

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



**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTE DE TUBERÍA (PR-02) UBICADO
EN CENTRO OPERATIVO SAN JOAQUÍN EN EL MUNICIPIO ANACO
ESTADO ANZOÁTEGUI PARA EL PROYECTO REEMPLAZO DE
CABEZAL DE ENTRADA NIVEL 60 PSIG**

Realizado por:

RAMÍREZ C, ALIESKA J

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

INGENIERO CIVIL.

Cantaura, Marzo del 2022

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



**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTE DE TUBERÍA (PR-02) UBICADO
EN CENTRO OPERATIVO SAN JOAQUÍN EN EL MUNICIPIO ANACO
ESTADO ANZOÁTEGUI PARA EL PROYECTO REEMPLAZO DE
CABEZAL DE ENTRADA NIVEL 60 PSIG**

Asesor académico:

Asesor Industrial:

Ing. Anabel González

Ing. Victor Medori

Cantaura, Marzo del 2022

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



**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTE DE TUBERÍA (PR-02) UBICADO
EN CENTRO OPERATIVO SAN JOAQUÍN EN EL MUNICIPIO ANACO
ESTADO ANZOÁTEGUI PARA EL PROYECTO REEMPLAZO DE
CABEZAL DE ENTRADA NIVEL 60 PSIG**

**El Jurado calificador hace constar que asistió a la presentación y defensa del
Trabajo de Grado y decidió emitir el veredicto de:**

APROBADO

Ing. Anabel González
Asesor Académico

Ing. Daniel Cabrera
Jurado Principal

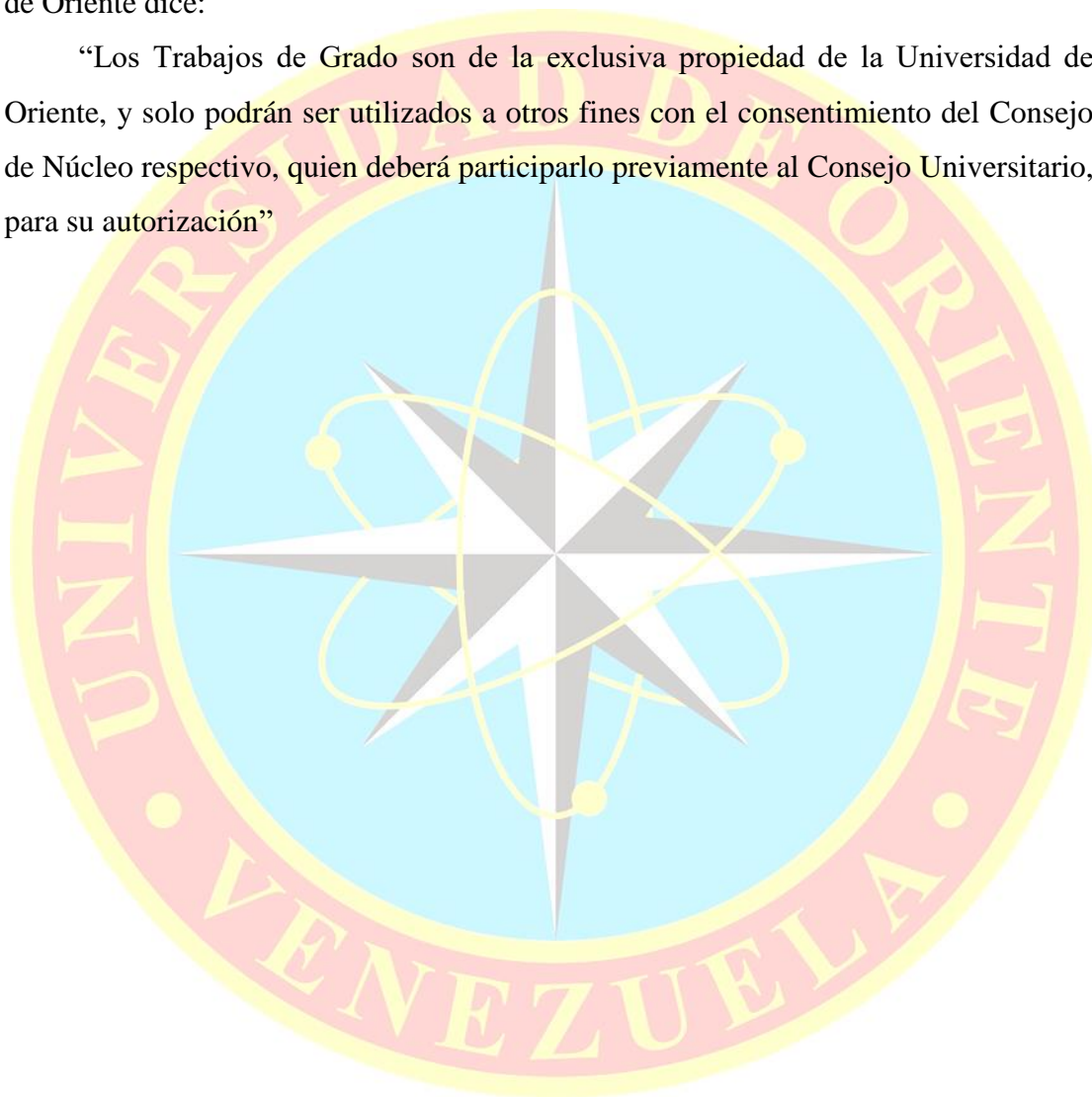
Prof. Elys Rondón
Jurado Principal

Cantaura, Marzo 2022

RESOLUCIÓN

Según el Artículo 41, del Reglamento de Trabajos de Grado de la Universidad de Oriente dice:

“Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y solo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Consejo Universitario, para su autorización”





**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERIA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIARÍA CIVIL
COMISIÓN DE TRABAJO DE GRADO**

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTE DE TUBERÍA (PR-02) UBICADO
EN CENTRO OPERATIVO SAN JOAQUÍN EN EL MUNICIPIO ANACO
ESTADO ANZOÁTEGUI PARA EL PROYECTO REEMPLAZO DE
CABEZAL DE ENTRADA NIVEL 60 PSIG**

**Autor: Br. Ramírez C. Alieska J.
Asesor Académico: Anabel González
Año: 2022**

RESUMEN

En este proyecto se realizó un análisis estructural a un puente para soporte de tubería designado como PR-02 ubicado en el Centro Operativo San Joaquín. El cual es basado en la construcción de un modelo en 3D de la estructura metálica con el apoyo del *software* SAP2000 v20, a solicitud de la empresa, para su posterior análisis bajo las especificaciones de la norma AISC 360-16. Con el apoyo de datos obtenidos por medio de planos y documentos destinados para el proyecto, se realizó un modelo acercado al *Pipe Rack* ya existente, además se requirieron el hacer correspondientes cálculos de: Fuerzas actuantes de las tuberías que son soportadas por el *pipe rack*, fuerzas sísmicas y eólicas que afectan a la estructura, así como también el chequeo de las fundaciones existentes. Con el fin de proponer un refuerzo estructural óptimo para el puente de tubería, que pueda soportar cargas adicionales destinadas a válvulas y accesorios de bloqueo para el mantenimiento de las tuberías a futuro.

Palabras claves: PDVSA GAS, Estructura, Análisis, *Pipe Rack*, SAP2000.

DEDICATORIA

A todo aquel que esté interesado, y que lee este trabajo por gusto u otra razón en particular, a ti te lo dedico, porque si este proyecto te ayuda me sentiría feliz que lo puedas usar para apoyarte.

Alieska J. Ramírez C.

INDICE GENERAL

RESOLUCIÓN.....	iv
RESUMEN.....	v
DEDICATORIA.....	vi
INDICE GENERAL.....	vii
INDICE DE FIGURAS.....	xii
INDICE DE TABLAS.....	xv
INTRODUCCIÓN.....	xviii
CAPÍTULO I.....	19
EL PROBLEMA.....	19
1.1 Planteamiento del problema.....	19
1.2 Objetivos.....	22
1.2.1 Objetivo general.....	22
1.2.2 Objetivos específicos.....	22
1.3 Generalidades de la empresa.....	23
1.3.1 Reseña histórica de Petróleos de Venezuela.....	23
1.3.2 Reseña histórica de PDVSA GAS S.A.....	25
1.3.3 Generalidades de PDVSA GAS.....	27
1.3.4 Gerencia de construcción de PDVSA Gas S.A.....	28
1.3.5 Descripción del Centro Operativo San Joaquín.....	31
CAPÍTULO II.....	33
MARCO TEÓRICO.....	33
2.1 Antecedentes de la investigación.....	33
2.2 Bases teóricas referenciales.....	35

2.2.1 <i>Pipe Rack</i>	35
2.2.2 Método de estados limites	36
2.2.3 Cargas o Acciones	36
2.2.4 Combinaciones de carga	39
2.2.5 Factor de mayoración de carga	41
2.2.6 Estado límite de servicio.....	43
2.2.7 Cálculo de acciones del viento	44
2.2.7.1 Clasificaciones de las construcciones según su uso y características de respuesta ante la acción del viento.....	44
2.2.7.2 Parámetros que depende de la zonificación eólica	47
2.2.7.3 Determinación de las acciones por efectos del viento	49
2.2.8 Cálculo de acciones sísmicas.....	54
2.2.9 Análisis de fundaciones	63
2.2.9.1 Sistema de fundaciones.....	63
2.2.9.2 Tipo de fundaciones.....	63
2.2.9.3 Requerimientos para una adecuada fundación	65
2.2.9.4 Términos y formulas relacionados para los chequeos de fundaciones	65
CAPITULO III.....	69
MARCO METODOLÓGICO	69
3.1 Tipo de investigación	69
3.2 Nivel de la investigación.....	70
3.3 Técnicas de recolección de datos	70
3.3.1 Revisión documental	71
3.3.2 Observación directa	72
3.3.3 Entrevista	72

3.4 Instrumentos de recolección de datos	73
3.4.1 Libreta o Block de notas	73
3.4.2 Teléfono móvil o cámara fotográfica	73
3.4.3 Computador	73
CAPITULO IV	74
ANÁLISIS DE RESULTADOS	74
4.1 Recopilación de material bibliográfico y estudios previos	74
4.2 Levantamiento planialtimétrico del sitio.....	75
4.3 Efectuar el análisis estático y dinámico del puente de tubería bajo consideraciones de la norma COVENIN 2003, PDVSA JA-221, con la ayuda del programa SAP2000 v20.....	77
4.3.1 Montando la estructura base y estableciendo parámetros principales en SAP2000	77
4.3.2 Definición de patrones y casos de cargas	84
4.3.3 Combinaciones de carga.....	86
4.3.4 Análisis de flexibilidad convertidas en fuerzas	86
4.3.5 Estudio de análisis del viento	94
4.3.6 Cargas para la plataforma	98
4.3.6.1 Acciones del viento sobre plataforma.....	99
4.3.6 Calculo para acciones sísmicas.....	103
4.3.7 Introducción de Espectro de diseño en el SAP2000.....	107
4.3.8 Asignación de matriz masa.....	108
4.4 Estudiar la relación demanda/capacidad de los elementos estructurales del puente de tubería según los requisitos de la AISC 360-16 con el apoyo del programa SAP2000	110
4.4.1 Comprobación de fundaciones existentes en Puente de tubería	113

4.5 Elaborar refuerzo estructural bajo las consideraciones AISC 360-16 y la demanda determinada con la ayuda del programa SAP2000 v20	121
4.6 Planos de ingeniería y detalle para reforzamiento	128
CAPITULO V	130
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	130
5.1 Conclusiones	130
5.2 Recomendaciones.....	133
BIBLIOGRAFIA.....	134
ANEXOS	¡Error! Marcador no definido.
Anexo A. Resultados para Ad con periodo de 0.01s...;	¡Error! Marcador no definido.
Anexo B. Detalle de fundaciones.....;	¡Error! Marcador no definido.
Anexo C. Comprobación de fundaciones para caso 2 de estructura original analizada	¡Error! Marcador no definido.
Anexo D. Comprobación de fundaciones para caso 3 de estructura original analizada	¡Error! Marcador no definido.
Anexo E. Comprobación de fundaciones para caso 4 de estructura original analizada.	¡Error! Marcador no definido.
Anexo F. Comprobación de fundaciones para caso 1 de propuesta de reforzamiento.	¡Error! Marcador no definido.
Anexo G. Comprobación de fundaciones para caso 2 de propuesta de reforzamiento.	¡Error! Marcador no definido.
Anexo H. Comprobación de fundaciones para caso 3 de propuesta de reforzamiento.	¡Error! Marcador no definido.
Anexo I. Comprobación de fundaciones para caso 4 de propuesta de reforzamiento.	¡Error! Marcador no definido.

Anexo J. Comprobación de fundaciones para caso 5 de propuesta de reforzamiento.	¡Error! Marcador no definido.
Anexo K. Planta, puente de tubería PR-02 reforzamiento estructural nivel +7800 (entre los ejes J-E).....	¡Error! Marcador no definido.
Anexo L. Planta, puente de tubería PR-02 reforzamiento estructural nivel +3600 (entre los ejes J-E).....	¡Error! Marcador no definido.
Anexo M. Frontal puente de tubería PR-02 reforzamiento estructural, pórtico 1 y 2.	¡Error! Marcador no definido.
Anexo N. Vista para pórticos nuevos J' y G' y secciones nuevas para pórticos F y H.	¡Error! Marcador no definido.
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO	135

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Ubicación geográfica de PDVSA GAS y sus plantas en las regiones Oriente y Occidente de Venezuela.....	25
Figura 1.2. Ubicación de PDVSA Gas Distrito Anaco, el Área Mayo de Anaco y el Área Mayor de Oficina.....	27
Figura 1.3. Organigrama de la Gerencia de construcción de PDVSA Gas Distrito Anaco	29
Figura 1.4. Ubicación de Centro Operativo San Joaquín.....	32
Figura 2.1. Mapa de la velocidad básica del viento	47
Figura 2.2. Mapa amenaza sísmica, valores de a^*	58
Figura 2.3. Mapa amenaza sísmica, valores de γ	59
Figura 2.4 Cargas actuantes en para el chequeo de estabilidad en la fundación.....	66
Figura 4.1. Puente de tubería PR-02 existente, parte 1, pórticos J- I- H- G.....	76
Figura 4.2. Puente de tubería PR-02 existente, parte 2, pórticos G- F- H.....	76
Figura 4.3. Selección de Unidades para trabajar en la estructura	77
Figura 4.4. Asignación de ejes para los pórticos del puente de tubería	78
Figura 4.5. Asignación del material para perfiles metálicos Acero A36	79
Figura 4.6. Especificaciones para Acero A36.....	80
Figura 4.7. Definición de propiedades de acero de la estructura HEA240, HEA200, HEA 140 y 2L 100x100x10	81
Figura 4.8. Especificaciones de propiedades HEA240	81
Figura 4.9. Especificaciones de propiedades HEA200	82
Figura 4.10. Especificaciones de propiedades HEA140	82
Figura 4.11. Especificaciones de propiedades 2L 100x100x10.....	83

Figura 4.12. Asignación de restricciones para empotramiento	83
Figura 4.13. Asignación de restricciones para arriostramiento.....	84
Figura 4.14. Definición de patrones de carga	85
Figura 4.15. Definición de casos de carga	85
Figura 4.16. Ingreso de combinaciones de cargas.....	86
Figura 4.17. Fuerzas resultantes en nodo 3100	87
Figura 4.18. Fuerzas resultantes en nodo 3130	88
Figura 4.19. Fuerzas resultantes en nodo 3160	88
Figura 4.20. Fuerzas resultantes en nodo 3170	89
Figura 4.21. Fuerzas resultantes en nodo 3190	89
Figura 4.22. Fuerzas resultantes en nodo 3200	90
Figura 4.23. Fuerzas resultantes en nodo 3600	90
Figura 4.24. Fuerzas resultantes en nodo 3630	91
Figura 4.25. Fuerzas resultantes en nodo 3660	91
Figura 4.26. Fuerzas resultantes en nodo 3670	92
Figura 4.27. Fuerzas resultantes en nodo 3690	92
Figura 4.28. Fuerzas resultantes en nodo 3700	93
Figura 4.29. Cargas HYD, OPEG OPEL en el nodo 3130	94
Figura 4.30. Espectro de diseño en sentido X.....	106
Figura 4.31. Espectro de diseño en sentido Y	106
Figura 4.32. Definición de espectro de diseño en eje X.....	107
Figura 4.33. Definición de Matriz masa MSSSRC1	108
Figura 4.34. Introducción de datos de matriz masa	108

Figura 4.35. Participación de masa con 12 modos estandarizados	109
Figura 4.36. Participación de masa con 55 modos.....	110
Figura 4.37. Análisis de elementos estructurales del modelo original.....	111
Figura 4.38. Selección de tabla para Joint Reactions.....	112
Figura 4.39. Combinaciones de carga seleccionadas de la estructura original, para el chequeo de las fundaciones.....	112
Figura 4.40. Dimensionado de Fundaciones	113
Figura 4.41. Adición de nuevos pórticos para refuerzo	121
Figura 4.42. Chequeo de elementos estructurales con secciones nuevas.....	124
Figura 4.43. Detalles de viga de carga de carga HEA240 en falla.....	125
Figura 4.44. Detalles de viga de amarre HEA140 en falla.....	125
Figura 4.45. Adición de elementos nuevos para solución de fallas existentes	126
Figura 4.46. Chequeo de elementos estructurales nuevas para solución	127
Figura 4.47. Combinaciones de carga seleccionadas de la estructura con solución propuesta, para el chequeo de las fundaciones.....	127

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1, Condiciones de carga	39
Tabla 2.2. Solicitaciones mayoradas para diferentes hipótesis de solicitaciones en el estado límite de agotamiento resistente.....	42
Tabla 2.3. Factor de importancia eólica	45
Tabla 2.4. Tipos de Exposición para los componentes y cerramientos	48
Tabla 2.5. Acciones en sistemas resistentes al viento.....	50
Tabla 2.6. Constantes para el cálculo de K_z y K_h	51
Tabla 2.7. Factores de respuesta ante ráfagas G_h para sistemas resistentes al viento de las construcciones Tipo III, en acero.....	53
Tabla 2.8. Coeficientes para el cálculo de las acciones sobre elementos estructurales individuales.	54
Tabla 2.9. Forma espectral tipificada y factor ϕ	56
Tabla 2.10. Valores que definen la forma del espectro.....	56
Tabla 2.11. Factor de amortiguamiento (ξ).....	60
Tabla 2.12. Valores de T^+ (segundos).....	61
Tabla 2.13. Factores de ductilidad (D).....	62
Tabla 4.1. Acciones del viento sobre columna HEA240	96
Tabla 4.2. Acciones del viento sobre vigas de carga HEA200	97
Tabla 4.3. Acciones del viento sobre vigas de carga HEA240	97
Tabla 4.4. Acciones del viento sobre vigas de amarre HEA140.....	97
Tabla 4.5. Acciones del viento sobre diagonales 2L 100x100x10.....	97
Tabla 4.6. Acciones del viento sobre viga HEA160 ubicada entre los pórticos J-I....	99
Tabla 4.7. Acciones del viento sobre vigas HEA160 ubicada entre los pórticos G-F	99

Tabla 4.8. Acciones del viento sobre columnas HEA160 ubicada entre los pórticos G-F	99
Tabla 4.9. Acciones del viento sobre diagonal 2 UPN140 en pórtico J.....	100
Tabla 4.10. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos J e I (1).....	100
Tabla 4.11. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos J e I (2).....	100
Tabla 4.12. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos J e I (3).....	100
Tabla 4.13. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos G –F (1).....	101
Tabla 4.14. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos G –F (2).....	101
Tabla 4.15. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos G –F (3).....	101
Tabla 4.16. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos G –F (4).....	101
Tabla 4.17. Acciones del viento sobre L 50x50x5 ubicado en el pórtico J con tres diferentes longitudes	102
Tabla 4.18. Acciones del viento sobre L 50x50x5 ubicado en el pórtico I con cuatro diferentes longitudes	102
Tabla 4.19: Acciones del viento sobre L 50x50x5 ubicado entre los pórticos G y F con siete longitudes diferentes	103
Tabla 4.20. Datos para dimensionado de fundaciones.....	114
Tabla 4.21. Cómputos métricos de fundación aislada.....	114

Tabla 4.22. Valores para fuerzas cortantes y momentos últimos. Caso 1.....	115
Tabla 4.23. Ángulos ϕ de fricción interna.....	115
Tabla 4.24. Valores para momentos de deslizamiento y volcamiento actuantes en fundaciones. Caso 1	116
Tabla 4.25. Chequeo por volamiento. Caso 1	117
Tabla 4.26. Chequeo por deslizamiento. Caso 1	117
Tabla 4.27. Chequeo de esfuerzo en el suelo. Caso 1	117
Tabla 4.28. Chequeo de zapata. Caso 1	118
Tabla 4.29. Chequeo por corte. Caso 1	119
Tabla 4.30. Chequeo por punzonado. Caso 1.....	119
Tabla 4.31. Chequeo por aplastamiento. Caso 1	120
Tabla 4.32. Fuerzas resultantes nuevas para pórticos existentes y nuevos	123

INTRODUCCIÓN

Todas las estructuras industriales pertenecientes a Petróleos de Venezuela, S. A. (PDVSA) deben estar diseñadas y construidas bajo ciertas especificaciones dadas por un lado por las Normas Venezolanas y junto con las normas de la empresa que han sido expuestas para dichas especificaciones, al ser de origen industrial se entiende que estas estructuras también manejan y transportan hidrocarburos peligrosos tanto para el ambiente como las personas, como lo son el gas natural y sus derivados; por lo que se tiene que tener mayor cuidado y ser los más exactos posibles al estar diseñando estas estructuras y no tener inconvenientes a futuro y sean lo suficientemente seguras tanto para la maquinaria que este soportada en la estructura como para los trabajadores que estén operando en ellas.

Para el diseño de las estructuras metálicas de origen industrial se debe de tomar en cuenta las condiciones de la zona, como el suelo, condiciones sísmicas del lugar, y cuanto el viento que puede afectar la estructura, así mismo a los materiales asignados para su construcción, de esta forma asegurar su funcionamiento y permanencia a través del tiempo. De lo contrario al no estar bien diseñadas o presentar fallas puede llevar a la empresa a tener considerables pérdidas materiales e incluso vitales.

Por lo que para un buen diseño de estas estructuras se debe de aplicar un análisis que permita obtener resultados satisfactorios cumpliendo todos los requisitos establecidos por las normas usadas, llevándola a una simulación que permita conocer su comportamiento ante una eventualidad. También es de conocimiento que la mayoría de las estructuras existentes han estado asentadas durante mucho tiempo por lo que se requieren que sean evaluadas nuevamente si se es necesaria una modificación o adición nueva a la estructura, de esta forma reforzando o cambiando elementos que puedan ocasionar fallas graves.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del problema

El negocio del gas en Venezuela lo desarrolla Petróleos de Venezuela, S.A. (PDVSA), más en concreto su filial PDVSA Gas, S.A. que está encargada de las actividades de explotación y procesamiento de gas para la producción de Líquidos de Gas Natural (LGN); de la misma forma, es la encargada del transporte y mercadeo de gas en el mercado interno y explotación de LGN. Su sede principal se ubica en Anaco, Estado Anzoátegui, la cual está conformada por: la Presidencia, Gerencial General, Gerencia de Producción Gas Anaco y Gerencias adscritas, tanto modulares como de apoyo. Sumada a la gerencia de producción gas Anaco de PDVSA Gas, S.A. está la Gerencia de Construcción, dedicada a la ejecución de proyectos de infraestructuras, tanto industriales como no industriales, de manera rentable, eficiente, segura y en armonía con el ambiente.

El Centro Operativo San Joaquín (COSJ), es un complejo que se ubica en la carretera nacional Anaco-Santa Ana y se encarga de la separación y tratamiento de los hidrocarburos provenientes de las estaciones de descarga ubicadas a lo largo del campo San Joaquín: San Joaquín estación de descarga 1, 2, 3 y 4 (SJED-1, SJED-3, SJED-4), El Roble estación de descarga 2 (ERED-2) y Guarío estación de descarga 1 (GED-1), las cuales reciben el flujo multifásico de los pozos situados a lo largo de la zona y los envían hacia las facilidades de entrada del Centro Operativo San Joaquín (COSJ) cuyas líneas manejan dos presiones distintas de cada una de las estaciones de descarga, 60 psi y 450 psi.

Dentro de la Gerencia de Construcción se ha solicitado el proyecto referido al análisis del diseño estructural de puentes de tuberías ubicados en el Centro Operativo San Joaquín, del cual a la línea que maneja la presión de 60 psi del cabezal de

entrada, es necesaria la incorporación de nuevas válvulas y accesorios de bloqueo para el mantenimiento de las tuberías. En lo que respecta a la incorporación de esta solicitud supone, para los ingenieros a cargo, un incremento de cargas totales a soportar para la estructura, por lo cual se hace necesario la realización de un análisis estructural completo al puente de tubería, “*Pipe Rack 02*” (PR-02) y, de esta forma, comprobar que el mismo sea lo suficientemente resistente para sobrellevar las cargas nuevas, y, por otra parte, comprobar el hecho de no presentar fallas o daños irreversibles a la estructura.

Según lo planteado con anterioridad, se realizó un análisis estructural al puente de tubería existente y así determinó las posibles fallas que puedan estar presentes ante la incorporación de estas cargas nuevas. El análisis fue realizado con el apoyo del “*software*” de análisis estructural SAP2000 v20; de igual forma, junto con el análisis, cálculos de: Fuerzas actuantes de las tuberías que son soportadas por el “*pipe rack*,” fuerzas sísmicas y eólicas que afectan a la estructura, así como también el chequeo de las fundaciones existentes. Al mismo tiempo, se elaboraron planos con la incorporación de los nuevos elementos, con el uso del programa AutoCAD 2017, para el reforzamiento de la misma.

En lo que se refiere al análisis, se recolectó información para conocer y observar directamente la situación actual de la estructura en general, así como el estado de las fundaciones y conexiones existentes; de igual manera, se hizo necesario dialogar con los ingenieros a cargo para conocer parámetros o estudios facilitados que se usaron para complementar los análisis, como lo es el estudio del suelo de la zona. Se usó como herramienta principal el *software* de análisis estructural SAP2000 v20 en el que se hizo un modelado en 3D del puente de tubería existente y para la presentación de los cálculos se usaron hojas de cálculo de Microsoft Excel 2013, considerando las especificaciones de la Norma Venezolana de Acciones del Viento sobre las Construcciones COVENIN 2003-1986, la norma Internacional para

Edificios de Acero Estructural AISC 360-16 y las fuerzas sísmicas fueron las calculadas bajo las normas de la empresa, PDVSA JA-221 y JA-222.

El alcance del proyecto abarcó desde modelado en 3D de la estructura existente en el programa SAP2000 v20 con su respectivo análisis estático y dinámico, la evaluación de los elementos que conforman la estructura, que comprenden tanto los elementos existentes como de los nuevos a incorporar para el reforzamiento del “*Pipe Rack*” 02, así como también va acompañado de los planos de ingeniería y detalle del refuerzo a presentar.

Cabe resaltar, que este es el primer trabajo de investigación realizado para la Universidad de Oriente, extensión Cantaura, sobre análisis estructural destinado a un “*Pipe Rack*”, en conjunto con el programa SAP2000 v20 bajo las normas y especificaciones técnicas de ingeniería propiedad de la empresa, apoyadas con las normas de la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN).

Este proyecto es un gran aporte para la industria petrolera nacional, dentro de la disciplina civil, y puede ser usado como solución de reforzamiento de la estructura, no solamente para el “*pipe rack*” en estudio, sino también para los demás puentes de tuberías ubicados en el Centro Operativo San Joaquín. De igual manera, este trabajo de investigación podrá ser usado como referencia para futuros tesis, pasantes y estudiantes de la Universidad de Oriente, en cuanto a estudios destinados al análisis estructural en puentes de tubería en acero estructural; así mismo, constituye una guía detallada y organizada para la realización de cálculos necesarios para su posterior análisis y modelado usando el programa SAP2000 v20.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Evaluar el diseño estructural del puente de tubería, “*Pipe Rack-02*” (PR-02) ubicado en el Centro Operativo San Joaquín en el municipio Anaco, estado Anzoátegui, para el proyecto Reemplazo de cabezal de entrada nivel 60 PSIG.

1.2.2 Objetivos específicos

Realizar levantamiento planialtimétrico del puente de tubería PR-02.

Efectuar el análisis estático y dinámico del puente de tubería bajo las condiciones de la norma COVENIN 2003, PDVSA JA-221, con la ayuda del programa SAP2000 v20.

Estudiar la relación demanda/capacidad de los elementos estructurales del puente de tubería según los requisitos de la AISC 360-16 con el apoyo del programa SAP2000 v20.

