A-B4	2391.58	987.66	3379.24	-12.42	-41970.16	41.75	141083.27
A-B5	2070.66	978.36	3049.02	-8.63	-26313.04	41.75	127296.59
A-B6	1370.66	1038.81	2409.47	-4.86	-11710.02	41.75	100595.37
A-B7	1680.9	809.1	2490	-1.85	-4606.5	41.75	103957.5
A-B8	1191.58	393.15	1584.73	-0.73	-1156.85	41.75	66162.48
8-9A	2171.05	575.1	2746.15	2.63	7222.37	39	107099.85
8-9C	3967.49	1046.94	5014.43	2.63	13187.95	34.47	172847.4
8-9D	3765.31	1111.48	4876.79	2.63	12825.96	25.82	125918.72
8-9E	2990.32	999.39	3989.71	2.63	10492.94	18.13	72333.44
8-9F	3070.66	999.9	4070.56	2.63	10705.57	10.96	44613.34
8-9G	2383.41	831.21	3214.62	2.63	8454.45	4.63	14883.69
8-9H	1080.08	459.06	1539.14	2.63	4047.94	1.87	2878.19
			45112.7		-145417		1361434

XCM YCM

-3.22 m 30.18 m

Tabla 3.10 Segunda rotación de masas para el sistema de pórticos 1

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	964.1	558	1522.1	-23.46	-35708.47	41.75	63547.68
A-B2	1850.42	936.51	2786.93	-20.19	-56268.12	41.75	116354.33
A-B3	2253.14	1040.67	3293.81	-16.37	-53919.67	41.75	137516.57
A-B4	1991.58	987.66	2979.24	-12.42	-37002.16	41.75	124383.27
A-B5	1970.66	978.36	2949.02	-8.63	-25450.04	41.75	123121.59
A-B6	1970.66	1038.81	3009.47	-4.86	-14626.02	41.75	125645.37
A-B7	1190.9	809.1	2000	-1.85	-3700	41.75	83500
A-B8	381.58	393.15	774.73	-0.73	-565.55	41.75	32344.98
8-9A	2087.05	575.1	2662.15	2.63	7001.45	39	103823.85
8-9C	4206.49	1046.94	5253.43	2.63	13816.52	34.47	181085.73
8-9D	3817.31	1111.48	4928.79	2.63	12962.72	25.82	127261.36
8-9E	3325.32	999.39	4324.71	2.63	11373.99	18.13	78406.99
8-9F	3320.66	999.9	4320.56	2.63	11363.07	10.96	47353.34
8-9G	2400.41	831.21	3231.62	2.63	8499.16	4.63	14962.4
8-9H	617.08	459.06	1076.14	2.63	2830.25	1.87	2012.38
			45112.7		-159393		1361320

XCM

YCM

-3.53m

30.18 m

Tabla 3.11 Tercera rotación de masas para el sistema de pórticos 1

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	490.1	558	1048.1	-23.46	-24588.43	41.75	43758.18
A-B2	1854.42	936.51	2790.93	-20.19	-56348.88	41.75	116521.33
A-B3	2143.14	1040.67	3183.81	-16.37	-52118.97	41.75	132924.07
A-B4	1991.58	987.66	2979.24	-12.42	-37002.16	41.75	124383.27
A-B5	1975.66	978.36	2954.02	-8.63	-25493.19	41.75	123330.34
A-B6	1975.66	1038.81	3014.47	-4.86	-14650.32	41.75	125854.12
A-B7	1255.9	809.1	2065	-1.85	-3820.25	41.75	86213.75
A-B8	381.58	393.15	774.73	-0.73	-565.55	41.75	32344.98
8-9A	2087.05	575.1	2662.15	2.63	7001.45	39	103823.85
8-9C	4070.49	1046.94	5117.43	2.63	13458.84	34.47	176397.81
8-9D	3824.31	1111.48	4935.79	2.63	12981.13	25.82	127442.1
8-9E	3325.32	999.39	4324.71	2.63	11373.99	18.13	78406.99
8-9F	3300.66	999.9	4300.56	2.63	11310.47	10.96	47134.14
8-9G	2551.41	831.21	3382.62	2.63	8896.29	4.63	15661.53
8-9H	1120.08	459.06	1579.14	2.63	4153.14	1.87	2952.99
			45112.7		-145412		1337149

XCM

YCM

-3.22 m

29.64 m

Tabla 3.12 Cuarta rotación de masas para el sistema de pórticos 1

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	1100.1	558	1658.1	-23.46	-38899.03	41.75	69225.68
A-B2	2015.42	936.51	2951.93	-20.19	-59599.47	41.75	123243.08
A-B3	2043.14	1040.67	3083.81	-16.37	-50481.97	41.75	128749.07
A-B4	1600.58	987.66	2588.24	-12.42	-32145.94	41.75	108059.02
A-B5	1970.66	978.36	2949.02	-8.63	-25450.04	41.75	123121.59
A-B6	1970.66	1038.81	3009.47	-4.86	-14626.02	41.75	125645.37
A-B7	1190.9	809.1	2000	-1.85	-3700	41.75	83500
A-B8	1200.58	393.15	1593.73	-0.73	-1163.42	41.75	66538.23
8-9A	2187.05	575.1	2762.15	2.63	7264.45	39	107723.85
8-9C	2705.49	1046.94	3752.43	2.63	9868.89	34.47	129346.26
8-9D	3801.31	1111.48	4912.79	2.63	12920.64	25.82	126848.24
8-9E	3325.32	999.39	4324.71	2.63	11373.99	18.13	78406.99
8-9F	3420.66	999.9	4420.56	2.63	11626.07	10.96	48449.34
8-9G	2380.41	831.21	3211.62	2.63	8446.56	4.63	14869.8
8-9H	1435.08	459.06	1894.14	2.63	4981.59	1.87	3542.04
			45112.7		-159584		1337269

XCM YCM

-3.5374 29.6428

De esta misma forma se realizaron las rotaciones correspondientes a los sistemas de pórticos 2 en sus tres niveles y al sistema de pórticos 3. (Ver anexo 4)

3.6 Simulación Con El Software Staad Pro 2004

Una vez obtenidos los datos necesarios, se procedió introducirlos en el programa de análisis en el siguiente orden:

- ✓ Instalación de la geometría correspondiente a cada sistema estructural, con tres direcciones; dos horizontales (X , Z) y una vertical (Y)

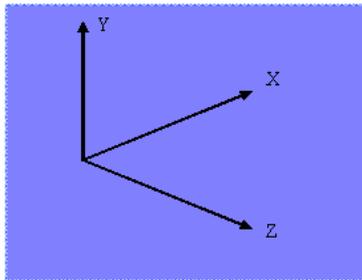


Figura 3.8 Sistema de coordenadas del Software Staad Pro 2004

- ✓ Selección de cada uno de los perfiles.
- ✓ Identificación de los soportes.
- ✓ Creación de los casos de cargas existentes: permanentes, variables, por fluido y sísmica.
- ✓ Colocación de las combinaciones necesarias para chequeo de perfiles por resistencia y chequeo de desplazamientos de los pórticos.

En el caso de la carga sísmica se consideró el peso propio de la estructura, el 100% de la carga permanente y el 25% de la carga variable en las tres direcciones. La combinación modal utilizada fue la del CQC (combinación cuadrática completa), la cual considera todas las posibles direcciones de las componentes sísmicas horizontales. Se incorporaron los modos de vibración necesarios hasta garantizar más del 90% de las masas participativas.

3.6.1 Combinaciones A Utilizar

COMB 1: 1.4CM	(Ec. 3.8)
COMB 2: 1.20CM+0.50CV+SX+0.30SZ+CH	(Ec. 3.9)
COMB 3: 1.20CM+0.50CV+SX-0.30SZ+CH	(Ec. 3.10)
COMB 4: 1.20CM+0.50CV-SX+0.30SZ+CH	(Ec. 3.11)
COMB 5: 1.20CM+0.50CV-SX-0.30SZ+CH	(Ec. 3.12)
COMB 6: 1.20CM+0.50CV+0.30SX+SZ+CH	(Ec. 3.13)
COMB 7: 1.20CM+0.50CV-0.30SX+SZ+CH	(Ec. 3.14)

COMB 8: 1.20CM+0.50CV+0.30SX-SZ+CH	(Ec. 3.15)
COMB 9: 1.20CM+0.50CV-0.30SX-SZ+CH	(Ec. 3.16)
COMB 10: 0.90CM+SX+0.30SZ+CH	(Ec. 3.17)
COMB 11: 0.90CM+SX-0.30SZ+CH	(Ec. 3.18)
COMB 12: 0.90CM-SX+0.30SZ+CH	(Ec. 3.19)
COMB 13: 0.90CM-SX-0.30SZ+CH	(Ec. 3.20)
COMB 14: 0.90CM+0.30SX+SZ+CH	(Ec. 3.21)
COMB 15: 0.90CM-0.30SX+SZ+CH	(Ec. 3.22)
COMB 16: 0.90CM+0.30SX-SZ+CH	(Ec. 3.23)
COMB 17: 0.90CM-0.30SX-SZ+CH	(Ec. 3.24)
COMB 18: 1.20CM+1.6CV+CH	(Ec. 3.25)
COMB 19: 1.20CM+0.50CV+SX+0.30SZ-CH	(Ec. 3.26)
COMB 20: 1.20CM+0.50CV+SX-0.30SZ-CH	(Ec. 3.27)
COMB 21: 1.20CM+0.50CV-SX+0.30SZ-CH	(Ec. 3.28)
COMB 22: 1.20CM+0.50CV-SX-0.30SZ-CH	(Ec. 3.29)
COMB 23: 1.20CM+0.50CV+0.30SX+SZ-CH	(Ec. 3.30)
COMB 24: 1.20CM+0.50CV-0.30SX+SZ-CH	(Ec. 3.31)
COMB 25: 1.20CM+0.50CV+0.30SX-SZ-CH	(Ec. 3.32)
COMB 26: 1.20CM+0.50CV-0.30SX-SZ-CH	(Ec. 3.33)
COMB 27: 0.90CM+SX+0.30SZ-CH	(Ec. 3.34)
COMB 28: 0.90CM+SX-0.30SZ-CH	(Ec. 3.35)
COMB 29: 0.90CM-SX+0.30SZ-CH	(Ec. 3.36)
COMB 30: 0.90CM-SX-0.30SZ-CH	(Ec. 3.37)
COMB 31: 0.90CM+0.30SX+SZ-CH	(Ec. 3.38)
COMB 32: 0.90CM-0.30SX+SZ-CH	(Ec. 3.39)
COMB 33: 0.90CM+0.30SX-SZ-CH	(Ec. 3.40)
COMB 34: 0.90CM-0.30SX-SZ-CH	(Ec. 3.41)
COMB 35: 1.20CM+1.6CV-CH	(Ec. 3.42)

Para el chequeo de derivas se utilizaron las siguientes combinaciones:

$$\text{Deriva en X COMB 36: } SX + 0.30SZ \quad (\text{Ec. 3.43})$$

$$\text{Deriva en Z COMB 37: } SZ+0.30SX \quad (\text{Ec. 3.44})$$

Donde:

CM = carga muerta o permanente

CV = carga variable

SX y SZ = acciones debidas al sismo en las direcciones X y Z respectivamente

CH = carga horizontal debida al fluido

3.7 Simulación De Uno De Los Elementos Estructurales Afectados Por El Fuego En El Software Solidworks

Teóricamente se sabe que cuando el acero estructural es sometido a fuego se ven afectadas las propiedades mecánicas, primordialmente su resistencia a la fluencia (F_y), y el módulo de elasticidad (E). Investigaciones recientes del AISC (**American Institute For Steel Construction**) demuestran esto mediante pruebas en las cuales han sometido el acero a elevadas temperaturas, y basándose en estadísticas de diferentes formas de fuego a los cuales puede estar sometido un sistema estructural, pudieron determinar si el acero podía ser utilizado después de ejercida la acción del fuego sobre este; clasificando en categorías los miembros estructurales, cumpliéndose esta clasificación tanto para vigas como para columnas. Las categorías son las siguientes:

Categoría 1: miembros rectos que parecen no ser afectados por el fuego, incluyendo los que tengan deformaciones leves que no sean fácilmente visibles. Para estos miembros se pudo determinar mediante estadísticas que es poco probable que su temperatura haya sobrepasado el límite de los 1300 ° F (704.4 ° C), y que para este rango los elementos estructurales no sufrieron un cambio

significativo en sus propiedades mecánicas, además que al refrescarse estas pueden volver a su estado original.

Categoría 2: miembros que se encuentran levemente deformados, y que si es económicamente justificado, pueden enderezarse. También para estos miembros los resultados arrojaron lo mismo que en la categoría 1, es decir, su temperatura no sobrepasa los 1300 °F (704.4 °C), por lo que pueden continuar en servicio, si se justifica económicamente.

Categoría 3: miembros totalmente deformados para los cuales las temperaturas sobrepasaron los 1300 °F (704.4 °C), y se demostró para estos, que sus propiedades mecánicas se ven alteradas de tal manera que hay que reemplazarlos.

Las pruebas que se realizaron para vigas de longitudes comprendidas entre los 25 Ft (7,62 m) y 40 Ft (12,19 m), que fueron sometidas a temperaturas elevadas se muestran en la tabla 3.13

Tabla 3.13 Efectos en el acero sometido a altas temperaturas. **Fuente:** Integrity of Structural Steel After. Exposure to Fire. **R. H. R. TIDE. AISC**

Temperatura (°F) ^(a)	E (Ksi)	Coefficiente de Dilatación térmica (*10 ⁻⁶) (in./°F)	Esfuerzo (Ksi)	Elong. (25 Ft) (in)	Elong. (40 Ft) (in)
100	29,000	6.5	5.6	0.06	0.09
200	28,000	6.5	25	0.26	0.40
300	28,000	6.7	43 ^(b)	0.46	0.72
400	27,000	6.9	62 ^(b)	0.66	1.05
600	26,000	7.2	99 ^(c)	1.08	1.72
800	24,000	7.6	-	1.52	2.43
1000	20,000	8.0	-	1.99	3.18
1200	12,000	8.4	-	2.48	3.97
1400	5,000	8.8	-	3.00	4.80
^(a) Basado en una temperatura ambiente de 70 ° F, para cada incremento se tomó el coeficiente de dilatación térmica promedio. La elongación y el esfuerzo residual se tomaron para estas condiciones.					
^(b) Valor aproximadamente igual al esfuerzo límite del acero estructural					
^(c) Valor correspondiente al esfuerzo residual límite del acero estructural					

Ahora bien, en base a estos datos, se procedió a constatar de que los elementos estructurales que estuvieron sometidos a fuego no fallaran, utilizando un simulador (**SOLIDWORKS**), analizando una de las vigas que estuvo sometida a fuego, específicamente la que se encuentra ubicada en el eje (A-B1) nivel 2, con las cargas factorizadas y sus propiedades mecánicas originales, para luego crear otro material con las propiedades correspondientes a la tabla 3.14. Basándonos en el estudio realizado, se deduce que el acero no estuvo expuesto al fuego por encima del valor de los 1300 ° F (704.4 °C), dado que para el caso en estudio, el acero no sufrió cambios en su linealidad en observaciones realizadas en campo y en las fotos tomadas. Así pues, el perfil toma posición en la categoría 1. Estableciendo una temperatura de 500 °C (932 °F) para la cual el módulo de elasticidad $E = 1.40678 \times 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$ ($12,000 \times 10^6 \text{ Ksi}$), y el coeficiente de dilatación térmica $\alpha = 14.4 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ ($8.4 \times 10^{-6}/^\circ\text{F}$) según tabla 3.14, y reduciendo el esfuerzo de fluencia F_y al 75% de su valor inicial, con base en la teoría empleada en el capítulo 2, sección 2.2.3, las nuevas propiedades mecánicas para el elemento estructural a analizar se indican en la fig 3.9

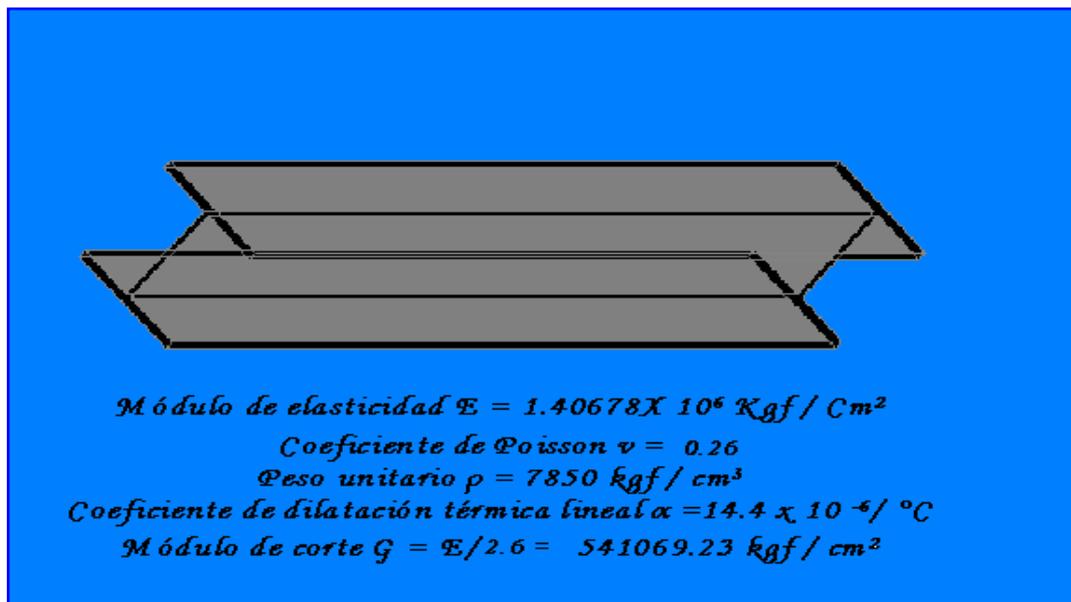


Figura 3.9 Propiedades mecánicas del nuevo material a simular en el Software Solidwork.