Elaborar refuerzo estructural bajo las condiciones AISC 360-16 y demanda determinada con la ayuda del programa SAP2000 v20.

Preparar los planos de ingeniería para el reforzamiento con el programa AutoCAD 2017.

1.3 Generalidades de la empresa

1.3.1 Reseña histórica de Petróleos de Venezuela

Petróleos de Venezuela, S.A. y sus filiales (PDVSA), es una corporación de la República Bolivariana de Venezuela, creada por el Estado Venezolano en el año 1975, en cumplimiento de la Ley Orgánica que Reserva al Estado, la Industria y el Comercio de Hidrocarburos (Ley de Nacionalización). Sus operaciones son supervisadas y controladas por el Ministerio del Poder Popular de Petróleo y Minería, anteriormente denominada Ministerio del Poder Popular para la Energía y Petróleo (MENPET).

El potencial petrolífero de Venezuela se da a conocer mediante investigaciones realizadas por el Dr. José María Vargas, quien llevó a cabo la realización de un análisis de una muestra de petróleo proveniente del estado Trujillo en el año 1839. Para el año 1875, luego del terremoto del estado Táchira, se produce un bote de petróleo en la Hacienda la Alquitrana. A partir de ese momento comienza la explotación comercial del petróleo en Venezuela, a través de la primera Compañía Petrolera Venezolana, llamada Petrolia.

La explotación en grande se inicia en 1914, en la cuenca petrolífera del Lago de Maracaibo, en el Estado Zulia; por la compañía “*Caribbean Petroleum Company*”. Dicha explotación petrolera comenzó en el pozo Zumaque I, en el Campo Mene Grande. En el año 1922 fue creada la “*Gulf Company*”, seguidamente en 1923, se creó la “*Venezuela Oil Company*”, destinada al desarrollo de las actividades petroleras en el país. Con la promulgación de la Ley de Hidrocarburos en 1943, en la cual se reconocía al Estado Venezolano el derecho de explorar y explotar los hidrocarburos mediante órganos descentralizados y particulares que hubiesen obtenido las respectivas concesiones, la industria petrolera avanza en su proceso de desarrollo de forma definitiva.

Desde su creación en 1975, Petroleros de Venezuela, S.A. (PDVSA), se ha convertido en una de las corporaciones energéticas más importantes del mundo, propiedad de la República Bolivariana de Venezuela. Se encarga del desarrollo de la industria petrolera, petroquímica y carbonífera; de planificar, coordinar, supervisar y controlar las actividades operativas de sus divisiones, tanto en Venezuela como en el exterior.

PDVSA lleva adelante actividades en materia de explotación y producción para el desarrollo de petróleo y gas; bitumen y crudo pesado de la faja del Orinoco; así como explotación de yacimientos de carbón. Ocupa una destacada posición entre los refinadores mundiales y su red de manufactura y mercadeo abarca Venezuela, el Caribe, estados Unidos y Europa. Además, realiza actividades de investigación y desarrollo tecnológico, educación y adiestramiento en sectores vinculados con la industria energética.

Dentro de los objetivos de Petroleros de Venezuela se tienen los siguientes:

- Desarrollar tecnologías que permitan incrementar el factor de recobro.
- Apoyar el desarrollo del Gas Costa Afuera en el país.
- Impulsar y garantizar la correcta gestión ambiental de las operaciones de PDVSA.
- Fortalecer las relaciones de cooperación en las áreas de ciencia y tecnología entre PDVSA, las universidades y otras instituciones, para elaborar propuestas de valor.
- Establecer nuevos esquemas para adoptar tecnologías de punta.
- Fortalecer la explotación en áreas a desarrollos actuales.

1.3.2 Reseña histórica de PDVSA GAS S.A.

Petroleros de Venezuela Gas (PDVSA GAS), es una filial de PDVSA cuyo accionista es el estado venezolano. Las actividades realizadas por esta organización engloban todo lo referente a la explotación, producción, transporte, procesamiento, distribución y comercialización del gas natural y sus derivados; de manera rentable, segura, eficiente, transparente y comprometida en sus productos y servicios, en armonía con el ambiente y la sociedad, proporcionado un clima organizacional favorable para los trabajadores y promoviendo la incorporación del sector privado en el desarrollo de la industria gasífera. Esta empresa dispone de oficinas gerenciales y comerciales a lo largo del territorio nacional, donde mantiene operaciones.

Está dividida en dos grupos regionales de operaciones: Región Oriente y Región Occidente. La Región Oriente está conformada por: Fraccionamiento Jose, Extracción San Joaquín, Refrigeración San Joaquín, Extracción Jusepín, Extracción Santa Bárbara y un Puerto de Desembarque (Despacho Jose). La Región Occidental está integrada por: Fraccionamiento Ulé, Fraccionamiento Bajo grande y Puertos de Desembarque Ulé. En la Figura 1.1 se muestra la Ubicación geográfica de PDVSA Gas en regiones antes mencionadas.



Figura 1.1. Ubicación geográfica de PDVSA GAS y sus plantas en las regiones Oriente y Occidente de Venezuela
 Autor: PDVSA GAS (2002)

La ciudad de Anaco, el corazón Gasífero de Oriente, se encuentran los mayores reservorios de gas de todo el país y uno de los más grandes del mundo. Al principio fue la planta de Gas Santa Rosa, Propiedad de “*Mene Grande Oil Company*”, donde se empezó a tomar conciencia de que el gas, además de servir para el uso doméstico, se podía procesar e industrializar. Hace unos treinta años, se colocó en funcionamiento el gasoducto Anaco – La Mariposa que comienza cerca del Campo de Buena Vista y hoy se extiende por los estados Anzoátegui, Guárico, Miranda, Carabobo, Lara y Distrito Capital.

El 17 de Enero de 1967, el presidente Raúl Leoni coloca la primera piedra del que sería el segundo gasoducto más importante de Venezuela, desde Anaco hasta Puerto Ordaz, a través del cual se alimentan las importantes empresas básicas del Estado Bolívar. En 1999 el Ministerios de Energía y Minas hoy día Ministerio de Energía y petróleo (MENPET), convierte a Anaco en el Distrito gasífero de Venezuela.

Actualmente este Distrito se conoce con el nombre de Producción Gas Anaco. Ubicado en la región central del estado Anzoátegui, se extiende por 13.400 km², desde el corrimiento frontal de la Serranía del Interior en el norte hasta el corrimiento de Anaco en el sur; termina al este en el sistema de fallas de Úrica, y su final occidental se coloca 30 km al oeste del límite entre los estados Anzoátegui y Guárico. Se encuentra conformado además por dos extensas áreas de explotación: la unidad de producción Área Mayor Anaco (A.M.A), con un área de 3.160 km² y formada por los Campos Santa Rosa, Guario, El Roble, San Joaquín, Santa Ana y El Toco; y la unidad de producción Área Mayor Oficina (A.M.O), con un área de 10.240 km² conformada por los siguientes campos: Aguasay, La Ceibita, Mata R, Zapatos, Soto Mapiri, entre otros. En la Figura 1.2 se especifica la ubicación de PDVSA Gas Distrito Anaco, el Área Mayor de Anaco y el Área Mayor de Oficina.

Ubicación Geográfica

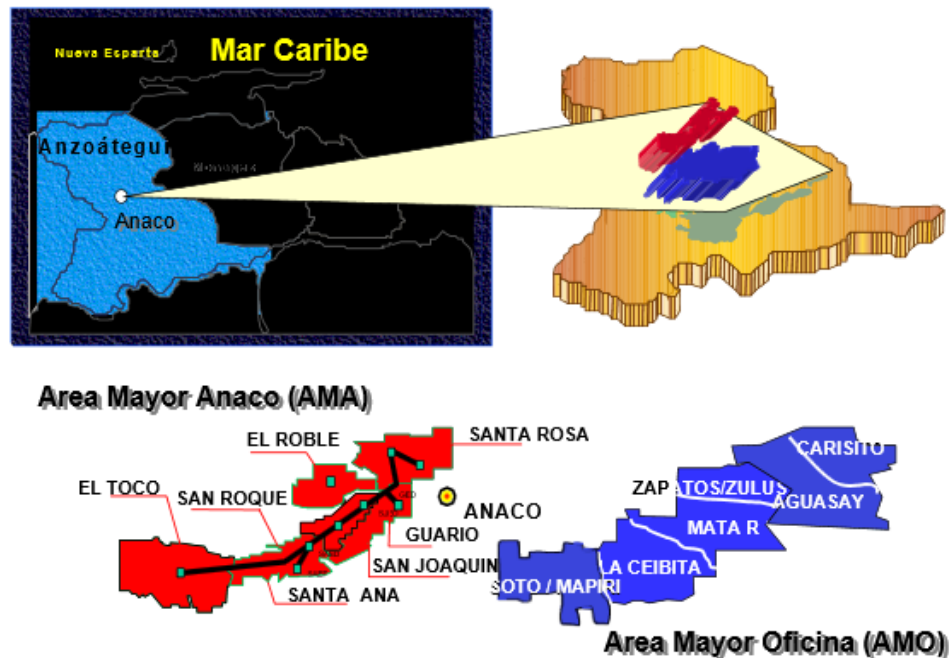


Figura 1.2. Ubicación de PDVSA Gas Distrito Anaco, el Área Mayo de Anaco y el Área Mayor de Oficina
 Autor: PDVSA Gas Distrito Anaco (2003)

1.3.3 Generalidades de PDVSA GAS

Visión: Ser reconocido como líder de creación de valor en el negocio de exploración, producción, transporte, procesamiento, distribución y comercialización del gas natural y sus derivados, a través del aprovechamiento óptimo de sus yacimientos, la eficiencia e introducción oportuna de nuevas tecnologías; con gente de primera preparada y motivada, preservando su integridad y la de los activos, en total armonía con el medio ambiente y el entorno.

Misión: Maximizar la explotación de reservas de gas eficiente y rentable, en armonía con el medio ambiente y promoviendo el crecimiento socioeconómico del país.

Valores: Se dirigen los negocios con la perspectiva de cumplir la visión y misión fundamentales en los siguientes valores corporativos:

- Se conducen con integridad.
- Modelan respeto por la gente.
- Proceden con equidad.
- Actúan con responsabilidad social.
- Están comprometidos con la seguridad.
- Mantienen los más altos niveles de competitividad y excelencia.

Cultura: La importancia que la empresa da a la cultura, radica en la interacción existente entre la organización y el individuo y estos responden de acuerdo a sus creencias y valores, dando como resultado una cultura organizacional, que define día a día nuestra manera de ser, basada en valores y principios.

1.3.4 Gerencia de construcción de PDVSA Gas S.A.

El negocio del gas lo desarrolla PDVSA Gas, S.A., filial verticalmente integrada, la cual es la encargada de actividades de explotación y procesamiento de gas para la producción de Líquidos de Gas Natural (LGN); así como el transporte y mercadeo interno y explotación de LGN. Su sede principal se encuentra en Anaco, Estado Anzoátegui, conformado por Presidencia, Gerencia General, Gerencia de Producción Gas Anaco y Gerencias adscritas, tanto modulares como de apoyo.

Adscrita a la gerencia de Producción Gas Anaco de PDVSA Gas, S.A. se encuentra la gerencia de construcción que es una organización dedicada a la ejecución de proyectos de infraestructura industrial y no industrial, de manera rentable, eficiente, segura y en armonía con el ambiente, satisfaciendo los requisitos de los clientes y contando con un personal capacitado y comprometido con el mejoramiento continuo de los procesos e identificando con los principios, valores y políticas de la Corporación. Ubicados en Campo Norte, Anaco, Estado Anzoátegui. Edificio Francisco de Miranda (Antiguo Compex #4)

La Gerencia de Construcción ha implantado su Sistema de Gestión de la Calidad (SGC), cumpliendo con las directrices señaladas en la norma COVENIN ISO 9001:2008, con la finalidad de mantener el óptimo funcionamiento y satisfacer las necesidades de sus clientes, a través de la planificación, inspección y cierre de los proyectos de infraestructura industrial y no industrial aplicados a diversos productos y/o servicios.

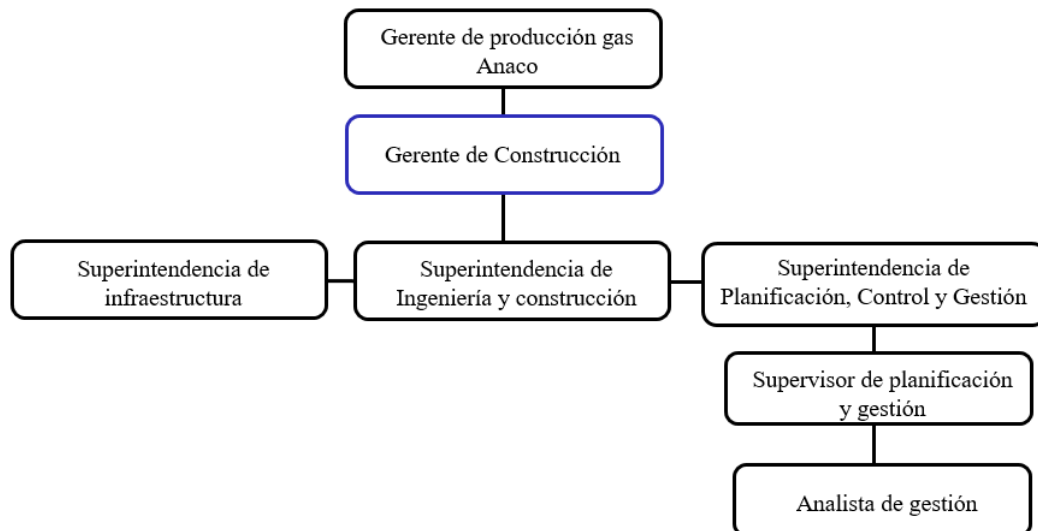


Figura 1.3. Organigrama de la Gerencia de construcción de PDVSA Gas Distrito Anaco

Autor: PDVSA Gas Distrito Anaco (2018)

- **Misión**

Son una organización dedicada a la ejecución de proyectos de infraestructura industrial y no industrial, de manera rentable, eficiente, segura y en armonía con el ambiente, satisfaciendo los requisitos de los clientes, contando con un personal capacitado y comprometido con el mejoramiento continuo de los procesos e identificado con los principios, valores y políticas de la Corporación.

- **Visión**

Ser reconocida para el año 2015, como una organización que ejecuta bajo las mejores prácticas de seguridad, ambiente y calidad, los proyectos de infraestructura industrial y no industrial requeridos por la Corporación.

- **Política de calidad**

La Gerencia de Construcción adscrita a la Gerencia de Producción Gas Anaco, está orientada a la ejecución de proyectos de infraestructura industrial y no industrial requeridos por la Corporación, cumpliendo con las mejores prácticas de seguridad, ambiente y calidad, que satisfagan los requisitos de los clientes, contando con un personal capacitado y comprometido, utilizando proveedores calificados, y a su vez, manteniendo un Sistema de Gestión de Calidad basado en la mejora continua mediante revisiones y análisis de sus procesos.

La gerencia de Construcción está comprometida e identificada con los valores y principios de la Corporación, para así generar el mayor aporte al desarrollo económico y social del país alineado con el Proyecto Nacional Simón Bolívar y el Plan Siembra Petrolera.

Objetivos generales de la Gerencia de Construcción

- Lograr la implementación y mantenimiento del Sistema de Gestión de Calidad bajo los requisitos de la norma ISO 9001:2008 en la Gerencia de Construcción.
- Asegurar el cumplimiento de las normas de seguridad y ambiente durante la ejecución de proyectos de infraestructura industrial y no industrial.
- Asegurar el cumplimiento de los tiempos planificados y la administración de los presupuestos asignados durante la ejecución de los proyectos de infraestructura industrial y no industrial, a fin de garantizar la satisfacción de los clientes.
- Asegurar la disposición del personal calificado, mediante el establecimiento, ejecución y control de las acciones de formación y desarrollo del personal para mantener la eficacia de los procesos.
- Asegurar las evoluciones de los proveedores que realizan trabajos en los proyectos de infraestructura industrial y no industrial, a fin de garantizar la toma de acciones oportunas y la calidad de sus productos finales.
- Garantizar la participación activa del personal en las actividades sociales y políticas planificadas por la Corporación, que aseguren el cumplimiento de los principios y valores estables.

1.3.5 Descripción del Centro Operativo San Joaquín

El Centro Operativo San Joaquín (COSJ), es un complejo ubicado en la carretera nacional Anaco-Santa Ana del cual es el encargado de la separación y tratamiento de los hidrocarburos que provienen de las estaciones de descarga ubicadas a lo largo del campo San Joaquín: San Joaquín estación de descarga 1, 2, 3 y 4 (SJED-1, SJED-3, SJED-4), El Roble estación de descarga 2 (ERED-2) y Guarío estación de descarga 1 (GED-1), de las cuales se recibe el flujo multifásico de los

pozos situados a lo largo de la zona y los envían hacia las facilidades de entrada del Centro Operativo San Joaquín (COSJ) cuyas líneas manejan dos presiones distintas de cada una de las estaciones de descarga: 60 psi y 450 psi.

Hoy en día en el COSJ se maneja aproximadamente el 40% de la producción de gas natural del distrito Anaco, promediando una producción aproximada de 450 MMPCD, los cuales se dividen en 200 MMPCD provenientes de los trenes de baja presión y 250 MMPCD comprimidos por los trenes de alta presión. Asimismo, la producción de crudo se estima en 3500 BIs/día.

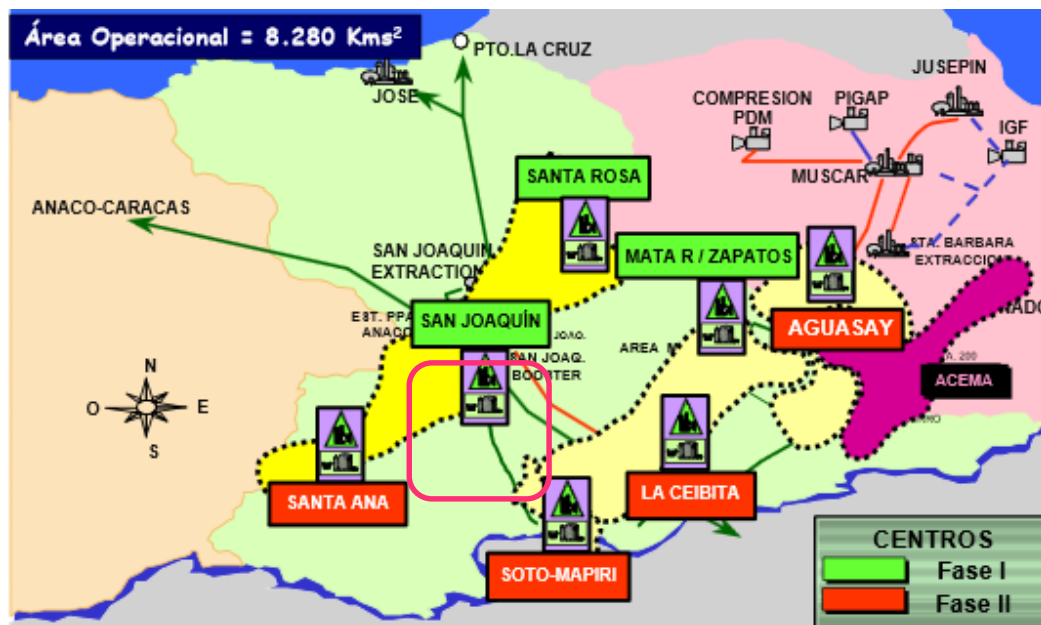


Figura 1.4. Ubicación de Centro Operativo San Joaquín
Autor: PDVSA Gas Distrito Anaco (2003)

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

Este trabajo plantea su justificación teórica de acuerdo a investigaciones que han sido analizadas, estudiadas y puestas en práctica con anterioridad y, de alguna manera, sirven de respaldo al trabajo presentado, relacionado con el análisis del diseño estructural del puente de tubería, *Pipe Rack-02* (PR-02) para el proyecto Reemplazo de cabezal de entrada nivel 60 PSI, solicitado a la empresa. Para ello, se ha considerado mencionar los siguientes estudios por su cercanía a la problemática a investigar.

Entre ellos está la investigación de Arias (2017), quien realizó una propuesta de fundación para una torre desmetalizadora, proyecto IV tren San Joaquín, planta extracción San Joaquín, PDVSA gas Anaco, estado Anzoátegui, permite tener en cuenta la importancia de procedimientos organizados de diseño y cálculos de una fundación y criterios para el cumplimiento de la estructura analizada, dado que el mismo abarcó el diseño estructural de una fundación que cumple con los criterios y especificaciones establecidos por la industria petrolera, normas nacionales e internacionales aplicables. Para el proyecto, el aporte está referido al diseño de las fundaciones, tomando en cuenta los criterios y especificaciones aprobadas y usadas dentro de la empresa.

En el mismo sentido de la investigación anterior, el trabajo presentado por Medina (2014), relacionado con un diseño civil estructural de un *rack* de concreto reforzado para instalaciones industriales, reviste interés por cuanto describe una metodología para el análisis, cálculos y construcciones de cimentaciones para un *rack* de tuberías, utilizando un *software* comercial para la realización de los análisis y los

cálculos respectivos de las fuerzas actuantes sobre la estructura. Por tal razón, se considera un aporte valioso para este trabajo, ya que refiere al modo cómo presentar de forma ordenada y esquematizada los pasos a seguir para la realización del análisis estructural de un rack destinado a las plantas industriales, con el apoyo de un *software* libre como lo es SAP2000.

El trabajo de investigación de Azócar (2010), presenta un manual de procedimiento para el diseño de fundaciones para la estación de flujo JNEF-01 PDVSA, en el área de U.P. San Cristóbal, distrito San Tomé, logra construir una metodología práctica porque en él se plantea cómo resumir, sintetizar todo lo que conlleva el cálculos y diseño de la fundación en particular, en el cual se detalla de forma esquematizada y con un diagrama de flujo, un manual para el cálculo de fundaciones según los criterios y especificaciones de la empresa. Manual que sirve de gran aporte para el proyecto, como guía para el diseño y comprobación de las fundaciones existentes del puente de tubería; así mismo, tomar en consideración las especificaciones usadas dentro de la industria petrolera, para el cálculo y diseño de fundaciones.

Allauca (2009), en su trabajo de grado, simulación de puentes mediante *software* SAP2000 y calificación de materiales y soldaduras, describe un procedimiento detallado y gráfico de la simulación en 3D y análisis estructural para un puente, usando como herramienta principal el *software* SAP2000 v12. Como aporte para el trabajo se tomó en consideración como guía de cómo hacer un análisis de un puente con el programa SAP2000.

2.2 Bases teóricas referenciales

2.2.1 *Pipe Rack*

Un *rack* de tuberías o un soporte para tuberías, es una estructura que está constituida por una sucesión de marcos de concreto reforzado o acero estructural que son restringidos longitudinalmente por vigas, se caracterizan por tener una gran longitud y sección transversal puede ser constante o variable dependiendo de las necesidades de cada proyecto, como función principal, brinda soporte a tuberías, de ahí su nombre, así como también instalaciones eléctricas e instrumentos y, algunos casos, pueden soportar equipos, es así como lo indica Medina (2014), en su proyecto de diseño de un *rack* de concreto para instalaciones industriales.

El *Pipe Rack* a estudiar es una estructura al completo de acero estructural, que ha sido destinado para el soporte de tuberías existentes de 36 pulgadas de diámetro que transporta gas de baja presión de 60 psi. Asimismo, se ha destinado que un futuro próximo van soportar cargas nuevas de las válvulas a incorporar. El PR-02 posee plataformas metálicas para facilitar el paso del personal y el mantenimiento de la misma.

Los *Pipe Racks* son estructuras que dentro de la industria petrolera son comúnmente usados, para cumplir su cometido: capaces de soportar tuberías, cables de alimentación y bandejas de cables de instrumentos. Dentro de las especificaciones de la empresa el material deberá ser de acero estructural diseñado de acuerdo con el Manual de Construcción de Acero (AISC). Sus miembros deben ser diseñados para satisfacer todas las condiciones operacionales a las cuales las tuberías o equipos puedan estar sujetas. Condiciones que abarcan: sismo y cargas de viento donde sea

aplicables, cargas hidrostáticas, etc. Viento, terremotos y factor de forma según sea requerido.

2.2.2 Método de estados límites

Para que una estructura permanezca en buenas condiciones durante toda su vida útil, la misma deberá ser diseñada bajo las condiciones del método de los estados límite, la cual, principalmente, mantiene una baja probabilidad de que la estructura alcance su estado límite sin que esta quede fuera de servicio, independientemente de la estructura que sea. Lo primordial es velar por la funcionabilidad, durabilidad y seguridad de la estructura al momento de diseñar.

Los estados límite se clasifican en dos estados, que son importantes a considerar para el diseño de una estructura: El estado límite de agotamiento resistente o estado límite último, que está relacionado con la seguridad y la capacidad. Y el estado límite de servicio, relacionado con la durabilidad y funcionamiento de la estructura. Arias (2017, p. 43), en su trabajo de propuesta de fundación para torre desmetalizadora, define estos dos estados de la siguiente manera:

- **Estados límites últimos:** Se relaciona con la capacidad que tiene la estructura de soportar cualquier carga y que al ser superada queda fuera de servicio por colapso total, incluso puede afectar la seguridad de las personas. El colapso de la estructura para este tipo de estado límite no depende directamente de su funcionalidad sino de la inestabilidad que ocasione el llegar a ese estado.
- **Estados límites de servicio:** Este tipo de estado pertenece a la máxima capacidad de servicio de la estructura, dependiendo directamente de su funcionalidad.

2.2.3 Cargas o Acciones

Las cargas sobre una estructura son definidas como aquellos fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones o deformaciones en los elementos de una edificación, la Norma Venezolana COVENIN 2002-88, Criterios y Acciones mínimas para el proyecto de edificaciones. Las acciones que afectan directamente a la estructura se pueden clasificar en: permanentes, variables, accidentales y extraordinarias. Para el trabajo presentado se consideraron las cargas que, directamente, inciden en la estructura a estudiar, definidas por la norma de empresa PDVSA A-261:

- **Cargas o acciones permanentes (CP)**

Son las que siempre actúan sobre la estructura y no varían en el tiempo, comprendidas por el peso de la estructura y de los componentes no estructurales que permanecen allí. Las cargas permanentes de equipos producidas por su propio peso se definirán de la siguiente manera:

- **Peso de operación:** Es el peso vacío más el peso del fluido de operación y/o catalizador. Esta carga, a su vez, se clasifica en dos, Operacional Gravitacional (OPEG, o como la carga dinámica) y la Carga Operacional Lateral (OPEL, también carga térmica).
- **Peso de prueba:** Es el peso vacío más el peso de agua necesaria para la prueba hidrostática (HYD).

Estas cargas o acciones están definidas por el peso en sí del puente junto con las tuberías existentes, las cargas por operación y de prueba están definidas por los análisis de flexibilidad para determinar el peso que aporta las tuberías en ambos casos. Asimismo, se agregan a estas el peso de la plataforma que será de 100 kgf/m^2 y el peso propio de la baranda que es igual a $34,83 \text{ kgf/m}^2$.

- **Cargas o acciones variables**

Son aquellas acciones que actúan sobre la estructura con una magnitud variable en el tiempo. Se deben a su ocupación habitual, como lo son el peso de las personas, objetos, vehículos, ascensores y maquinarias, sus efectos de impacto, así como las acciones variables de temperatura y reológicas. Las cargas variables se aplican de forma distribuida sobre la estructura. Según la norma PDVSA A-261 la carga variable de la plataforma sobre el puente de tubería tendrá un valor de 250 Kg/m^2 .

- **Cargas o acciones accidentales**

Son las que en la vida útil de la estructura tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia durante lapsos breves de tiempo como las acciones debidas al sismo, viento, oleaje, corrientes, etc. Las cargas que son tomadas en cuenta para los cálculos de la revisión de la estructura son:

- **Cargas o acciones del viento:** Son las acciones producidas por el aire en movimiento sobre objetos que se les interponen, y consisten, principalmente en empujes y succiones. Para sus cálculos y consideraciones se usó la norma Venezolana COVENIN 2003-1986 acciones del viento sobre las construcciones.
- **Cargas o acciones sísmicas:** Son las acciones derivadas de la ocurrencia de sismos, que pueden tener afectación sobre estructuras, tales como aquellos debidos a la inestabilidad del terreno, desplazamientos de fallas, tsunamis, entre otros. Para determinar cómo afecta a la estructura se siguieron los lineamientos de la norma PDVSA JA-221.

- **Carga por fricción**

Las fuerzas horizontales debidas a fricción serán consideradas como el producto de coeficiente de fricción “C” multiplicado por la carga vertical correspondiente. Para

el caso puntual de la presente investigación el coeficiente será C es establecido por la norma PDVSA A-261 y tiene un valor de: 0,30 para el contacto acero con acero.

2.2.4 Combinaciones de carga

Las estructuras y elementos estructurales deben de diseñarse para que resistan tantos los efectos de carga individual como las combinaciones de cargas posibles que se presenten durante las fases de prueba y operación en equipos y tuberías. En la Tabla 2.1. Se muestran las cargas de diseño presente en las condiciones de carga o fases a presentar el equipo.

Condiciones de Carga	Cargas de Diseño
Equipo vacío o en Montaje	<ol style="list-style-type: none"> 1 Cargas muertas de la estructura 2 Cargas muertas del equipo 3 Cargas muertas de tuberías 4 Cargas de impacto 5 Cargas temporales y cargas causadas por el impacto (incluyendo impacto) 6 Carga de viento o de sismo
Equipo en Prueba	<ol style="list-style-type: none"> 1 Cargas muertas de la estructura 2 Cargas muertas del equipo en prueba 3 Cargas muertas de tuberías 4 Cargas vivas 5 Carga de viento
Equipo en Operación	<ol style="list-style-type: none"> 1 Cargas muertas de la estructura 2 Cargas muertas del equipo en operación 3 Cargas muertas de tuberías 4 Cargas vivas 5 Cargas de impacto 6 Cargas de operación 7 Cargas de viento o de sismo
Equipo en Mantenimiento	Cargas de mantenimiento que pueden ocurrir durante el arranque, detenimiento o interrupción del proceso en operación, junto con otras cargas que puedan razonablemente considerarse que actúan simultáneamente.

Para este trabajo, se utilizaron solo las cargas de diseño presentes en las fases de prueba y operación; para ello, se han de considerar que las cargas deben de ser combinadas para producir la condición de carga más crítica para el diseño de los miembros estructurales y sus conexiones. Se combinaron aquellas cargas que pudieran razonablemente ocurrir simultáneamente. Se ha de recordar que las combinaciones de carga no necesitan ser hechas para elementos no estructurales, tales como: plataformas, pasarelas, etc. Según el documento No. SCIP-IG-C-02-I de PDVSA se establecen combinaciones de carga para los casos de prueba y de operación, dichas combinaciones fueron usadas como base para crear las combinaciones definitivas:

- **Equipo en Prueba**

$$5) U= 0,83(CM + EP)$$

$$6) U= 0,83(CM + 0,50CV + EP)$$

$$7) U= 0,75(CM + EP \pm 0,333W_x)$$

$$U= 0,75(CM + EP \pm 0,333W_y)$$

- **Equipo en Operación**

$$11) U= 0,75(CM + EO + CT + CV \pm W_x)$$

$$U= 0,75(CM + EO + CT + CV \pm W_y)$$

Donde para el caso estudiado la nomenclatura será para:

CM= Carga muerta que se sustituirá por CP.

CV= Carga variable queda igual.

EP= Carga de equipo en prueba, será la carga hidrostática HYD.

EO= Carga de equipo en Operación, será la carga de Operación Gravitacional OPEG.

CT= Carga Térmica, será la equivalente a la carga Operacional Lateral OPEL.

W_x= Viento con dirección en X.

W_y= Viento con dirección en Y.

2.2.5 Factor de mayoración de carga

El factor asignado a cada solicitación está influenciado por el grado de exactitud con el que pueda calcularse el efecto de la carga que es factible se produzca durante la vida útil de la estructura y por la forma en que se definen las cargas. Los factores de mayoración consideran la probabilidad simultánea de las solicitaciones, por lo que se deben examinar varias combinaciones de cargas para determinar la condición más crítica para el diseño de la estructura. Bajo las especificaciones de la empresa se ha de considerar que el equipo y tuberías estén en condiciones, tanto de prueba como en operación, para la realización de las combinaciones de carga como anteriormente se ha expuesto; asimismo, los factores de mayoración usados son los establecidos en la FONDONORMA 1753-2006 (Ver Tabla 2.2).

ACCIONES	HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES, U	FÓRMULAS
Permanentes	1,4 (CP + CF)	(9-1)
Permanentes y Variables	1,4 (CP + CF)	(9-1)
	1,2 (CP+ CF) 1,6 CV+ 0,5 CV _t	(9-2)
	1,2 CP + 1,6 CV _t + CV	(9-3)
Permanentes, Variables y Sísmicas	1,4 (CP + CF)	(9-1)
	1,2 (CP+ CF) 1,6 CV+ 0,5 CV _t	(9-2)
	1,2 CP + 1,6 CV _t + CV	(9-3)
	1,2 CP + γ CV ± S	(9-5)
	0,9 CP + S	(9-7)
Permanentes, Variables y Eólicas	1,4 (CP + CF)	(9-1)
	1,2 (CP+ CF) 1,6 CV+ 0,5 CV _t	(9-2)
	1,2 CP + 1,6 CV _t ± 0,8 W	(9-3)
	1,2 CP + 0,5 CV + CV _t ± 1,6 W	(9-4)
	0,9 CP ± 1,6 W	(9-6)

Tabla 2.2. Solicitaciones mayoradas para diferentes hipótesis de solicitaciones en el estado límite de agotamiento resistente
Fuente: FONDONORMA 1753-2006 Proyecto y construcción de obras en concreto estructural

Tomando como base lo antes expuesto, para esta investigación se utilizaron las siguientes combinaciones de carga:

- **Equipo en Prueba**
 - 1) $U = 1,4(CP + HYD)$
 - 2) $U = 1,2(CP + HYD) + 1,6CV$

$$3) U= 1,2(CP + HYD) + 0,5CV + 1,6W_x$$

$$4) U= 1,2(CP + HYD) + 0,5CV + 1,6W_y$$

$$5) U= 0,9(CP + HYD) 1,6W_x$$

$$6) U=0,9(CP + HYD) 1,6W_y$$

- **Equipo en Operación**

$$7) U= 1,4(CP + OPEG + OPEL)$$

$$8) U= 1,4(CP + OPEG + OPEL) + 1,6CV$$

$$9) U= 1,2(CP + OPEG + OPEL) + 0,5CV + 1,6W_x$$

$$10) U= 1,2(CP + OPEG + OPEL) + 0,5CV + 1,6W_y$$

$$11) U= 0,9(CP + OPEG + OPEL) + 1,6W_x$$

$$12) U= 0,9(CP + OPEG + OPEL) + 1,6W_y$$

$$13) U= 1,2(CP + OPEG + OPEL) + S_x + 0,3S_y$$

$$14) U= 1,2(CP + OPEG + OPEL) + S_y + 0,3S_x$$

$$15) U= 0,9CP + S_x + 0,3S_y$$

$$16) U= 0,9CP + S_y + 0,3S_x$$

El factor 0,3 usado para sismo, según la norma PDVSA JA-221. Diseño sismorresistente de instalaciones industriales, indica que la sollicitación final de diseño debida a la acción simultánea de las 3 componentes del sismo, se obtiene al cambiar los valores del 100% de la sollicitación debida al sismo en una dirección, con el 30% de cada una de las sollicitaciones debidas a las otras dos direcciones ortogonales.

2.2.6 Estado límite de servicio

El estado límite de servicio busca obtener no solamente una resistencia adecuada sino también un comportamiento adecuado bajo condiciones de servicio, la misma se encuentra relacionada a las condiciones de uso de la estructura. La

servicialidad asegura que las tuberías que soporta el *Pipe Rack* no se desalineen, así que se toman en cuenta para la creación de combinaciones de cargas y su factor de multiplicación de cargas es igual a 1.

$$17) U = CP + HYD$$

$$18) U = CP + OPEG + OPEL$$

$$19) U = CP + HYD + CV$$

$$20) U = CP + OPEG + OPEL + CV$$

$$21) U = CP + HYD + W_x$$

$$22) U = CP + HYD + W_y$$

$$23) U = CP + OPEG + OPEL + W_x$$

$$24) U = CP + OPEG + OPEL + W_y$$

$$25) U = CP + OPEG + OPEL + S_x$$

$$26) U = CP + OPEG + OPEL + S_y$$

2.2.7 Cálculo de acciones del viento

Para cálculos de estructuras es importante el considerar las acciones del viento sobre la misma, para determinar cuánto la afectará en alguna deformación, por más mínima que sea. Se hizo un análisis para saber cómo reacciona frente a una situación y sea funcional a lo largo de su vida útil. Para el cálculo de la carga del viento se ha de considerar los siguientes aspectos, tomados de la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 2003-1986, Acciones del viento sobre las construcciones.

2.2.7.1 Clasificaciones de las construcciones según su uso y características de respuesta ante la acción del viento

- **Clasificación según el uso.**

Se clasifican de acuerdo al grado de seguridad aconsejable para las construcciones, dentro de las que se consideran el riesgo de las vidas humanas dentro y en los alrededores de las construcciones que impliquen cierto grado de aglomeración de personas.

Dentro de los grupos se tienen: Grupo A, que abarcan a aquellas construcciones cuya falla pudiera ocasionar cuantiosas pérdidas humanas o económicas, estas instalaciones son esenciales y su funcionamiento es vital para situaciones de emergencia. Grupo B, dentro de este grupo las construcciones son de uso público o privado tales como: Viviendas familiares, edificaciones destinadas a viviendas o comerciales, plantas e instalaciones industriales y almacenes y depósitos en general. Grupo C, en este grupo están comprendidos aquellas construcciones que no están clasificadas en los anteriores, y su colapso no cause daño alguno a construcciones de los dos primeros grupos.

- **Factor de importancia eólica**

Para criterios de diseño se han de establecer valores nominales para las acciones que sean consistentes con la seguridad deseada, el factor de importancia eólica (α) dada en la Tabla 2.3 permite seleccionarlo según el grupo al cual la estructura pertenece.

GRUPO	α
A	1.15
B	1.00
C	0.90

Tabla 2.3. Factor de importancia eólica
Fuente: COVENIN 2003-1986

- **Clasificación según las características de respuestas**

Atendiendo a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar a las construcciones, estas se pueden clasificar en cuatro tipos, según las características geométrica expuesta a la acción del viento.

- **Tipo I**, las construcciones pertenecientes a este grupo son aquellas poco sensibles a las ráfagas, con periodos naturales de vibración no mayores a 1 segundo, cuya esbeltez sea menor o igual a 5. Este tipo incluye las construcciones con cubiertas de láminas, con una o más fachadas abiertas como naves industriales, teatro, auditorios, etc. También incluyen cubiertas estructurales rígidas, que sean capaces de resistir la acción del viento sin variar sustancialmente su geometría.
- **Tipo II**, incluyen las construcciones abiertas cuya esbeltez sea menor o igual a 5 o poco sensibles a los efectos del viento, debido un periodo natural de vibración menor o igual a 1 segundo, tales como las torres o antenas atirantadas y en voladizo, los tanques elevados y la vallas.
- **Tipo III**, pertenecen a este tipo aquellas construcciones especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración las cuales favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Comprenden aquellas construcciones cuya relación de esbeltez sea mayor de 5 o su período natural de vibración sea mayor de 1 segundo, o por las que por su geometría sean propensas a fuertes vibraciones.
- **Tipo IV**, se agrupan dentro de este tipo las construcciones que presentan problemas aerodinámicos especiales, difíciles de cuantificar por medios analíticos, y que requieran usualmente para su diseño de ensayos representativos en túneles de viento.

2.2.7.2 Parámetros que depende de la zonificación eólica

Estos parámetros se han de determinar, dependiendo del terreno donde se encontrará la estructura.

- Selección de la velocidad básica

La velocidad básica del viento (V) se ha determinar por medio de la figura 2.1 proporcionada de la norma COVENIN 2003-1986, de la cual la velocidad

CORR
terr

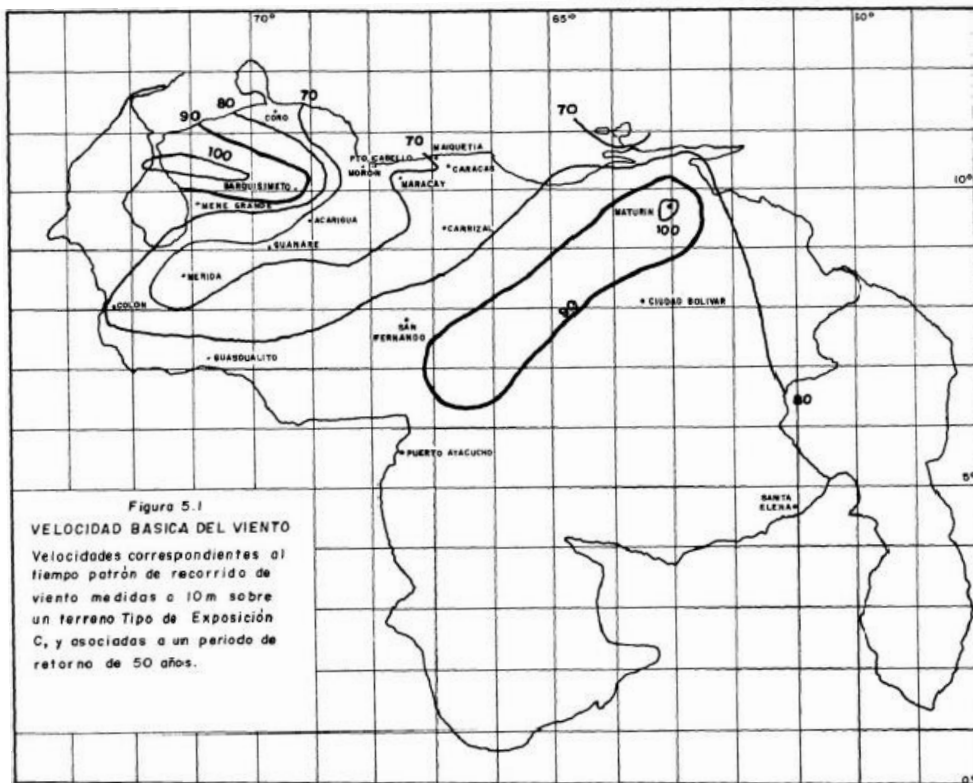


Figura 2.1. Mapa de la velocidad básica del viento

Fuente: COVENIN-MINDUR 2003-1986

- **Tipos de exposición**

En el tipo de exposición donde será edificada una estructura se toman importantes todas aquellas características e irregularidades del terreno. Se han de considerar debidamente las variaciones en la rugosidad de la superficie del terreno, atribuidas, tanto a la vegetación y topografía del terreno y también a los obstáculos que se interpongan a una corriente paralela al mismo. Siguiendo estas consideraciones se tienen los siguientes tipos de exposición:

- **Tipo de exposición A**, este tipo corresponde a grandes centros urbanos donde al menos 50% de las construcciones tienen alturas superiores a 20 metros.
- **Tipo de exposición B**, dentro de este tipo incluyen a las áreas urbanas, suburbanas, boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones que tengan las dimensiones usuales de viviendas unifamiliares con altura promedio no superior a 10 metros.
- **Tipo de exposición C**, este tipo corresponde a las planicies, los campos abiertos, las sabanas y terrenos abiertos con obstrucciones dispersas cuya altura en general no sobrepasa de 10 metros.
- **Tipo de exposición D**, se clasifican en este tipo a áreas planas del litoral que no tengan obstrucciones y que estén expuestas a viento que soplan sobre grandes masas de agua.

La selección del tipo de selección puede ser escogida por las descripciones

TIPO DE EXPOSICIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN			A	B	C	D
			TIPO DE CONSTRUCCIÓN			
I	Cerradas	$h \leq 20m$	C	C	C	C
		$h > 20m$	B	B	C	D
II	Abiertas	Para todo valor de h	B	B	C	D
III	Abiertas	Para todo valor de h	B	B	C	D
		Cerradas	$h \leq 20m$	C	C	C
	$h > 20m$		B	B	C	D

Tabla 2.4. Tipos de Exposición para los componentes y cerramientos

Fuente: COVENIN-MINDUR 2003-1986

anteriormente mencionadas, así como también determinadas por Tabla 2.4 de la norma COVENIN-MINDUR 2003-1986.

2.2.7.3 Determinación de las acciones por efectos del viento

Se tomó como base para los cálculos de las acciones del viento sobre la estructura la siguiente ecuación:

$$W = q \cdot G \cdot C \cdot A \quad (\text{Ec.1})$$

Donde:

W= Es la magnitud del empuje o succión que el viento produce sobre una superficie “A”. Dicha magnitud será especificada de acuerdo a la Tabla 2.5 según el tipo de estructura con la que se trabajará.

q= Presión dinámica ejercida por el viento de velocidad básica (V).

G= Factor de respuesta ante ráfagas para considerar la naturaleza fluctuante del viento y su interacción con las construcciones.

C= Coeficiente de empuje o succión que depende de la de la construcción.

A= Área de la superficie expuesta o área proyectada sobre un plano a la dirección del viento.

Tipo de Construcción		Presiones y Fuerzas
I	Cerrada	Barlovento: $P_z = q_z G_h C_P$ (6.2a)
		Sotavento: $P_h = q_h G_h C_P$ (6.2b)
		En caso de estructuras de un solo piso y similares se incluirá el efecto de las acciones internas y se verificarán las siguientes fórmulas:
		Barlovento: $P_z = q_z G_h C_P - q_h GC_{pi}$ (6.2c)
Sotavento: $P_h = q_h G_h C_P - q_h GC_{pi}$ (6.2d)		
II	Abierta	$F = q_z G_h C_f A_f$ (6.3)
III	Cerrada	Barlovento: $P_z = q_z G_h C_P$ (6.2a) Sotavento: $P_h = q_h G_h C_P$ (6.2b)
	Abierta	$F = q_z G_h C_f A_f$ (6.3)
IV	Cerrada o Abierta	Requiere estudios especiales, pero las acciones no serán menores que las correspondientes al Tipo III

Tabla 2.5. Acciones en sistemas resistentes al viento

Fuente: COVENIN-MINDUR 2003-1986

- Presión dinámica (q)

La presión dinámica (q) de unidad Kgf/m^2 será determinada para fachadas a barlovento, que varían en función de la altura z sobre el terreno, con la siguiente expresión:

$$qz = 0,00485 \cdot Kz \cdot \alpha \cdot V^2 \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde Kz dependiendo de la altura será igual a:

$$Kz = 2,58 \left(\frac{4,50}{z_g} \right)^{2/\beta} \quad \text{Para } Z \leq 4,50\text{m} \quad (\text{Ec. 2.a})$$

$$Kz = 2,58 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\beta} \quad \text{Para } Z > 4,50\text{m} \quad (\text{Ec. 2.b})$$

Los valores para para altura Z_g y factor β serán determinados con la Tabla 2.6 según el tipo de exposición dela estructura a analizar

TIPO DE EXPOSICIÓN	FACTOR β	ALTURA * z_g metros
A	3.0	460
B	4.5	370
C	7.0	270
D	10.0	200

Tabla 2.6. Constantes para el cálculo de Kz y Kh

Fuente: COVENIN-MINDUR (A) 2003-1986

- **Factores de respuesta ante ráfagas**

Generalmente se han definir dos factores de respuesta ante ráfagas, G_h para los sistemas resistentes al viento y G_z para los componentes y cerramiento. Para el puntual trabajo se ha de usar G_h el mismo se determinará según el tipo de construcción del cual está clasificada (I, II, III o IV). Para construcciones del tipo I y

II el factor de respuesta ante ráfagas tiene un valor único y es calculado mediante una formula, que será despreciada para este caso por la estructura a analizar no pertenece a este grupo. Para construcciones clasificadas en el Tipo III, el factor de respuesta ante ráfagas se calculara mediante un análisis que incorpore las propiedades dinámicas del sistema resistente junto con la Tabla 2.7.

Tipo de Exposición	Altura h sobre el terreno m	Tipo de Construcción							
		Cerrada				Abierta			
		w/h=0	w/h=0.17	w/h=0.40	w/h=1.0	w/h=0	w/h=0.17	w/h=0.40	w/h=1.0
A	4,5-10	2.90	2.60	2.40	2.25	3.00	2.70	2.40	2.30
	10-30	2.35	2.00	1.80	1.70	2.40	2.10	1.90	1.80
	30-60	2.00	1.70	1.60	1.50	2.00	1.70	1.60	1.50
	60-100	1.60	1.40	1.30	1.30	1.10	1.40	1.35	1.30
B	4,5-10	2.40	2.10	1.90	1.70	2.50	2.25	2.00	1.70
	10-30	2.00	1.70	1.60	1.40	2.10	1.80	1.60	1.50
	30-60	1.50	1.30	1.30	1.20	1.50	1.40	1.30	1.25
	60-100	1.40	1.20	1.20	1.10	1.40	1.20	1.20	1.15
C	4,5-10	1.60	1.50	1.40	1.30	1.70	1.50	1.40	1.35
	10-30	1.40	1.30	1.25	1.20	1.50	1.30	1.20	1.20
	30-60	1.30	1.20	1.20	1.10	1.30	1.25	1.15	1.10
	60-100	1.20	1.15	1.10	1.00	1.25	1.20	1.10	1.00
D	4,5-10	1.40	1.30	1.20	1.20	1.50	1.35	1.30	1.20
	10-30	1.25	1.20	1.15	1.10	1.30	1.20	1.15	1.10
	30-60	1.20	1.10	1.10	1.00	1.20	1.15	1.10	1.00
	60-100	1.15	1.05	1.00	1.00	1.20	1.10	1.00	1.00

Tabla 2.7. Factores de respuesta ante ráfagas Gh para sistemas resistentes al viento de las construcciones Tipo III, en acero.

Fuente: COVENIN-MINDUR (C) 2003-1986

- **Coefficiente de empuje y succión**

Los coeficientes de empuje y succión dependen principalmente de la forma geométrica de la construcción, los coeficientes llevan signos positivos y negativos por lo que indican el efecto de empuje o succión respectivamente.

Para el caso particular donde se requiera considerar elementos con dimensiones transversales pequeñas en comparación a su longitud, como perfiles, usualmente empleados en construcciones Tipos II y III abiertas, la acción del viento se definirá mediante los componentes ortogonales de la fuerza referidos a los ejes principales de la sección transversal, según COVENIN-MINDUR (C) 2003-1986 establece una tabla para valores de C_p y C_t correspondientes al coeficiente C_f para varios ángulos de ataque del viento, Ver Tabla 2.8. Para este caso A_f se sustituirá por el producto de la longitud L del elemento por el ancho de la superficie expuesta b_w . Por lo que nos quedan las siguientes expresiones para el cálculo de las fuerzas del viento:

(Ec. 3)

$$Fp = q_z \cdot G_h \cdot C_p \cdot b_w \cdot L$$

(Ec. 4)

$$Ft = q_z \cdot G_h \cdot C_t \cdot b_w \cdot L$$

ANGULO DE ATAQUE α												
	C_p	C_t	C_p	C_t	C_p	C_t	C_p	C_t	C_p	C_t	C_p	C_t
0°	+1.9	+0.95	+1.8	+1.8	+1.75	+0.1	+1.6	0	+2.0	0	+2.05	0
45°	+1.8	+0.8	+2.1	+1.8	+0.85	+0.85	+1.5	-0.1	+1.2	+0.9	+1.85	+0.6
90°	+2.0	+1.7	-1.9	-1.0	+0.1	+1.75	-0.95	+0.7	-1.6	+2.15	0	+0.6
135°	-1.8	-0.1	-2.0	+0.3	-0.75	+0.75	-0.5	+1.05	-1.1	+2.4	-1.6	+0.4
180°	-2.0	+0.1	-1.4	-1.4	-1.75	-0.1	-1.5	0	-1.7	±2.1	-1.8	0

ANGULO DE ATAQUE α												
	C_p	C_t	C_p	C_t	C_p	C_t	C_p	C_t	C_p	C_t	C_p	C_t
0°	+1.4	0	+2.05	0	+1.6	0	+2.0	0	+2.1	0	+2.0	0
45°	+1.2	+1.6	+1.95	+0.6	+1.5	+1.5	+1.8	+0.1	+1.4	+0.7	+1.55	+1.55
90°	0	+2.2	+0.5	+0.9	0	+1.9	0	+0.1	0	+0.75	0	+2.0

Tabla 2.8. Coeficientes para el cálculo de las acciones sobre elementos estructurales individuales.

Fuente: COVENIN-MINDUR (C) 2003-1986

Los coeficientes como se observan varían según el ángulo (0°, 45°, 90° y 180°) de donde la dirección del viento está dirigida con respecto a b_w que varía del ancho del alma o ala del perfil usado para la estructura a analizar.

2.2.8 Cálculo de acciones sísmicas

Las acciones provocadas por un sismo sobre alguna estructura son importantes, si se analizan cuando se están diseñando se podrá determinar todas esas afecciones que podría ocasionar la carga externa y corregirla antes de su construcción; por lo que un análisis y cálculo va a depender de normas, criterios y estudios y consideraciones de la zona donde se ubica la construcción. Para lo mismo se han tener en cuenta las características dinámicas de la estructura y también de las características del sismo, de acuerdo a su intensidad y magnitud.

Dentro de norma venezolana COVENIN-MINDUR 1756-1:2001 Edificaciones Sismorresistente, se siguen ciertos requerimientos, cálculos y análisis sísmicos, que se usan con mucha frecuencia. Dentro de industria petrolera también comprende su propia normativa sismorresistente para instalaciones industriales, con los cálculos y análisis sísmicos; asimismo la empresa considera los criterios de la norma COVENIN como base y sustento para complementar los cálculos específicos para su área a trabajar.

Ambas normas cuantifican cualquier acción sísmica, como que el hecho de ambas tiene sus propios mapas de amenaza sísmica, para el cálculo de valores característicos que se debe conocer ante un sismo. Dentro de norma PDVSA JA-221 “Diseño sismorresistente” se pueden determinar los siguientes datos básicos para los cálculos necesarios del espectro de diseño para la estructura a analizar.

- **Forma espectral y factor ϕ**

La selección de la forma espectral el factor ϕ , (Ver Tabla 2.9), del cual se tomó a consideración el material del terreno donde se ubica la estructura, esto se tiene que conocer por medio de un estudio geotécnico previamente realizado.

- **Valores que definen la forma del espectro**

Estos valores se determinaron por la Tabla 2.10, según la forma espectral anteriormente mencionada, comprendido por: β , Parámetro que define la forma de los espectros; T° , Valor del período que define parte del espectro elástico normalizado; y T^* , Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros elásticos normalizados tienen un valor constante.

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

Tabla 2.9. Forma espectral tipificada y factor φ

Fuente: PDVSA JA-221 (2013)

- **Aceleración Horizontal máxima del terreno**

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

(Ec. 5)

$$a = a^* \left[\frac{-\ln(1 - P^*)}{t} \right]^{-1/\gamma}$$

Donde:

a = Aceleración horizontal máxima del terreno (cm/s^2).

a^* = Aceleración característica de la amenaza sísmica en cada localidad (cm/s^2).

Figura 2.2.

P^* = Probabilidad de excedencia de la aceleración durante el tiempo t .

t = Vida útil de la instalación, en años.

γ = Valor característico de la amenaza sísmica en cada localidad. Determinada con la Figura 2.3.

La forma de calcular P^* es con la siguiente formula:

$$P^* = 1 - (1 - p_1)^t \quad (\text{Ec. 5.a})$$

- **Coefficiente de aceleración máxima del terreno A_o**

Este coeficiente es igual a la aceleración “ a ” determinada anteriormente dividida por la aceleración de gravedad

$$A_o = \frac{a}{g} \quad (\text{Ec. 6})$$

Se ha de considerar que valor obtenido de A_o tendrá que ser comparada con el valor indicado en la norma COVENIN 1756.