3.7.1 Procedimiento Informático

Consistió en evaluar los esfuerzos y el factor de seguridad de la viga perfil W6x25, Acero A-36, utilizando la herramienta de diseño CAD, **SolidWorks**, el cual además de permitir modelar el sólido de la viga en dimensiones reales, proporciona la oportunidad de someter a prueba (carga) el diseño, a través de análisis por elemento finitos y obtener resultados en base a teorías de fallas como la de Von Mises. Se realizaron varias simulaciones para determinar el mallado más adecuado, variando el factor de escala global, esto arrojó un mallado final de 157.152 nodos y 77.697 elementos. Los pasos para esta simulación fueron los siguientes:

3.7.1.1 Diseñar El Modelado

Se construyó el modelado en base al perfil de una viga W6x25 en una vista alzado y luego se le aplicó una extrusión de 6100, éstas unidades en milímetros (mm). (Ver figuras 3.10 y 3.11)

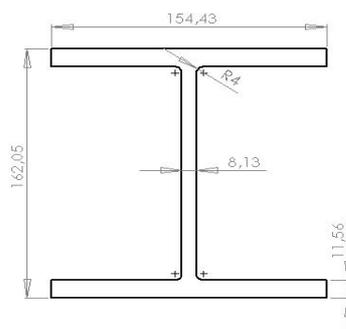


Figura 3.10 Vista de alzado

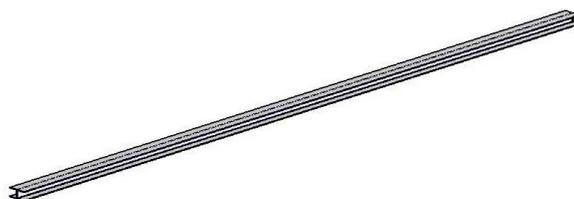


Figura 3.11 Viga Extrusionada

3.7.1.2 Mallado

En un principio se tomó el mallado que por defecto nos recomienda el programa tomando en cuenta la geometría del modelo. Las especificaciones del mallado se muestran en la tabla 3.14

Tabla 3.14 Especificaciones del mallado utilizado en la primera simulación

Tipo:	Malla con elementos sólidos tetraédricos
Mallador utilizado:	Estándar
Superficie suave:	Activado
Tamaño de elementos:	30.637 mm
Tolerancia:	1.5318 mm
Calidad:	Alta
Número de elementos:	19929
Número de nodos:	40688

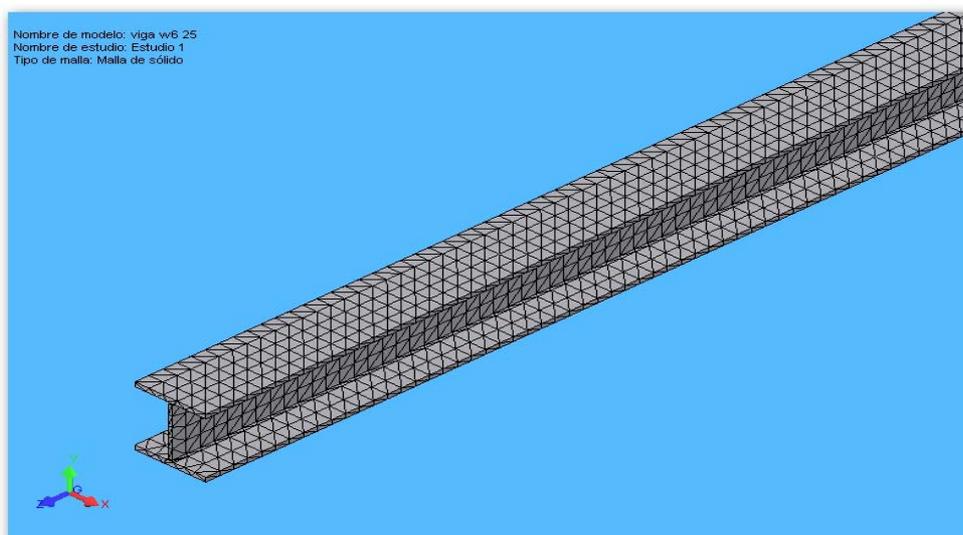


Figura 3.12 Mallado de una sección de la viga en la primera simulación

3.7.1.3 Restricciones

Se asume que la viga se encuentra fija (empotradas) en ambos extremos por lo tanto, las caras lateral derecha y lateral izquierda forman parte de las restricciones. (Ver fig. 3.13)

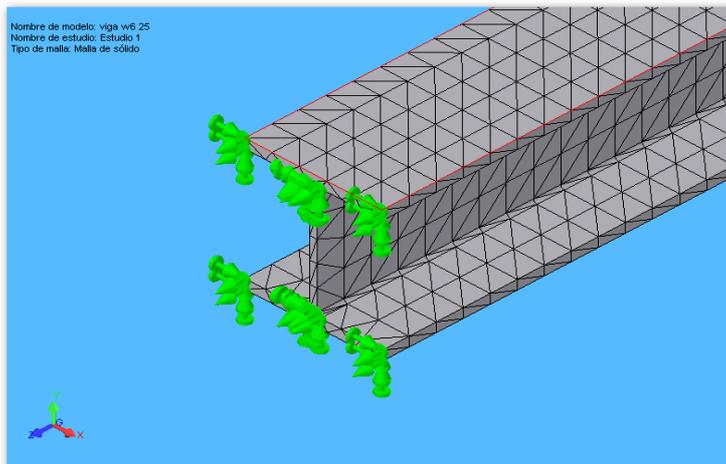


Figura 3.13 Restricción en la cara lateral derecha

3.7.1.4 Carga

La carga en este caso fue una fuerza de 54.780,869 N colocada de manera distribuida en la cara superior del modelo.

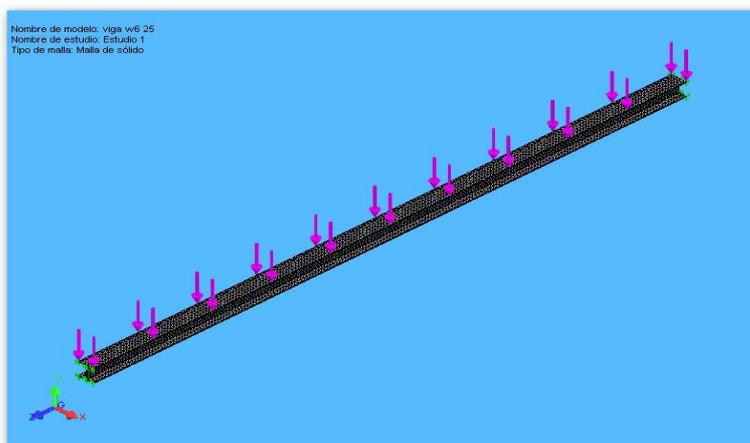


Figura 3.14 Carga distribuida en la viga

3.7.1.5 Material Aplicado

El material aplicado fue Acero A36, con las siguientes especificaciones:

Propiedad	Valor	Unidades	Valor	Unidades	Tipo de valor
Módulo elástico	2.00×10^{11}	N/m ²	2.00×10^6	Kg/cm ²	Constante
Coefficiente de Poisson	0.26	NA	0.26	NA	Constante
Módulo cortante	7.93×10^{10}	N/m ²	808000	Kg/cm ²	Constante
Densidad	7850	kg/m ³			Constante
Límite elástico	2.50×10^8	N/m ²	2530	Kg/cm ²	Constante

Las propiedades para el material modificado fueron las siguientes:

Propiedad	Valor	Unidades	Valor	Unidades	Tipo de valor
Módulo elástico	1.38×10^{11}	N/m ²	1.41×10^6	Kg/cm ²	Constante
Coefficiente de Poisson	0.26	NA	0.26	NA	Constante
Módulo cortante	5.31×10^{11}	N/m ²	541284	Kg/cm ²	Constante
Densidad	7850	kg/m ³			Constante
Límite elástico	1.88×10^8	N/m ²	1900	Kg/cm ²	Constante

3.7.1.6 Sensibilizar El Mallado

Luego de la primera simulación se procedió a refinar el mallado para obtener resultados más óptimos y más cercanos a la realidad, obteniendo un mallado adecuado de 77.697 elementos y 157152 nodos. La tabla 3.15 indica las mallas que se utilizaron para el refinamiento.

Tabla 3.15 Mallas utilizadas para cada estudio

Estudio	Nº de Nodos	Nº de Elementos	Esfuerzo	Esfuerzo	% Error
			Máximo (N/m ²)	Máximo (Kg/cm ²)	
1	40.688	19.929	1.19E+8	1213.04	
2	77.537	38.288	1.25E+8	1274.20	5%
3	107.25	52.913	1.29E+8	1314.98	4%
4	157.152	77.697	1.34E+8	1365.95	3%

CAPÍTULO IV ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Evaluación De Los Elementos De La Superestructura De Acero

4.1.1 Chequeo Del Radio De Permisibilidad Y Relación KI/R

Una vez realizadas las corridas en el software para cada una de las rotaciones se tomaron los perfiles que fallaban en cada rotación, en el caso de que resultara el mismo, se tomó la condición más desfavorable, chequeando en cada caso la relación de esbeltez y los radios de permisibilidad de acuerdo a las ecuaciones 4.1, 4.2, y 4.3

Para la relación de esbeltez se debe cumplir que $\frac{KL}{r} \leq 200$ (Ec. 4.1)

Para el control de los radios de permisibilidad (*ratio*) se tiene:

Si $\frac{N_u}{\phi_c N_t} \geq 0.2$ se debe cumplir $\frac{N_u}{\phi_c N_t} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}} \right) \leq 1$ (Ec. 4.2)

Si $\frac{N_u}{\phi_c N_t} < 0.2$ se debe cumplir $\frac{N_u}{2\phi_c N_t} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}} \right) \leq 1$ (Ec. 4.3)

Donde:

K = coeficiente de longitud efectiva

L = Longitud efectiva del elemento estructural

r = radio de giro de la sección

N_u = Fuerza de compresión normal factorizada

N_t = Resistencia teórica a la compresión de la sección

M_{ux} y M_{uy} = Solicitaciones mayoradas a flexión, referidas a los ejes x e y respectivamente

M_{tx} y M_{ty} = resistencia teórica a flexión

ϕ_c = coeficiente de reducción de la resistencia teórica a compresión igual a 0.85

(ver tabla 2.1)

ϕ_b = coeficiente de reducción de la resistencia teórica a la flexión igual a 0.9 **(ver tabla 2.1)**

En base a los parámetros señalados los resultados obtenidos se muestran en las tablas 4.1, 4.2 y 4.3 para los sistemas de pórticos 1,2 y 3 respectivamente.

Tabla 4.1. Elementos que fallan en el sistema de pórticos 1.

Sección	Ubicación	Relación $KL/r \leq 200$		Radio De Permisibilidad ≤ 1	Rotación
		Eje Y	Eje Z		
W6x25	D-8	98.02	55.47	1.06 No cumple	1
W6x25	D-9	98.02	55.47	1.11 No cumple	1

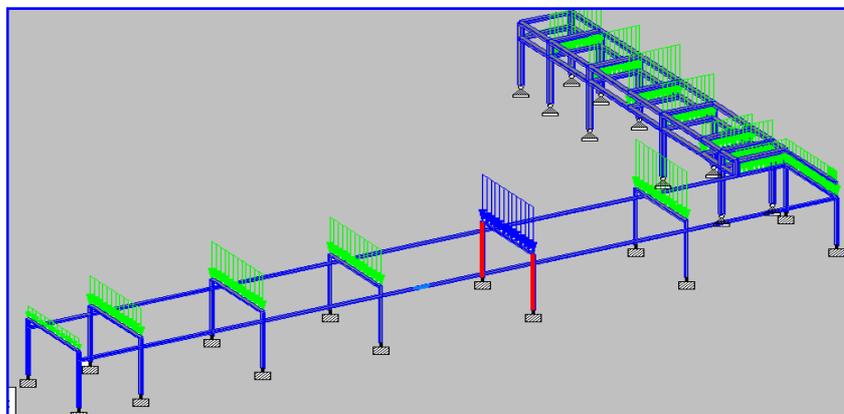


Figura 4.1. Miembros que fallan en el sistema de pórticos 1

Tabla 4.2 Elementos que fallan en el sistema de pórticos 2.

Sección	Ubicación	Relación KL/r≤200		Radio De Permisibilidad ≤1	Rotación	Nivel
		EjeY	Eje Z			
W6X25	A1-2	76.61	43.35	1.08 No cumple	1	2
W6X25	A-B2	157.34	89.04	1.311 No cumple	2	1
W6X25	B1-2	74.80	42.33	1.11 No cumple	4	2
W6X25	A-B3	157.34	89.04	1.587 No cumple	1	1
W6X25	A-B2	157.34	89.04	1.095 No cumple	1	2
W6X25	A2-3	93.63	52.98	1.030 No cumple	4	2
W6X25	A-B5	137.48	77.80	1.013 No cumple	4	1
W6X25	A-B4	122.52	69.33	1.133 No cumple	4	3
W6X25	A5-6	77.64	43.93	1.043 No cumple	1	2
W6X25	A-B7	157.34	89.04	1.102 No cumple	4	1
W6X25	A-B9	157.34	89.04	1.159 No cumple	4	1
W6X25	A-B11	157.34	89.04	1.240 No cumple	2	1
W6X25	A11-12	81.77	46.27	1.130 No cumple	4	2
W6X25	A12-13	83.57	47.29	1.090 No cumple	2	2
W6X25	A-B13	157.34	89.04	1.355 No cumple	2	1
W6X25	A-B13	134.13	75.90	1.507 No cumple	2	2
W6X25	A-B14	157.34	89.04	1.169 No cumple	1	1
W6X25	A-B14	134.13	75.90	1.300 No cumple	1	2
W6X25	A14-15	73.51	41.60	1.013 No cumple	2	2
W6X25	A-B16	157.34	89.04	1.373 No cumple	1	1
W6X25	A-B16	157.34	89.04	1.261 No cumple	1	2
W6X25	A-B17	120.46	68.16	1.123 No cumple	1	1
W6X25	B17-18	134.13	75.90	1.013 No cumple	1	1
2L75X75 X5	A14-15	85.81	69.20	1.150 No cumple	Todas	-
2L75X75 X5	A15-16	85.24	64.69	1.150 No cumple	Todas	-

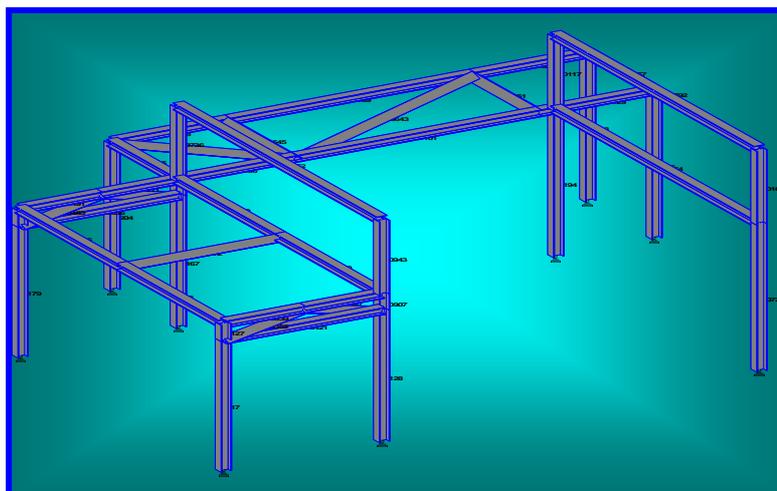


Figura 4.3 Resultados obtenidos en el sistema de pórticos 3

4.1.2 Verificación De Desplazamientos

Siguiendo los lineamientos establecidos en la norma COVENIN – MINDUR 1756 – 2001, se procedió a verificar el máximo desplazamiento en cada uno de los sistemas, esto con base en el articulado 10.2, en la tabla 10.1, el cual señala los valores límites de desplazamientos laterales de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$\Delta_t = 0.8R\Delta_{ei} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Donde:

Δ_t = desplazamiento lateral total

Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculado con las fuerzas de diseño

R = Factor de reducción de respuesta

Se denomina deriva a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

4.5)

y el valor límite de δ_i viene dado por la siguiente expresión:

$$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Donde:

$h_i - h_{i-1}$ = separación entre pisos o niveles consecutivos.

Para un $R = 4.5$ y para estructuras susceptibles de sufrir daños por deformaciones, clasificadas en el grupo A de la Norma COVENIN – MINDUR según el artículo 6.1, el valor límite de δ debe ser menor o igual a 0.012. Tomando como referencia la rotación de masas más desfavorable se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 4.3 Deriva correspondiente al sistema de pórticos 1 en la dirección Z

DERIVA EN Z H= 3.80m			
Pórtico	Δ_{ei}	$\delta_i/(h_i \cdot h_{i-1})$	
8-9A	0.020418	0.01934337	>0.012 No Cumple
8-9C	0.032731	0.03100832	>0.012 No Cumple
8-9D	0.048036	0.04550779	>0.012 No Cumple
8-9E	0.033374	0.03161747	>0.012 No Cumple
8-9F	0.034407	0.03259611	>0.012 No Cumple
8-9G	0.021456	0.02032674	>0.012 No Cumple
8-9H	0.015978	0.01513705	>0.012 No Cumple
1-8A	0.020398	0.01932442	>0.012 No Cumple
1-8B	0.020418	0.01934337	>0.012 No Cumple

Tabla 4.4 Deriva correspondiente al sistema de pórticos 1 en la dirección X

DERIVA EN X H= 3.80m			
Pórtico	Δ_{ei}	$\delta_i/(h_i \cdot h_{i-1})$	
A-B1	0.005869	0.00556011	<0.012 Cumple
A-B2	0.00614	0.00581684	<0.012 Cumple
A-B3	0.00849	0.00804316	<0.012 Cumple
A-B4	0.012394	0.01174168	<0.012 Cumple
A-B5	0.011659	0.01104537	<0.012 Cumple
A-B6	0.013587	0.01287189	>0.012 No Cumple
A-B7	0.014731	0.01395568	>0.012 No Cumple
A-B8	0.016253	0.01539758	>0.012 No Cumple
8A-H	0.016264	0.015408	>0.012 No Cumple
9A-H	0.015662	0.01483768	>0.012 No Cumple

Las derivas para el sistema de pórticos 1, cuyos resultados se muestran en las tablas 4.3 y 4.4 en las direcciones Z y X respectivamente, se encuentran por encima del valor establecido por la norma COVENIN – 1756, según lo señalado en el articulado 6.1, en el cual la relación establecida en la ecuación 4.4 no debe ser mayor a 0.012

Tabla 4.5 Deriva correspondiente al sistema de pórticos 2 en el nivel I y II

DERIVA EN Z NIVEL I H=3.50			
Pórtico	Δ_{ei}	$\delta_i/(h_i \cdot h_{i-1})$	
A-B1	0.022829	0.02348126	>0.012 No cumple
A-B2	0.041689	0.04288011	>0.012 No cumple
A-B3	0.0449	0.04618286	>0.012 No cumple
A-B4	0.046306	0.04762903	>0.012 No cumple
A-B5	0.052751	0.05425817	>0.012 No cumple
A-B6	0.052702	0.05420777	>0.012 No cumple
A-B7	0.042953	0.04418023	>0.012 No cumple
A-B8	0.036404	0.03744411	>0.012 No cumple
A-B9	0.027295	0.02807486	>0.012 No cumple
A-B10	0.02206	0.02269029	>0.012 No cumple
A-B11	0.017961	0.01847417	>0.012 No cumple
DERIVA EN X NIVEL I H=3.50			
A1-11	0.015146	0.01557874	>0.012 No cumple
B1-11	0.025618	0.02634994	>0.012 No cumple
DERIVA EN Z NIVEL II H=1.20			
A-B1	0.007761	0.023283	<0.012 Cumple
A-B2	0.006445	0.019335	<0.012 Cumple
A-B3	0.006392	0.019176	<0.012 Cumple
A-B4	0.007594	0.022782	<0.012 Cumple
A-B5	0.008017	0.024051	<0.012 Cumple
A-B6	0.008352	0.025056	<0.012 Cumple
A-B7	0.007308	0.021924	<0.012 Cumple
A-B8	0.006155	0.018465	<0.012 Cumple
A-B9	0.00467	0.01401	<0.012 Cumple
DERIVA EN X NIVEL II H=1.20			
A1-9	0.002086	0.006258	<0.012 Cumple
B1-9	0.00211	0.00633	<0.012 Cumple

Tabla 4.6 Deriva correspondiente al sistema de pórticos 2 en el nivel III

DERIVA EN Z NIVEL III H=1.20			
Pórtico	Δ_{ei}	$\delta_i/(h_i-h_{i-1})$	
A-B1	0.002701	0.008103	<0.012 Cumple
A-B2	0.004009	0.012027	<0.012 Cumple
A-B3	0.002354	0.007062	<0.012 Cumple
A-B4	0.004733	0.014199	<0.012 Cumple
A-B5	0.004809	0.014427	<0.012 Cumple
A-B6	0.005502	0.016506	<0.012 Cumple
A-B7	0.005106	0.015318	<0.012 Cumple
A-B8	0.004381	0.013143	<0.012 Cumple
A-B9	0.003393	0.010179	<0.012 Cumple
DERIVA EN X NIVEL I H=1.20			
A1-9	0.001391	0.004173	<0.012 Cumple
B1-9	0.0011925	0.0035775	<0.012 Cumple