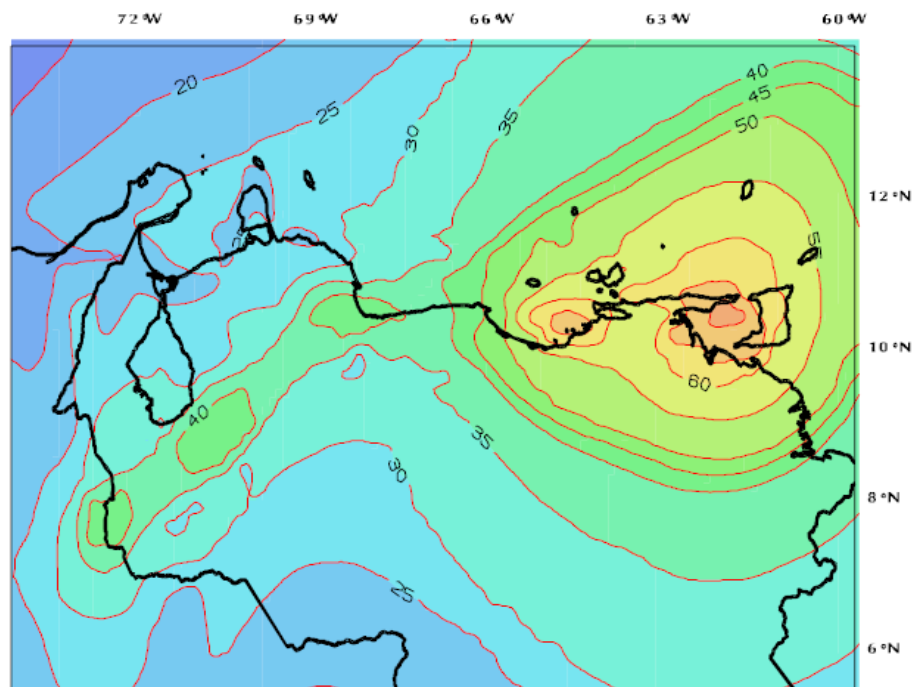


Figura 2.2. Mapa amenaza sísmica, valores de a^*
Fuente: PDVSA JA-221 (2013)

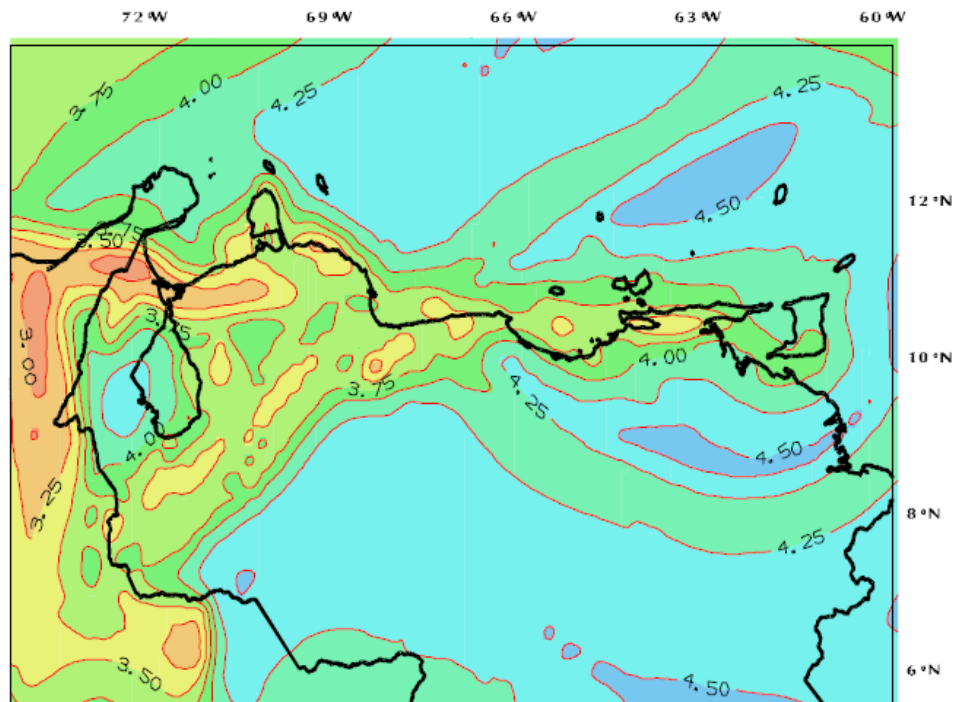


Figura 2.3. Mapa amenaza sísmica, valores de γ
Fuente: PDVSA JA-221 (2013)

- **Factor de amplificación espectral**

Este factor depende del amortiguamiento del sistema en consideración, viene dada por la siguiente expresión:

$$\beta^* = \frac{\beta}{2,3} (0,0853 - 0,739 \ln \xi) \quad (\text{Ec. 7})$$

El coeficiente de amortiguamiento, necesario para definir el espectro de respuesta elástica en superficie, se ha determinar según la Tabla 2.11, de la norma PDVSA JA-222 donde se determinó según el tipo de estructura y equipo a analizar.

TIPO DE ESTRUCTURA	AMORTIGUAMIENTO (%)
Acero soldado	3
Acero empernado	5
Concreto reforzado	5
Tanques metálicos	Según Norma Técnica PDVSA FJ-251

Tabla 2.11. Factor de amortiguamiento (ξ)

Fuente: PDVSA JA-222 (2013)

- **Espectro de diseño (A_d)**

Las ordenadas A_d de los espectros de diseño que incorporan los efectos inelásticos, quedaron definidos como lo establece la normativa de la empresa PDVSA JA-221:

$$\text{Si: } T < T^+ \rightarrow A_d = \frac{\varphi A_o \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta^* - 1) \right]}{\left[1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^C (D - 1) \right]} \quad (\text{Ec. 8.a})$$

(Ec. 8.b)

$$\text{Si: } T^+ \leq T \leq T^* \rightarrow A_d = \frac{\varphi A_o \beta^*}{D} \quad (\text{Ec. 8.c})$$

$$\text{Si: } T^* < T \leq 3 \rightarrow A_d = \frac{\varphi A_o \beta^*}{D} \left[\frac{T^*}{T} \right]^{0,8}$$

$$\text{Si: } T > 3 \rightarrow A_d = \frac{\varphi A_o \beta^*}{D} \left[\frac{T^*}{3} \right]^{0,8} \left[\frac{3}{T} \right]^{2,1} \quad (\text{Ec. 8.d})$$

- **Factor de Ductilidad (D)**

Para el análisis del espectro de diseño (Ad), establecido por la norma PDVSA JA-221 el análisis de este espectro requiere de valores como la ductilidad (D), determinado por la Tabla 2.13, siendo este un término importante, porque da una idea de cuan resistente seria la estructura al movimiento sísmico. La ductilidad también se considera en el cálculo de la siguiente expresión:

$$C = \sqrt[4]{\frac{D}{\beta^*}} \quad (\text{Ec. 9})$$

Los valores de ductilidad (Ver Tabla 2.13), se determinaron por el tipo de estructura a diseñar para este caso, un puente de tubería arriostrado longitudinalmente lo que quiere decir, que se dieron dos valores para D, uno para plano de pórtico, y otro para plano de los arrostramientos, por lo que se tuvieron dos espectros: uno para el sentido en X y otro en sentido en Y. Asimismo, para valores de D, se han de obtener valores para T^+ y se ha de cumplir con las condiciones de la Tabla 2.12.

$D < 5$	0,1 (D-1)
$D \geq 5$	0,4
Se debe cumplir $T^0 \leq T^+ \leq T^*$	

Tabla 2.12. Valores de T^+ (segundos)

Fuente: PDVSA JA-221 (2013)

TIPO DE ESTRUCTURA	D	COMENTARIOS
Puentes para tuberías (pórticos de momento de baja hiperestaticidad)	4	El mecanismo de falla debe ser dúctil.
Puentes para tuberías (pórticos de momento prefabricados en una sola pieza y arriostrados longitudinalmente)	4	En el plano del pórtico.
Puentes para tuberías (pórticos de momento prefabricados en una sola pieza y arriostrados longitudinalmente)	2	En el plano de los arriostramientos. En ambos planos, la conexión entre el pórtico prefabricado y la fundación es capaz de desarrollar la capacidad estructural de las columnas y los arriostramientos.
Puentes para tuberías (pórticos de momento de elevada hiperestaticidad, arriostrados longitudinalmente)	4	En el plano del pórtico.
	3	En el plano de los arriostramientos.
Puentes para tuberías (pórticos de momentos de baja hiperestaticidad, arriostrados longitudinalmente)	4	En el plano del pórtico.
	3	En el plano de los arriostramientos.
Puentes para tuberías (monocolumnas)	1,5	Falla dúctil de la columna.
Hornos (sobre 6 ó más columnas)	3	No se permiten fallas por corte en las columnas.
Hornos (sobre menos de 6 columnas)	2	No se permiten fallas por corte en las columnas.
Mechurrios y venteos (atirantados)	1,5	La falla del tubular y su conexión no es frágil. No fallan las conexiones de los arriostramientos.
Mechurrios y venteos (No atirantados)	1,0	
Esferas (sobre 6 ó más columnas arriostradas)	2,5	Primero cederán los arriostramientos en forma dúctil, no se producen fallas frágiles o prematuras de columnas y/o pernos de conexión.
Enfriadores de aire (sobre 4 columnas sin arriostrar)	2	La falla de las columnas es dúctil (se supone que las columnas son débiles respecto al cuerpo del ventilador).
Enfriadores de aire (sobre 4 columnas arriostradas)	3	Primero cederán los arriostramientos en forma dúctil, no se producen fallas frágiles o prematuras de columnas y pernos de conexión.
Soportes de baterías, sistemas UPS y otros equipos de seguridad	1	No se permiten deformaciones inelásticas. Deben permanecer operativos.

Tabla 2.13. Factores de ductilidad (D)

Fuente: PDVSA JA-222 (2013)

Como se ha expresado anteriormente, los cálculos de acciones sísmicas han de depender de las normas PDVSA, asimismo la construcción de los espectros de diseño para la estructura, van a preceder de la construcción de una hoja de cálculo en “*Microsoft 2013*”, para que los datos sean ingresados en el programa SAP2000 v20 y poder obtener un modelado de la estructura más exacto.

2.2.9 Análisis de fundaciones

2.2.9.1 Sistema de fundaciones

Un sistema de fundaciones debe ser proporcionado para que el suelo de la fundación soporte la edificación en ausencia de la acción sísmica, tomando en consideración los asentamientos de la estructura que sea capaz de resistir; criterio establecido por la norma COVENIN 1753-2006. En este sentido, Azocar (2010, p. 23), define a la fundación como “aquella parte de la estructura que tiene como función transmitir en forma adecuada las cargas de la estructura al suelo y brindar a la misma un sistema de apoyo estable”

Una fundación debe ser la encargada de transmitir las cargas de la estructura, maquinaria o equipos que este soportando, al suelo. La misma debe de cumplir adecuadamente una doble función: estabilidad y resistencia. Controlando dos estados límite a saber, las condiciones de servicio y las condiciones de falla por resistencia, bien conocida como estados límites, expuestas anteriormente. Importante porque así ambas determinan si una fundación es apta o no.

2.2.9.2 Tipo de fundaciones

Los diferentes tipos de fundaciones los mismos pueden clasificarse atendiendo al tipo de solicitaciones que actúan bajo condiciones normales de operación y a la profundidad de fundación. Para el trabajo de investigación puntual se ha de considerar solo el tipo de fundación que es usado para el análisis que son fundaciones superficiales.

- **Fundaciones superficiales**

Una cimentación superficial es un elemento estructural cuya sección transversal es de dimensiones grandes con respecto a la altura cuya función es trasladar las cargas de una edificación a profundidades relativamente cortas. Dentro de las normas de la empresa PDVSA JA-252 (2002) refiere a una fundación en la que la relación de profundidad a ancho (D_f/B) de la misma usualmente varía entre 0.25 y 1, aunque pudiera alcanzar valores cercanos a 3. Las fundaciones superficiales generalmente no presentan mayores dificultades en su sistema constructivo, pueden ser de varios tipos, según su función: Zapata aislada, zapata combinada, zapata continua o losa de cimentación.

- **Zapata:** Las zapatas son de los tipos más usados y se utilizan cuando el terreno tiene en su superficie una resistencia media o alta con respecto a las cargas de la estructura. Es homogénea como para ser afectadas por asentamientos diferenciales entre las distintas partes. Las zapatas aisladas, usadas en el proyecto, son de carácter más puntual, y están constituidas generalmente por dados de hormigón de planta cuadrada, rectangular o redonda. Generalmente tanto por su economía como por su sencillez de construcción son los más usados.

En una estructura, una zapata aislada, puede ser de carácter concéntrico, medianero o esquinera se caracteriza por soportar y trasladar al suelo la carga de un apoyo individual; una zapata combinada por soportar y trasladar al suelo la carga de

varios apoyos y una losa de cimentación o placa por sostener y transferir al suelo la carga de todos los apoyos.

2.2.9.3 Requerimientos para una adecuada fundación

En la norma PDVSA JA-252 diseño de fundaciones, establece criterios que toda fundación debe ser capaz de satisfacer como lo son las siguientes:

- La fundación debe estar convenientemente ubicada considerando cualquier influencia futura que pueda afectar desfavorablemente su funcionamiento, particularmente en el caso de fundaciones aisladas y losa de fundación, las cuales pueden estar sometidas a la erosión superficial o encontrarse sin suficiente confinamiento lateral en el caso de fundaciones en taludes
- El suelo de fundación debe tener suficiente grado de seguridad contra una falla por capacidad portante.
- La fundación no debe sufrir asentamientos totales y diferenciales de tal magnitud que ocasionen daños a la estructura o que impidan su funcionamiento.
- La fundación debe ser estable ante los efectos de deslizamiento y volcamiento.

2.2.9.4 Términos y formulas relacionados para los chequeos de fundaciones

- **Chequeo de estabilidad**

Estos chequeos se realizan cuando la estructura está en estado de servicio, con ella comprobamos su resistencia al desplazamiento y resistencia al volcamiento.

- **Resistencia al volcamiento:** El efecto producido por las cargas horizontales como el viento y el sismo, genera momentos de volcamiento en las fundaciones con respecto a sus extremos. La sumatoria de los momentos se guiarán de las fuerzas actuantes como se ve en la Figura 2.4. Para su cálculo se ha de cumplir con:

$$\frac{\Sigma M_{est} + M_{ep}}{M_{volc}} > 1,8 \quad (\text{Ec. 10.a})$$

10.a)

$$\frac{\Sigma M_{est}}{M_{volc}} > 1,5$$

(Ec.10.b)

- **Resistencia al desplazamiento:** Es el efecto producido por las cargas horizontales como lo son: el viento o sismo, generando desplazamiento en la estructura en el nivel base, de la que se debe de cumplir:

$$\frac{Fr(ep)}{V_s} > 1,8 \quad (\text{Ec. 11.a})$$

$$\frac{Fr}{V_s} > 1,5 \quad (\text{Ec. 11.b})$$

11.b)

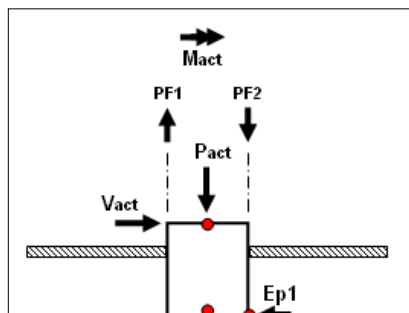
Para un ratio de 1,8 la $Fr(ep)$ se calculara de la siguiente manera:

$$Fr(ep) = (P_{act} + W1 + W2 + S) * 0,67 * \tan \theta + (0,6 * C * A/B) + Ep1 + Ep2 \quad (\text{Ec.12.a})$$

Para un ratio de 1,5 Fr será igual a:

$$Fr = (P_{act} + W1 + W2 + S) * 0,67 * \tan \theta + (0,6 * C * A/B)$$

(Ec.12.b)



- **Chequeo de esfuerzo en el suelo**

Para este chequeo se trabajará con las siguientes formulas:

$$\sigma_S = \frac{P_{st}}{A*B} * \left[1 \pm \frac{(6*ex)}{A} \pm \frac{(6*ey)}{B} \right] \quad (\text{Ec. 13.a})$$

13.a)

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A*B} * \left[1 \pm \frac{(6*ex)}{A} \pm \frac{(6*ey)}{B} \right]$$

(Ec.13.b)

Donde ex y ey serán obtenidos por las siguientes formulas:

$$ex = \frac{M_{sx}}{P_{st}} * 100 \quad (\text{Ec. 14.a})$$

$$ey = \frac{M_{sy}}{P_{st}} * 100 \quad (\text{Ec. 14.b})$$

14.b)

Se multiplica por 100 para transformar de m a cm. Para la fórmula de esfuerzo se necesita hacer la operación cuatro veces, intercalando los signos primero ambas sumando (+, +) segunda (+, -), tercera (-, +) y cuarta (-, -). Para al final cumplir con la condición de:

$$\theta_s \leq \theta_{adm}$$

- **Estados límite de resistencia**

- **Chequeo de zapata:**

$$A_{req} = \frac{P_{st}}{\sigma_{adm}} \quad (\text{Ec. 15})$$

$$A_{df} = A \times B \quad (\text{Ec. 16})$$

Se debe cumplir que:

$$A_{df} > A_{req}$$

Luego de confirmar la el área pasamos a calcular σ_u

$$\sigma_u = \frac{P_u}{B^2} \quad (\text{Ec. 17})$$

El momento de carga axial, que calculara tanto en el eje X como en el Y, este se utilizará para la condición de “d”

$$M_{ux} = \sigma_u * \frac{nx^2}{2} * B \quad (\text{Ec. 18.a})$$

18.a)

$$M_{uy} = \sigma_u * \frac{ny^2}{2} * B \quad (\text{Ec. 18.b})$$

18.b)

Para así obtener de al tener dos momentos en ambos ejes que se debe cumplir con las condiciones siguientes.

$$d \geq \sqrt{\frac{M_{ux}}{\mu * f'c * B}} \quad (\text{Ec. 19.a})$$

$$d \geq \sqrt{\frac{M_{uy}}{\mu * f'c * B}} \quad (\text{Ec. 19.b})$$

Donde se establecerá en este caso que $\mu = 0,1448$ para asegurar la ductilidad de la sección. Y “d” será igual a 30cm de h menos el recubrimiento de 7,5cm entonces $d = 22,5\text{cm}$

➤ **Chequeo por corte:**

$$V\mu = \frac{V_{ux}}{\phi * B * d} \leq V_c = 0,53\sqrt{f'c} \quad (\text{Ec.20.a})$$

$$V\mu = \frac{V_{uy}}{\phi * B * d} \leq V_c = 0,53\sqrt{f'c} \quad (\text{Ec.}$$

20.b)

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$$V_{ux} = \sigma_u * B * c_x$$

$$V_{uy} = \sigma_u * B * c_y$$

➤ **Chequeo de punzonado**

$$V\mu = \frac{V_u}{\phi * b_o * d} \leq V_c = 1,06\sqrt{f'c} \quad (\text{Ec. 21})$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = P_u - \sigma_u * B * A$$

➤ **Chequeo por aplastamiento**

$$P_{max_{col}} = \phi * (0,85 * f'c * A_1) > P_u \quad (\text{Ec. 22})$$

$$P_{max_{base}} = P_{max_{col}} * \sqrt{A_2/A_1} \leq 2 * P_{max_{col}} > P_u \quad (\text{Ec. 23})$$

Donde:

$$\phi = 0.7$$

Si $\sqrt{A_2/A_1} > 2$ se tomara 2 para el chequeo

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de investigación

Al momento de realizar un trabajo de investigación es de gran importancia el determinar el tipo, nivel y modalidad de investigación a trabajar; de esta forma, los resultados obtenidos y los nuevos conocimientos construidos son más confiables y precisos. El trabajo presentado es considerado como una investigación cuyo sustento descansa en una revisión de tipo documental, así como también en un ejercicio de investigación de campo.

La realización de los análisis de la estructura se hace con base a las fuentes electrónicas documentales facilitadas por la empresa, así como los planos de la estructura y las normas propias. También se estableció la revisión documental de otros estudios e investigaciones realizados con anterioridad; ello permitió una revisión a todo el material disponible referente al proyecto, así como planos, normas, criterios y las especificaciones reglamentarias para el diseño empleados en la industria petrolera. De la misma manera, se estudiaron fórmulas y cálculos para la realización de cálculos y análisis de la estructura; en tal sentido, Arias (2012) señala que la investigación documental “es un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de los datos secundarios, es decir, los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresas, audiovisuales o electrónicas” (p. 27).

La investigación de campo, en palabras de Arias (2012) es aquella que consiste en la recolección de datos directamente de los sujetos investigados, o de la realidad donde ocurren los hechos (datos primarios) sin manipular o

controlar variable alguna, es decir, el investigador obtiene la información, pero no altera las condiciones existentes. (p. 31)

Por lo tanto, la investigación de campo parte del hecho de que algunos de los datos serán tomados directamente del lugar de origen donde está ubicado, en este caso el *Pipe Rack 02* (PR-02), como forma de tener en cuenta, algunas de las características actuales de su estructura que serán tomados en cuenta para el análisis.

3.2 Nivel de la investigación

El nivel de la investigación se refiere al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno u objeto de estudio. En este caso, por naturaleza de lo investigado, se trata de una investigación de carácter descriptiva, que de acuerdo con Arias (2012) “consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno, individuo o grupo, con el fin de establecer su estructura o comportamiento” (p. 24).

Por tal razón, esta investigación intenta caracterizar la estructura del puente de tubería (PR-02) con el propósito de desarrollar un análisis estructural con el programa SAP2000 v20 bajo las normas y especificaciones técnicas de ingeniería propiedad de la empresa, tales como lo son las normas PDVSA JA-221, JA-222 así como también PDVSA A-261 “Criterios y acciones mínimas para estructuras industriales”.

3.3 Técnicas de recolección de datos

En este punto se describen las distintas operaciones en las que fueron obtenidos los datos de la investigación, haciendo uso de las técnicas de recolección de datos, que son las distintas formas o maneras de obtener información; para el acopio de los

datos se utilizaron técnicas como la observación, entrevistas, encuestas, pruebas, entre otras.

3.3.1 Revisión documental

Con esta técnica se ha revisado todo el material bibliográfico, ya sean documentos existentes, libros bibliográficos, Normas Venezolanas COVENIN, documentación de tipo electrónico (internet) y normas y criterios empleados en la industria petrolera, los cuales fueron de ayuda para la elaboración del trabajo de grado, la información recolectada se consideró importante para conocer el comportamiento de la estructura así mismo aprender sobre los criterios y parámetros bajo los cuales fue diseñada, asimismo usarlos para los cálculos del análisis, tal como son:

- COVENIN 1618-1998. Estructuras de acero para edificaciones. Métodos de los estados limite.
- COVENIN 2002-88. Criterios y acciones mínimas para el proyecto edificaciones.
- COVENIN.MINDUR 2003-86. Acciones del viento sobre las construcciones.
- PDVSA N° A-261 (2001). Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales. Venezuela.
- PDVSA N° JA-221 (2013). Diseño sismorresistente de instalaciones industriales. Venezuela.
- PDVSA N° JA-222 (2013). Diseño sismorresistente de recipientes y estructuras. Venezuela.
- PDVSA N° JA-252 (2002). Diseño de fundaciones. Venezuela.
- PDVSA N° SCIP-IG-C-02-I. Criterios de diseño para estructuras de acero. Venezuela.

3.3.2 Observación directa

Esta técnica permite observar directamente la estructura a estudiar, como lo es el *Pipe Rack* 02 (PR-02), para conocer el estado actual en el que se encuentra el puente, así como también, comprobar el estado de las fundaciones y las conexiones, logrando, de esta forma, considerarlos para la simulación en el SAP2000 v20 y los cálculos que se efectúen en los análisis. Fundamentado en el libro Metodología de la investigación cuantitativa de Palella y Martis (2012), definen que “la observación es directa cuando el investigador se pone en contacto personalmente con el hecho o fenómeno que trata de investigar” (p. 118).

3.3.3 Entrevista

“La entrevista es una técnica que permite obtener datos mediante un dialogo que se realiza entre dos personas cara a cara: el entrevistador “investigador” y el entrevistado; la intención es obtener información que posea este último” (Palella y Martis, 2012, p. 119). Basado en lo expuesto anteriormente, la interacción directa a través de diálogos con los ingenieros a cargo es importante para tener la información directa con el personal que desarrolla el proyecto, para conocer el comportamiento de la estructura, ya que de esta manera se han definido todos los parámetros complementarios para los análisis de la estructura y conocer el manejo del *software* de análisis estructural SAP2000 v20.

3.4 Instrumentos de recolección de datos

En libro Metodología de la investigación cuantitativa de Palella y Martis (2012), define los instrumentos de recolección de datos como: “cualquier recurso del cual pueda valerse el investigador para acercarse a los fenómenos y extraer de ellos información” (p. 125). De los que se valieron para la obtención de la información necesaria para la realización de este proyecto de los fueron usados los siguientes:

3.4.1 Libreta o Block de notas

Libretas o block de notas para realizar las respectivas anotaciones, cálculos y bocetos rápido de la estructura, para de esta forma obtener los datos de forma directa y rápida.

3.4.2 Teléfono móvil o cámara fotográfica

Usado para plasmar en imágenes el lugar de origen que sirva como referencia y conocer el estado actual de la estructura a estudiar, en este caso el *Pipe Rack 02*, y los detalles de la estructura, de esta forma facilitando la construcción del modelo en 3D de la estructura.

3.4.3 Computador

Para la realización de las transcripciones de los datos obtenidos de forma ordenada, así mismo el manejo de programas requeridos para el cumplimiento del trabajo, para este caso se usó el *Microsoft Excel 2013*, y para la simulación de la

estructura el *software* libre SAP2000 v20, de igual forma para la visualización de planos de la estructura obtenidos el programa AutoCAD 2017.

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Recopilación de material bibliográfico y estudios previos

Para el proyecto del análisis estructural del *Pipe Rack* 02 se ha recopilado información valiosa para su modelado y estudios varios, como lo fueron la obtención de los planos bases, proporcionados por la empresa, como referencia para armar un modelado en 3D con el *software* SAP2000 v20, de los cuales se han utilizados específicamente los siguientes:

- **PR-02 Implantación - GE-AG-CI-PL-0020.** Planta- Implantación de fundaciones – Sector 1.
- **PR-02 - GE-AG-CI-PL-0030.** Puentes de tuberías – PR-01, PR-02, PR-04, PR-05, PR-06, PR-07 Plantas y pórticos. Se visualiza vista en planta y frontal de los pórticos, así mismo se especifica cada una de sus conexiones y coordenadas, como también el tipo de perfil usado.
- **PR-02 Fundaciones - GE-AG-CI-PL-0027.** Detalles de fundaciones para cada uno de los *Pipe Racks* que se encuentran en el Centro Operativo San Joaquín.
- **PR-02 conexiones - GE-AG-CI-PL-0040.** Detalles de conexiones metálicas de los puentes de tuberías.

Al mismo tiempo han sido proporcionados documentos referentes al proyecto, usados para la obtención de datos adicionales necesarios para cálculos futuros:

- **CAESAR Report CAB 60 COSJ sens cambio ubic valv 36in_26FEB19.** Documento compuesto por los datos obtenidos luego del análisis de flexibilidad mecánico realizado a la estructura, con las fuerzas generadas en el *Pipe Rack* en caso de prueba hidrostática (HYD) y operacional (OPE).

- **GGT-1030-2006 Informe Final _Rev 0.** Informe final del estudio geotécnico realizado al Centro Operativo San Joaquín (COSJ).

4.2 Levantamiento planialtimétrico del sitio

El puente de tubería se encuentra ubicado dentro del complejo Centro Operativo San Joaquín, el mismo complejo se ubica aproximadamente a 12 kilómetros al suroeste de la ciudad de Anaco (Municipio Anaco, Estado Anzoátegui), con una extensión aproximada de 68 kilómetros cuadrados.

Antes de comenzar, se ha requerido realizar una inspección visual de la estructura, para tener la noción del estado actual del *Pipe Rack*, con todos sus elementos; así mismo observar posibles anomalías que en la estructura pudiera existir. Primeramente se ha pedido a la gerencia de construcción los permisos necesarios para el ingreso al Centro Operativo y optar por una unidad para el traslado junto con el ingeniero a cargo del proyecto, una vez ingresado al complejo y llegado al sector donde se ubica el puente de tubería en estudio se han tomado fotos de la estructura para evidencia fotográfica del lugar y realizado un croquis solo de uso referencial de la estructura. En conjunto con los planos estudios anteriormente mencionados se tiene en general lo que hace falta para empezar con posteriores análisis.

Se ha apreciado que la estructura se encuentra en buenas condiciones y no hay indicio de presentar oxidación en los elementos, y la estructura base coincide con lo plasmado en los planos proporcionados. A simple vista se ha nota que se tienen incorporados dos tuberías de 26" en el nivel superior pero actualmente no se encuentran en funcionamiento además de no ser tomadas en cuenta para los cálculos, el proyecto se ha pedido que sea apegado a lo presentado y de que no se posee

análisis en mecánica, además de que interfiere con la ubicación de las plataformas (Ver Figuras 4.1 y Figura 4.2).



Figura 4.1. Puente de tubería PR-02 existente, parte 1, pórticos J- I- H- G
Fuente: Autor (2020)



Figura 4.2. Puente de tubería PR-02 existente, parte 2, pórticos G- F- H
Fuente: Autor (2020)

4.3 Efectuar el análisis estático y dinámico del puente de tubería bajo consideraciones de la norma COVENIN 2003, PDVSA JA-221, con la ayuda del programa SAP2000 v20.

Para el análisis de la estructura estudiada, *Pipe Rack 02*, se requirió el uso del *software* libre SAP2000 v20, se ha considerado así por ser el programa de uso frecuente dentro de la empresa para la realización de los análisis de estructuras con fines industriales.