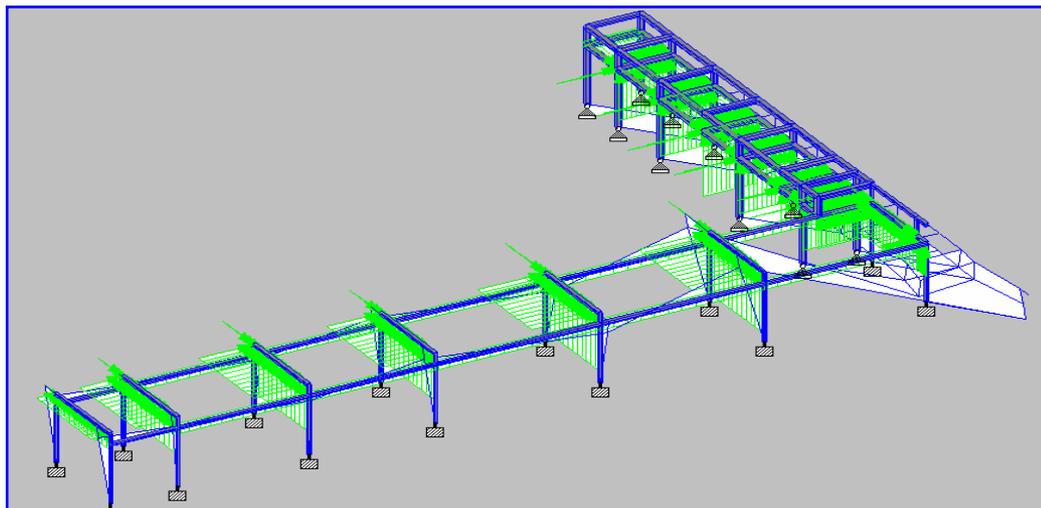


Figura 4.4 Modo de vibración del sistema de pórticos 1

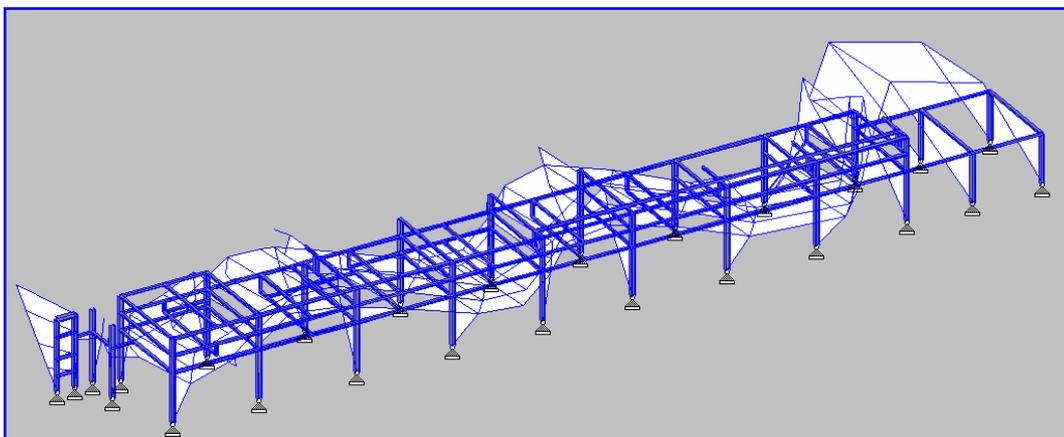


Figura 4.5 Modo de vibración del sistema de pórticos 2

En el sistema de pórticos mostrado en la figura 4.5 las derivas son mayores que 0.012, valor establecido por la norma COVENIN 1756, en el nivel 1 en las direcciones X y Z. Los niveles 2 y 3 correspondientes a este sistema se encuentran dentro de los lineamientos establecidos por esta norma en cuanto a desplazamientos se refiere.

Tabla 4.7 Deriva correspondiente al sistema de pórticos 3

DERIVA EN Z NIVEL III H=3.50			
Pórtico	Δ_{ei}	$\delta_i/(h_i-h_{i-1})$	
A2-4	0.00235	0.00241714	<0.012 Cumple
B2-4	0.002008	0.00206537	<0.012 Cumple
1-2B	0.002008	0.00206537	<0.012 Cumple
1-2C	0.001747	0.00179691	<0.012 Cumple
1-2D	0.002201	0.00226389	<0.012 Cumple
1-2E	0.002059	0.00211783	<0.012 Cumple
DERIVA EN X NIVEL I H=3.50			
A-B2	0.006634	0.00682354	<0.012 Cumple
A-B3	0.007366	0.00757646	<0.012 Cumple
A-B4	0.005503	0.00566023	<0.012 Cumple
B-E2	0.006264	0.00644297	<0.012 Cumple
B-E1	0.006633	0.00682251	<0.012 Cumple

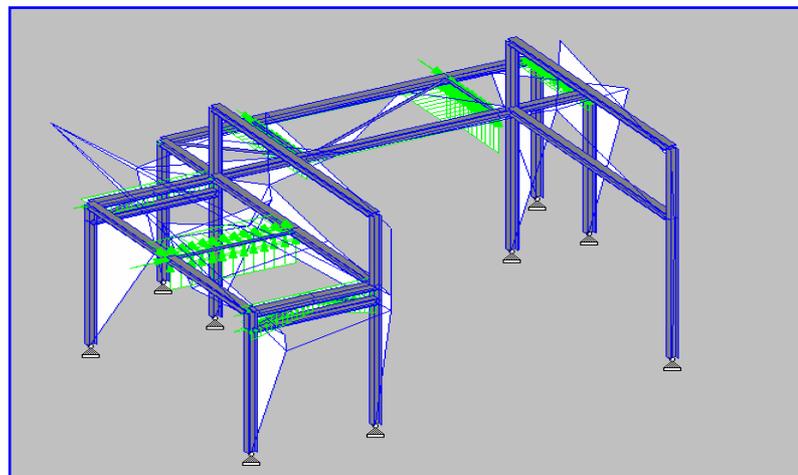


Figura 4.6 Modo de vibración para el sistema de pórticos 3

Las derivas para el sistema de pórticos 3 mostrado en la figura 4.6 y cuyos resultados se muestran en la tabla 4.7, están dentro del límite establecido por la norma COVENIN – 1756; como se puede observar sus valores se encuentran por debajo del valor de 0.012.

4.1.3 Análisis De Uno De Los Elementos Afectados Por El Incendio

4.1.3.1 Caso 1: Viga Con Propiedades Originales

Una vez obtenido el mallado correcto en el cual el porcentaje de error es del 3%, se procedió a simular la viga ubicada en el eje A-B1, nivel 2 perteneciente al sistema de pórticos 2, con sus propiedades originales y los resultados obtenidos para la esta simulación numérica se muestran en las tablas 4.8 y 4.9

Tabla 4.8 Esfuerzos obtenidos para el cuarto estudio

Tipo	Mín.	Ubicación	Máx.	Ubicación
VON: Tensiones	61246.3 N/m² 0.624 Kg/cm²	X =-77.216 mm	1.33995e+008 N/m² 1365.90 Kg/cm²	X =77.216 mm,
Von Misses	Nodo: 79551	Y= 5.7785 mm	Nodo: 2796	Y=162.052 mm,
		Z=1291.85mm		Z=6100 mm

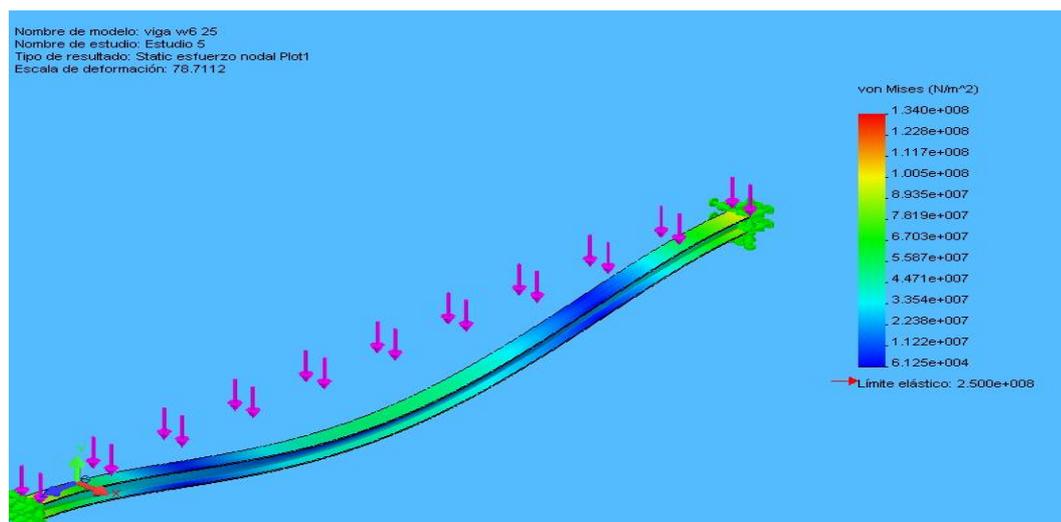


Figura 4.7 Esfuerzos obtenidos en la cuarta simulación

Tabla 4.9 Desplazamientos máximos y mínimos

Tipo	Mín.	Ubicación	Máx.	Ubicación
Desplazamientos resultantes	0 m	X=77.216 mm,	0.00774985m	X=77.216 mm,
	Nodo: 1	Y=150.495 mm,	Nodo: 152474	Y= 150.495 mm,
		Z=6100 mm		Z =3050 mm)

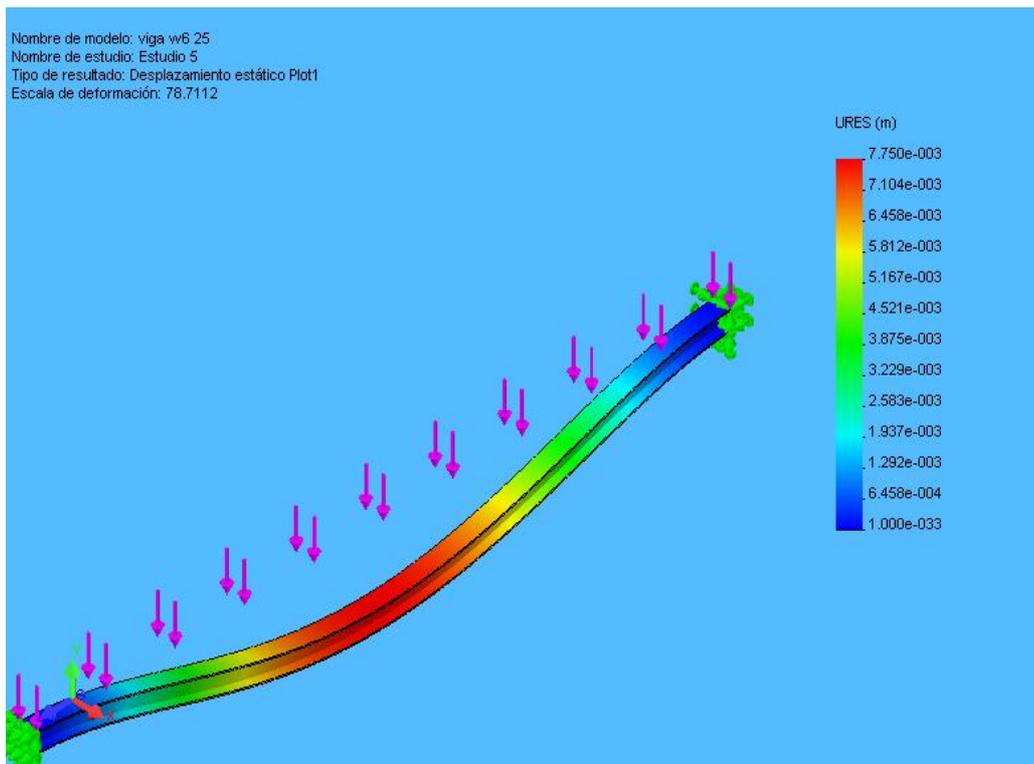


Figura 4.8 Desplazamientos máximos y mínimos obtenidos en la cuarta simulación

Para este análisis, el cual corresponde a la viga con propiedades originales, se obtuvo un factor de seguridad de 1.9 (Ver Figura 4.9)

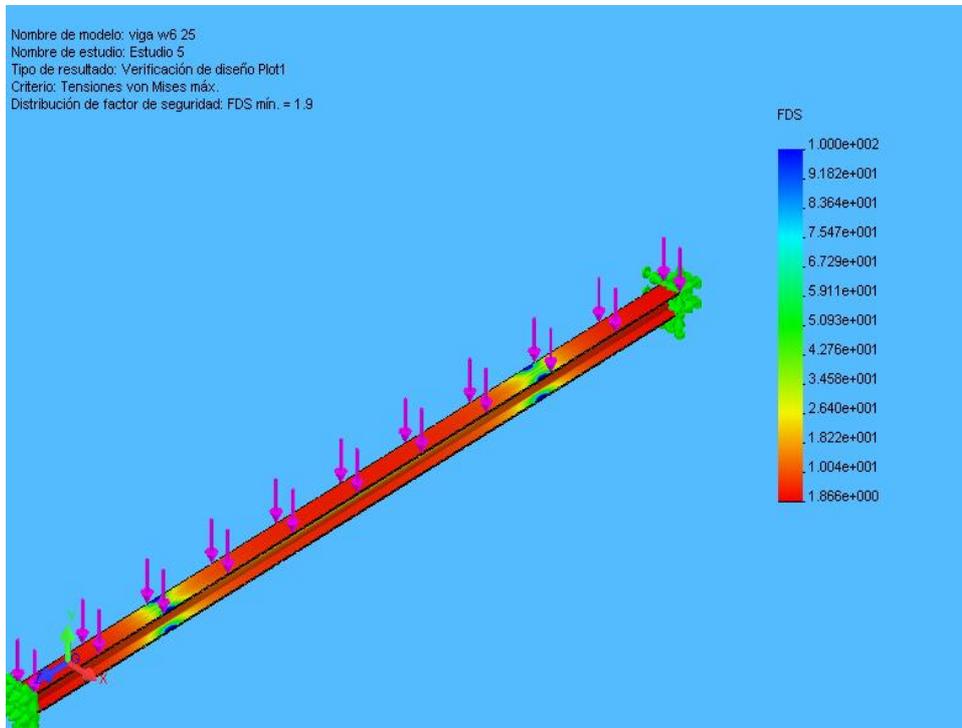


Figura 4.9 Factor de seguridad obtenido en la cuarta simulación

4.1.3.2 Caso 2: Viga Con Propiedades Modificadas

Los resultados obtenidos para esta simulación se muestran en las tablas 4.10 y 4.11.

Tabla 4.10 Esfuerzos obtenidos en la simulación del nuevo material

Tipo	Mín.	Ubicación	Máx.	Ubicación
VON: Tensiones Von Mises	67730.9N/m² 0.624 Kg/cm²	X=-77.216mm	1.33998e+008N/m² 1365.90 Kg/cm²	X=77.216 mm
	Nodo: 79551	Y =5.7785 mm	Nodo: 2796	Y=162.052mm,
		Z =1291.85 mm		Z=6100 mm

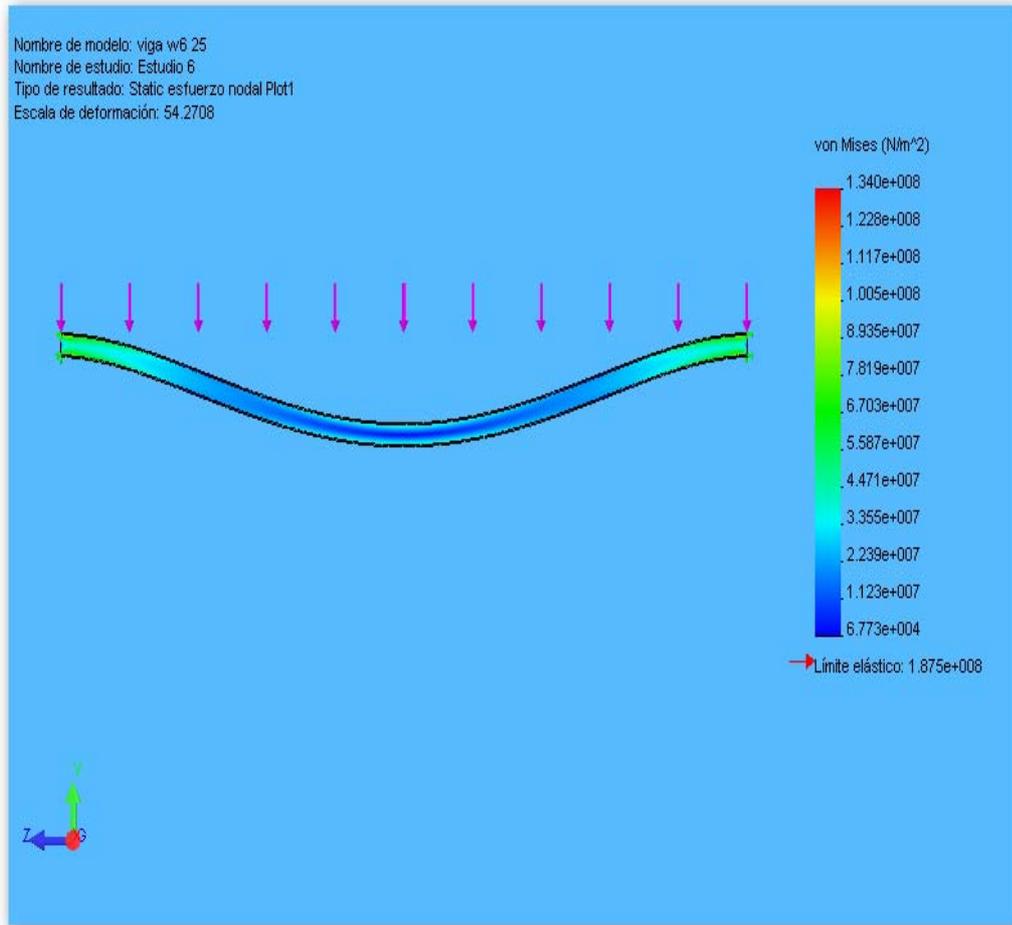


Figura 4.10 Esfuerzos obtenidos en el nuevo material

Tabla 4.11 Desplazamientos máximos y mínimos

Tipo	Mín.	Ubicación	Máx.	Ubicación
Desplazamientos resultantes	0 m	X=7.216 mm	0.0112399 m	X=-77.216 mm
	Nodo: 1	Y=50.495 mm,	Nodo: 117848	Y=150.495 mm
		Z=6100 mm		Z= 3050 mm

Para el análisis de la viga afectada, en el cual se variaron algunas de sus propiedades mecánicas, el factor de seguridad obtenido fue de 1.4

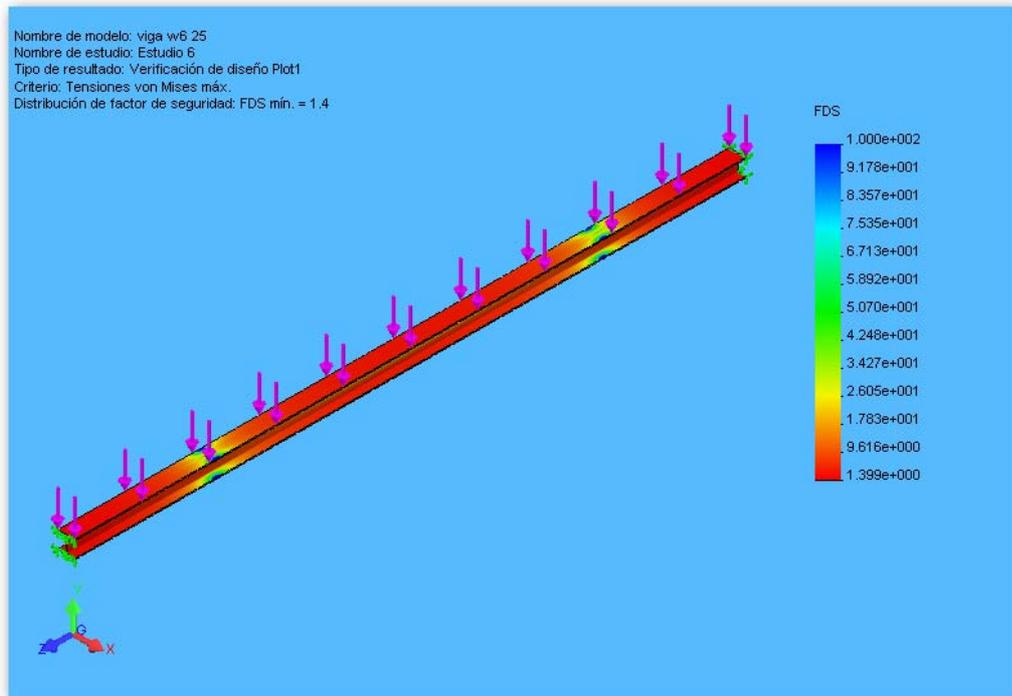


Figura 4.11 Factor de seguridad obtenido en el cuarto análisis

Para ambos análisis, tanto en el caso 1 como en el caso 2, el esfuerzo máximo en la viga es el mismo debido a que la distribución de estos esfuerzos normales en una sección dada depende sólo del valor del momento flector M en dicha sección y de la geometría de esta, tal como lo establece la ecuación de flexión elástica

$$\sigma = \frac{Mc}{I}$$

Todas las características de las cuales depende la ecuación, no involucran el tipo de material por lo que se justifica que los esfuerzos sean iguales, ahora bien para los dos casos analizados debe cumplirse la teoría de Von Mises.

$$1.4 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2 \approx 1427.12 \text{ Kg/cm}^2 < 2.5 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2 \approx 2530 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (No falla)}$$

$$1.4 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2 \approx 1427.12 \text{ Kg/cm}^2 < 1.875 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2 \approx 1900 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (No falla)}$$

Aunque los esfuerzos para ambos materiales fueron iguales los desplazamientos máximos si aumentaron en la viga afectada debido al cambio del módulo de elasticidad, sin embargo ambos son menores que la flecha máxima permitida. Para una relación $L/d = 33$ la máxima flecha permitida es $L/240$ (ver **tabla 6A en el anexo 6**). Para esto se tiene:

$$6.10\text{m}/240 = 0.025 \text{ m} > 0.012\text{m} \text{ **Cumple**}$$

Cabe destacar que en el caso de la viga analizada con nuevas propiedades, no se tomó en cuenta que esta se encontraba protegida con concreto fireproofing, y que el lugar donde estos elementos fueron sometidos a fuego es un sistema de pórticos totalmente abiertos, por lo que la transferencia de calor hacia la viga se tuvo que ser mucho más lenta. De esta manera se pudo validar la información obtenida.

4.2 Requerimientos Necesarios En El Sistema De Pórticos 1

Para controlar los desplazamientos en este sistema de pórticos se procedió a arriostrar el sistema, colocando perfiles angulares de sección 2L65X65X5 en los tramos mostrados en la tabla 4.12, mejorando así los dos elementos estructurales que fallaban.

Tabla 4.12 Elementos estructurales propuestos para arriostrar en el sistema de pórticos 1

Sección	Tramo	Longitud arriostrada (m)
L65X65X5 doble	8-9C	5.25
L65X65X5 doble	8-9D	5.25
L65X65X5 doble	8-9E	5.25
L65X65X5 doble	8-9F	5.25
L65X65X5 doble	8-9G	5.25
L65X65X5 doble	8-9H	5.25
L65X65X5 doble	9A-C	9
L65X65X5 doble	8C-D	9
L65X65X5 doble	9C-D	9
L65X65X5 doble	A-B7	3
L65X65X5 doble	A5-7	7.52
L65X65X5 doble	B5-7	7.52
L65X65X5 doble	A3-5	7.62
L65X65X5 doble	A-B1	3

La geometría propuesta del sistema de pórticos 1 quedaría como se muestra en la figura 4.12

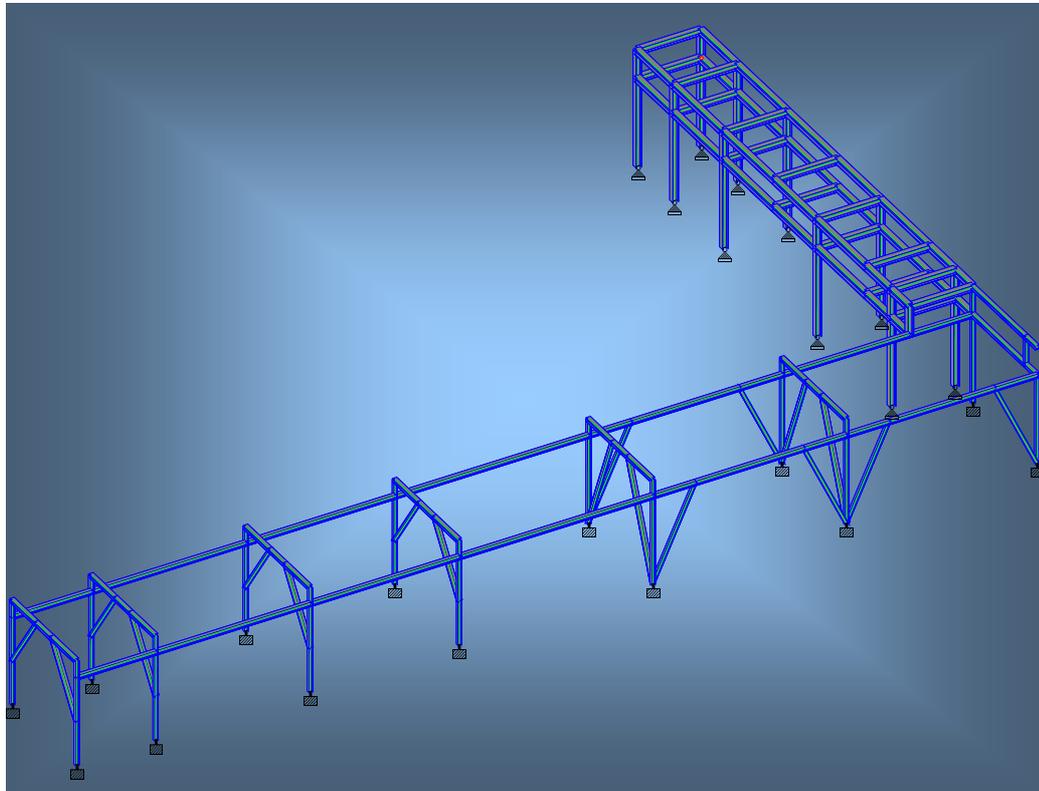


Figura 4.12 Geometría propuesta del sistema de pórticos 1

Los resultados obtenidos para esta simulación en cuanto a los radios de permisibilidad y desplazamientos se muestran en la tabla 4.13 y 4.14 respectivamente.

Tabla 4.13 Nuevos valores de radios de permisibilidad y relación KL/R en el sistema de pórticos 1

Sección	Ubicación	Relación $KL/r \leq 200$		Radio De Permisibilidad ≤ 1
		Eje Y	Eje Z	
W6X25	D-8	98.02	55.47	0.066 cumple
W6X25	D-9	98.02	55.47	0.068 cumple

Tabla 4.14 Control de derivas en el sistema de pórticos 1

SISTEMA DE PÓRTICOS 1			
H =3.80			
DERIVA EN Z			
Pórtico	Δ_{ei}	$\delta_i/(h_i \cdot h_{i-1})$	
8-9A	0.01011	0.00957789	<0.012 cumple
8-9C	0.001064	0.001008	<0.012 cumple
8-9D	0.0054	0.00511579	<0.012 cumple
8-9E	0.008757	0.00829611	<0.012 cumple
8-9F	0.010093	0.00956179	<0.012 cumple
8-9G	0.006897	0.006534	<0.012 cumple
8-9H	0.004182	0.00396189	<0.012 cumple
1-8A	0.009915	0.00939316	<0.012 cumple
1-8B	0.01036	0.00981474	<0.012 cumple
DERIVA EN X			
A-B1	0.002054	0.00194589	<0.012 cumple
A-B2	0.002396	0.00226989	<0.012 cumple
A-B3	0.00407	0.00385579	<0.012 cumple
A-B4	0.010947	0.01037084	<0.012 cumple
A-B5	0.008281	0.00784516	<0.012 cumple
A-B6	0.003971	0.003762	<0.012 cumple
A-B7	0.001645	0.00155842	<0.012 cumple
A-B8	0.000495	0.00046895	<0.012 cumple
8A-H	0.000528	0.00050021	<0.012 cumple
9A-H	0.00091	0.00086211	<0.012 cumple

Es de notar que las derivas correspondientes a este sistema de pórticos mejoraron al ser arriostrado el sistema, y el valor de estas se encuentran por debajo de 0.012 que es el valor límite establecido por la norma COVENIN – 1756.

4.2 Geometría Propuesta Del Sistema De Pórticos 2 En Sus Tres Niveles Para Que Cumpla Con Los Requisitos De Resistencia Y Desplazabilidad

Debido a que el sistema de pórticos 2 no se encuentra completamente conectado en su geometría en cuanto al sistema de vigas que lo componen, se colocaron para este caso perfiles HEA200, en los tramos mostrados en las tablas 4.15 y 4.16 para los niveles I y III respectivamente.

Tabla 4.15 Propuesta de elementos estructurales a colocar en el Nivel I

Sección	Tramo	Longitud (m)
HEA200	A3-5	6.63
HEA200	A5-7	6.41
HEA200	A9-11	6.11
HEA200	A11-13	6.41
HEA200	A14-16	6.10

Tabla 4.16 Propuesta de elementos estructurales a colocar en el Nivel III

Sección	Tramo	Longitud (m)
HEA200	A3-4	6.63
HEA200	A4-5	6.52
HEA200	A5-6	6.09
HEA200	A6-7	6.11
HEA200	A7-8	6.41
HEA200	A8-9	6.08
HEA200	A9-10	6.10
HEA200	A-B8	6.10
HEA200	A-B9	6.10
HEA200	A-B10	6.10

En el caso de los perfiles angulares L75x75x5 que fallan en este sistema de pórticos, se procedió a reemplazarlos por perfiles angulares dobles de sección L90x90x7. Para cumplir con los criterios de desplazamientos mínimos establecidos en la norma COVENIN – MINDUR se procedió a arriostrar el sistema con perfiles angulares dobles de sección 2L90x90x7, colocando las conexiones a dos metros (2m) de los elementos estructurales en el nivel I, en los tramos mostrados en la tabla 4.17

Tabla 4.17 Elementos estructurales propuestos para arriostrar en el Nivel I

Sección	Tramo	Longitud arriostrada (m)
L90X90X7 doble	A1-3	5.87
L90X90X7 doble	B1-3	5.87
L90X90X7 doble	A-B1	6.10
L90X90X7 doble	A-B3	6.10
L90X90X7 doble	A-B5	6.10
L90X90X7 doble	A5-7	6.41
L90X90X7 doble	B5-7	6.41
L90X90X7 doble	A-B7	6.10
L90X90X7 doble	A-B9	6.10
L90X90X7 doble	A-B11	6.10
L90X90X7 doble	B11-13	6.41
L90X90X7 doble	A-B14	6.10
L90X90X7 doble	A14-16	6.41
L90X90X7 doble	A-B16	6.10
L90X90X7 doble	A-B17	6.10
L90X90X7 doble	A-B18	6.10
L90X90X7 doble	A17-18	4.50
L90X90X7 doble	B17-18	4.68

El cálculo de la conexión utilizada para arriostrar la estructura se muestra en el anexo 5.

De esta manera se cumplirían los requisitos exigidos tanto para los radios de permisibilidad como para el control de derivas. Así mejoran muchos de los perfiles que fallan, y se reemplazaría solo cuatro de ellos por unos de sección HEA200 en los tramos mostrados en la tabla 4.18

Tabla 4.18 Elementos estructurales a reemplazar en el sistema de pórticos 1

Sección	Tramo	Longitud (m)	Nivel
HEA200	A1-2	5.87	2
HEA200	B1-2	5.87	2
HEA200	A-B2	6.10	2
HEA200	A-B2	6.10	1

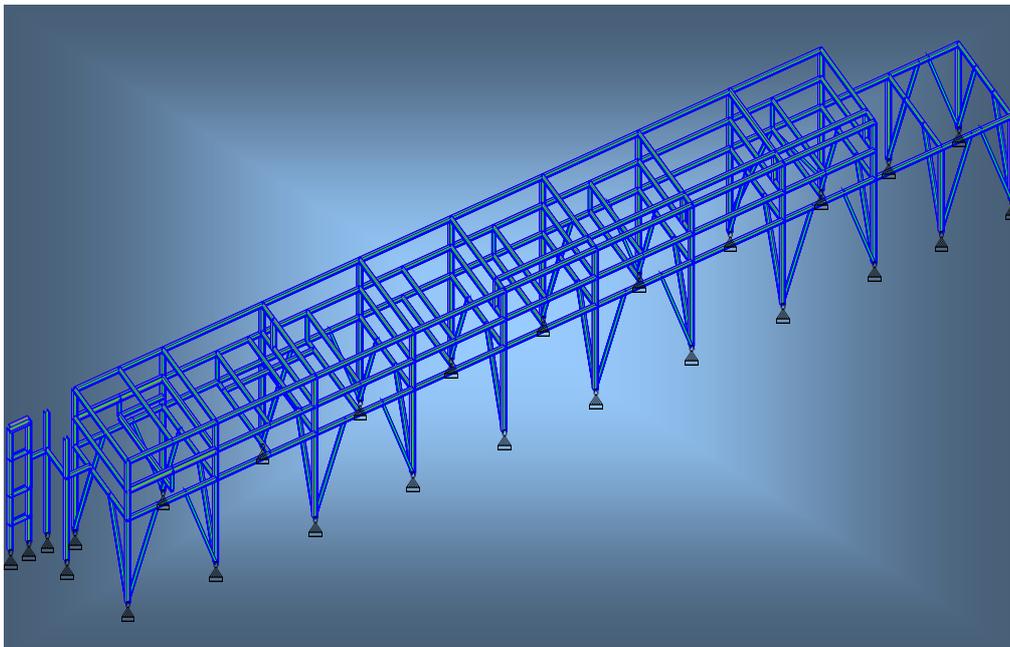


Figura 4.13 Geometría propuesta en el sistema de pórticos 2

Los resultados obtenidos para el análisis de este sistema modificado se muestran en las tablas 4.19, 4.20, 4.21 y 4.22 respectivamente.

Tabla 4.19 Control de derivas en el sistema de pórticos 2 nivel 1

SISTEMA DE PÓRTICOS II NIVEL I			
H =3.50			
DERIVA EN Z			
Pórtico	Δ_{ei}	$\delta_i/(h_i \cdot h_{i-1})$	
A-B1	0.004223	0.00434366	<0.012
A-B2	0.006488	0.00667337	<0.012
A-B3	0.008071	0.0083016	<0.012
A-B4	0.0072	0.00740571	<0.012
A-B5	0.009496	0.00976731	<0.012
A-B6	0.011275	0.01159714	<0.012
A-B7	0.007451	0.00766389	<0.012
A-B8	0.009392	0.00966034	<0.012
A-B9	0.005845	0.006012	<0.012
A-B10	0.00183	0.00188229	<0.012
A-B11	0.000791	0.0008136	<0.012
DERIVA EN X			
A1-11	0.006153	0.0063288	<0.012
B1-11	0.00253	0.00260229	<0.012

Tabla 4.20 Control de derivas en el sistema de pórticos 2 nivel 2

SISTEMA DE PÓRTICOS II NIVEL II			
H =1.20			
DERIVA EN Z			
Pórtico	Δ_{ei}	$\delta_i/(h_i \cdot h_{i-1})$	
A-B1	0.002707	0.008121	<0.012
A-B2	0.002599	0.007797	<0.012
A-B3	0.004196	0.012588	<0.012
A-B4	0.003553	0.010659	<0.012
A-B5	0.00433	0.01299	<0.012
A-B6	0.005524	0.016572	<0.012
A-B7	0.003298	0.009894	<0.012
A-B8	0.004226	0.012678	<0.012
A-B9	0.002696	0.008088	<0.012
DERIVA EN X			
A1-9	0.000691	0.002073	<0.012
B1-9	0.002355	0.007065	<0.012

Tabla 4.21 Control de derivas en el sistema de pórticos 2 nivel 3

ESTRUCTURA II NIVEL III			
H =1.20			
DERIVA EN Z			
Pórtico	Δ_{ei}	$\delta_v/(h_i \cdot h_{i-1})$	
A-B1	0.001637	0.004911	<0.012
A-B2	0.001613	0.004839	<0.012
A-B3	0.002066	0.006198	<0.012
A-B4	0.002879	0.008637	<0.012
A-B5	0.003024	0.009072	<0.012
A-B6	0.004596	0.013788	<0.012
A-B7	0.002237	0.006711	<0.012
A-B8	0.002402	0.007206	<0.012
A-B9	0.001972	0.005916	
DERIVA EN X			
A1-10	0.001864	0.005592	<0.012
B1-10	0.00054	0.00162	<0.012

Es de notar la mejora que existe en este sistema de pórticos al ser arriostrado, en consecuencia sus derivas son menores a 0.012 valor que es el máximo establecido por la norma. En cuanto a los valores obtenidos en el sistema de pórticos 2 mostrados en la tabla 4.22, mejoraron los radios de permisibilidad de cada uno de los perfiles que fallaban debido a que se le mejoró su sistema de arriostramiento.

Tabla 4.22 Nuevos valores de radios de permisibilidad y relación KL/R en el sistema de pórticos

2

Sección	Ubicación	Relación KL/R \leq 200		Radio De Permisibilidad \leq 1	Nivel
		Eje Y	Eje Z		
HEA200	A1-2	85.07	26.66	0.833 cumple	2
HEA200	A-B2	174.73	54.76	0.983 cumple	1
HEA200	B1-2	85.07	26.66	0.838 cumple	2
W6X25	A-B3	83.07	26.04	0.710 cumple	1
HEA200	A-B2	78.67	44.52	0.880 cumple	2
W6X25	A2-3	157.34	89.04	0.670 cumple	2
W6X25	A-B5	93.63	52.98	0.231 cumple	1
W6X25	A-B4	68.74	38.90	0.653 cumple	3
W6X25	A5-6	122.52	69.33	0.410 cumple	2
W6X25	A-B7	77.64	43.93	0.359 cumple	1
W6X25	A-B9	78.67	44.52	0.387 cumple	1
W6X25	A-B11	78.67	44.52	0.334 cumple	1
W6X25	A11-12	78.67	44.52	0.448 cumple	2
W6X25	A12-13	81.77	46.27	0.456 cumple	2
W6X25	A-B13	83.57	47.27	0.569 cumple	1
W6X25	A-B13	78.67	44.52	0.828 cumple	2
W6X25	A-B14	134.13	75.90	0.500 cumple	1
W6X25	A-B14	78.67	44.52	0.844 cumple	2
W6X25	A14-15	134.13	75.90	0.404 cumple	2
W6X25	A-B16	73.51	41.60	0.429 cumple	1
W6X25	A-B16	78.67	44.52	0.398 cumple	2
W6X25	A-B17	60.23	34.08	0.149 cumple	1
W6X25	B17-18	134.13	75.90	0.457 cumple	1
L90X90X 7 doble	A14-15	134.13	75.90	0.575 cumple	-
L90X90X 7 doble	A15-16	54.75	109.01	0.552 cumple	-

CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

1. En el análisis por resistencia en los elementos estructurales que forman el sistema de pórticos 1, fallan dos de estos miembros estructurales específicamente columnas ubicadas en los ejes E-2 y D-8 de acuerdo al plano **8A**, cuyos radios de permisibilidad son mayores al máximo establecido por el método de los estados límites (LRFD).
2. En el sistema de pórticos 2, aproximadamente el 10% de las vigas que componen esta estructura fallan por resistencia ya que sus radios de permisibilidad son mayores al máximo valor establecido por el método de los estados límites (**LRFD**).
3. Las derivas obtenidas para los sistemas de pórticos 1 y 2 se encuentran por encima del máximo valor establecido en la norma COVENIN – MINDUR 1756 (2001) que de acuerdo al artículo 6.1 debe ser menor de 0.012.
4. El sistema de pórticos 3 es totalmente resistente, según el método de los Estados Límites LRFD, en todos sus elementos, y las derivas obtenidas para este sistema están dentro del límite establecido por la norma COVENIN - 1756
5. Los elementos estructurales que estuvieron sometidos al incendio en marzo del año 2007, no sufrieron cambios a lo largo de su linealidad debido a que el sistema de pórticos en el cual se encuentran es totalmente abierto, aunado a que todos ellos para ese entonces se

encontraban recubiertos con un concreto contra incendio (fireproofing), por lo que la transferencia de calor hacia el perfil fue lenta, afectando

6. totalmente el concreto que los protege, sin variar visual o notablemente la linealidad de los miembros.
7. En cuanto a los esfuerzos generados en la viga que se sometió a un análisis en el simulador SOLIDWORK se concluye que las vigas que estuvieron sometidas al fuego no fallarán por las cargas estáticas a la cual se encuentran sometidas actualmente, a pesar que disminuyó su factor de seguridad de 1.9 a 1.4.
8. Los elementos que fueron sometidos a fuego y que se conservaron totalmente rectos continuaron prestando servicio, confirmando así los criterios afirmados por el AISC el cual establece que aquellos elementos estructurales que mantengan su linealidad luego de ser sometidos a fuego, pueden seguir en funcionamiento.