4.3.1 Montando la estructura base y estableciendo parámetros principales en SAP2000

Comenzamos abriendo el programa y lo primero a establecer es el sistema de unidades, trabajando siempre con las unidades de Kg. cm. C, de esta manera estaremos trabajando con las unidades plasmada en los planos y no es necesario hacer conversiones para confundir en el futuro (Ver Figura 4.3).

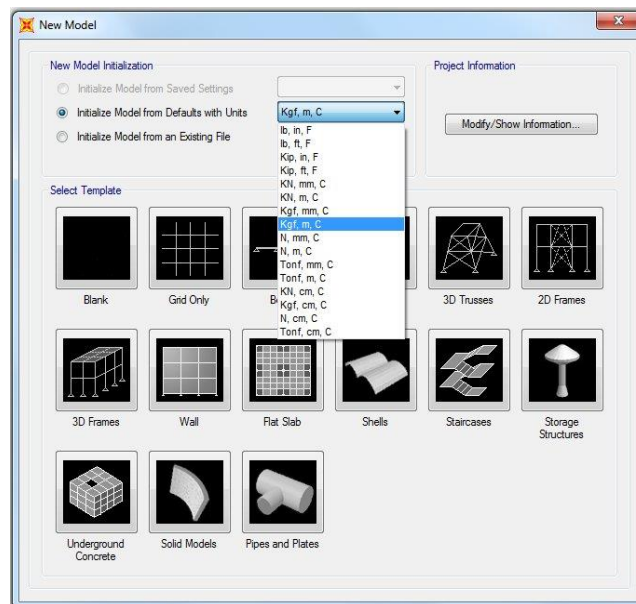


Figura 4.3. Selección de Unidades para trabajar en la estructura

Fuente: Autor (2020)

Seguidamente establecemos la rejilla con la que se va a trabajar para armar nuestro modelo 3D, determinando los espaciados que le corresponden tanto en el eje X, vista frontal, que destacaremos 6 ejes; para el eje Z, la altura de los diferentes niveles que va a poseer el puente, en este caso 3 y el eje Y, que determina la profundidad en el modelo se asignan 2 espacios; seguidamente se le establece a cada eje una letra, se tomaran los mismos que se tienen en planos proporcionados. Al tenerlo esto establecido se dibuja la estructura siguiendo la estructura base mostrada en los planos aportados. (Ver Figura 4.4).

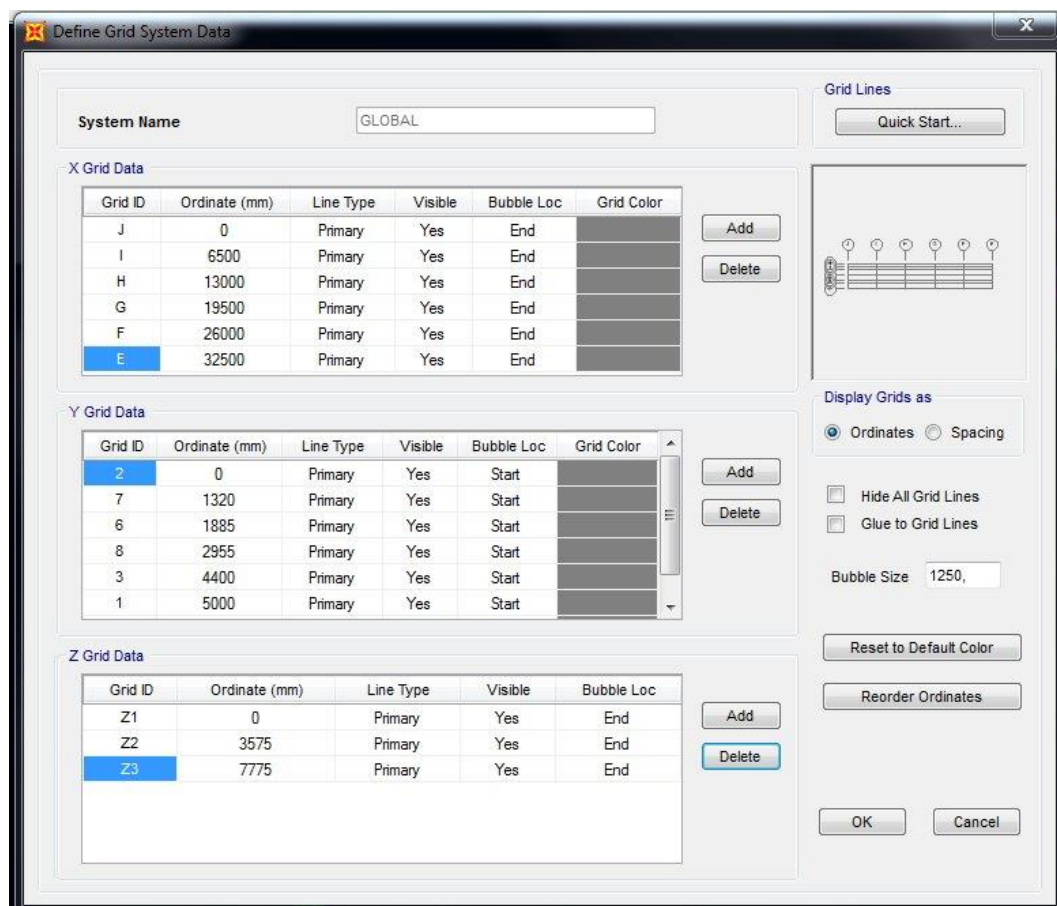


Figura 4.4. Asignación de ejes para los pórticos del puente de tubería
Fuente: Autor (2020)

Se define el material y las propiedades, el material establecido la empresa deberá ser de acero estructural diseñado de acuerdo con el “Manual de Construcción de Acero” AISC (Acero A36) (Ver Figura 4.5. y Figura 4.6). Se definen a continuación las propiedades a usar (Ver Figura 4.7), para este caso: HEA240, vigas de carga en el nivel superior (Ver Figura 4.8); HEA200, vigas de carga del primer nivel (Ver Figura 4.9); HEA140, para las vigas de amarre en ambos niveles de la estructura (Ver Figura 4.10); y 2L 100x100x10, para las diagonales, (Ver Figura 4.11), cabe destacar este último perfil creado desde el inicio. Continuamente se asignan cada propiedad a las vigas, columnas correspondientes, según es especificado en los planos.

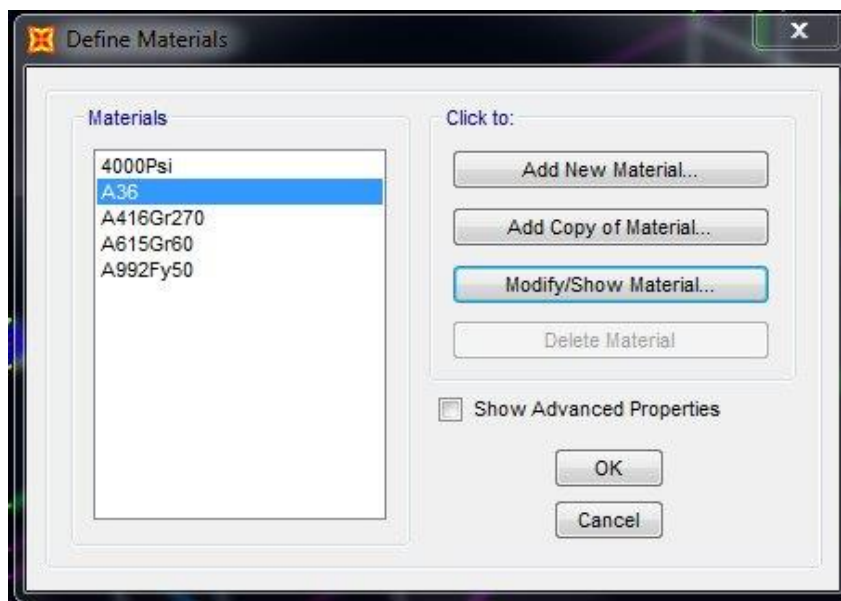
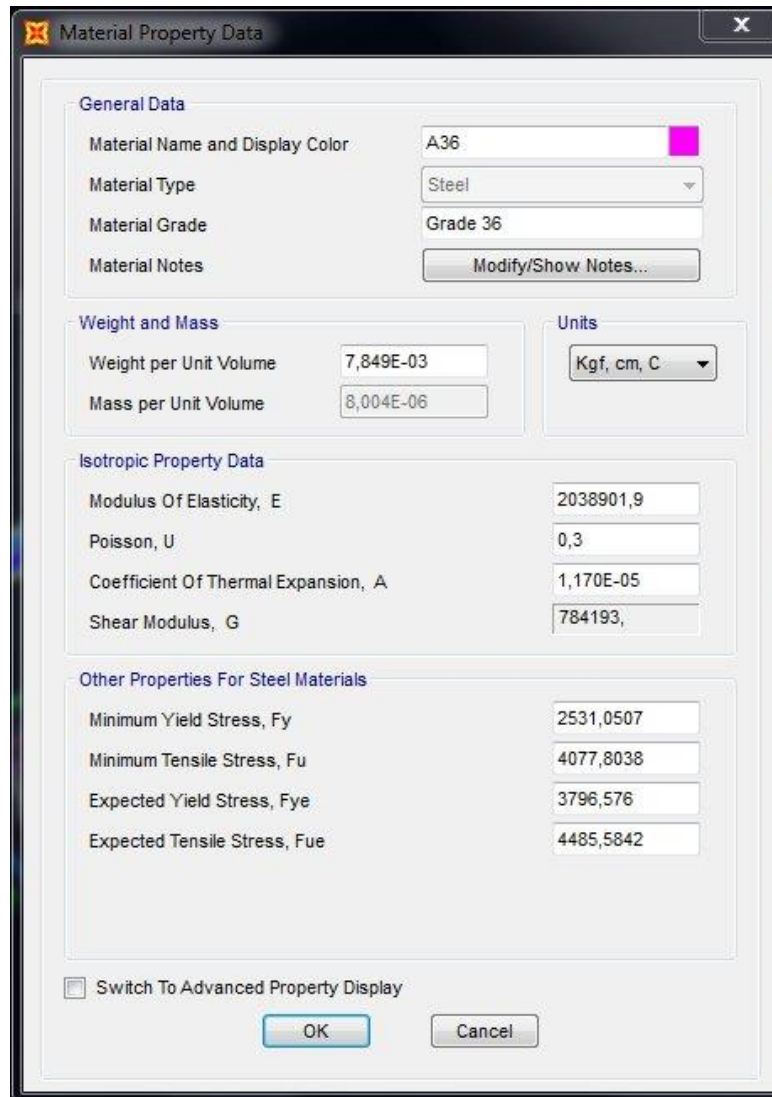


Figura 4.5. Asignación del material para perfiles metálicos Acero A36

Fuente: Autor (2020)



The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: A36 (with a pink color swatch)
 - Material Type: Steel (dropdown menu)
 - Material Grade: Grade 36
 - Material Notes: Modify/Show Notes... (button)
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 7,849E-03
 - Mass per Unit Volume: 8,004E-06
- Units:** Kgf, cm, C (dropdown menu)
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus Of Elasticity, E: 2038901,9
 - Poisson, U: 0,3
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,170E-05
 - Shear Modulus, G: 784193,
- Other Properties For Steel Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 2531,0507
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 4077,8038
 - Expected Yield Stress, Fye: 3796,576
 - Expected Tensile Stress, Fue: 4485,5842

At the bottom, there is a checkbox labeled "Switch To Advanced Property Display" which is currently unchecked. Below the checkbox are two buttons: "OK" and "Cancel".

Figura 4.6. Especificaciones para Acero A36
Fuente: Autor (2020)

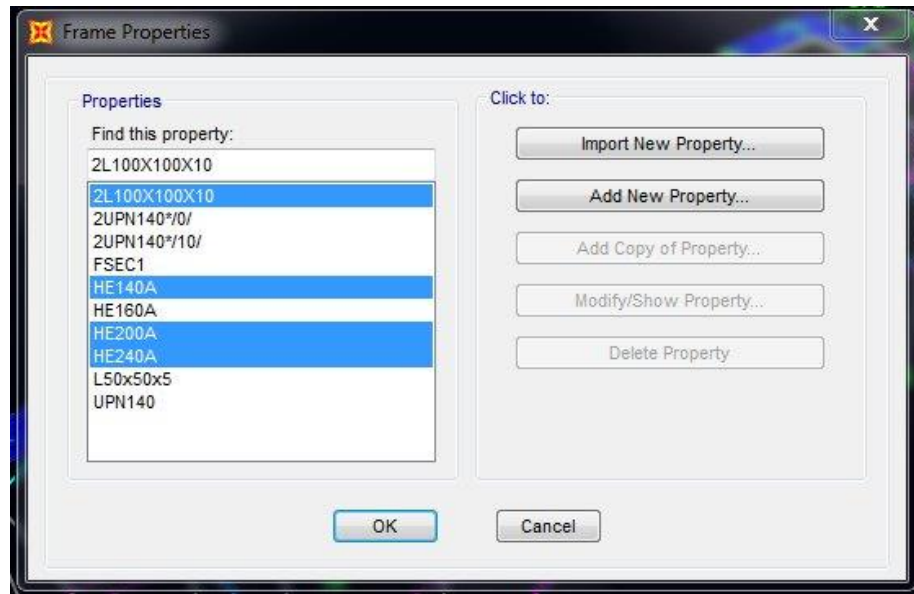


Figura 4.7. Definición de propiedades de acero de la estructura HEA240, HEA200, HEA 140 y 2L 100x100x10
Fuente: Autor (2020)

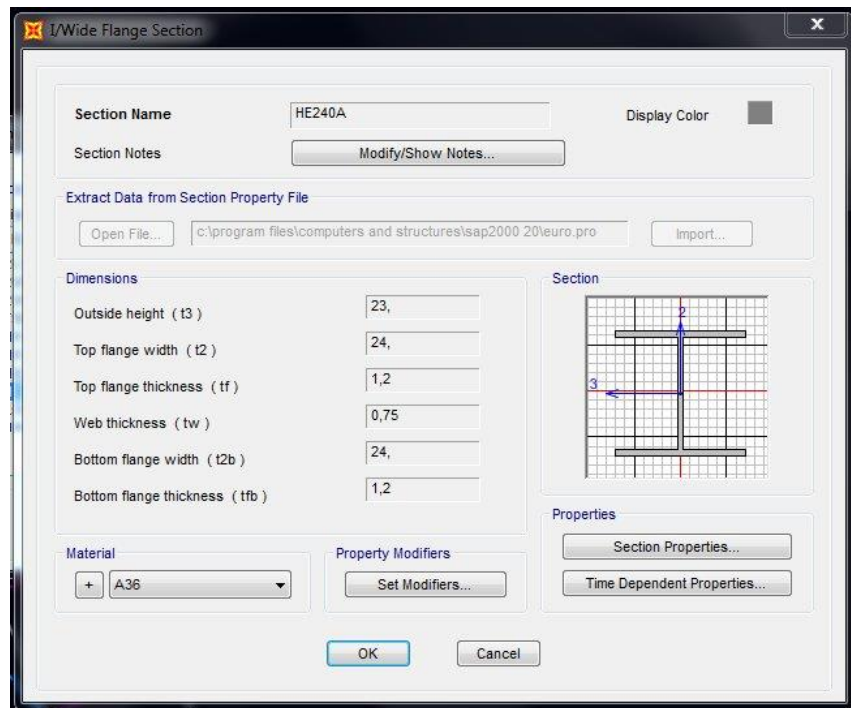


Figura 4.8. Especificaciones de propiedades HEA240
Fuente: Autor (2020)

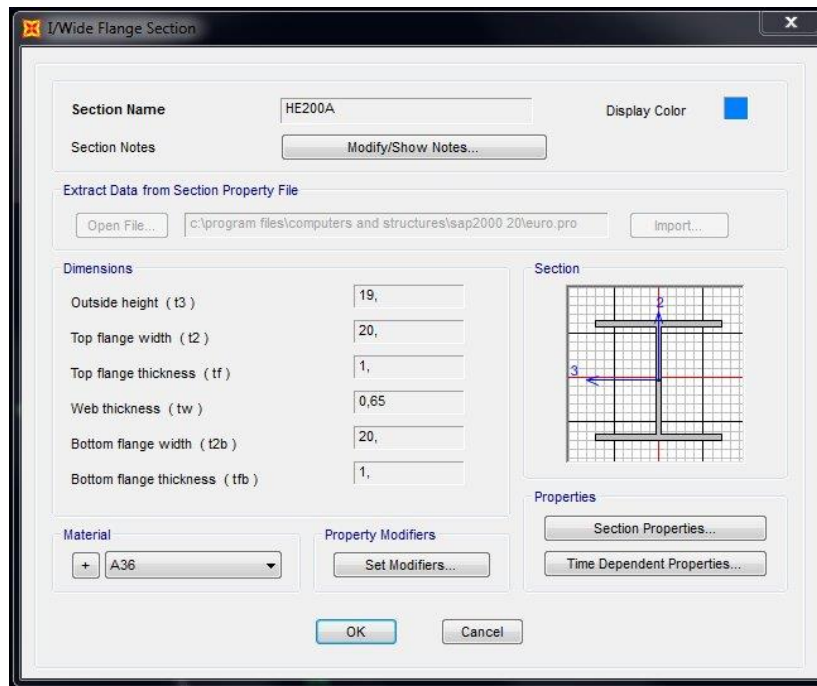


Figura 4.9. Especificaciones de propiedades HEA200
Fuente: Autor (2020)

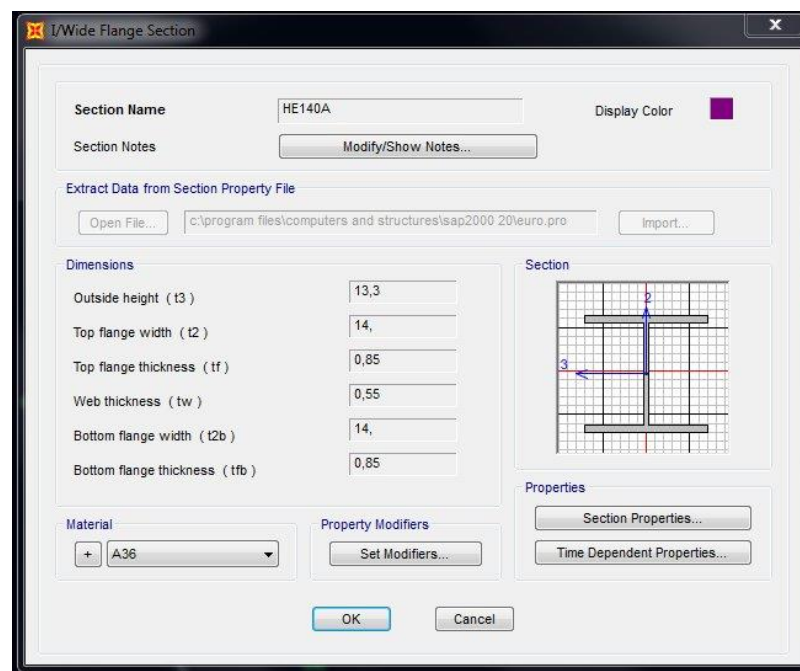


Figura 4.10. Especificaciones de propiedades HEA140
Fuente: Autor (2020)

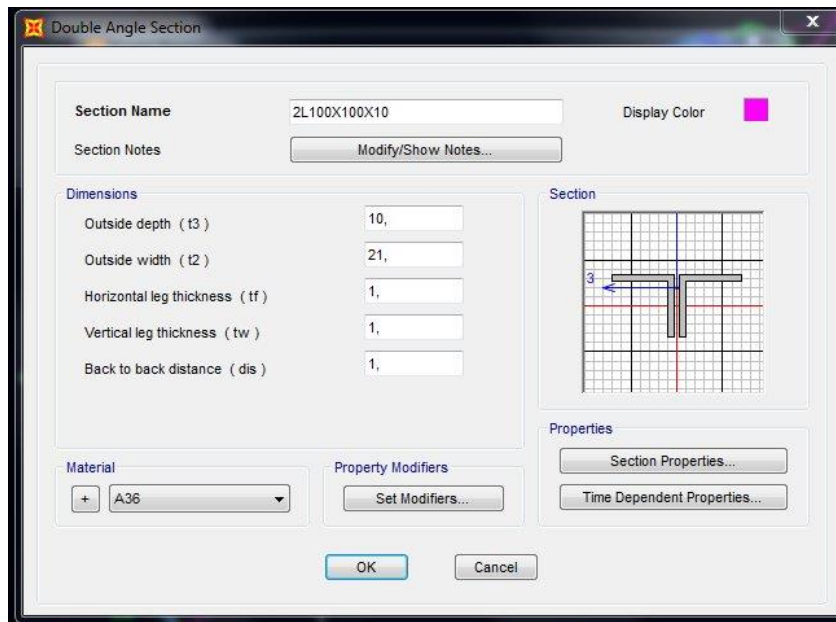


Figura 4.11. Especificaciones de propiedades 2L 100x100x10
Fuente: Autor (2020)

A continuación, se asignarán las restricciones en cada caso sea empotramiento para las fundaciones o elemento arriostrado, seleccionamos todos los elementos y se le asigna respectiva restricción, para las fundaciones en los pórticos empotramiento, (Ver Figura 4.12), y en las conexiones se asignan arriostramiento, (Ver Figura 4.13).

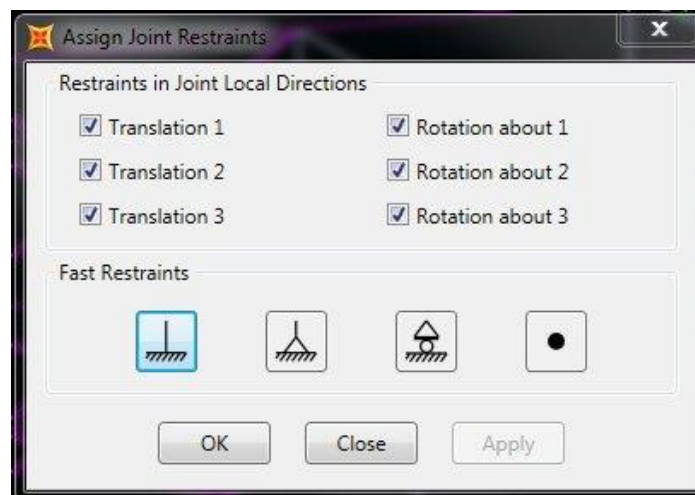


Figura 4.12. Asignación de restricciones para empotramiento
Fuente: Autor (2020)

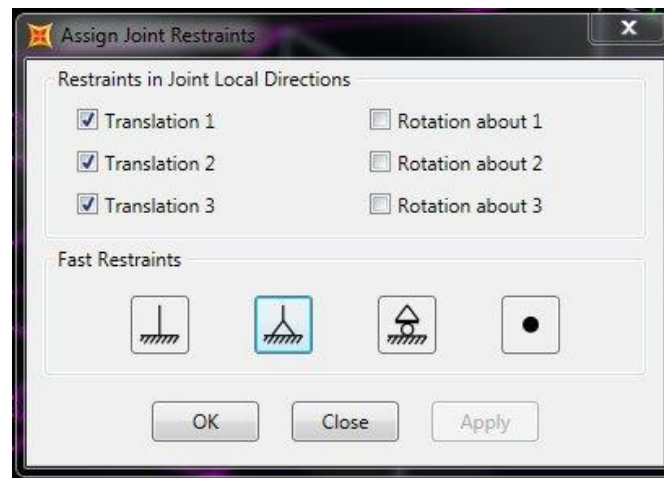


Figura 4.13. Asignación de restricciones para arriostramiento
Fuente: Autor (2020)

Se ubicó los puntos de cargas de las tuberías en la parte superior de la estructura, tomando en cuenta las distancia de donde encuentran las tuberías de 36", en cada nodo asignado se concentran las fuerzas ejercidas por las tuberías en sus distintos casos ya sean de prueba hidrostática como en estado operacional.

4.3.2 Definición de patrones y casos de cargas

Con los puntos de carga ya establecidas en la estructura se procede a definir los patrones de carga hidrostática (HYD) y operacionales (OPE). Las cargas operacionales a su vez se van a dividir en OPEG, o carga operacional gravitacional la fuerza en el eje Z; y cargas operacionales laterales OPEL, que corresponden a las fuerzas en los ejes X y Y. así mismo se incluirán los patrones de carga “Grating” y “Baranda” como también los del viento en los ejes X (WX) y en Y (WY) para asignarles posteriores datos de fuerzas a calcular. (Ver Figura 4.14).

Seguidamente se crearon los casos de carga donde agruparán: Las cargas permanentes (CP) y cargas variables (CV) dentro de ellas se agruparán futuros patrones que representan en cada caso, como se observa en la Figura 4.15.

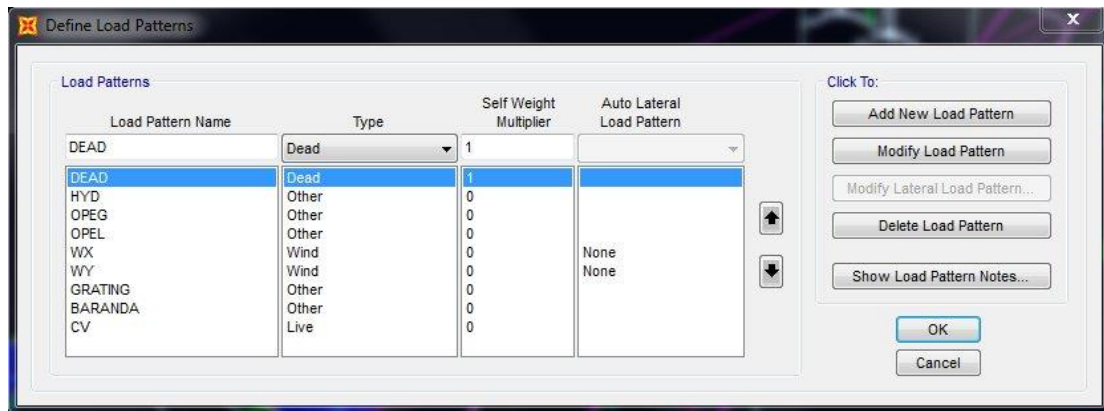


Figura 4.14. Definición de patrones de carga

Fuente: Autor (2020)

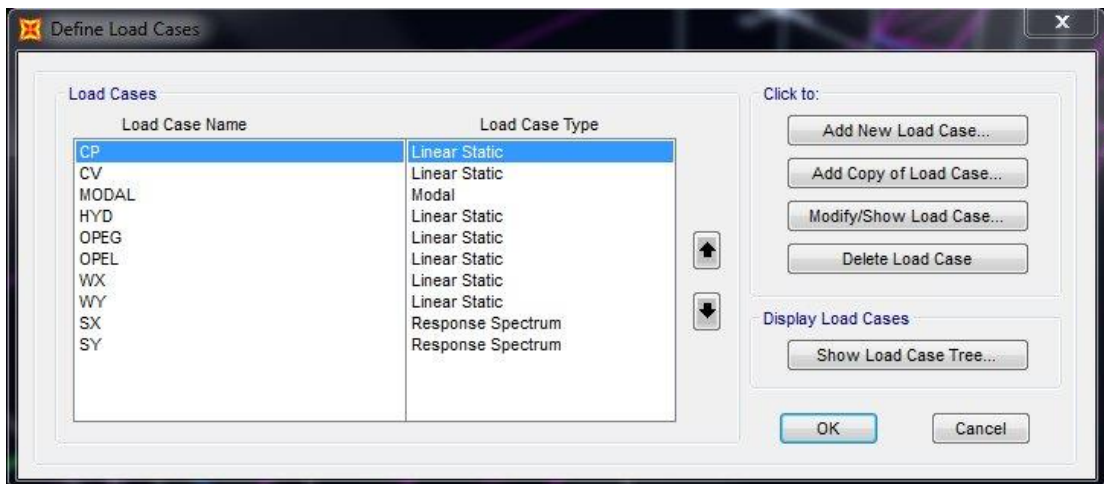


Figura 4.15. Definición de casos de carga

Fuente: Autor (2020)

4.3.3 Combinaciones de carga

Se ingresaran en programa las diferentes combinaciones de carga que se usaran para tener conocimiento de los diferentes efectos que serían posible pasarle a la estructura a modo de prueba u operación; desde la barra de herramientas en la pestaña “*Define » Load Combinations*” y se ingresaron las combinaciones de cargas definidas con anterioridad en el capítulo 2 con sus respectivo factor de mayoración; de la misma forma se ingresaran las combinaciones de carga de servicio. (Ver Figura 4.16).