5.2 Recomendaciones

1. Arriostrar el sistema de pórticos 1 colocando perfiles angulares de sección 2L65x65x5 y arriostrar el sistema de pórticos 2 colocando perfiles angulares de sección 2L90x90x7, en los tramos indicados en el anexo **8B**.
2. Colocar perfiles HEA200 en los tramos indicados en el anexo **8B, 8C, 8D y 8F** para los niveles 1 y 3 respectivamente, y reemplazar perfiles W6X25 por unos de sección HEA200 en las posiciones indicadas en el anexo **8B, 8C y 8E**.
3. Para los perfiles angulares de sección 2L75X75X5 que fallan en el sistema de pórticos 2, se recomienda reemplazarlos por unos de sección 2L90X90X7 en las posiciones indicadas en el anexo **8B**.
6. Se recomienda restaurar el concreto contra incendio (Fireproofing), para los cuatro primeros pórticos que fueron afectados por el fuego y también para los perfiles que se encuentren sin este recubrimiento

BIBLIOGRAFÍA

[1] - GIL, Miguel (2005). **“Evaluación del comportamiento de la estructura de acero – concreto existente en la unidad de coquificación retardada sometida a nuevas cargas ubicada en un Complejo de Mejoramiento de Crudo”**. Trabajo presentado ante la Universidad de Oriente, Núcleo de Anzoátegui, Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Departamento de Ingeniería Civil como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil.

[2] - BERRIZBEITIA, Luis y ZAURÍN, José (1982). **“Consideración de solicitaciones dinámicas en estructuras aporticadas”**. Trabajo presentado ante la Universidad de Oriente, Núcleo de Anzoátegui, Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Departamento de Ingeniería Civil como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil.

[3] - PDVSA. **“Libro de la refinería de Puerto La Cruz”**. (1998).

[4] - FRATELLI, María Graciela, (2003). **“Diseño De Estructuras Metálicas por el Método Estados Límites LRFD”**. 1^{ra} Edición. Ediciones de la Universidad Central De Venezuela, Caracas.

[5] – BEER, Ferdinand y JOHNSTON Russell (2004). **“Mecánica de Materiales”**. 3era Edición. Editorial Mc Graw-Hill. México.

[6] – VELÁSQUEZ, José M (2007). **“Diseño en acero, Norma de los Estados Límites”**. Guía para el diseño de acero.

[7] – COVENIN – MINDUR. **Estructura de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites**. Articulado Norma 1618 – 98.

[8] – COVENIN – MINDUR. **Estructura de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites.** Comentario. Norma 1618 – 98.

[9] – PDVSA – JA - 221. **Diseño sismorresistente en estructuras industriales.** Norma 2001.

[10] – COVENIN – MINDUR. **Diseño Sismorresistente en Edificaciones.** Comentario. Norma 1756 – 98 (rev. 2001).

[11] - - POPOV, Egor P (1997). **“Introducción a la Mecánica de Sólidos”.** Decimocuarta Edición. Editorial Limusa Mexico.

BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

[1] PDVSA – A - 261. **Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales.** Norma 2001.

[2] R.H.R Tide. (1998) **Integrity of structural steel after exposure to fire.** AISC.

[3] GEWAIN Richard, IWANKIW NESTOR, ALFAWAKHIRI Farid. (2003). **Facts for steel buildings.** AISC

[4] NILSON, Arthur. (2001). **Diseño de estructuras de concreto.** Duodécima edición. Editorial Mc Graw Hill. Colombia

[5] INTEVEP, Centro de Investigación y apoyo tecnológico filial de Petróleos De Venezuela (1996). **Estudios de microzonificación sísmica de la Refinería De Puerto La Cruz.** Los Teques – Venezuela.

[6] – PROPERCA, (1997). **“Manual de Estructuras De Acero”.**

ANEXOS

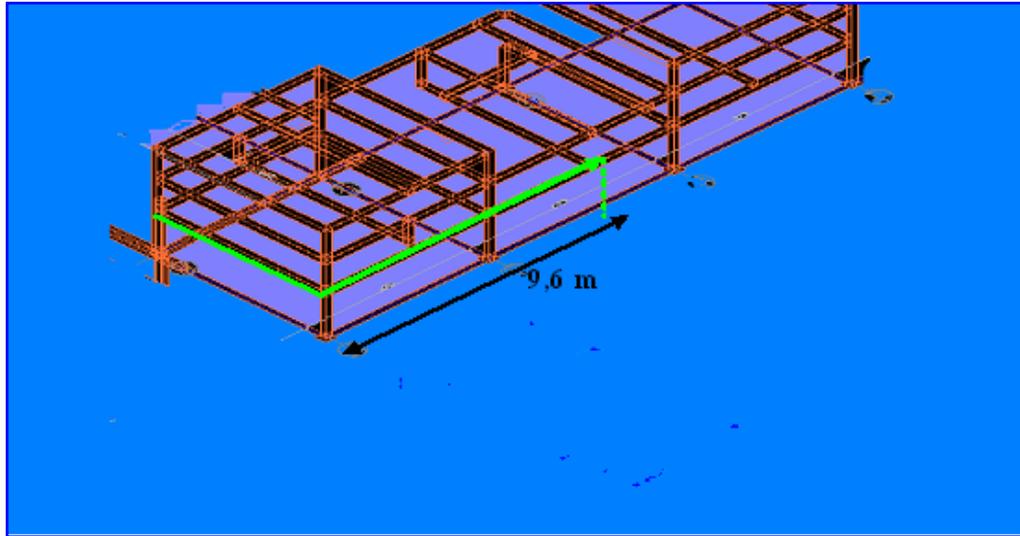


Fig 1.A Tramo hasta donde llegan las tuberías de 1, 2,4 y 16 pulgadas

W_1	2266,12 Kg/6,1m	371,5 Kg/m
W_2	4547,6 Kg/6,1 m	745,51 Kg/m
W_3	5052,86 Kg/6,1m	828,34 Kg/m
W_4	852,79 Kg/6,1m	139,8 Kg/m

Tabla 1.B Carga permanente en el sistema de pórticos 2 nivel 1, desde el tramo A-B4 hasta el A-B16

ϕ (in)	Área (m ²)	Ancho (m)	γ (Agua) (kg/m ³)	Peso Del Fluido (kg)	Peso De La Tub. (kg/ml)	Peso De La Tub. (kg)	Nº De Tub.	Carga Total (Kg)
1	$5,07*10^{-4}$	1,50	1000	0,76	2,50	3,75	4	18,04
1 ^{1/2}	$1,14*10^{-3}$			1,71	4,05	6,08	1	7,79
2	$2,03*10^{-3}$			3,05	5,44	8,16	4	44,84
3	$4,56*10^{-3}$			6,84	11,27	16,91	3	71,25
6	0,02			30	28,23	42,35	5	361,75
1	$5,07*10^{-4}$	2,00		1,01	2,50	5	6	36,06
1 ^{1/2}	$1,14*10^{-3}$			2,28	4,05	8,1	1	10,38
2	$2,03*10^{-3}$			4,06	5,44	10,88	5	74,7
3	$4,56*10^{-3}$			9,12	11,27	22,54	3	94,98
4	$8,11*10^{-3}$			16,22	16,06	32,12	1	48,34
6	0,02			40	28,23	56,46	5	482,3
16	0,13			260	93,13	186,26	1	446,26
								1193,02
1	$5,07*10^{-4}$	3,11		1,58	2,50	7,78	6	56,16
1 ^{1/2}	$1,14*10^{-3}$			3,55	4,05	12,6	1	16,15
2	$2,03*10^{-3}$			6,31	5,44	16,92	5	116,15
3	$4,56*10^{-3}$			14,18	11,27	35,05	3	147,69
4	$8,11*10^{-3}$			25,22	16,06	49,95	1	75,17

ϕ (in)	Área (m ²)	Ancho (m)	γ (Agua) (kg/m ³)	Peso Del Fluido (kg)	Peso De La Tub. (kg/ml)	Peso De La Tub. (kg)	N° De Tub.	Carga Total (Kg)
----------------	---------------------------	--------------	---	-------------------------------	-------------------------------	----------------------------	------------------	------------------------

6	0,02			62,2	28,23	87,8	5	750	
16	0,13			404,3	93,13	289,63	1	693,93	
								1855,25	
1	5,07*10 ⁻⁴	2,93		1,49	2,50	7,33	6	52,92	
1 ^{1/2}	1,14*10 ⁻³			3,34	4,05	11,87	1	15,21	
2	2,03*10 ⁻³			5,95	5,44	15,94	5	109,45	
3	4,56*10 ⁻³			13,36	11,27	33,02	3	139,14	
4	8,11*10 ⁻³			23,76	16,06	47,06	1	70,82	
6	0,02				58,6	28,23	82,71	5	706,55
16	0,13				380,9	93,13	272,87	1	653,77
									1747,86

Tabla 1.B Carga permanente en el sistema de pórticos 2 nivel 1, desde el tramo A-B4 hasta el A-B16

Tabla 1.B Carga permanente en el sistema de pórticos 2 , nivel 1, desde el tramo A-B4 hasta el A-B16

ϕ (in)	Área (m ²)	Ancho (m)	γ (Agua) (kg/m ³)	Peso Del Fluido (kg)	Peso De La Tub. (kg/ml)	Peso De La Tub. (kg)	Nº De Tub.	Carga Total (Kg)
1	5,07*10 ⁻⁴	3,78	1000	1,92	2,50	9,45	6	68,22
1 ^{1/2}	1,14*10 ⁻³			4,31	4,05	15,31	1	19,62
2	2,03*10 ⁻³			7,67	5,44	20,56	5	141,15
3	4,56*10 ⁻³			17,24	11,27	42,6	3	179,52
4	8,11*10 ⁻³			30,66	16,06	60,71	1	91,37
6	0,02			75,6	28,23	106,71	5	911,55
16	0,13			491,4	93,13	352,03	1	843,43
								2254,86
1	5,07*10 ⁻⁴	4,64		2,35	2,50	11,6	6	83,7
1 ^{1/2}	1,14*10 ⁻³		5,29	4,05	18,79	1	24,08	
2	2,03*10 ⁻³		9,42	5,44	25,24	5	173,3	
3	4,56*10 ⁻³		21,16	11,27	52,29	3	220,35	
4	8,11*10 ⁻³		37,63	16,06	74,52	1	112,15	
6	0,02		92,8	28,23	130,99	5	1118,95	
16	0,13		603,2	93,13	432,12	1	1035,32	
								2767,85

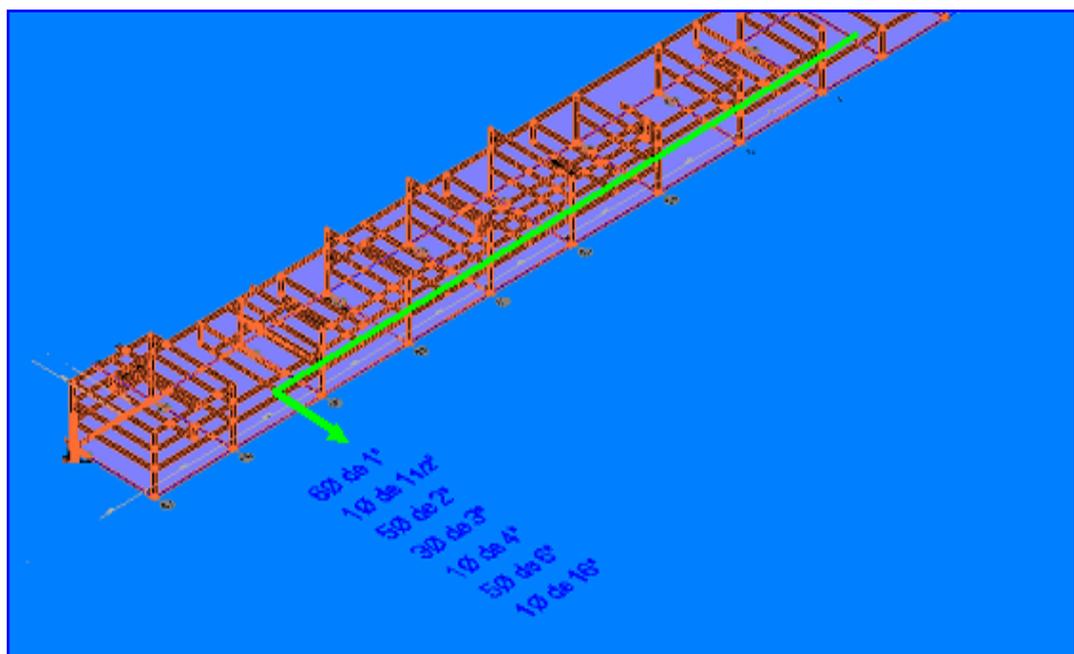


Fig 1.B Carga permanente en el sistema de pórticos 2 , nivel 1, desde el tramo A-B4 hasta el A-B16

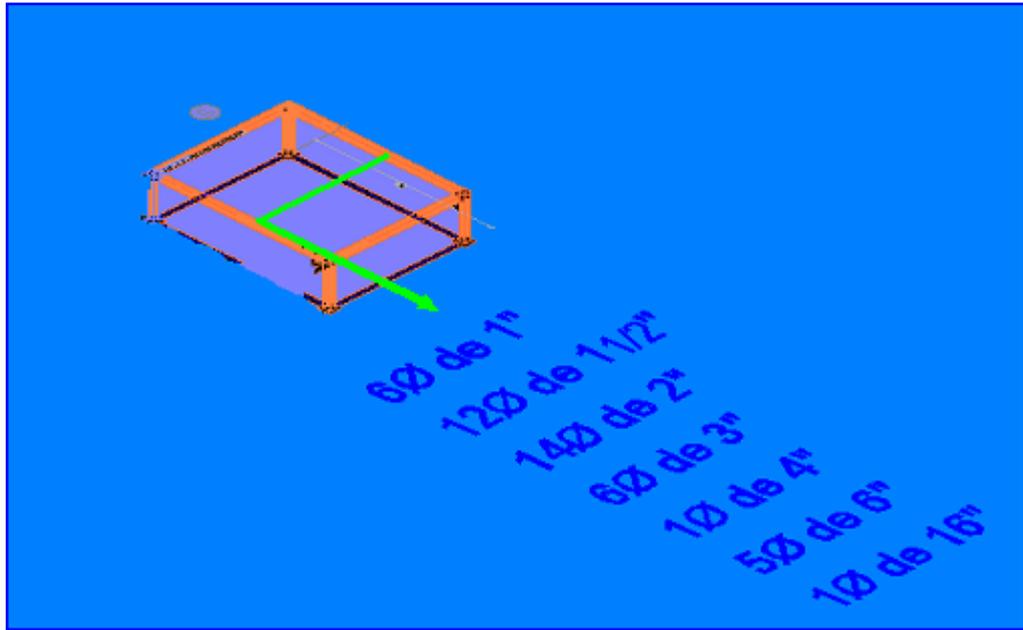


Fig 1.C Carga permanente en el sistema de pórticos 2, nivel 1, desde el tramo A-B17 hasta el A-B18

W₁	433,47Kg/6,1m	71,06 Kg/m
W₂	1774,89 Kg/6,1m	290,97 Kg/m

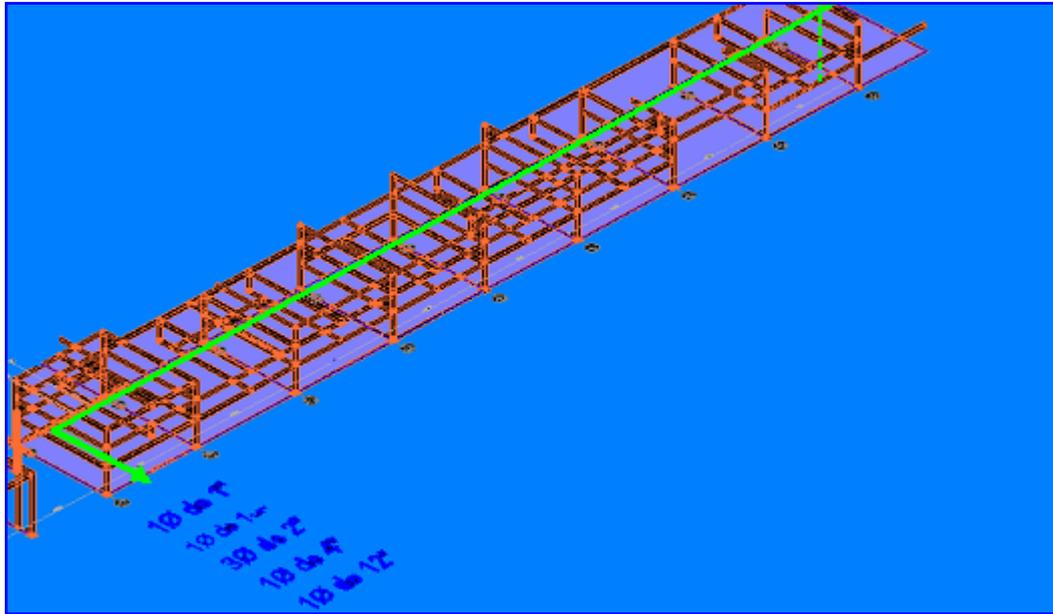


Fig 1.D Carga permanente en el sistema de pórticos 2, nivel 2, desde el tramo A-B1 hasta el A-B16

W_1	1047,25 Kg//6,1 m	171,68Kg/m
W_2	2338,2 Kg//6,1 m	383,31 Kg/m
W_3	1004,21 Kg//6,1 m	164,62 Kg/m
W_4	339,1 Kg//6,1 m	55,59 Kg/m
W_5	542,43 Kg//6,1 m	88,92 Kg/m
W_6	1155,55 Kg//6,1 m	189,43 Kg/m
W_7	1041,05 Kg//6,1 m	170,66 Kg/m
W_8	1116,8 Kg//6,1 m	183,08 Kg/m
W_9	1116,8 Kg//6,1 m	183,08 Kg/m
W_{10}	1123,15 Kg//6,1 m	184,12 Kg/m
W_{11}	1221,83 Kg//6,1 m	200,3 Kg/m
W_{12}	1221,83 Kg//6,1 m	200,3 Kg/m
W_{13}	2384,49 Kg//6,1 m	390,9 Kg/m
W_{14}	2210,48 Kg//6,1 m	362,37 Kg/m
W_{15}	1116,8 Kg//6,1 m	183,08 Kg/m
W_{16}	387,59 Kg//6,1 m	63,54 Kg/m



Tabla 1.E Carga permanente en el sistema de pórticos 2, nivel 3, desde el tramo A-B1 hasta el A-B10

ϕ (in)	Área (m ²)	Ancho (m)	γ (Agua) (kg/m ³)	Peso Del Fluido (kg)	Peso De La Tub. (kg/ml)	Peso De La Tub. (kg)	Nº De Tub.	Carga Total (Kg)
3	4,56*10 ⁻³	6,26	1000	28,55	11,27	70,55	1	99,1
4	8,11*10 ⁻³			50,77	16,06	100,54	2	302,62
6	0,02			125,2	28,23	176,72	2	603,84
8	0,03			187,80	42,49	265,99	1	453,79
12	0,07			438,2	73,76	461,74	1	899,94
								2359,09
6	0,02	6,25		125	28,23	176,44	2	602,88
12	0,07			437,5	73,76	461	1	898,5
								1501,78
6	0,02	6,09		121,8	28,23	171,92	2	587,44
12	0,07			426,3	73,76	449,2	1	875,5
								1462,94
6	0,02	5,39		107,8	28,23	152,16	2	519,92
12	0,07			377,3	73,76	397,57	1	774,87
								1294,79

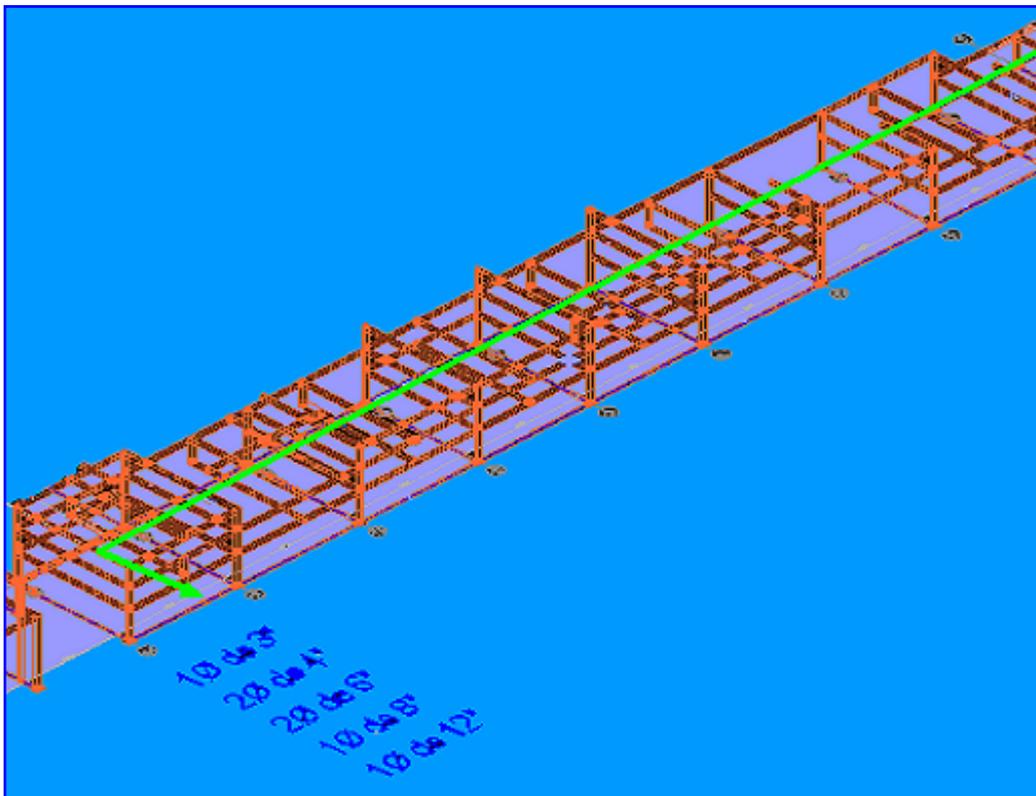


Fig 1.E Carga permanente en el sistema de pórticos 2, nivel 3, desde el tramo A-B1 hasta el A-B10

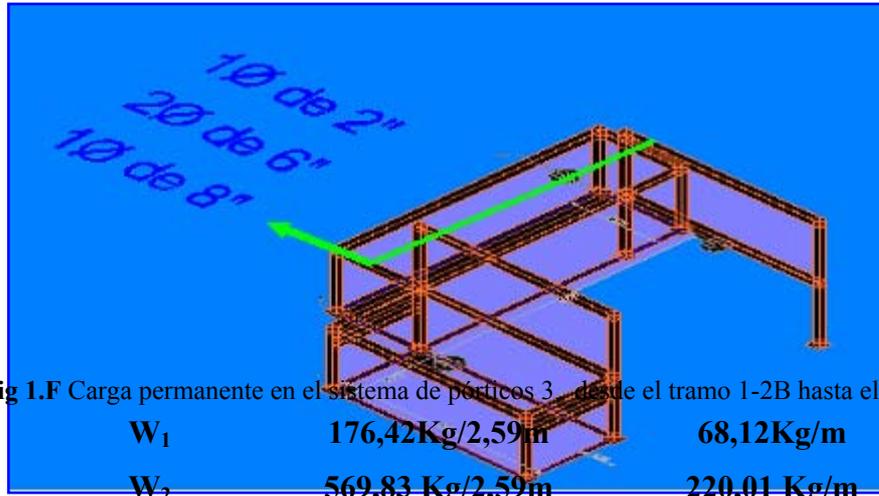
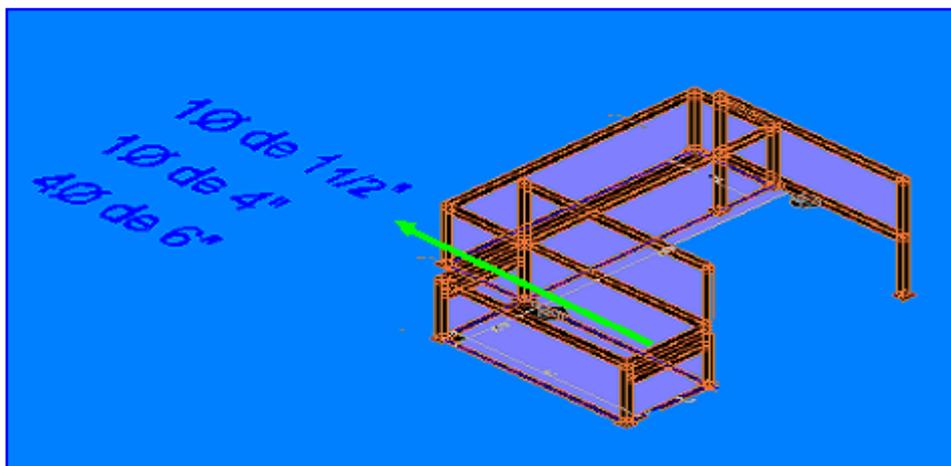


Fig 1.F Carga permanente en el sistema de pórticos 3 desde el tramo 1-2B hasta el 1-2E

W₁	176,42Kg/2,59m	68,12Kg/m
W₂	569,83 Kg/2,59m	220,01 Kg/m
W₃	569,83 Kg/2,59m	220,01 Kg/m
W₄	176,42 Kg/2,59m	68,12 Kg/m

Tabla 1.G Carga permanente en el sistema de pórticos 3, desde el tramo A-B2 hasta el A-B4

ϕ (in)	Área (m ²)	Ancho (m)	γ (Agua) (kg/m ³)	Peso Del Fluido (kg)	Peso De La Tub. (kg/ml)	Peso De La Tub. (kg)	Nº De Tub.	Carga Total (Kg)
1 ^{1/2}	1,14*10 ⁻³	1,53	1000	1,74	4,05	8,32	1	10,06
4	8,11*10 ⁻³			12,41	16,06	43,19	1	111,2
6	0,02			30,6	28,23	65,01	4	95,61
								216,87
1 ^{1/2}	2,03*10 ⁻³	3,05		3,48	4,05	16,59	1	20,07
4	8,11*10 ⁻³			24,74	16,06	86,1	1	221,68
6	0,02			61	28,23	129,59	4	190,59
								432,34
1 ^{1/2}	2,03*10 ⁻³	1,53		1,74	4,05	8,32	1	10,06
4	8,11*10 ⁻³			12,41	16,06	43,19	1	111,2
6	0,02			30,6	28,23	65,01	4	95,61
								216,87





El tramo A-B2 hasta el A-B4

W₁	216,87 Kg/2,74m	83,73Kg/m
W₂	432,34 Kg/2,74m	166,93 Kg/m
W₃	216,87 Kg/2,74m	83,73 Kg/m

ANEXO 2

Tabla 2.A Solicitaciones producidas por fluido en el sistema de pórticos 2, nivel 1 considerando las cargas en su posición nominal

Pórtico	Carga permanente Kg	Carga por Fluido Kg
A-B1	2266.12	679.84
A-B2	4547.6	1364.28
A-B3	5052.86	1515.86
A-B4	1356.46	406.94
A-B5	1193.02	357.91
A-B6	1855.25	556.58
A-B7	1747.86	524.36
A-B8	1819.42	545.83
A-B9	1819.42	545.83
A-B10	1825.34	547.61
A-B11	1914.91	574.47
A-B12	1914.91	574.47
A-B13	2779.77	833.93
A-B14	2666.51	799.95
A-B15	1819.42	545.83
A-B16	2254.86	676.46
A-B17	3201.32	960.40
A-B18	1774.89	532.47

Tabla 2.B Solicitaciones producidas por fluido en el sistema de pórticos 2, nivel 2 considerando las cargas en su posición nominal

Pórtico	Carga permanente Kg	Carga por Fluido Kg
A-B1	1047.25	314.18
A-B2	2338.2	701.46
A-B3	1004.21	301.26
A-B4	339.1	101.73
A-B5	542.43	162.73
A-B6	1155.55	346.67
A-B7	1041.05	312.32
A-B8	1116.8	335.04
A-B9	1116.8	335.04
A-B10	1123.15	336.95
A-B11	1221.83	366.55
A-B12	1221.83	366.55
A-B13	2384.49	715.35
A-B14	2210.48	663.14
A-B15	1116.8	335.04
A-B16	387.59	116.28

Tabla 2.C Solicitaciones producidas por fluido en el sistema de pórticos 2, nivel 3 considerando las cargas en su posición nominal

Pórtico	Carga permanente Kg	Carga por Fluido Kg
A-B1	450.49	135.15
A-B2	904.04	271.21
A-B3	1004.49	301.35
A-B4	1984.63	595.39
A-B5	1902.46	570.74
A-B6	1856.79	557.04
A-B7	1905.5	571.65
A-B8	1501.78	450.53
A-B9	1462.94	438.88
A-B10	1294.79	388.44

Tabla 2.D Solicitaciones producidas por fluido en el sistema de pórticos 3, considerando las cargas en su posición nominal

Pórtico	Carga permanente Kg	Carga por Fluido Kg
A-B2	216.87	65.06
A-B3	432.34	129.70
A-B4	216.87	65.06
1 - 2 B	176.42	52.93
1 - 2 C	569.83	170.95
1 - 2 D	569.83	170.95
1 - 2 E	176.42	52.93

ANEXO 3

Tabla 3.A Carga variable correspondiente al sistema de pórticos 2 en el nivel 1

SISTEMA DE PÓRTICOS 2 NIVEL I					
CARGA MÍNIMA = 150Kg/m²					
PORTICO	ÁREA m²	CARGA Kg	ANCHO m	CARGA W Kg/ml	25% W
1-2A=B	1.96	294	3.63	80.99	20.25
2-3A=B	0.46	69	2.24	30.8	7.7
3-4A=B	1.39	208.5	3.23	64.55	16.14
4-5A=B	1.6	240	3.4	70.59	17.65
5-6A=B	1	150	2.91	51.55	12.89
6-7A=B	1.75	262.5	3.5	75	18.75
7-8A=B	0.96	144	2.86	50.35	12.59
8-9A=B	1.39	208.5	3.23	64.55	16.14
9-10A=B	1.18	177	3.06	57.84	14.46
10-11A=B	1.16	174	3.05	57.05	14.26
11-12A=B	1.3	195	3.17	61.51	15.38
12-13A=B	1.39	208.5	3.24	64.35	16.09
13-14A=B	9.27	1390.5	6.08	228.7	57.18
14-15A=B	0.75	112.5	2.64	42.61	10.65
15-16A=B	1.16	174	2.86	60.84	15.21
16-17A=B	3.49	523.5	4.6	113.8	28.45
17-18A=B	4.18	627	4.67	134.26	33.57
A-B1	9.1	1365	6.1	223.77	55.94
A-B2	15.47	2320.5	6.1	380.41	95.1
A-B3	14.82	2223	6.1	364.43	91.11
A-B4	17.22	2583	6.1	423.44	105.86
A-B5	16.63	2494.5	6.1	408.93	102.23
A-B6	16.78	2517	6.1	412.62	103.16
A-B7	16.68	2502	6.1	410.16	102.54
A-B8	16.23	2434.5	6.1	399.1	99.78
A-B9	16.62	2493	6.1	408.69	102.17
A-B10	16.27	2440.5	6.1	400.08	100.02
A-B11	16.49	2473.5	6.1	405.49	101.37
A-B12	16.84	2526	6.1	414.1	103.53
A-B13	17.75	2662.5	6.1	436.48	109.12
A-B14	16.56	2484	6.1	407.21	101.8
A-B15	16.67	2500.5	6.1	409.92	102.48
A-B16	19.59	2938.5	6.1	481.72	120.43
A-B17	20.28	3042	6.1	498.69	124.67
A-B18	10.07	1510.5	6.1	247.62	61.91

Tabla 3.B Carga variable correspondiente al sistema de pórticos 2 en el nivel 2

SISTEMA DE PÓRTICOS 2 NIVEL II					
CARGA MÍNIMA = 150 Kg/m²					
PORTICO	ÁREA m²	CARGA Kg	ANCHO m	CARGA W Kg/ml	25% W
1-2A=B	8.28	1242	5.87	211.58	52.9
2-3A=B	1.65	247.5	3.43	72.16	18.04
3-4A=B	0.38	57	2.1	27.14	6.79
4-5A=B	0.055	8.25	1.1	7.5	1.88
5-6A=B	0.98	147	2.87	51.22	12.81
6-7A=B	1.68	252	3.4	74.12	18.53
7-8A=B	0.77	115.5	2.65	43.58	10.9
8-9A=B	1.48	222	3.24	68.52	17.13
9-10A=B	0.96	144	2.86	50.35	12.59
10-11A=B	1.33	199.5	3.17	62.93	15.73
11-12A=B	1.67	250.5	3.44	72.82	18.21
12-13A=B	1.28	192	3.24	59.26	14.82
13-14A=B	9.27	1390.5	6.08	228.7	57.18
14-15A=B	0.75	112.5	2.64	42.61	10.65
15-16A=B	1.5	225	3.25	69.23	17.31
A-B1	9.62	1443	6.1	236.56	59.14
A-B2	18.42	2763	6.1	452.95	113.24
A-B3	14.82	2223	6.1	364.43	91.11
A-B4	9.32	1398	6.1	229.18	57.3
A-B5	11.08	1662	6.1	272.46	68.12
A-B6	16.88	2532	6.1	415.08	103.77
A-B7	16.41	2461.5	6.1	403.52	100.88
A-B8	16.33	2449.5	6.1	401.56	100.39
A-B9	16.78	2517	6.1	412.62	103.16
A-B10	16.32	2448	6.1	401.31	100.33
A-B11	17.38	2607	6.1	427.38	106.85
A-B12	16.59	2488.5	6.1	407.95	101.99
A-B13	17.04	2556	6.1	419.02	104.76
A-B14	16.56	2484	6.1	407.21	101.8
A-B15	16.32	2448	6.1	401.31	100.33
A-B16	9.03	1354.5	6.1	222.05	55.51

Tabla 3.C Carga variable correspondiente al sistema de pórticos 2 en el nivel 3

SISTEMA DE PÓRTICOS 2 NIVEL III					
CARGA MÍNIMA = 150 Kg/m²					
PORTICO	ÁREA m²	CARGA Kg	ANCHO m	CARGA W Kg/ml	25% W
1-2A=B	0.87	130.5	2.77	47.11	11.78
2-3A=B	1.07	160.5	2.9	55.34	13.84
3-4A=B	11.64	1746	6.63	263.35	65.84
4-5A=B	10.69	1603.5	6.41	250.16	62.54
5-6A=B	15.14	2271	6.09	372.91	93.23
6-7B	2.55	382.5	6.11	62.6	15.65
7-8B	2.68	402	6.41	62.71	15.68
8-9B	2.53	379.5	6.08	62.42	15.61
9-10B	2.54	381	6.1	62.46	15.62
VIGA1	10.49	1573.5	6.11	257.53	64.38
VIGA2	11.8	1770	6.41	276.13	69.03
VIGA3	10.42	1563	6.08	257.07	64.27
VIGA4	10.47	1570.5	6.1	257.46	64.37
A-B1	7.57	1135.5	6.1	186.15	46.54
A-B2	15.95	2392.5	6.1	392.21	98.05
A-B3	16.94	2541	6.1	416.56	104.14
A-B4	17.4	2610	6.1	427.87	106.97
A-B5	14.81	2221.5	6.1	364.18	91.05
A-B6	14.11	2116.5	6.1	346.97	86.74
A-B7	15.875	2381.25	6.1	390.37	97.59
A-B8	4.98	747	2.9	257.59	64.4
A-B9	5.1	765	2.9	263.79	65.95
A-B10	2.55	382.5	2.9	131.9	32.98

Tabla 3.D Carga variable correspondiente al sistema de pórticos 3

SISTEMA DE PÓRTICOS 3					
CARGA MÍNIMA= 150 Kg/cm²					
PORTICO	ÁREA m²	CARGA Kg	ANCHO m	CARGA W Kg/ml	25% W
A-B2	1.69	253.5	2.74	92.52	23.13
A-B3	3.37	505.5	2.74	184.49	46.12
A-B4	1.69	253.5	2.74	92.52	23.13
2-3A=B	2.49	373.5	3.05	122.46	30.62
3-4A=B	2.49	373.5	3.05	122.46	30.62
1 - 2 B	1.82	273	2.59	105.41	26.35
1 - 2 C	2.84	426	2.59	164.48	41.12
1 - 2 D	2.84	426	2.59	164.48	41.12
1 - 2 E	1.82	273	2.59	105.41	26.35
B-C1=2	0.77	115.5	2	57.75	14.44
C-D1=2	4.46	669	4.23	158.16	39.54
D-E1=2	0.77	115.5	2	57.75	14.44

ANEXO 4

Tabla 4.A Cálculo del centro de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 1