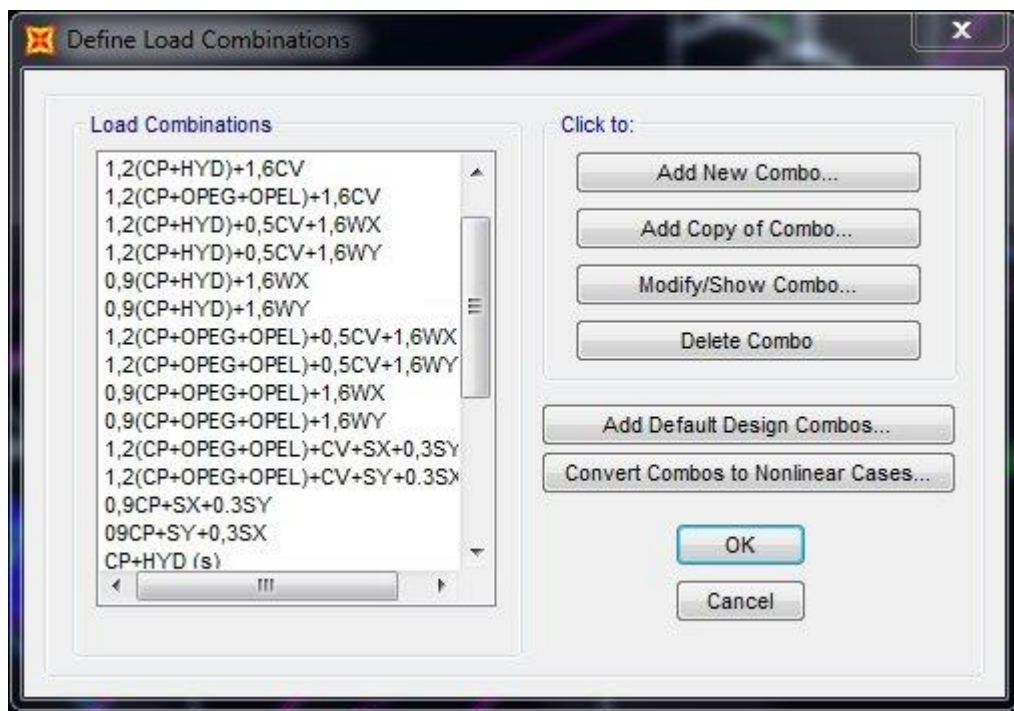


Figura 4.16. Ingreso de combinaciones de cargas

Fuente: Autor (2020)

4.3.4 Análisis de flexibilidad convertidas en fuerzas

La estructura existente se encuentra con respecto al plano cartesiano inclinado en un ángulo (α) de 29.91° , se han facilitado un análisis de flexibilidad dado los resultados de fuerzas en cada nodo que está en contacto con la estructura.

Para el cálculo de las fuerzas resultantes se ha de considerar solamente las de la prueba hidrostática (HYD) y la operacional (OPE), en este caso existen dos resultados se tomará el mayor valor independiente del signo que tenga, estas fuerzas se encuentran en unidades de libras (lb) por lo que antes de proceder se ha realizado su conversión a kilogramo fuerza (kgf).

Como se mencionó anteriormente la estructura se encuentra inclinada, por lo tanto, las fuerzas resultantes se harán considerando las formulas trigonométricas de seno (sen) y coseno (cos), y se han sumado y restado según su dirección del plano cartesiano dispuesto, para así obtener los resultados en cada eje:

$$\cos \alpha = \frac{\text{Cateto adyacente}}{\text{hipotenusa}}$$

$$\text{sen } \alpha = \frac{\text{Cateto opuesto}}{\text{hipotenusa}}$$

Para Facilitar el proceso de cálculo, se han realizado una hoja de cálculo en *Excel* 2013 con sus respectivas conversiones de unidades y formulas correspondientes. Resultados mostrados en las siguientes figuras.

NODO 3100					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
0	9668,77	0,45	-2016,22	-7623,98	1080
		Proyección en X		Proyección en Z	
		HYD	OPE	HYD	OPE
Para FX		0	-1747,68	0	1005,37
Para FZ		0,22	538,53	0,39	936,15
		FUERZA RESULTANTE			
		HYD	OPE		
FrX		0,22	-2286,21		
FrY		9668,77	-7623,98		
FrZ		0,39	1941,52		

Figura 4.17. Fuerzas resultantes en nodo 3100

Fuente: Autor (2020)

NODO 3130					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
-2,27	11057,22	-2,27	2243,01	-8485,35	-1203,38
	Proyección en X		Proyección en Z		
	HYD	OPE	HYD	OPE	
Para FX	-1,97	1944,26	1,13	-1118,45	
Para FZ	-1,13	-600,05	-1,97	-1043,1	
	FUERZA RESULTANTE				
	HYD	OPE			
FrX	-3,1	2544,31			
FrY	11057,22	-8485,35			
FrZ	3,1	-2161,55			

Figura 4.18. Fuerzas resultantes en nodo 3130

Fuente: Autor (2020)

NODO 3160					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
-5,9	-5271,2	-8,16	810,57	-3058,12	-435
	Proyección en X		Proyección en Z		
	HYD	OPE	HYD	OPE	
Para FX	-5,11	702,61	2,94	-404,18	
Para FZ	-4,07	-216,91	-7,07	-377,06	
	FUERZA RESULTANTE				
	HYD	OPE			
FrX	-9,18	919,52			
FrY	-5271,2	-3058,12			
FrZ	10,01	-781,24			

Figura 4.19. Fuerzas resultantes en nodo 3160

Fuente: Autor (2020)

NODO 3170					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
137,89	-14468,24	265,81	2844,02	-10113,75	-1057,32
	Proyección en X		Proyección en Z		
	HYD	OPE	HYD	OPE	
Para FX	119,52	2465,22	-68,76	-1418,14	
Para FZ	132,54	-527,22	230,41	-916,5	
	FUERZA RESULTANTE				
	HYD	OPE			
FrX	252,06	2992,44			
FrY	-14468,24	-10113,75			
FrZ	-299,17	-2334,64			

Figura 4.20. Fuerzas resultantes en nodo 3170

Fuente: Autor (2020)

NODO 3190					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
48,53	-8574,26	94,8	1561,72	-5513,87	-566,08
	Proyección en X		Proyección en Z		
	HYD	OPE	HYD	OPE	
Para FX	42,07	1353,71	-24,2	-778,73	
Para FZ	47,27	-490,68	82,17	282,27	
	FUERZA RESULTANTE				
	HYD	OPE			
FrX	89,34	1844,39			
FrY	-8574,26	-5513,87			
FrZ	-106,37	-1061			

Figura 4.21. Fuerzas resultantes en nodo 3190

Fuente: Autor (2020)

NODO 3200					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
-6,8	-3303,06	-11,79	397,80	-1529,97	-227,25
	Proyección en X		Proyección en Z		
	HYD	OPE	HYD	OPE	
Para FX	-5,89	344,82	3,39	-198,36	
Para FZ	-5,88	-113,32	-10,22	-196,98	
	FUERZA RESULTANTE				
	HYD	OPE			
FrX	-11,77	458,14			
FrY	-3303,06	-1529,97			
FrZ	13,61	-395,34			

Figura 4.22. Fuerzas resultantes en nodo 3200

Fuente: Autor (2020)

NODO 3600					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
0	-6247,33	0	-1073,20	-4064,64	579,24
	Proyección en X		Proyección en Z		
	HYD	OPE	HYD	OPE	
Para FX	0	-930,26	0	535,14	
Para FZ	0	288,83	0	502,09	
	FUERZA RESULTANTE				
	HYD	OPE			
FrX	0	-1219,09			
FrY	-6247,33	-4064,64			
FrZ	0	1037,23			

Figura 4.23. Fuerzas resultantes en nodo 3600

Fuente: Autor (2020)

NODO 3630					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
0,91	-12103,21	1,81	2527,42	-9619,33	-1357,6
	Proyección en X		Proyección en Z		
	HYD	OPE	HYD	OPE	
Para FX	0,79	2190,79	-0,45	-1260,27	
Para FZ	0,9	-676,95	1,57	-1176,78	
	FUERZA RESULTANTE				
	HYD	OPE			
FrX	1,69	2867,74			
FrY	-12103,21	-9619,33			
FrZ	-2,02	-2437,05			

Figura 4.24. Fuerzas resultantes en nodo 3630

Fuente: Autor (2020)

NODO 3660					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
-8,16	-8827,81	-14,97	1657,43	-6245,97	-878,15
	Proyección en X		Proyección en Z		
	HYD	OPE	HYD	OPE	
Para FX	-7,07	1436,68	4,07	-826,46	
Para FZ	-7,46	-437,88	-12,98	-761,19	
	FUERZA RESULTANTE				
	HYD	OPE			
FrX	-14,53	1874,56			
FrY	-8827,81	-6245,97			
FrZ	17,05	-1587,65			

Figura 4.25. Fuerzas resultantes en nodo 3660

Fuente: Autor (2020)

NODO 3670					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
16,78	-2268,42	31,3	197,31	-724,39	-93,44
	Proyección en X		Proyección en Z		
	HYD	OPE	HYD	OPE	
Para FX	14,55	171,03	-8,37	-98,39	
Para FZ	15,61	-80,99	27,13	46,59	
	FUERZA RESULTANTE				
	HYD	OPE			
FrX	30,16	252,02			
FrY	-2268,42	-724,39			
FrZ	-35,5	-144,98			

Figura 4.26. Fuerzas resultantes en nodo 3670

Fuente: Autor (2020)

NODO 3690					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
97,98	-9160,3	184,16	1753,13	-6119,87	-565,63
	Proyección en X		Proyección en Z		
	HYD	OPE	HYD	OPE	
Para FX	84,93	1519,63	-48,86	-874,18	
Para FZ	91,83	-282,05	159,63	-490,29	
	FUERZA RESULTANTE				
	HYD	OPE			
FrX	176,76	1801,68			
FrY	-9160,3	-6119,87			
FrZ	-208,49	-1364,47			

Figura 4.27. Fuerzas resultantes en nodo 3690

Fuente: Autor (2020)

NODO 3700					
HYD			OPE (Mayor)		
FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)	FX (kgf)	FY (Kgf)	FZ (kgf)
-2,27	-3835,58	-4,08	512,11	-1914,16	-265,35
	Proyección en X		Proyección en Z		
	HYD	OPE	HYD	OPE	
Para FX	-1,97	443,9	1,13	-255,36	
Para FZ	-2,03	-132,31	-3,54	-230,01	
	FUERZA RESULTANTE				
	HYD	OPE			
FrX	-4	576,21			
FrY	-3835,58	-1914,16			
FrZ	4,67	-485,37			

Figura 4.28. Fuerzas resultantes en nodo 3700

Fuente: Autor (2020)

Cabe destacar que al principio se ha trabajado como plano de mecánica para estos cálculos y al momento de transcribir los datos al programa SAP2000 se ha hecho su conversión correspondiente, esto se debe a que hay ejes en plano de mecánica que cambia a como se ve en el programa.

Luego de tener estas fuerzas resultantes, se han ingresado en el SAP2000 en su nodo correspondiente, así como se observa de ejemplo en la figura 4.17. Cargas HYD, OPE, OPEL en el nodo 3130.

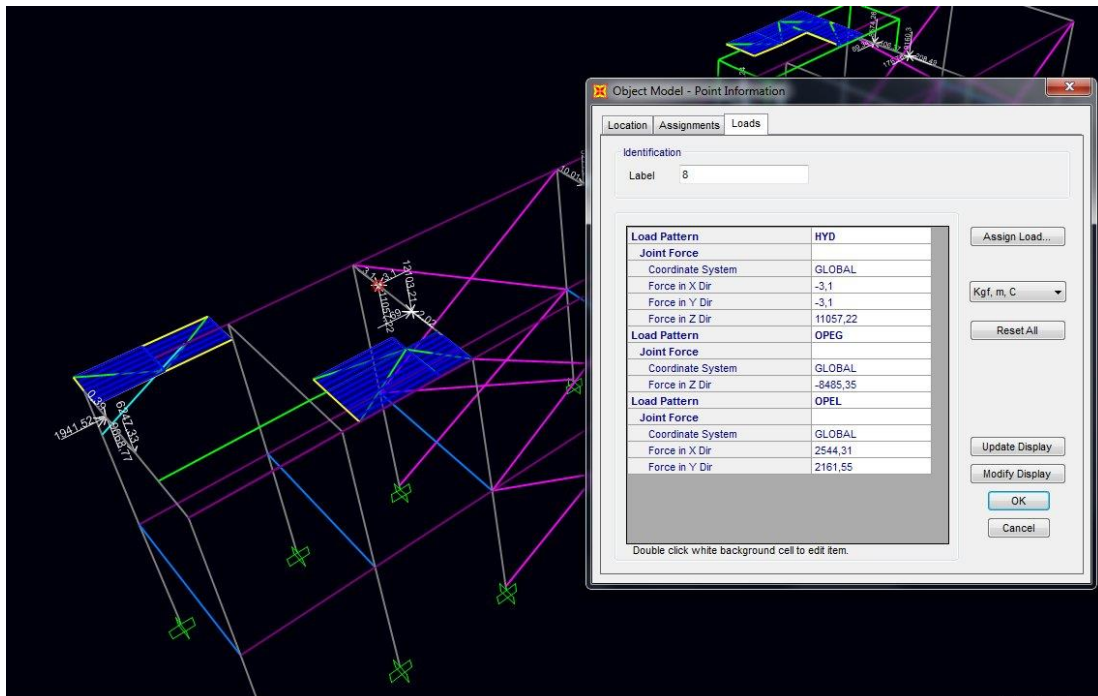


Figura 4.29. Cargas HYD, OPEG OPEL en el nodo 3130
Fuente: Autor (2020)

4.3.5 Estudio de análisis del viento

Los datos son tomados de la norma COVENIN-MINDUR 2003-1986. Acciones del viento sobre construcciones, los datos a considerar son los siguientes:

- **Clasificación según el uso:** Se tomará como **grupo B**, de los que pertenecen aquellas construcciones de uso público o privados tales como: plantas e instalaciones industriales.
- **Factor de importancia eólica:** De la Tabla 2.3 para el grupo B se tomara $\alpha = 1.00$
- **Tipo de exposición:** C
- **Velocidad básica del viento:** Para este caso se usó $V = 90 \text{ km/h}$

- **Característica de respuesta:** Según la norma COVENIN 86 A, para el caso estudiado será de **Tipo III**, por la que se debe cumplir que la relación de esbeltez (h/b) tiene que ser mayor a 5. En el caso de la estructura es de dos niveles se tomarán las dos alturas y se comprobará con el ancho de la viga HEA240 es de 0,24m.

$$\text{Primer nivel } \frac{4.5}{0.24} = 18.75 > 5$$

$$\text{Segundo nivel } \frac{7.775}{0.24} = 32.40 > 5$$

Ambos niveles cumplen con la condición establecida.

- **Constantes para el cálculo de K_z y K_h :** Para estructura con el tipo de exposición C se tomó de la Tabla 2.6 se toma **factor $\beta = 7.00$** y **Altura $Z_g = 270$ m**
- **Factores de respuesta ante ráfagas G_h :** según la Tabla 2.7 para sistemas resistentes al viento de las construcciones tipo III en acero a una altura de terreno de 4.5m a 10m, tipo de construcción abierta: $w/h \rightarrow 0.3/7.775 = 0.03$ se tomara $w/h = 0$ y se usara **$G_h = 1.70$**

Para los cálculos se usó las fórmulas de acciones del viento mencionadas en los capítulos anteriores, se realizó en una hoja de cálculo en *Excel* 2013 para tener una mejor apreciación y manejo de los resultados, de la que se pueden resaltar las siguientes acotaciones al momento de ingresar datos:

- Según la fórmula original de la magnitud del viento (W) al final se ha de multiplicar la longitud del elemento (L), pero esta será suprimida de la ecuación para convertir la carga en una que está distribuida por todo el elemento.

- Para acciones del viento con secciones transversales pequeñas como los perfiles usados en la estructura, se requieren el uso de los componentes de succión y empuje C_p y C_t como son mostradas en las Ec. 3 y Ec. 4
- Estos coeficientes varían según el ángulo en el que esté dispuesto el elemento, como se muestra en la Tabla 2.7 serán seleccionado según la dirección del viento respecto a la estructura (WX y WY), y según esto se toma como b_w el ancho del perfil ya sea su alma o ala.
- La carga distribuida transformada a todo el elemento se aplica de forma lineal para las vigas, para las columnas desde el piso hasta una altura de 4.5m se mantendrá lineal pero cuando se sobrepase es altura la carga para a ser una carga distribuida trapezoidal, lo mismo se aplicará para las diagonales en el segundo nivel.
- Aquellos cálculos que va en la misma dirección del viento (sombreadas en azul) no serán tomados en cuenta al momento de ser ingresados en el programa, a causa de que la dirección del viento será el mismo que la posición del elemento.

Columnas HEA240									
Viento en X					Viento en Y				
C_p	1,6				C_p	0			
C_t	0				C_t	1,9			
b_w (m)	0,23				b_w (m)	0,24			
Z (m)	K_z	q_z (kgf/m²)	F_p (kgf/m)	F_t (kgf/m)	Z (m)	K_z	q_z (kgf/m²)	F_p (kgf/m)	F_t (kgf/m)
4,5	0,8	31,43	19,66	0	4,5	0,8	31,43	0	24,36
7,775	0,94	36,93	23,1	0	7,775	0,94	36,93	0	28,63

Tabla 4.1. Acciones del viento sobre columna HEA240

Fuente: Autor (2020)

Vigas C HEA 200									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	1,6				Cp	0			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0,19				bw (m)	0			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf)	Ft (kgf)
3,575	0,8	31,43	16,24	0	3,575	0	0	0	0

Tabla 4.2. Acciones del viento sobre vigas de carga HEA200

Fuente: Autor (2020)

Vigas C HEA 240									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	1,6				Cp	0			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0,23				bw (m)	0			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf)	Ft (kgf)
7,775	0,94	36,93	23,1	0	7,775	0	0	0	0

Tabla 4.3. Acciones del viento sobre vigas de carga HEA240

Fuente: Autor (2020)

Vigas A HEA140									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	0				Cp	1,6			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0				bw (m)	0,133			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf)	Ft (kgf)
3,575	0	0	0	0	3,575	0,8	31,43	11,37	0
7,775	0	0	0	0	7,775	0,94	36,93	13,36	0

Tabla 4.4. Acciones del viento sobre vigas de amarre HEA140

Fuente: Autor (2020)

Diagonales 2L 100x100x10									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	1,6	-1,5		L1= 7,42m	Cp	-0,95	-0,95		L1= 7,42m
Ct	0	0		L2= 7,74m	Ct	0,7	0,7		L2= 7,74m
bw (m)	0,1				bw (m)	0,1			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf/m)
3,575	0,8	31,43	8,55	0	3,575	0,8	31,43	-2,28	1,68
7,775	0,94	36,93	10,04	0	7,775	0,94	36,93	-2,68	1,98
3,575	0,8	31,43	-8,01	0	3,575	0,8	31,43	-2,28	1,68
7,775	0,94	36,93	-9,42	0	7,775	0,94	36,93	-2,68	1,98

Tabla 4.5. Acciones del viento sobre diagonales 2L 100x100x10

Fuente: Autor (2020)

4.3.6 Cargas para la plataforma

Se hace un modelado de la plataforma que va incluida en la estructura, en programa se añaden nuevos ejes para la rejilla en la que dibujan lo elementos correspondientes al diseño de la plataforma, se definen los materiales y sus propiedades que en este caso son los perfiles: HEA160, 2UPN140, UPN140 y L 50x50x5.

Las cargas actuantes sobre la plataforma las obtenemos calculando:

- **Peso de la pletina Pl 100mm x 6mm**

$$Pl = \text{Densidad} \times \text{dimensiones}$$

$$Pl = 7850 \text{ kgf/m}^3 * (0.1\text{m}) * (0.006\text{m})$$

$$Pl = 4,71 \text{ kgf/m}$$

- **Peso de la baranda (CP)**

$$CP \text{ de baranda} = \text{Peso UPN140} + \text{Peso de pletina} + \text{Peso de L 50x50x5}$$

$$CP \text{ de baranda}$$

$$= 11,3 \text{ kgf/m} + 4,71 \text{ kgf/m} + (5.91 \text{ kgf} * 2\text{m})$$

$$+ (5.91 \text{ kgf} * 1.19\text{m})$$

$$CP \text{ de baranda} = 34,86 \text{ kgf/m}$$

Este peso sobre la baranda será cargado en el programa como carga permanente CP sobre la UPN140

- **Para la plataforma:** En este caso dentro de la norma PDVSA A-261, Criterios y acciones mínimas para diseño de estructuras industriales, se especifica que para plataformas metálicas la carga permanente CP usada será igual 100 Kgf/m² y la carga variable CV tendrá un valor de 250 Kgf/m².

4.3.6.1 Acciones del viento sobre plataforma

Para la obtención de las cargas producida por las acciones del viento sobre las plataformas del puente de tubería, se considerarán las especificaciones pasadas lo único que variará será la altura de los elementos. Resultados mostrados en las siguientes tablas:

Vigas HEA160 (porticos J-I)									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	0				Cp	1,6			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0				bw (m)	0,152			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)
7,775	0	0	0	0	7,775	0,94	36,93	15,27	0

Tabla 4.6. Acciones del viento sobre viga HEA160 ubicada entre los pórticos J-I

Fuente: Autor (2020)

Vigas HEA160 (porticos G-F)									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	1,6				Cp	1,6			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0,152				bw (m)	0,152			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)
8,941	0,97	38,11	15,76	0	8,941	0,97	38,11	15,76	0

Tabla 4.7. Acciones del viento sobre vigas HEA160 ubicada entre los pórticos G-F

Fuente: Autor (2020)

Columnas HEA160 (porticos G-F)									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	0				Cp	1,6			
Ct	1,9				Ct	0			
bw (m)	0,16				bw (m)	0,152			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)
7,775	0,94	36,93	0	19,09	7,775	0,94	36,93	15,27	0
8,941	0,97	38,11	0	19,7	8,941	0,97	38,11	15,76	0

Tabla 4.8. Acciones del viento sobre columnas HEA160 ubicada entre los pórticos G-F

Fuente: Autor (2020)

Diagonal 2 UPN140 (portico J)									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	0				Cp	1,4			
Ct	2,2				Ct	0			
bw (m)	0,13				bw (m)	0,14			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf)	Ft (kgf/m)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)
7,775	0,94	36,93	0	17,96	7,775	0,94	36,93	12,31	0

Tabla 4.9. Acciones del viento sobre diagonal 2 UPN140 en pórtico J

Fuente: Autor (2020)

UPN140 (portico J e I) (x4)									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	-1,8				Cp	2,05			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0,14				bw (m)	0,14			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)
7,775	0,94	36,93	-15,82	0	7,775	0,94	36,93	18,02	0

Tabla 4.10. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos J e I (1)

Fuente: Autor (2020)

UPN140 (portico J e I)									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	0				Cp	-1,8			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0				bw (m)	0,14			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)
7,775	0	0	0	0	7,775	0,94	36,93	-15,82	0

Tabla 4.11. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos J e I (2)

Fuente: Autor (2020)

UPN140 (portico J e I) (x2)									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	0				Cp	2,05			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0				bw (m)	0,14			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)
7,775	0	0	0	0	7,775	0,94	36,93	18,02	0

Tabla 4.12. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos J e I (3)

Fuente: Autor (2020)

UPN140 (porticos G-F) (x2)									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	-1,8				Cp	0			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0,14				bw (m)	0			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)
8,941	0,97	38,11	-16,33	0	8,941	0	0	0	0

Tabla 4.13. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos G –F (1)

Fuente: Autor (2020)

UPN140 (porticos G-F)									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	2,05				Cp	0			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0,14				bw (m)	0			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)
8,941	0,97	38,11	18,59	0	8,941	0	0	0	0

Tabla 4.14. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos G –F (2)

Fuente: Autor (2020)

UPN140 (porticos G-F)									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	0				Cp	-1,8			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0				bw (m)	0,14			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)
8,941	0	0	0	0	8,941	0,97	38,11	-16,33	0

Tabla 4.15. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos G –F (3)

Fuente: Autor (2020)

UPN140 (porticos G-F)									
Viento en X					Viento en Y				
Cp	0				Cp	2,05			
Ct	0				Ct	0			
bw (m)	0				bw (m)	0,14			
Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf)
8,941	0	0	0	0	8,941	0,97	38,11	18,59	0

Tabla 4.16. Acciones del viento sobre vigas UPN140 ubicadas entre los pórticos G –F (4)

Fuente: Autor (2020)

L 50x50x5 (portico J)											
Viento en X						Viento en Y					
	Cp	2,1	-2	-2		Cp	2,1	0	2,1		
	Ct	1,8	0,3	0,3		Ct	1,8	0	1,8		
	bw (m)	0,05				bw (m)	0,05				
L (m)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf/m)	Ft (kgf/m)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf)	Ft (kgf)	L (m)
1,93	7,775	0,94	36,93	6,59	5,65	7,775	0,94	36,93	6,59	5,65	1,93
1,2	7,775	0,94	36,93	-6,28	0,94	7,775	0	0	0	0	1,2
1,94	7,775	0,94	36,93	-6,28	0,94	7,775	0,94	36,93	6,59	5,65	1,94

Tabla 4.17. Acciones del viento sobre L 50x50x5 ubicado en el pórtico J con tres diferentes longitudes
Fuente: Autor (2020)

L 50x50x5 (portico I)											
Viento en X						Viento en Y					
	Cp	-2	2,1	-2	-2	Cp	-2	-2	0	-2	
	Ct	0,3	1,8	0,3	0,3	Ct	0,3	0,3	0	0,3	
	bw (m)	0,05				bw (m)	0,05				
L (m)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf)	Ft (kgf)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	Fp (kgf)	Ft (kgf)	L (m)
2,078	7,775	0,94	36,93	-6,28	0,94	7,775	0,94	36,93	-6,28	0,94	2,078
2,4	7,775	0,94	36,93	6,59	5,65	7,775	0,94	36,93	-6,28	0,94	2,4
1,32	7,775	0,94	36,93	-6,28	0,94	7,775	0	0	0	0	1,32
1,57	7,775	0,94	36,93	-6,28	0,94	7,775	0,94	36,93	0	0,94	1,57

Tabla 4.18. Acciones del viento sobre L 50x50x5 ubicado en el pórtico I con cuatro diferentes longitudes
Fuente: Autor (2020)

L 50x50x5 (porticos G-F)							
Viento en X							
	Cp	2,1	-2	-2	-2	2,1	-2
	Ct	1,8	0,3	0,3	0,3	1,8	0,3
	bw (m)	0,05					
L (m)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m²)	Fp (kgf)	Ft (kgf)		
1,76	8,941	0,97	38,11	6,8	5,83		
1,2	8,941	0,97	38,11	-6,48	0,97		
1,7	8,941	0,97	38,11	-6,48	0,97		
1,2	8,941	0,97	38,11	-6,48	0,97		
1,68	8,941	0,97	38,11	6,8	5,83		
1,18	0	0	0	0	0		
1,87	8,941	0,97	38,11	-6,48	0,97		
Viento en Y							
	Cp	2,1	0	2,1	0	2,1	2,1
	Ct	1,8	0	1,8	0	1,8	1,8
	bw (m)	0,05					
L (m)	Z (m)	Kz	qz (kgf/m²)	Fp (kgf)	Ft (kgf)		
1,76	8,941	0,97	38,11	6,8	5,83		
1,2	8,941	0	0	0	0		
1,7	8,941	0,97	38,11	6,8	5,83		
1,2	8,941	0	0	0	0		
1,68	8,941	0,97	38,11	6,8	5,83		
1,18	8,941	0,97	38,11	6,8	5,83		
1,87	8,941	0,97	38,11	6,8	5,83		

Tabla 4.19: Acciones del viento sobre L 50x50x5 ubicado entre los pórticos G y F con siete longitudes diferentes
Fuente: Autor (2020)

Con las fuerzas obtenidas se ingresan, se cargan en el programa, recordando las posiciones de cada uno de los elementos y, como anteriormente se mencionó los resultados marcados en azul no se ingresarán por estar el elemento en sentido de la dirección del viento.

4.3.6 Calculo para acciones sísmicas

Con la ayuda de la norma PDVSA JA-221 Diseño sismo resistente, se da a conocer los datos generales con cálculos presentados en dicha norma, para la

obtención de los datos usados para los espectros de diseño en ambos sentidos del sismo en ambas direcciones X y Y.