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	2266.12	361.98	2628.1	3.05	8015.71	1.48	3889.59
A-B2	4547.6	218.39	4765.99	3.05	14536.27	2.96	14107.33
A-B3	5052.86	430.41	5483.27	3.05	16723.97	6.1	33447.95
A-B4	1356.46	536.38	1892.84	3.05	5773.16	9.39	17773.77
A-B5	1193.02	579.02	1772.04	3.05	5404.72	12.02	21299.92
A-B6	1855.25	469.5	2324.75	3.05	7090.49	14.58	33894.86
A-B7	1747.86	463.51	2211.37	3.05	6744.68	17.6	38920.11
A-B8	1819.42	453.47	2272.89	3.05	6932.31	20.59	46798.81
A-B9	1819.42	460.91	2280.33	3.05	6955.01	23.64	53907
A-B10	1825.34	454.21	2279.55	3.05	6952.63	26.69	60841.19
A-B11	1914.91	458.3	2373.21	3.05	7238.29	29.83	70792.85
A-B12	1914.91	465.37	2380.28	3.05	7259.85	33.04	78644.45
A-B13	2779.77	573.63	3353.4	3.05	10227.87	36.97	123975.2
A-B14	2666.51	551.3	3217.81	3.05	9814.32	39.21	126170.33
A-B15	1819.42	431.51	2250.93	3.05	6865.34	40.74	91702.89
A-B16	2254.86	504.43	2759.29	3.05	8415.83	42.63	117628.53
A-B17	3201.32	571.76	3773.08	3.05	11507.89	44.95	169599.95
A-B18	1774.89	400.64	2175.53	3.05	6635.37	44.95	97790.07
			50194.66		153093.7		1201184.8

XCM YCM
3.05 23.93

Tabla 4.B Cálculo del centro de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 2

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	1047.25	445.28	1492.53	3.05	4552.22	2.94	4388.04
A-B2	2338.2	572.88	2911.08	3.05	8878.79	5.25	15283.17
A-B3	1004.21	432.64	1436.85	3.05	4382.39	8.98	12902.91
A-B4	339.1	345.96	685.06	3.05	2089.43	11.17	7652.12
A-B5	542.43	374.6	917.03	3.05	2796.94	12.92	11848.03
A-B6	1155.55	460.16	1615.71	3.05	4927.92	15.48	25011.19
A-B7	1041.05	451.98	1493.03	3.05	4553.74	18.5	27621.06
A-B8	1116.8	446.03	1562.83	3.05	4766.63	21.49	33585.22
A-B9	1116.8	453.84	1570.64	3.05	4790.45	24.54	38543.51
A-B10	1123.15	451.23	1574.38	3.05	4801.86	27.59	43437.14
A-B11	1221.83	472.81	1694.64	3.05	5168.65	30.73	52076.29
A-B12	1221.83	475.42	1697.25	3.05	5176.61	33.94	57604.67
A-B13	2384.49	573.63	2958.12	3.05	9022.27	37.87	112024
A-B14	2210.48	551.31	2761.79	3.05	8423.46	42.44	117210.37
A-B15	1116.8	446.03	1562.83	3.05	4766.63	46.2	72202.75
A-B16	387.59	347.82	735.41	3.05	2243	47.72	35093.77
			26669.18		81340.99		666484.24

XCM YCM
3.05 24.9908027

Tabla 4.C Cálculo del centro de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 3

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	450.49	330.8	781.29	3.05	2382.93	1.48	1156.31
A-B2	904.04	439.55	1343.59	3.05	4097.95	2.96	3977.03
A-B3	1004.49	584.3	1588.79	3.05	4845.81	6.1	9691.62
A-B4	1984.63	723.93	2708.56	3.05	8261.11	11.01	29821.25
A-B5	1902.46	809.87	2712.33	3.05	8272.61	17.4	47194.54
A-B6	1856.79	913.19	2769.98	3.05	8448.44	23.57	65288.43
A-B7	1905.5	931.19	2836.69	3.05	8651.9	29.75	84391.53
A-B8	1501.78	810.45	2312.23	4.65	10751.87	36.01	83263.4
A-B9	1462.94	793.01	2255.95	4.65	10490.17	42.18	95155.97
A-B10	1294.79	351.01	1645.8	4.65	7652.97	47.72	78537.58
			20955.21		73855.76		498477.66

XCM YCM
3.52 23.79

Tabla 4.D Cálculo del centro de masas para el sistema de pórticos 3

Portico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B2	216.87	295.99	512.86	4.12	2112.9832	1.37	702.6182
A-B3	432.34	315.81	748.15	5.64	4219.566	1.37	1024.9655
A-B4	216.87	295.99	512.86	7.17	3677.2062	1.37	702.6182
1 - 2 B	176.42	234.64	411.06	1.3	534.378	3.74	1537.3644
1 - 2 C	569.83	322.24	892.07	1.3	1159.691	4.74	4228.4118
1 - 2 D	569.83	322.24	892.07	1.3	1159.691	8.97	8001.8679
1 - 2 E	176.42	234.64	411.06	1.3	534.378	9.97	4098.2682
			4380.13		13397.89		20296.1142

XCM YCM
3.05878899 4.6336785



Tabla 4.E Primera rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 1

Portico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	2266.12	361.98	2628.1	3.05	8015.71	1.48	3889.59
A-B2	4547.6	218.39	4765.99	3.05	14536.27	2.96	14107.33
A-B3	5052.86	430.41	5483.27	3.05	16723.97	6.1	33447.95
A-B4	1356.46	536.38	1892.84	3.05	5773.16	9.39	17773.77
A-B5	1193.02	579.02	1772.04	3.05	5404.72	12.02	21299.92
A-B6	1845.25	469.5	2314.75	3.05	7059.99	14.58	33749.06
A-B7	1747.86	463.51	2211.37	3.05	6744.68	17.6	38920.11
A-B8	1819.42	453.47	2272.89	3.05	6932.31	20.59	46798.81
A-B9	1519.42	460.91	1980.33	3.05	6040.01	23.64	46815
A-B10	1800.34	454.21	2254.55	3.05	6876.38	26.69	60173.94
A-B11	1914.91	458.3	2373.21	3.05	7238.29	29.83	70792.85
A-B12	1914.91	465.37	2380.28	3.05	7259.85	33.04	78644.45
A-B13	2779.77	573.63	3353.4	3.05	10227.87	36.97	123975.2
A-B14	2666.51	551.3	3217.81	3.05	9814.32	39.21	126170.33
A-B15	1819.42	431.51	2250.93	3.05	6865.34	40.74	91702.89
A-B16	2254.86	504.43	2759.29	3.05	8415.83	42.63	117628.53
A-B17	3201.32	571.76	3773.08	3.05	11507.89	44.95	169599.95
A-B18	2109.89	400.64	2510.53	3.05	7657.12	44.95	112848.32
			50194.66		153093.7		1208338

Tabla 4.F Primera rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 2

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	1047.25	445.28	1492.53	3.05	4552.22	2.94	4388.04
A-B2	2338.2	572.88	2911.08	3.05	8878.79	5.25	15283.17
A-B3	1004.21	432.64	1436.85	3.05	4382.39	8.98	12902.91
A-B4	339.1	345.96	685.06	3.05	2089.43	11.17	7652.12
A-B5	542.43	374.6	917.03	3.05	2796.94	12.92	11848.03
A-B6	1155.55	460.16	1615.71	3.05	4927.92	15.48	25011.19
A-B7	1021.05	451.98	1473.03	3.05	4492.74	18.5	27251.06
A-B8	1000.8	446.03	1446.83	3.05	4412.83	21.49	31092.38
A-B9	1000.8	453.84	1454.64	3.05	4436.65	24.54	35696.87
A-B10	1173.15	451.23	1624.38	3.05	4954.36	27.59	44816.64
A-B11	1221.83	472.81	1694.64	3.05	5168.65	30.73	52076.29
A-B12	1221.83	475.42	1697.25	3.05	5176.61	33.94	57604.67
A-B13	2384.49	573.63	2958.12	3.05	9022.27	37.87	112024
A-B14	2260.48	551.31	2811.79	3.05	8575.96	42.44	119332.37



A-B15	1216.8	446.03	1662.83	3.05	5071.63	46.2	76822.75
A-B16	439.59	347.82	787.41	3.05	2401.6	47.72	37575.21
			26669.18		81340.99		671377.7

Tabla 4.G Primera rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 3

Portico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	2600.49	330.8	2931.29	3.05	8940.43	1.48	4338.31
A-B2	1200.04	439.55	1639.59	3.05	5000.75	2.96	4853.19
A-B3	1004.49	584.3	1588.79	3.05	4845.81	6.1	9691.62
A-B4	584.63	723.93	1308.56	3.05	3991.11	11.01	14407.25
A-B5	552.46	809.87	1362.33	3.05	4155.11	17.4	23704.54
A-B6	1256.79	913.19	2169.98	3.05	6618.44	23.57	51146.43
A-B7	1515.5	931.19	2446.69	3.05	7462.4	29.75	72789.03
A-B8	1511.78	810.45	2322.23	4.65	10798.37	36.01	83623.5
A-B9	900.94	793.01	1693.95	4.65	7876.87	42.18	71450.81
A-B10	3140.79	351.01	3491.8	4.65	16236.87	47.72	166628.7
			20955.21		75926.16		502633.4

Tabla 4.H Primera rotación de masas para el sistema de pórticos 3

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B2	220.87	295.99	516.86	4.12	2129.4632	1.37	708.0982
A-B3	542.34	315.81	858.15	5.64	4839.966	1.37	1175.6655
A-B4	216.87	295.99	512.86	7.17	3677.2062	1.37	702.6182
1 - 2 B	83.42	234.64	318.06	1.3	413.478	3.74	1189.5444
1 - 2 C	372.83	322.24	695.07	1.3	903.591	4.74	3294.6318
1 - 2 D	639.83	322.24	962.07	1.3	1250.691	8.97	8629.7679
1 - 2 E	282.42	234.64	517.06	1.3	672.178	9.97	5155.0882
			4380.13		13886.57		20855.41



Tabla 4.I Segunda rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 1

Portico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	2101.12	361.98	2463.1	3.05	7512.46	1.48	3645.39
A-B2	4547.6	218.39	4765.99	3.05	14536.27	2.96	14107.33
A-B3	5052.86	430.41	5483.27	3.05	16723.97	6.1	33447.95
A-B4	1356.46	536.38	1892.84	3.05	5773.16	9.39	17773.77
A-B5	1193.02	579.02	1772.04	3.05	5404.72	12.02	21299.92
A-B6	1855.25	469.5	2324.75	3.05	7090.49	14.58	33894.86
A-B7	1747.86	463.51	2211.37	3.05	6744.68	17.6	38920.11
A-B8	1819.42	453.47	2272.89	3.05	6932.31	20.59	46798.81
A-B9	1819.42	460.91	2280.33	3.05	6955.01	23.64	53907
A-B10	1825.34	454.21	2279.55	3.05	6952.63	26.69	60841.19
A-B11	1914.91	458.3	2373.21	3.05	7238.29	29.83	70792.85
A-B12	1914.91	465.37	2380.28	3.05	7259.85	33.04	78644.45
A-B13	2779.77	573.63	3353.4	3.05	10227.87	36.97	123975.2
A-B14	2666.51	551.3	3217.81	3.05	9814.32	39.21	126170.33
A-B15	1819.42	431.51	2250.93	3.05	6865.34	40.74	91702.89
A-B16	2254.86	504.43	2759.29	3.05	8415.83	42.63	117628.53
A-B17	3251.32	571.76	3823.08	3.05	11660.39	44.95	171847.45
A-B18	1874.89	400.64	2275.53	3.05	6940.37	44.95	102285.07
			50179.66		153048		1207683

Tabla 4.J Segunda rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 2

Portico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	1047.25	445.28	1492.53	3.05	4552.22	2.94	4388.04
A-B2	2238.2	572.88	2811.08	3.05	8573.79	5.25	14758.17
A-B3	1004.21	432.64	1436.85	3.05	4382.39	8.98	12902.91
A-B4	320.1	345.96	666.06	3.05	2031.48	11.17	7439.89
A-B5	542.43	374.6	917.03	3.05	2796.94	12.92	11848.03
A-B6	1155.55	460.16	1615.71	3.05	4927.92	15.48	25011.19
A-B7	1041.05	451.98	1493.03	3.05	4553.74	18.5	27621.06



A-B8	1116.8	446.03	1562.83	3.05	4766.63	21.49	33585.22
A-B9	1116.8	453.84	1570.64	3.05	4790.45	24.54	38543.51
A-B10	1123.15	451.23	1574.38	3.05	4801.86	27.59	43437.14
A-B11	1221.83	472.81	1694.64	3.05	5168.65	30.73	52076.29
A-B12	1221.83	475.42	1697.25	3.05	5176.61	33.94	57604.67
A-B13	2384.49	573.63	2958.12	3.05	9022.27	37.87	112024
A-B14	2210.48	551.31	2761.79	3.05	8423.46	42.44	117210.37
A-B15	1132.8	446.03	1578.83	3.05	4815.43	46.2	72941.95
A-B16	487.59	347.82	835.41	3.05	2548	47.72	39865.77
			26666.18		81331.84		671258.2

Tabla 4.K Segunda rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 3

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	300.49	330.8	631.29	3.05	1925.43	1.48	934.31
A-B2	1016.04	439.55	1455.59	3.05	4439.55	2.96	4308.55
A-B3	750.49	584.3	1334.79	3.05	4071.11	6.1	8142.22
A-B4	1084.63	723.93	1808.56	3.05	5516.11	11.01	19912.25
A-B5	1902.46	809.87	2712.33	3.05	8272.61	17.4	47194.54
A-B6	1656.79	913.19	2569.98	3.05	7838.44	23.57	60574.43
A-B7	4650.5	931.19	5581.69	3.05	17024.15	29.75	166055.28
A-B8	1301.78	810.45	2112.23	4.65	9821.87	36.01	76061.4
A-B9	1294.94	793.01	2087.95	4.65	9708.97	42.18	88069.73
A-B10	309.79	351.01	660.8	4.65	3072.72	47.72	31533.38
			20955.21		71690.96		502786.1

Tabla 4.M Segunda rotación de masas para el sistema de pórticos 3

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B2	200.87	295.99	496.86	4.12	2047.06	1.37	680.7
A-B3	330.34	315.81	646.15	5.64	3644.29	1.37	885.23
A-B4	216.87	295.99	512.86	7.17	3677.21	1.37	702.62
1 - 2 B	184.42	234.64	419.06	1.3	544.78	3.74	1567.28
1 - 2 C	665.83	322.24	988.07	1.3	1284.49	4.74	4683.45
1 - 2 D	469.83	322.24	792.07	1.3	1029.69	8.97	7104.87
1 - 2 E	290.42	234.64	525.06	1.3	682.58	9.97	5234.85



			4380.13		12910.1		20859
--	--	--	----------------	--	----------------	--	--------------

Tabla 4.N Tercera rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 1

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	2300.12	361.98	2662.1	3.05	8119.41	1.48	3939.91
A-B2	4547.6	218.39	4765.99	3.05	14536.27	2.96	14107.33
A-B3	5052.86	430.41	5483.27	3.05	16723.97	6.1	33447.95
A-B4	1356.46	536.38	1892.84	3.05	5773.16	9.39	17773.77
A-B5	1193.02	579.02	1772.04	3.05	5404.72	12.02	21299.92
A-B6	2055.25	469.5	2524.75	3.05	7700.49	14.58	36810.86
A-B7	1747.86	463.51	2211.37	3.05	6744.68	17.6	38920.11
A-B8	2719.42	453.47	3172.89	3.05	9677.31	20.59	65329.81
A-B9	1185.42	460.91	1646.33	3.05	5021.31	23.64	38919.24
A-B10	1325.34	454.21	1779.55	3.05	5427.63	26.69	47496.19
A-B11	1914.91	458.3	2373.21	3.05	7238.29	29.83	70792.85
A-B12	1914.91	465.37	2380.28	3.05	7259.85	33.04	78644.45
A-B13	2779.77	573.63	3353.4	3.05	10227.87	36.97	123975.2
A-B14	2666.51	551.3	3217.81	3.05	9814.32	39.21	126170.33
A-B15	1819.42	431.51	2250.93	3.05	6865.34	40.74	91702.89
A-B16	2254.86	504.43	2759.29	3.05	8415.83	42.63	117628.53
A-B17	3201.32	571.76	3773.08	3.05	11507.89	44.95	169599.95
A-B18	1774.89	400.64	2175.53	3.05	6635.37	44.95	97790.07
			50194.66		153093.7		1194349

Tabla 4.Ñ Tercera rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 2



Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	1150.25	445.28	1595.53	3.05	4866.37	2.94	4690.86
A-B2	2340.2	572.88	2913.08	3.05	8884.89	5.25	15293.67
A-B3	1124.21	432.64	1556.85	3.05	4748.39	8.98	13980.51
A-B4	340.1	345.96	686.06	3.05	2092.48	11.17	7663.29
A-B5	549.43	374.6	924.03	3.05	2818.29	12.92	11938.47
A-B6	1155.55	460.16	1615.71	3.05	4927.92	15.48	25011.19
A-B7	1041.05	451.98	1493.03	3.05	4553.74	18.5	27621.06
A-B8	1116.8	446.03	1562.83	3.05	4766.63	21.49	33585.22
A-B9	1116.8	453.84	1570.64	3.05	4790.45	24.54	38543.51
A-B10	890.15	451.23	1341.38	3.05	4091.21	27.59	37008.67
A-B11	1221.83	472.81	1694.64	3.05	5168.65	30.73	52076.29
A-B12	1221.83	475.42	1697.25	3.05	5176.61	33.94	57604.67
A-B13	2384.49	573.63	2958.12	3.05	9022.27	37.87	112024
A-B14	2210.48	551.31	2761.79	3.05	8423.46	42.44	117210.37
A-B15	1116.8	446.03	1562.83	3.05	4766.63	46.2	72202.75
A-B16	387.59	347.82	735.41	3.05	2243	47.72	35093.77
			26669.18		81340.99		661548.3

Tabla 4.O Tercera rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 3

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	1350.49	330.8	1681.29	3.05	5127.93	1.48	2488.31
A-B2	997.04	439.55	1436.59	3.05	4381.6	2.96	4252.31
A-B3	1000.49	584.3	1584.79	3.05	4833.61	6.1	9667.22
A-B4	1690.63	723.93	2414.56	3.05	7364.41	11.01	26584.31
A-B5	1902.46	809.87	2712.33	3.05	8272.61	17.4	47194.54
A-B6	1756.79	913.19	2669.98	3.05	8143.44	23.57	62931.43
A-B7	54.5	931.19	985.69	3.05	3006.35	29.75	29324.28
A-B8	1870.78	810.45	2681.23	4.65	12467.72	36.01	96551.09
A-B9	1590.94	793.01	2383.95	4.65	11085.37	42.18	100555.01
A-B10	2053.79	351.01	2404.8	4.65	11182.32	47.72	114757.06
			20955.21		75865.36		494305.6

Tabla 4.P Tercera rotación de masas para el sistema de pórticos 3

Portico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B2	616.87	295.99	912.86	4.12	3760.98	1.37	1250.62



A-B3	432.34	315.81	748.15	5.64	4219.57	1.37	1024.97
A-B4	109.87	295.99	405.86	7.17	2910.02	1.37	556.03
1 - 2 B	175.42	234.64	410.06	1.3	533.08	3.74	1533.62
1 - 2 C	272.83	322.24	595.07	1.3	773.59	4.74	2820.63
1 - 2 D	170.83	322.24	493.07	1.3	640.99	8.97	4422.84
1 - 2 E	580.42	234.64	815.06	1.3	1059.58	9.97	8126.15
			4380.13		13897.81		19734.86

Tabla 4.Q Cuarta rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 1

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	2420.12	361.98	2782.1	3.05	8485.41	1.48	4117.51
A-B2	4547.6	218.39	4765.99	3.05	14536.27	2.96	14107.33
A-B3	5052.86	430.41	5483.27	3.05	16723.97	6.1	33447.95
A-B4	1356.46	536.38	1892.84	3.05	5773.16	9.39	17773.77
A-B5	1193.02	579.02	1772.04	3.05	5404.72	12.02	21299.92
A-B6	1845.25	469.5	2314.75	3.05	7059.99	14.58	33749.06
A-B7	1747.86	463.51	2211.37	3.05	6744.68	17.6	38920.11
A-B8	1819.42	453.47	2272.89	3.05	6932.31	20.59	46798.81
A-B9	1829.42	460.91	2290.33	3.05	6985.51	23.64	54143.4
A-B10	1835.34	454.21	2289.55	3.05	6983.13	26.69	61108.09
A-B11	1914.91	458.3	2373.21	3.05	7238.29	29.83	70792.85
A-B12	1900.91	465.37	2366.28	3.05	7217.15	33.04	78181.89
A-B13	2779.77	573.63	3353.4	3.05	10227.87	36.97	123975.2
A-B14	2666.51	551.3	3217.81	3.05	9814.32	39.21	126170.33
A-B15	1869.42	431.51	2300.93	3.05	7017.84	40.74	93739.89
A-B16	2254.86	504.43	2759.29	3.05	8415.83	42.63	117628.53
A-B17	3201.32	571.76	3773.08	3.05	11507.89	44.95	169599.95
A-B18	1574.89	400.64	1975.53	3.05	6025.37	44.95	88800.07
			50194.66		153093.7		1194355