- **Factor de corrección (ϕ):** De la Tabla 2.9 para suelos muy duros o muy densos y $V_{sp} > 400$, de acuerdo con la zona sísmica 4 y forma espectral S2 el $\phi = 0,95$.
- **Valores que definen la forma del espectro:** para forma espectral S2 de la Tabla 2.10 tenemos $\beta = 2,6$; $T^o = 0,20s$; $T^* = 0,80s$
- **Coefficiente de aceleración horizontal (A_o):** Partiendo de la Ec.5.a tenemos:

$$P^* = 1 - (1 - 0.001)^{50} \rightarrow P^* = 0.049 \cong 49\%$$

Usando la formula Ec. 5 nos da que a es igual

$$a = 53 \left[\frac{-\ln(1 - 0,951)}{50} \right]^{-1/4,5} \rightarrow a = 246 \text{ cm/s}^2$$

Finalmente usando la Ec.6 y con gravedad $g = 980 \text{ cm/s}^2$ obtenemos A_o

$$A_o = \frac{246 \text{ cm/s}^2}{980 \text{ cm/s}^2} \rightarrow A_o = 0,251$$

- **Factor de amplificación espectral (β^*):** usando la Ec.7 y conociendo que coeficiente de amortiguamiento ξ es igual a 5 por ser acero emperrado de la Tabla 2.11 obtenemos que:

$$\beta^* = \frac{2,6}{2,3} [0,0853 - 0,739 \ln(0.05)] \rightarrow \beta^* = 2,6$$

- **Factor de ductilidad (D):** Para este caso se da conocer dos factores de ductilidad por ser Puente de tubería (pórticos de baja hiperestaticidad, arriostrados longitudinalmente obtenido de la Tabla 2.13. Factores de Ductilidad. Tenemos: $D=4$ (plano de pórticos, en sentido en Y) y $D=3$ (plano de arrostramiento, sentido en X)

- **C:** Como se obtuvieron dos factores de ductilidad, también se obtendrán dos valores de C usando la fórmula de la Ec. 9

$$C1 = \sqrt[4]{\frac{4}{2,6}} \rightarrow \mathbf{C1 = 1,11}$$

$$C2 = \sqrt[4]{\frac{3}{2,6}} \rightarrow \mathbf{C2 = 1,04}$$

- **Valores para T⁺:** Según la Tabla 2.12 para D < 5 en ambos casos de T⁺ se obtendrá que:

$$T^{+1} = 0,1(4 - 1) \rightarrow \mathbf{T^{+1} = 0,3}$$

$$T^{+2} = 0,1(3 - 1) \rightarrow \mathbf{T^{+2} = 0,2}$$

Ambas T⁺ deben cumplir la condición de:

$$T^o \leq T^+ \leq T^*$$

$$0,2 \leq 0,3 \leq 0,8 \quad \therefore T^{+1} \text{ cumple}$$

$$0,2 = 0,2 \leq 0,8 \quad \therefore T^{+2} \text{ cumple}$$

Con todos los valores obtenidos se crea el espectro de diseño en una hoja de cálculo en *Excel 2013*, donde se realiza una columna con los tiempos con un periodo de cada una de 0,01s hasta completar 4 segundos, se hacen otras dos columnas representando los sentidos del sismo en los ejes X y Y, donde se incorporan las formulas del espectro del diseño (Ad), de referencia se usaron las formulas: Ec. 8.a, Ec. 8.b, Ec.8.c y Ec. 8.d; siguiendo las condiciones establecidas (Ver Anexo A), con estos se ha creado una gráfica que muestra cómo estará compuesto el espectro de diseño en ambos sentidos del sismo, (Ver Figura 4.30 y Figura 4.31).

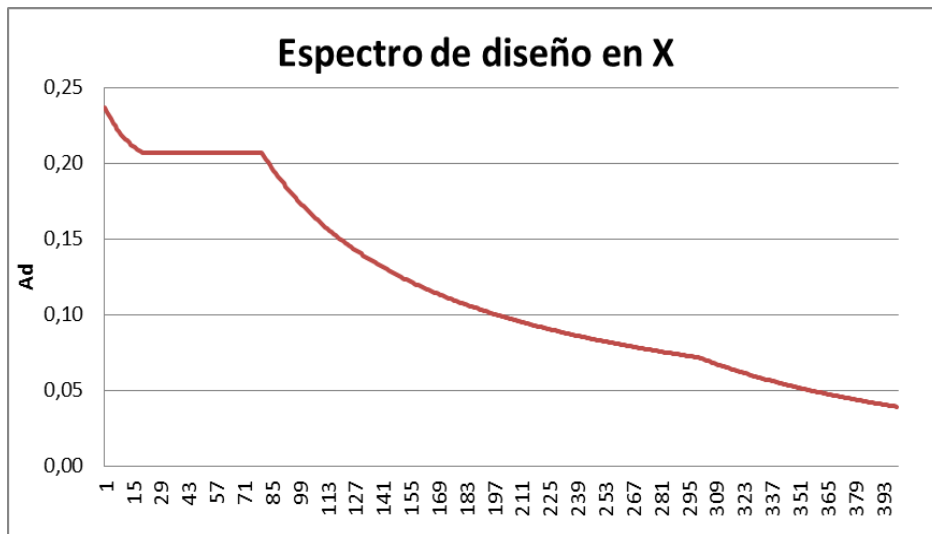


Figura 4.30. Espectro de diseño en sentido X
 Fuente: Autor (2020)

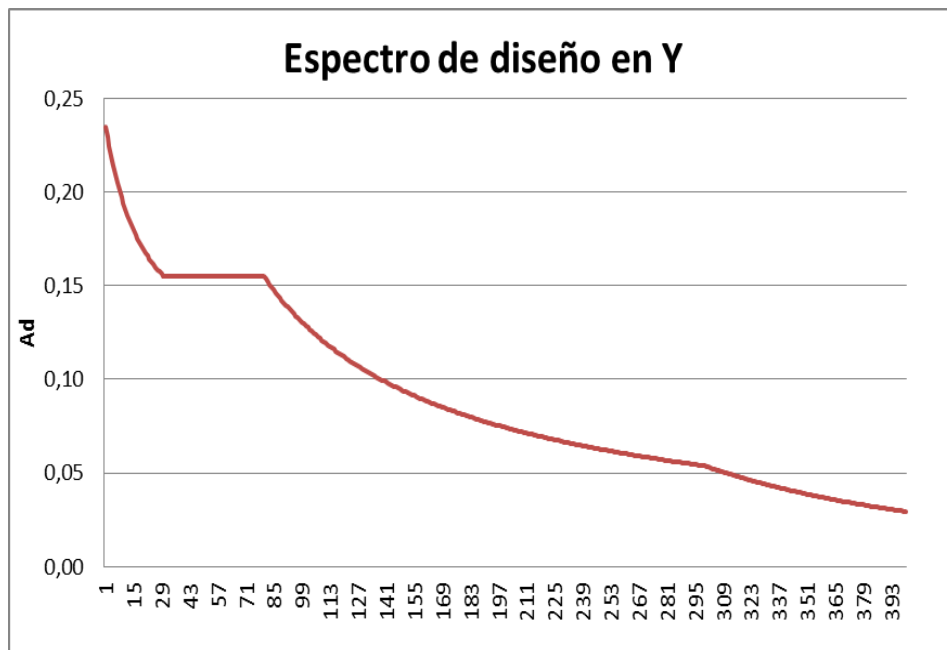


Figura 4.31. Espectro de diseño en sentido Y
 Fuente: Autor (2020)

4.3.7 Introducción de Espectro de diseño en el SAP2000

Para definir el espectro de diseño en el SAP2000 se ingresa desde la barra de herramientas “*Define » Functions » Response Spectrum*”. En la pestaña “*Choose Function Type to Add*” se utilizará la AASHTO 2006. Seguidamente en la pestaña “*Add new function*” creamos dos espectros uno el sentido X otro en Y se ingresan los datos obtenidos de la hoja de cálculo de Ad, así como también los datos generales que, obtenido con anterioridad, seguidamente se analiza la estructura para observar cómo responde ante un sismo. Como se observa en la Figura 4.32 en este caso la definición del espectro de diseño en el eje X.

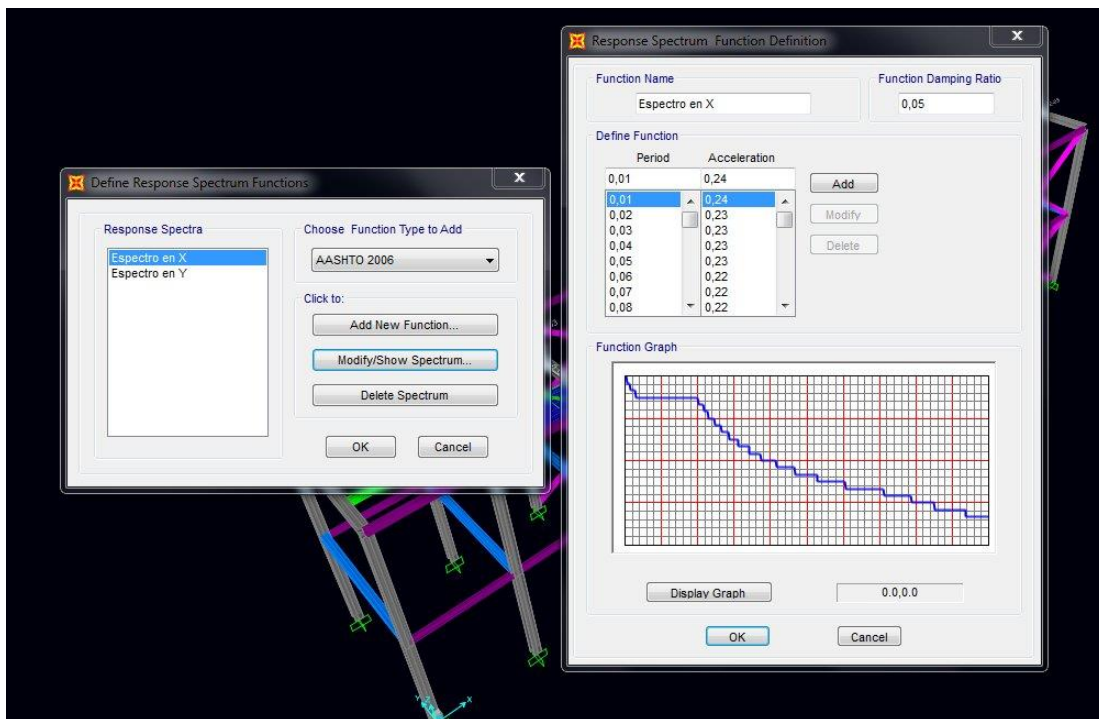


Figura 4.32. Definición de espectro de diseño en eje X
Fuente: Autor (2020)

4.3.8 Asignación de matriz masa

Para definir la matriz, se ha ingresado desde la herramienta “*Define » Mass Source*” Desde la ventana “*Add New Source*” se le asigna el nombre, se activa la pestaña “*Specified Load Patterns*” y se asignan los multiplicadores correspondientes a cada patrón de carga. (Ver Figura 4.33 y Figura 4.34).

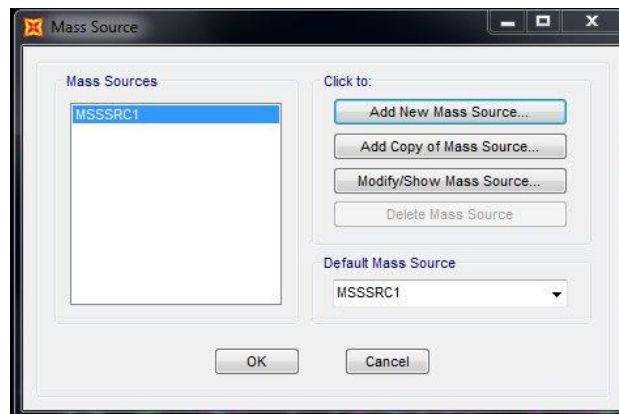


Figura 4.33. Definición de Matriz masa MSSSRC1
Fuente: Autor (2020)

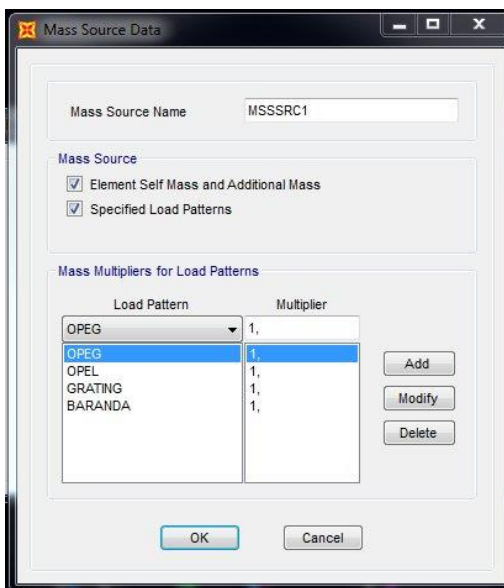


Figura 4.34. Introducción de datos de matriz masa
Fuente: Autor (2020)

Al terminar de ingresar estos datos se ha corrido el programa para observar cómo responde la estructura. Se verifica el porcentaje de participación de masa, el mismo deberá ser mayor al 0.90% estandarizado, eso detalla por el número de modos que el programa indique, para llegar al porcentaje esperado se inicia con 12 modos establecidos por norma, (Ver Figura 4.35), como estos no llegaban al ideal de porcentaje esperado se ha tanteado el número de modos, hasta llegar al indicado que en este caso son los 55 modos, como se muestra en la Figura 4.36.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,722892	0,008458	0,392	3,496E-05	0,008458	0,392	3,496E-05	0,000000
MODAL	Mode	2	0,70792	4,684E-07	0,136	0,0001789	0,008459	0,528	0,0002138	0,000000
MODAL	Mode	3	0,699884	0,0001863	0,323	6,917E-05	0,008645	0,852	0,000263	0,000000
MODAL	Mode	4	0,609406	0,018	0,005486	2,821E-05	0,026	0,857	0,0003112	0,000000
MODAL	Mode	5	0,561311	0,13	0,029	1,082E-05	0,156	0,886	0,000322	0,000000
MODAL	Mode	6	0,5376	0,107	0,0001284	3,792E-07	0,264	0,886	0,0003224	8,209
MODAL	Mode	7	0,46333	0,162	7,072E-05	7,543E-06	0,426	0,886	0,0003299	1,642
MODAL	Mode	8	0,433847	9,269E-05	0,061	4,113E-06	0,426	0,947	0,000334	0,000000
MODAL	Mode	9	0,424094	0,018	1,79E-06	7,078E-05	0,444	0,947	0,0004048	4,678
MODAL	Mode	10	0,408043	0,233	9,054E-07	5,692E-05	0,678	0,947	0,0004617	1,726
MODAL	Mode	11	0,329539	0,092	0,0004045	9,628E-05	0,768	0,948	0,000558	4,242
MODAL	Mode	12	0,319258	0,029	2,864E-06	2,675E-07	0,798	0,948	0,0005583	8,288
MODAL	Mode	13	0,272385	0,00119	2,978E-05	4,91E-05	0,799	0,948	0,0006074	4,134
MODAL	Mode	14	0,250517	0,0002706	5,552E-05	4,973E-05	0,799	0,948	0,0006571	0,000000

Figura 4.35. Participación de masa con 12 modos estandarizados
Fuente: Autor (2020)

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
MODAL	Mode	42	0,054846	4,314E-08	0,0006841	0,003732	0,831	0,993	0,802	0
MODAL	Mode	43	0,054677	0,0009119	0,002815	2,242E-05	0,832	0,995	0,802	0
MODAL	Mode	44	0,053385	7,398E-05	6,048E-05	0,002695	0,832	0,995	0,804	0
MODAL	Mode	45	0,052272	4,694E-08	0,002466	7,143E-06	0,832	0,998	0,804	0
MODAL	Mode	46	0,050651	0,0002033	2,806E-08	3,455E-06	0,833	0,998	0,804	2,774
MODAL	Mode	47	0,050427	0,001134	0,001862	0,002341	0,834	1	0,807	0
MODAL	Mode	48	0,050205	0,035	5,836E-10	2,737E-05	0,869	1	0,807	0,000
MODAL	Mode	49	0,046648	0,007595	5,043E-05	0,003726	0,876	1	0,811	
MODAL	Mode	50	0,046134	0,007603	6,631E-05	5,974E-05	0,884	1	0,811	0,001
MODAL	Mode	51	0,045554	0,0001584	1,454E-05	0,0004748	0,884	1	0,811	5,036
MODAL	Mode	52	0,045284	1,497E-05	4,689E-06	0,01	0,884	1	0,821	0
MODAL	Mode	53	0,043229	0,009749	3,313E-06	0,0001165	0,894	1	0,821	0,000
MODAL	Mode	54	0,040464	0,041	6,469E-07	8,567E-05	0,935	1	0,821	0,000
MODAL	Mode	55	0,039919	0,014	1,52E-06	0,0006768	0,949	1	0,822	0,000

Figura 4.36. Participación de masa con 55 modos
Fuente: Autor (2020)

4.4 Estudiar la relación demanda/capacidad de los elementos estructurales del puente de tubería según los requisitos de la AISC 360-16 con el apoyo del programa SAP2000

Se dan a conocer los resultados del análisis completo de la estructura que se ha montado con anterioridad del modelo original y existente, como se muestra en la Figura 4.37, bajo las condiciones de la norma AISC 360-16, determinando que existen solo 8 elementos que fallan. De las que se puede notar están fallando por sección al sobrepasar el valor por norma establecido. Aun así, se ha de proceder con las comprobaciones de las fundaciones para determinar en otras áreas está fallando el puente de tubería. Comprobaciones que se hacen con los detalles de fundaciones tomados de planos (Ver Anexo B) y estudios que se han realizado con anterioridad

para la construcción del puente existente, así mismo para esta comprobación se usaron las fuerzas que se ejercen en la estructura, que se pueden obtener con el

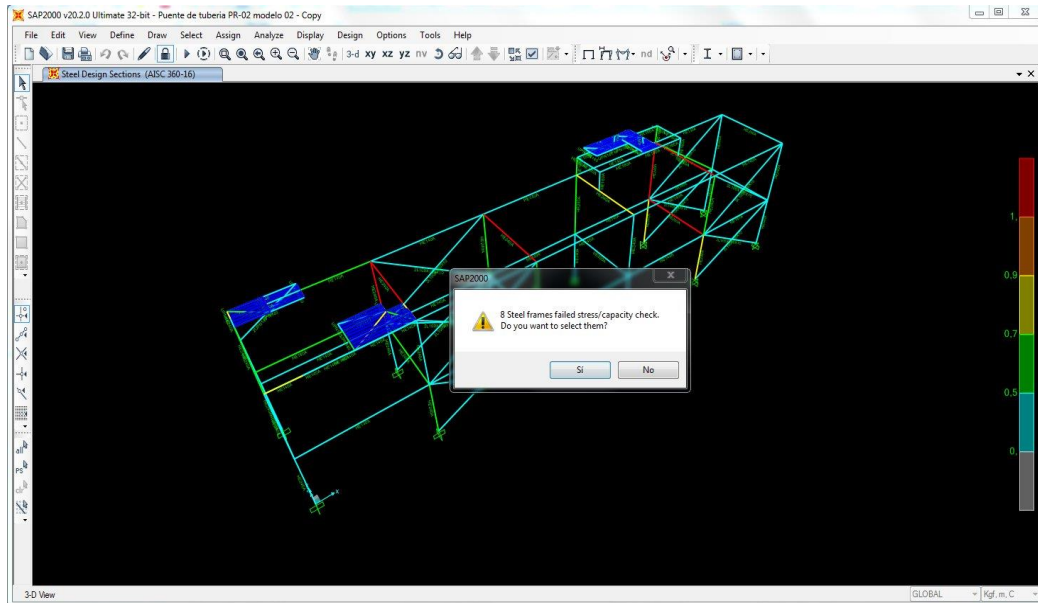


Figura 4.37. Análisis de elementos estructurales del modelo original
Fuente: Autor (2020)

análisis que se le hace al puente con el programa.

Con el análisis completado, se conocen aquellas fuerzas que se ejercen en la superestructura, con el análisis asegurado se ingresa en la barra de herramientas a “*Display » Show Tables*” de la que se abre una pestaña, de la que desglosamos la pestaña “*ANALYSIS RESULTS » Reactions » Table: Joint Reactions*”, como se observa en la Figura 4.38, ya seleccionada se abre y muestra todas aquellas fuerzas que actúan sobre la estructura, seguidamente para trabajar más cómodamente la tabla se exporta a una hoja de cálculo de *Excel* para usar estas cargas para la comprobación de fundaciones. De esta tabla se seleccionan, de entre todas las combinaciones posibles que ha simulado el programa para la estructura, aquellas combinaciones que tengan los valores máximos y mínimos de cada de cada una de las fuerzas representadas, y de estos dos se ha de seleccionar el valor máximo sin importar el

signo que tengan, el que sea mayor se escogerá la combinación de carga a la que pertenece el valor y se evalúa en la hoja de cálculo para chequeo de fundaciones.

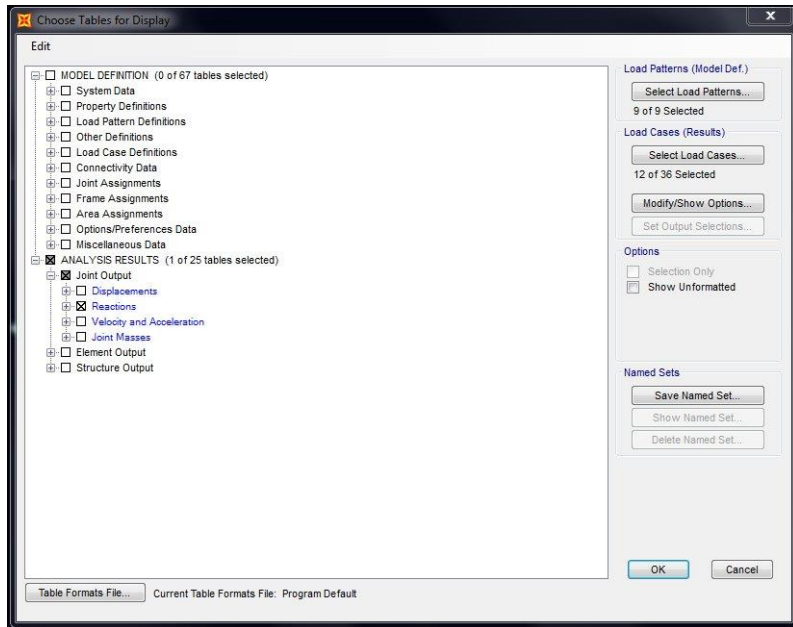


Figura 4.38. Selección de tabla para *Joint Reactions*
Fuente: Autor (2020)

En la figura 4.39. Se muestran las combinaciones de carga que han sido seleccionadas para el primer chequeo de la estructura, donde se reflejan las sombreadas en verde como los valores máximos. También se conocerá que la F3, se usará como Ps o carga gravitacional; F1, cortante en X; F2, cortante en Y; M1, momento en X y M2, como momento en Y.

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	
Text	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	
				1156,88	1547,79	16909,79	13763,28	121,88	
				-3696,09	-4971,91	-5728,07	-3937,26	-343,58	
76	CP+OPEG+OPEL+SX (s)	Combination	Max	1156,88	-726,86	16909,79	4906,44	121,88	caso 1 a evaluar
80	CP+OPEG+OPEL+SX (s)	Combination	Min	-3696,09	-338,28	5855,33	1125,09	-343,58	caso 2 a evaluar
85	CP+OPEG+OPEL+SY (s)	Combination	Min	-1556,61	-4971,91	-5728,07	7088,23	-165,07	caso 3 a evaluar
85	CP+OPEG+OPEL+SY (s)	Combination	Max	-1303,46	-2677,86	-1496,49	13763,28	-140,23	caso 4 a evaluar

Figura 4.39. Combinaciones de carga seleccionadas de la estructura original, para el chequeo de las fundaciones
Fuente: Autor (2020)

4.4.1 Comprobación de fundaciones existentes en Puente de tubería

Desde los planos de detalle proporcionado desde el inicio se han extraído los datos generales para el dimensionado de las fundaciones de la estructura, (Ver Anexo B). Detalle para fundaciones típicas de puente de tubería, y llevados a la Tabla 4.20 guiándose con la Figura 4.40, con estos datos listos, se obtienen los cálculos métricos usados para la comprobación de las fundaciones existentes son aptas para las cargas adicionales añadidas en el futuro del proyecto, (Ver Tabla 4.21).

Las medidas de “E” y “F” de la figura 4.40 no se encuentran especificadas en los planos de detalle de fundaciones mostradas en los Anexos B, por lo que se ha calculado aparte. Para “E” existe dentro de los datos proporcionados solo una variación de altura de 10 cm a 70 cm más el *grout* que es 2,5cm; para este caso se ha decidido usar 10cm + 2,5cm por lo que $E = 12,5\text{cm}$. En caso de “F”, según el plano nos muestra que $F + E = 165\text{cm}$ conociendo ahora “E” y despejando “F” nos da una altura $F = 165\text{cm} - 12,5\text{cm} = 152,5\text{cm}$.

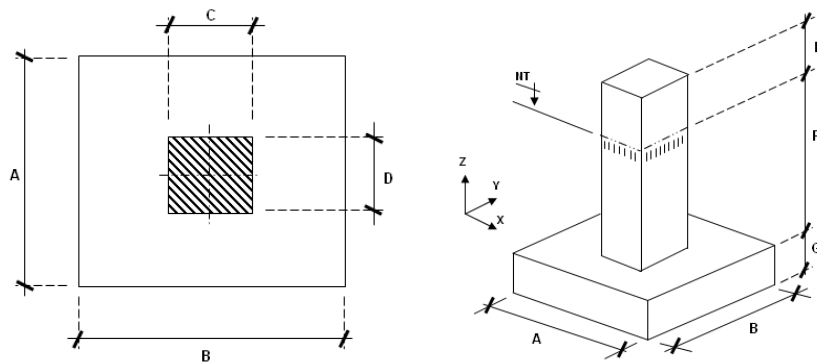


Figura 4.40. Dimensionado de Fundaciones
Fuente: Autor (2020)

Desde el estudio geotécnico proporcionado por la empresa, en el área donde se ubica el *Pipe Rack*, se realizaron perforaciones, generalizando un perfil del subsuelo

que se caracteriza por la existencia de materiales areno limoso y areno arcillosos; se hicieron ensayos de resistencia a la compresión no confinada se obtuvieron los valores, de: $\sigma_{adm} = 4,20 \text{ kgf/cm}^2$; un peso unitario del suelo $\gamma_{suelo} = 2130,00 \text{ kgf/cm}^2$; $f'_c = 210,00 \text{ kgf/cm}^2$; $F_y = 4200,00 \text{ kgf/cm}^2$; $E_p = 42000 \text{ kgf/cm}^2$; $M_{adm} = 0,2 \text{ kgf/cm}^2$ y $M_{adm} = 0,2 \text{ kgf/cm}^2$ de los muros de la misma forma en la tabla 4.20.

A=	180,00	cm	E+F	165,00	cm
B=	180,00	cm	F+G	182,50	cm
C=	55,00	cm	E+F+G	195,00	cm
D=	55,00	cm			
E=	12,50	cm	β	1,00	
F=	152,50	cm			
G=	30,00	cm			
f'c=	210,00	Kgf/cm2	$\gamma_{Concreto}$	2400,00	Kgf/m3
Fy=	4200,00	Kgf/cm2	γ_{Suelo}	2130,00	Kgf/m3
$\sigma_{adm} =$	4,20	Kgf/cm2			

Tabla 4.20. Datos para dimensionado de fundaciones
 Fuente: Autor (2020)

COMPUTOS METRICOS					
Concreto			Tierra		
Pedestal=	0,50	m3	Excavación=	5,91	m3
Zapata=	0,97	m3			
			Relleno=	4,44	m3
Total=	1,47	m3	Bote=	1,47	m3

Tabla 4.21. Cómputos métricos de fundación aislada
 Fuente: Autor (2020)

Se empieza evaluando el primer caso de combinaciones dadas en el punto 76, calculando las cortantes y momento último en los ejes “X” y “Y”

Ps=	16909,79	kgf	Pu=	38356,58	kgf
Pst=	29901,68	kgf	VuX=	1735,32	kgf
VsX=	1156,88	kgf	VuY=	1090,29	kgf
VsY=	726,86	kgf	MuX=	7359,66	kgf*m
MsX=	4906,44	kgf*m	MuY=	182,82	kgf*m
MsY=	121,88	kgf*m			

Tabla 4.22. Valores para fuerzas cortantes y momentos últimos. Caso 1
Fuente: Autor (2020)

Con estos valores se comienza con los chequeos, comenzando con el chequeo de estabilidad, primeramente se requiere el ángulo de fricción interno del suelo, este obtiene según el tipo de suelo de la zona y usando la tabla extraída del libro de Fratelli, suelos, fundaciones y muros (Ver tabla 4.23), en este caso arena limosa fina con un suelo seco, el ángulo de fricción es igual a 36°; ángulo necesario para obtener Kp.