Tabla 4.R Cuarta rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 2

Portico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	1047.25	445.28	1492.53	3.05	4552.22	2.94	4388.04
A-B2	2338.2	572.88	2911.08	3.05	8878.79	5.25	15283.17
A-B3	1004.21	432.64	1436.85	3.05	4382.39	8.98	12902.91
A-B4	339.1	345.96	685.06	3.05	2089.43	11.17	7652.12
A-B5	542.43	374.6	917.03	3.05	2796.94	12.92	11848.03
A-B6	1150.55	460.16	1610.71	3.05	4912.67	15.48	24933.79
A-B7	1041.05	451.98	1493.03	3.05	4553.74	18.5	27621.06
A-B8	1136.8	446.03	1582.83	3.05	4827.63	21.49	34015.02
A-B9	1146.8	453.84	1600.64	3.05	4881.95	24.54	39279.71
A-B10	1310.15	451.23	1761.38	3.05	5372.21	27.59	48596.47
A-B11	1221.83	472.81	1694.64	3.05	5168.65	30.73	52076.29
A-B12	1221.83	475.42	1697.25	3.05	5176.61	33.94	57604.67
A-B13	2384.49	573.63	2958.12	3.05	9022.27	37.87	112024
A-B14	2210.48	551.31	2761.79	3.05	8423.46	42.44	117210.37
A-B15	1116.8	446.03	1562.83	3.05	4766.63	46.2	72202.75
A-B16	155.59	347.82	503.41	3.05	1535.4	47.72	24022.73
			26669.18		81340.99		661661.1

Tabla 4.S Cuarta rotación de masas para el sistema de pórticos 2 en el nivel 3

Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B1	100.49	330.8	431.29	3.05	1315.43	1.48	638.31
A-B2	831.04	439.55	1270.59	3.05	3875.3	2.96	3760.95
A-B3	1004.49	584.3	1588.79	3.05	4845.81	6.1	9691.62
A-B4	1984.63	723.93	2708.56	3.05	8261.11	11.01	29821.25
A-B5	1780.46	809.87	2590.33	3.05	7900.51	17.4	45071.74
A-B6	2880.79	913.19	3793.98	3.05	11571.64	23.57	89424.11
A-B7	2700.5	931.19	3631.69	3.05	11076.65	29.75	108042.78
A-B8	501.78	810.45	1312.23	4.65	6101.87	36.01	47253.4
A-B9	1462.94	793.01	2255.95	4.65	10490.17	42.18	95155.97
A-B10	1020.79	351.01	1371.8	4.65	6378.87	47.72	65462.3
			20955.21		71817.36		494322.4

Tabla 4.T Cuarta rotación de masas para el sistema de pórticos 3



Pórtico	Pi	Peso Viga	Peso Total	Xi	PT*Xi	Yi	PT*Yi
A-B2	582.87	295.99	878.86	4.12	3620.9	1.37	1204.04
A-B3	226.34	315.81	542.15	5.64	3057.73	1.37	742.75
A-B4	110.87	295.99	406.86	7.17	2917.19	1.37	557.4
1 - 2 B	290.42	234.64	525.06	1.3	682.58	3.74	1963.72
1 - 2 C	469.83	322.24	792.07	1.3	1029.69	4.74	3754.41
1 - 2 D	470.83	322.24	793.07	1.3	1030.99	8.97	7113.84
1 - 2 E	207.42	234.64	442.06	1.3	574.68	9.97	4407.34
			4380.13		12913.76		19743.5

ANEXO 5

Diseño de pernos a corte por deslizamiento crítico en agotamiento resistente

Número de planos de corte $n = 2$

Carga factorizada = 10000 Kg = 10ton

Número de pernos a utilizar $\eta = 2$ por cada conexión

Tipo de perno: A 325 grado B

Para cumplir este criterio se debe cumplir lo siguiente:

$$\phi_v * 1.13 * \mu * T_b * n * \eta \geq P \quad \text{Ec. 6.a}$$

Donde:

ϕ_v = factor de resistencia para deslizamiento crítico, para pernos A307 en CR (rosca incluida en los planos de corte), para nuestro caso $\phi_v=1$ (ver tabla 2.1)

μ = factor medio de deslizamiento para varios tipos de superficies.

$\mu=0.3$ en superficies clase A. Son superficies libres de cascarilla de laminación, no pintadas o superficies limpias, sometidas a tratamientos de chorro de arena y que se le ha aplicado un protector clase A.

$\mu=0.5$ en superficies clase B. Son superficies limpias, sometidas a tratamientos con chorros de arena y no pintadas, o superficies limpias sometidas a tratamientos de chorro de arena y que se le ha aplicado un protector clase B.

$\mu=0.4$ en superficies clase C. Son superficies galvanizadas en caliente y superficies rugosas.

Para nuestro caso $\mu=0.5$, pernos clase B.

Tb = tracción mínima en el conector.

Tabla 6.A Fuerzas mínimas de tracción Tb en los pernos. **Fuente:** FRATELLI, María Graciela, (2003). “**Diseño De Estructuras Metálicas por el Método Estados Límites LRFD**”

Diámetro del perno		Pernos A325	Pernos A490
mm	Pulgadas	Tb (Kg)	Tb (Kg)
13	1/2	5440	6800
16	5/8	8620	10900
19	3/4	12700	15900
22	7/8	17700	22200
25	1	23100	29000
29	1 1/8	25400	36300
32	1 1/4	32200	46300
35	1 3/8	38600	54900
38	1 1/2	46700	67100

Sustituyendo en la ecuación **6.a** se determinó el diámetro del perno:

$$1 * 1.13 * 0.5 * Tb * 2 * 2 \geq 10000 \text{ Kg}$$

$$Tb = 4424.78 \text{ Kg}$$

Entrando con este valor en la tabla 6.A se seleccionó en consecuencia el valor de Tb mayor o igual al requerido, para lo cual se tiene:

El mínimo valor de Tb es 5440 Kg por lo que el diámetro del perno es 1/2".

Chequeando por corte se debe cumplir que:

$$\phi_v * P_{iv} * n * \eta \geq P$$

Ec. 6b

Donde:

ϕ_v = Factor de resistencia a tracción igual a 0.75. Ver tabla 2.1

P_{iv} = Carga correspondiente a los pernos a corte y se obtiene de $P_{iv} = F_v * A_b$, donde F_v es el esfuerzo o capacidad nominal dado para cada tipo de perno y A_b es el área nominal del perno.

η = número de pernos a utilizar

n = número de planos de corte.

Tabla 6B. Diseño de Pernos (Valores de P_{iv}). Fuente: FRATELLI, María Graciela, (2003). “Diseño De Estructuras Metálicas por el Método Estados Límites LRFD”

Diámetro del perno Pulgadas	Ab Cm ²	Pernos A325		
		P _{iv} (Kg)		
		Aplastamiento		Deslizamiento crítico
		(CR)	(SR)	
1/2	1.267	4270	5346	1514
5/8	1.979	6669	8351	2365
3/4	2.850	9604	12027	3405
7/8	3.879	13072	16369	4635
1	5.067	17075	21382	6055
1 1/8	6.443	21713	27189	7699

CR = con rosca incluida en los planos de corte

SR = Sin rosca incluida en los planos de corte

$$0.75 * 4270\text{Kg} * 2 * 2 \geq 10000$$

$$12810 \text{ Kg} > 10000 \text{ Cumple}$$

El detalle de la conexión se observa el plano anexo **8B**

La separación entre pernos dados en la tabla 3.8 del texto FRATELLI, María Graciela, (2003). “**Diseño De Estructuras Metálicas por el Método Estados Límites LRFD**”, para los perfiles 90*90*7 es 6cm, por lo que se debe cumplir que esta separación debe ser mayor o igual al diámetro del perno.

$$S \geq 3db$$

$$5 \text{ cm} \geq 3 * 1.27\text{cm}$$

$$5 \text{ cm} \geq 3.81 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

La distancia entre el borde y el centro del perno debe ser 1 cm

Para el espesor de la plancha se tiene:

$$t \geq \frac{P_u}{\phi d \eta 1.8 F_y} \quad \text{Ec. 6c}$$

Donde:

t = espesor de la plancha

P_u = carga última factorizada

$$\phi = 0.75$$

d = diámetro del perno

η = número de pernos

F_y = capacidad del material A36 = 2530 Kg/cm²

$$t \geq \frac{10000 \text{ Kg}}{0.75 * 1.27\text{cm} * 2 * 1.8 * 2530 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$t \geq 11.52 \text{ cm} \approx 12 \text{ mm}$$

Calculo de conexión Soldada en los perfiles a colocar

Miembro a soldar: Perfil HEA200

$$P_u = 4500 \text{ Kg}$$

$$M_u = 56.30 \text{ Kg/cm}$$

$$S_x = 389 \text{ cm}^3$$

Electrodos a utilizar E70XX

Para el material de aporte se tiene:

$$F_{EXX} = \text{Esfuerzo último del material de aporte} = 4920 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.75$$

De acuerdo con la tabla 23 – 5 de la Norma COVENIN 1618 el tamaño mínimo de soldadura debe ser 6mm. Adoptamos 10mm y chequeamos para las siguientes ecuaciones:

Para el metal de aporte

$$\phi R_{ns} = \phi * 0.707 * 0.60 * F_{EXX} * A \geq P_u$$

Donde A = área de la soldadura

$$\phi R_{ns} = 0.707 * 0.75 * 0.60 * 4920 \text{ Kg/cm}^2 * 1 \text{ cm} = 1565.298 \text{ Kg/cm}$$

Para el metal base se tiene:

En las alas:

$$\phi R_{nv} = \phi * 0.6 * F_y * A \geq P_u \text{ para } \phi = 0.90$$

$$\phi R_{nv} = 0.90 * 0.60 * 2530 \text{ Kg/cm}^2 * 25.2 \text{ Cm}^2 = 34428.24 \text{ Kg}$$

$$\text{Longitud de cordón para las alas } L = 34428.24 \text{ Kg} / 1565.298 \text{ Kg/cm} = 22 \text{ cm}$$

En el alma

$$\phi R_{nv} = 0.90 * 0.60 * 2530 \text{ Kg/cm}^2 * 12.92 \text{ Cm}^2 = 17651.304 \text{ Kg}$$

$$\text{Longitud de cordón para el alma } L = 17651.304 \text{ Kg} / 1565.298 \text{ Kg/cm}$$

$L = 12 \text{ cm} / 2 = 6 \text{ cm}$ para cada lado del alma

Chequeando la resistencia:

Para el metal base:

$$\phi R_{nv} = \phi * 0.6 * F_y * A \geq P_u$$

$$\phi R_{nv} = 0.90 * 0.6 * 2530 \text{ Kg/cm}^2 * 65.30 \text{ cm}^2 \geq 4500 \text{ Kg}$$

89212.86 Kg > 4500 Kg cumple

Para el metal de aporte:

$$\phi R_{ns} = \phi * 0.707 * 0.60 * F_{EXX} * L * t \geq P_u$$

Donde t es el espesor de la soldadura

$$\phi R_{ns} = 0.75 * 0.707 * 0.60 * 4920 \text{ Kg/cm}^2 * 34 \text{ cm} * 1 \text{ cm} \geq P_u$$

53220.132 Kg > 4500 Kg cumple

Chequeando el espesor mínimo y máximo:

Tabla 6C Tamaño máximo de soldadura

$t < 6 \text{ mm}$	$D_{\text{max}} = t$
$t \geq 6 \text{ mm}$	$D_{\text{max}} = t - 2$

Espesor máximo = $(14 \text{ mm} - 2 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$

$6 \text{ mm} < 10 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$ cumple

$M = f_b * S_x$ donde f_b es el esfuerzo máximo de cedencia para A36 = 2530 Kg/cm^2

$$M = 2530 \text{ Kg/cm}^2 * 426 \text{ cm}^3 = 1077780 \text{ Kg} - \text{cm} > 56.30 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Por lo que el perfil no requiere rigidizador

El detalle de la conexión se observa en el plano anexo **8B**

ANEXO 6

Tabla 6.A Flechas máximas recomendadas y relaciones L/d bajo cargas uniformemente distribuidas. **Fuente:** FRATELLI, María Graciela, (2003). “Diseño De Estructuras Metálicas por el Método Estados Límites LRFD”

Δ	L/d			
	Fy = 2500 Kg/cm ²	Fy = 3000 Kg/cm ²	Fy = 3500 Kg/cm ²	Fy = 4200 Kg/cm ²
L/180	44	37	32	26
L/240	33	28	24	20
L/300	28	23	20	17
L/360	22	19	16	13
L/600	14	12	10	8
L/800	10	8	7	6

ANEXO 7

FOTOS



Detalle del sistema de pórticos 1A



Detalle del sistema de pórticos 1B



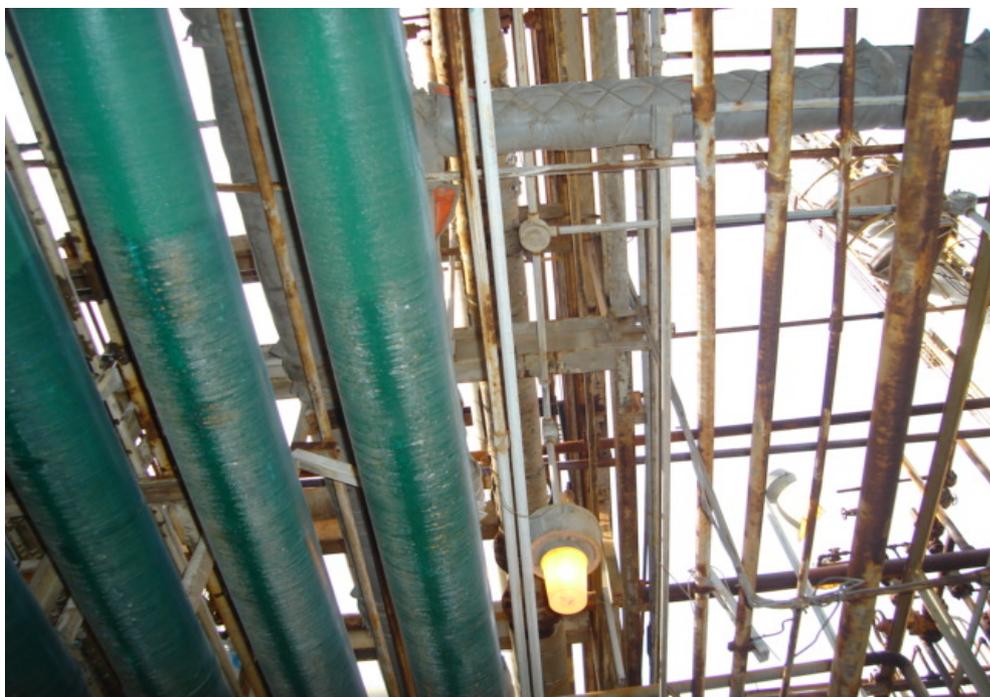
Detalle del sistema de pórticos 2



Detalle del sistema de pórticos 3



Tuberías en el sistema de pórticos 2



Tuberías en el sistema de pórticos 2



Tuberías apoyadas sobre una de las vigas afectadas por el fuego



Detalle de algunos de los elementos estructurales afectados por el fuego



Elementos estructurales afectados por el fuego



Elementos estructurales afectados por el fuego

ANEXO 8

PLANOS

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

TÍTULO	“EVALUACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD DE ALQUILACIÓN, EN EL COMPLEJO DE REFINACIÓN ORIENTE DISTRITO OPERACIONAL PUERTO LA CRUZ, ESTADO ANZOÁTEGUI”
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CULAC / E MAIL
Machado S.; Iliana A	CVLAC: 16.054.333 E MAIL: ili.machado@hotmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

SIMULACIÓN STAAD PRO

DERIVAS

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

PERFILES

SIMULACIÓN SOLIDWORKS

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y

ASCENSO:

ÁREA	SUBÁREA
INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS	INGENIERÍA CIVIL

RESUMEN (ABSTRACT):

En el siguiente Trabajo de Grado se presenta una Evaluación estructural de tres sistemas de pórticos los cuales sirven de soporte para tuberías. Dichos sistemas de pórticos se encuentran ubicados en La Unidad De Alquiler, en el complejo de Refinación Oriente, Distrito Operacional Puerto La Cruz, en el Estado Anzoátegui.

El objetivo fundamental de esta evaluación es determinar si el sistema estructural de dicha Unidad, se encuentra en la capacidad de soportar las solicitaciones a las cuales se encuentra sometida actualmente, además que parte de sus miembros estructurales se vieron afectados por un incendio generado por una de las bombas que operan en este lugar. El estudio de esta estructura está basado en los resultados obtenidos por dos simuladores (**STAAD PRO y SOLIDWORKS**), los cuales nos darán un aproximado de las condiciones bajo las cuales se encuentra este sistema estructural, y con base en los resultados obtenidos por ambos simuladores, se realizarán las propuestas necesarias para adecuar la estructura a las normas COVENIN 1618 – 98, 1756 – 2001 y PDVSA vigentes.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / EMAIL				
	ROL	CA	AS	TU X	JU
Ruiz C., Edmundo.	CVLAC:	4.026.960			
	E_MAIL	edmundoruizc@hotmail.com			
	E_MAIL				
Pinto, Blas	ROL	CA	AS	TU	JU X
	CVLAC:	5.487.446			
	E_MAIL	BlasPinto@hotmail.com			
	E_MAIL				
Velásquez, Gerónimo	ROL	CA	AS	TU	JU X
	CVLAC:	4012752			
	E_MAIL	GEROVE@hotmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2.009	01	22
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE: SPA

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO:**

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
1. TESIS: MACHADO.PDF	APPLICATION/MS PDF
2. TESIS: MACHADO.DWG	APPLICATION/ACAD

CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS: A B C D E F G H I J
K L M N O P Q R S T U V W X Y Z . a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y
z . 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 .

ALCANCE

ESPACIAL: Refinería Puerto La Cruz, Ingeniería de
Instalaciones (OPCIONAL)

TEMPORAL: Desde 04/07/2008 hasta el 22/01/09 (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

INGENIERO CIVIL

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

PREGRADO

ÁREA DE ESTUDIO:

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

INSTITUCIÓN:

UNIVERSIDAD DE ORIENTE NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y

ASCENSO:

DERECHOS

*De acuerdo con el Artículo 44 del reglamento de trabajos
de grado de la Universidad de Oriente:*

**“LOS TRABAJOS DE GRADO SON PROPIEDAD DE LA
UNIVERSIDAD DE ORIENTE Y SÓLO PODRÁN SER
UTILIZADOS PARA OTROS FINES CON EL
CONSENTIMIENTO DEL CONSEJO DE NÚCLEO
RESPECTIVO, QUIEN LO PARTICIPARÁ AL CONSEJO
UNIVERSITARIO”**

AUTORES

BR. Iliana A. Machado S

TUTOR

PROF. Edmundo Ruiz C.

JURADO

PROF. Blas Plinto

JURADO

PROF. Gerónimo Velásquez

POR LA SUB-COMISION DE TESIS

PROF. YASSER SAAB.