CLASE DE SUELO	ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA ϕ	
	Suelo	
	seco	húmedo
Arena gruesa y mediana, bien compactada	40° a 42°	35° a 37°
Arena gruesa y mediana normal	38°	27°
Arena gruesa y fina	37°	30°
Arena mediana y fina	35°	28° a 30°
Arena fina limosa	36°	29°
Limo arenoso	35°	26°
Limo arcilloso y arena mediana	-	31°
Arcilla arenosa	16° a 20°	10° a 18°
Tierra vegetal	20° a 26°	-
Limo	15°	-
Turba	5°	-

Tabla 4.23. Ángulos ϕ de fricción interna
Fuente: Maria Graciela Fratelli. Suelos, Fundaciones y muros (1993)

Con estos datos obtenidos se procede a calcular los momentos de deslizamiento y volcamiento en cada eje de cada una de las fuerzas actuantes en la fundación, siendo guiado por la Figura 2.4, resultados mostrados en la Tabla 4.24.

CHEQUEO DE ESTABILIDAD					
$\phi=$	36,00	°	$c=$	0,00	(suelos cohesivos)
$\beta=$	0,00	°	$Kp=$	3,85	
		Peso(kgf)	Brazo(m)	Momento	
x	Pact =	29901,68	0,90	26911,52	(Esta.)
	Vact=	1156,88	1,95	2255,92	(Volc.)
	PF1=	8920,80	1,18	10481,94	(Volc.)
	PF2=	8920,80	0,63	5575,50	(Esta.)
	W1=	1197,90	0,90	1078,11	(Esta.)
	W2=	2332,80	0,90	2099,52	(Esta.)
	S=	9461,19	0,90	8515,07	(Esta.)
	Ep1=	9540,20	2,65	25281,53	(Esta.)
	Ep2=	369,20	0,15	55,38	(Esta.)
		Peso(kgf)	Brazo(m)	Momento	
y	Pact =	29901,68	0,90	26911,52	(Esta.)
	Vact=	726,86	1,95	1417,38	(Volc.)
	PF1=	221,60	1,18	260,38	(Volc.)
	PF2=	221,60	0,63	138,50	(Esta.)
	W1=	1197,90	0,90	1078,11	(Esta.)
	W2=	2332,80	0,90	2099,52	(Esta.)
	S=	9461,19	0,90	8515,07	(Esta.)
	Ep1=	9540,20	2,65	25281,53	(Esta.)
	Ep2=	369,20	0,15	55,38	(Esta.)

Tabla 4.24. Valores para momentos de deslizamiento y volcamiento actuantes en fundaciones. Caso 1
Fuente: Autor (2020)

Seguidamente se hace el chequeo de volcamiento, donde empieza buscando momento de volcamiento total que sería la sumatoria de todos los momentos destinados volcamiento; en ambos ejes, y se hará el cálculo de momento de estabilidad que de igual sería la sumatoria de todos estos momentos, y se va a hacer una sumaria excluyendo los Ep para compararlo con el ratio de 1.5. Estos resultados deben cumplir con las condiciones de las ecuaciones Ec.10.a y Ec.10. b. Como se observa el caso 1 cumple con la condición. (Ver Tabla 4.25).

Con el chequeo por deslizamiento se va a hacer lo mismo solo que en este caso se tomara como Eah el valor obtenido en la cortante V_{sx} y V_{sy} de la Tabla 4.26. Como se demuestra la combinación de carga cumple con las condiciones de las Ec.11.a y Ec.11.b.

Chequeo por volcamiento					
	Mvolc	Mest		Ratio	
		Con Ep	Sin Ep	1,8	1,5
X	12737,86	69516,63	44179,72	5,46	3,47
Y	1677,76	64079,63	38742,72	38,19	23,09
				CHECK	CHECK

Tabla 4.25. Chequeo por volamiento. Caso 1
Fuente: Autor (2020)

Chequeo por deslizamiento					
	Eah	Fr		Ratio	
		Con Ep	Sin Ep	1,8	1,5
X	1156,88	30789,29	20879,89	26,61	18,05
Y	726,86	30789,29	20879,89	42,36	28,73
				CHECK	CHECK

Tabla 4.26. Chequeo por deslizamiento. Caso 1
Fuente: Autor (2020)

Ahora se comprueba el esfuerzo del suelo, con las formulas Ec14.a y Ec.14.b buscamos la excentricidad en X y en Y para luego usar las Ec.13.a y Ec.13.b para calcular los esfuerzos (σ_s y σ_u) y así escoger los máximos y mínimos de cada uno para que se cumplan con la condición de que estos esfuerzos tienen que ser menores que el esfuerzo admisible de los datos generales de la Tabla 4.20 que en este caso cumplen como se ve en la Tabla 4.27.

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL SUELO					
Dimensiones de la zapata					
A/6=	30	cm	ex=	16,409	cm
B/6=	30	cm	ey=	0,408	cm
	1	2	3	4	
σ_s	1,4402	1,4151	0,4307	0,4056	kgf/cm ²
σ_u	1,8474	1,8153	0,5524	0,5203	kgf/cm ²
σ_{smax} =	1,440	kgf/cm ²	σ_{umay} =	1,847	kgf/cm ²
σ_{smin} =	0,406	kgf/cm ²	σ_{uminy} =	0,520	kgf/cm ²

Tabla 4.27. Chequeo de esfuerzo en el suelo. Caso 1
Fuente: Autor (2020)

El chequeo de zapata, de la Tabla 4.28, es la siguiente que se hace empezando con la Ec. 15 del área requerida y área definitiva de la Ec.16 que debe cumplir que el área definitiva sea mayor que el área requerida, para el caso 1 cumple. Pasamos a comprobar “d” empezando usando σ_u con la Ec.17 y los momentos con las formulas Ec.18.a y Ec.18.b y comprobamos con $d= 22,5\text{cm}$ para este caso vemos que cumple con éxito la condición.

El chequeo por corte se seguirá usando las formulas Ec.20.a y Ec.20.b; como se observa en la Tabla 4.29, corte ambos ejes cumplen con la condición establecida. El chequeo por punzonado como se ve en Tabla 4.30 de la que usando la formula Ec.21 se aprecia que cumple la condición establecida.

CHEQUEO DE ZAPATA					
Areq=	7119,45	cm ²	32400,00	cm ²	CHECK
	$\sigma_u = \frac{P_u}{B^2}$		$M_u = \sigma_u \frac{n^2}{2} \cdot B$		
σ_u =	1,85	kgf/cm ²	Mux=	3247,45	kgf*m
			Muy=	3247,45	kgf*m
	$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c B}}$		en x =	7,70	cm
			en y =	0,57	cm
Se adoptó $\mu = 0,1448$ para asegurar la ductilidad de la sección.					
d=	22,50	cm			CHECK
h=	30,00	cm			

Tabla 4.28. Chequeo de zapata. Caso 1
Fuente: Autor (2020)

	$V_u - \sigma_u B c$		Vux=	13301,54	kgf
			Vuy=	13301,54	kgf
El corte en su totalidad por el concreto					
CHEQUEO POR CORTE					
$v_u = \frac{V_u}{\phi B d} \leq v_c = 0,53 \sqrt{f'_c}$ para $\phi = 0,85$					
(EJE X)	3,86	Kgf/cm ² ≤	7,68	kgf/cm ²	CHECK
(EJE Y)	3,86	Kgf/cm ² ≤	7,68	kgf/cm ²	CHECK

Tabla 4.29. Chequeo por corte. Caso 1

Fuente: Autor (2020)

	$V_u = P_u - \sigma_u (b + d)^2$	→	Vu=	-21500,37	kgf
CHEQUEO DE PUNZONADO					
$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d} < v_c = 1,06 \sqrt{f'_c}$					
	-3,63	Kgf	≤	15,36	kgf
CHECK					

Tabla 4.30. Chequeo por punzonado. Caso 1

Fuente: Autor (2020)

Por último, se realiza el chequeo por aplastamiento mostrado en la Tabla 4.31 siguiendo las ecuaciones Ec.22 y Ec.23. Por lo que se observa han cumplido con las

condiciones establecida y el caso 1 ha cumplido con las condiciones que se han establecido.

CHEQUEO DE APLASTAMIENTO						
$P_u \text{ max col} = \phi (0,85 f'_c A_1) > P_u$						
Pu max col=	377973,75	kgf	>	Pu=	38356,58 kgf	CHECK
CHEQUEO DE APLASTAMIENTO						
$P_u \text{ max base} = P_u \text{ max col} \sqrt{A_2/A_1} \leq 2 \times P_u \text{ max col} > P_u$						
SI $\sqrt{A_2/A_1}$	> a 2, se tomará 2 para el chequeo					
Pumax base=	755947,50	kgf	≤	2x Pu max col=	755947,50 kgf	CHECK
			>	Pu=	38356,58 kgf	CHECK

Tabla 4.31. Chequeo por aplastamiento. Caso 1
Fuente: Autor (2020)

Este mismo procedimiento se hará con cada uno de los otros tres casos a evaluar y confirmar en que otros puntos puede fallar o no las fundaciones, se sabe que para el caso 1 no han encontrados fallas hasta los momentos. Para el caso 2, (Ver Anexo C), en el punto 80 obteniendo haciendo el mismo procedimiento anterior, nos arroja un resultado que el caso 2 cumple satisfactoriamente con la comprobación de resultados obtenidos en la hoja de cálculo. Para el caso 3 a evaluar en el punto 85 se ven los resultados en el Anexo D, donde se muestran que este caso de combinación de cargas cumple con las condiciones igual que las anteriores. Por el contrario, el caso 4 a estudiar, también en el punto 85, (Ver Anexo E), se muestra que en esta combinación presenta una falla por volcamiento por no cumplir la condición en ratio 1,5.

Se ha procedido a comprobar otros casos de combinaciones de cargas con valores cercanos a los del momento en X (M1) que es donde se encuentra fallando la estructura, pero de la misma forma no han cumplido la gran mayoría por lo que se ha de buscar soluciones para reforzar la estructura existente.

4.5 Elaborar refuerzo estructural bajo las consideraciones AISC 360-16 y la demanda determinada con la ayuda del programa SAP2000 v20

Bajos las especificaciones para el análisis estructural seleccionado AISC 360-16, se requiere soluciones el reforzamiento de la estructura se ha propuesto el incorporar dos pórticos nuevos uno entre los ejes “J” e “I” y otro entre los pórticos “G” y “F”. De las que se han creado dos nuevos ejes y posteriormente dibujados los elementos respectivos usando las secciones ya establecidas con anterioridad, como se ve la Figura 4.41.

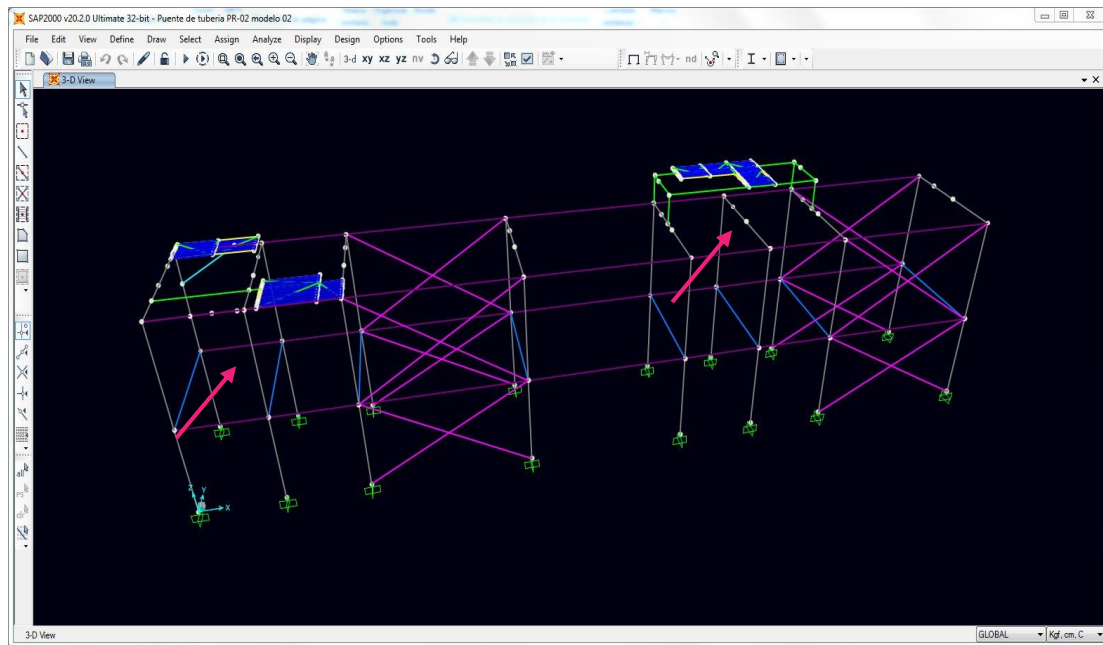


Figura 4.41. Adición de nuevos pórticos para refuerzo
Fuente: Autor (2020)

Como se han añadido dos pórticos adicionales, y al ser de las mismas secciones anteriormente trabajadas las cargas de viento en este caso serán las mismas que las calculadas en el inicio, en este caso como se tienen nuevas vigas de carga se han realizado una redistribución de cargas hidrostáticas y operacionales, por estar en contacto con las tuberías de 36" además de la posición de las válvulas nuevas.

Para esta distribución de cargas nuevas con respecto a las existentes, se ha calculado los porcentajes de cargas donde los nodos entran en contacto con la tubería, con las válvulas, cargas que se obtuvieron del análisis de fuerzas resultantes, junto con las distancias donde se encuentran a cada válvula, para obtener cuanto recibe cada una y posteriormente se sumara o restara según sea la dirección en la que se encuentre.

Por ejemplo, para buscar la fuerza resultante HYD, la fuerza resultante en Y de los nodos 3170 y 3180, se sabe que la Fry en 3170 es de 14468,24 kgf ubicada a una distancia 3,25m se calcula con una regla de tres el porcentaje respecto a la distancia donde se encuentra la válvula que son 1,62m:

$$3,25m \rightarrow 100\% \quad x = \frac{1,62m \cdot 100\%}{3,25m} \quad x = 49\%$$

$$1,62m \rightarrow x$$

El 49% representa el porcentaje de carga que recibe la válvula del nodo 3180 y el resto de porcentaje, es decir el 51% es lo que recibirá la válvula con respecto a al nodo 3170. Ahora sacando el porcentaje de carga con respecto a la Fry de 14468,24 kgf nos da:

$$14468,24 \text{ kgf} * 49\% = 7089,44 \text{ kgf}$$

$$14468,24 \text{ kgf} * 51\% = 7378,80 \text{ kgf}$$

La carga al 49% se convierte en la nueva Fry del nodo 3180 y la otra carga se restará con la carga de Fry del nodo 3170 y será la fuerza gravitacional hidrostática para 3170.

$$Fry\ 3170 = 14468,24\ kgf - 7378,80kgf$$

$$Fry\ 3170 = 7089,44kgf$$

Esta se hace con las cargas gravitacionales, para las cargas en los ejes “X” y “Y” se realiza diferente de ella solo se obtendrá un porcentaje que se multiplicará con la carga gravitacional y dividirá entre 100, los resultados de cada nodo nuevo se tendrán en la Tabla 4.32.

NODO	LOAD CASE	X	Y	Z
3100	HYD	0,10	5221,14	0,21
	OPE	-1101,28	-4116,95	761,22
3120	HDY	-2,90	5804,95	1,47
	OPE	1245,75	-4361,86	-812,18
3130	HYD	-1,41	7061,63	1,73
	OPE	1611,81	-5512,33	-1220,98
3160	HYD	-7,91	-5271,2	7,38
	OPE	885,63	-3058,12	-763,61
3170	HYD	74,44	-7089,44	-100,67
	OPE	1369,27	-4955,73	-1071,92
3180	HYD	61,68	-7089,44	-95,71
	OPE	1444,35	-4955,73	-914,33
3190	HYD	55,73	-8574,26	-87,46
	OPE	1729,15	-5513,87	-955,00
3200	HYD	-4,95	-3303,06	9,58
	OPE	423,65	-1529,97	-336,90
3600	HYD	0,00	-6247,33	0,00
	OPE	-1132,00	-4064,64	-998,68
3620	HYD	0,31	-6198,16	-0,56
	OPE	-1335,60	-4701,16	-1156,96
3630	HYD	0,21	-5187,58	-0,31
	OPE	1019,08	-3686,98	-884,51
3660	HYD	-8,39	-8827,81	-4,06
	OPE	1790,72	-6245,97	-1512,15
3670	HYD	28,13	-2268,42	-31,08
	OPE	239,27	-724,39	-132,20
3680	HYD	80,21	-6920,79	-102,43
	OPE	1359,52	-4651,1	-927,89
3690	HYD	113,69	-6974,8	-129,73
	OPE	1309,73	-4651,03	-1004,16
3700	HYD	-2,49	-3835,58	-1,76
	OPE	542,28	-1914,16	-452,32

Tabla 4.32. Fuerzas resultantes nuevas para pórticos existentes y nuevos

Fuente: Autor (2020)

Con las nuevas cargas se procede ser ingresadas en el modelo de la estructura, reemplazando los antiguos valores por estos nuevos, seguidamente se procede a analizar la estructura para saber cómo reacciona con sus elementos. Y chequear las secciones metálicas y conocer donde podría estar fallando en este caso. Resultado mostrado en la Figura 4.42.

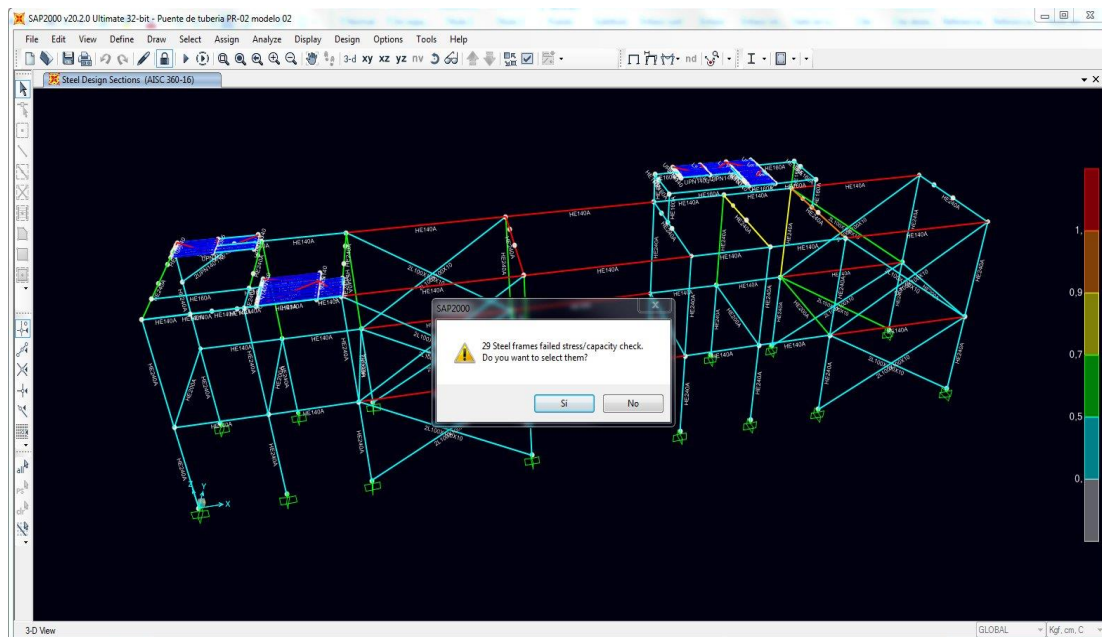


Figura 4.42. Chequeo de elementos estructurales con secciones nuevas
Fuente: Autor (2020)

El análisis se hizo bajo las especificaciones de la ASIC 360-16 ha mostrado que 29 elemento están fallando como se ve en algunos sombreados en rojo, por lo se procede a revisar detalladamente la secciones en rojo, que la mayoría muestra son vigas de amarre y una de carga.

Para la viga de carga HEA240 se selecciona y se comprueba porque falla y el combo que no cumple y nos muestra en la figura 4.43. Que el ratio es 1,14 cuando debería ser 1 por norma, por lo que se requiere un aumentar la sección para que pueda cumplir.

Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Frame ID: 115 Analysis Section: HE240A
Design Code: AISC 360-16 Design Section: HE240A

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT INTERACTION CHECK---	MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
0,9 (CP+OP)	500,00	0,425 (C) = 0,009 + 0,414 + 0,002	0,243	0,018
1,2 (CP+OP)	0,00	0,058 (C) = 0,000 + 0,056 + 0,002	0,141	0,029
1,2 (CP+OP)	48,00	0,230 (C) = 0,000 + 0,093 + 0,136	0,140	0,029
1,2 (CP+OP)	96,00	0,457 (C) = 0,000 + 0,182 + 0,274	0,138	0,029
1,2 (CP+OP)	144,00	0,683 (C) = 0,000 + 0,271 + 0,411	0,137	0,029
1,2 (CP+OP)	192,00	0,908 (C) = 0,000 + 0,359 + 0,549	0,136	0,029
1,2 (CP+OP)	240,00	1,141 (C) = 0,000 + 0,454 + 0,686	0,134	0,029

Buttons: Overwrites, Details, Tabular Data, OK, Cancel, Table Format File

Strength (selected), Deflection

Figura 4.43. Detalles de viga de carga de carga HEA240 en falla
Fuente: Autor (2020)

Para las vigas de amarre HEA140 se muestran en los detalles que falla deflexión que según la norma indicada, ANSI/AISC 341-16 Ec2.4.a, D1. 2ª, como se muestra en la Figura 4.44, no está cumpliendo, porque la luz es muy grande para soportar, así que lo recomendado sería arriostrar el elemento o aumentarle la sección.

Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Frame ID: 126 Analysis Section: HE140A
Design Code: AISC 360-16 Design Section: HE140A

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT INTERACTION CHECK---	MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
09CP+SY+0	350,00	Lb/ry > 0.19*E/(Ry*Fy) (ANSI/AISC 341-16 E2.4a, D1.2a)		
09CP+SY+0	400,00	Lb/ry > 0.19*E/(Ry*Fy) (ANSI/AISC 341-16 E2.4a, D1.2a)		
09CP+SY+0	450,00	Lb/ry > 0.19*E/(Ry*Fy) (ANSI/AISC 341-16 E2.4a, D1.2a)		
09CP+SY+0	500,00	Lb/ry > 0.19*E/(Ry*Fy) (ANSI/AISC 341-16 E2.4a, D1.2a)		
09CP+SY+0	550,00	Lb/ry > 0.19*E/(Ry*Fy) (ANSI/AISC 341-16 E2.4a, D1.2a)		
09CP+SY+0	600,00	Lb/ry > 0.19*E/(Ry*Fy) (ANSI/AISC 341-16 E2.4a, D1.2a)		
09CP+SY+0	650,00	Lb/ry > 0.19*E/(Ry*Fy) (ANSI/AISC 341-16 E2.4a, D1.2a)		

Buttons: Overwrites, Details, Tabular Data, OK, Cancel, Table Format File

Strength, Deflection (selected)

Figura 4.44. Detalles de viga de amarre HEA140 en falla
Fuente: Autor (2020)

Con las fallas ubicadas se realizan los cambios sugeridos, a la viga de carga del nivel superior HEA240 del pórtico H ha sido reemplazada con una viga HEA260, de la que se han cargado su respectiva fuerza ejercida por el viento en W_x . Seguidamente para aquellos elementos que fallaban por deflexión, vigas de amarre HEA200, se ha decidido hacer arriostramientos longitudinales entre ellas ubicadas a la mitad de ellas, tanto en el nivel superior como inferior. (Ver Figura 4.45).

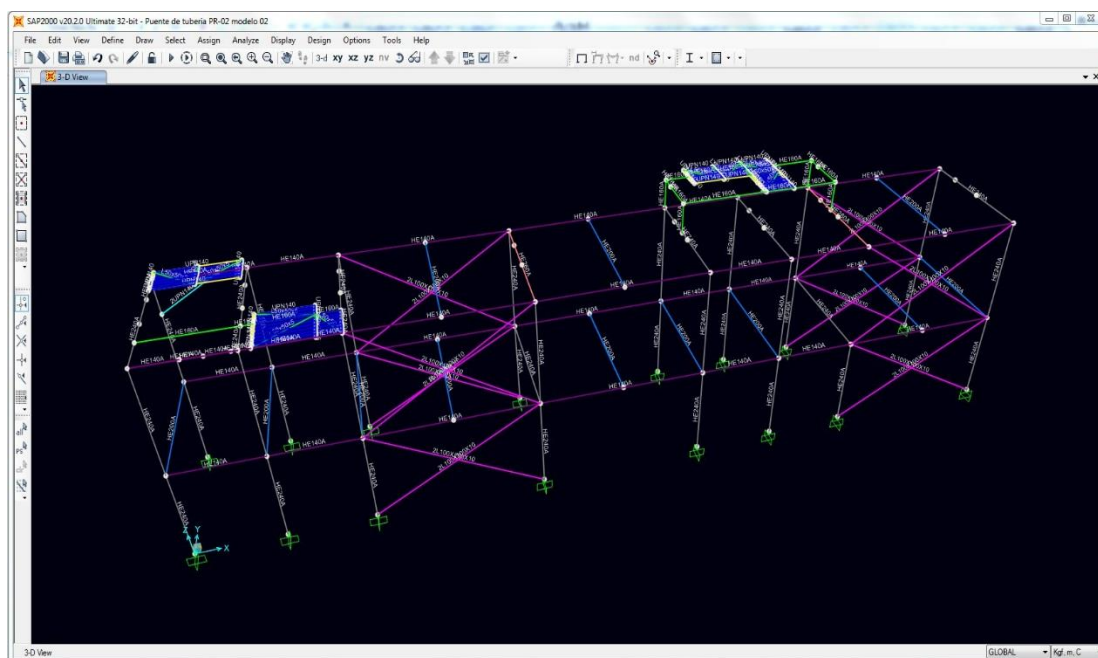


Figura 4.45. Adición de elementos nuevos para solución de fallas existentes
Fuente: Autor (2020)

Con los nuevos elementos incorporados se vuelve a hacer el análisis y chequear una vez más las secciones metálicas, como se muestra en la Figura 4.46, se puede apreciar que todas las secciones metálicas ya cumplen Bajo las especificaciones de la AISC 360-16, aunque muestra que 16 elementos no cumplen, pero se especifican que son solo las diagonales de las plataformas, por lo que se puede dar la libertad de dejarlas pasar por no ser tomadas en consideración otros análisis.

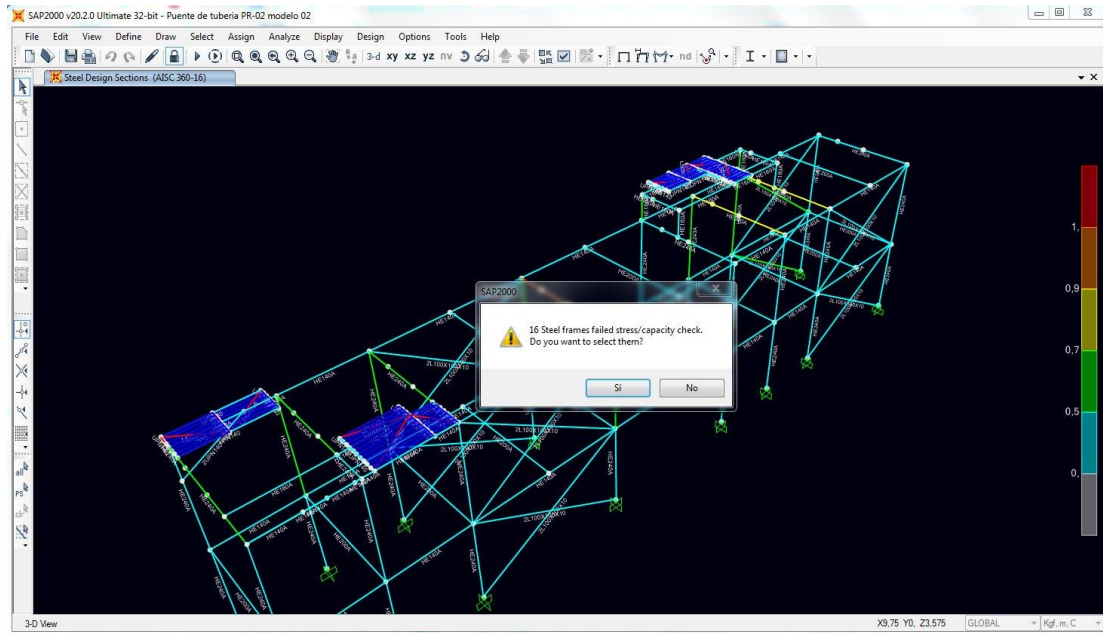


Figura 4.46. Chequeo de elementos estructurales nuevas para solución
Fuente: Autor (2020)

Con el chequeo ya listo se procede finalmente con la comprobación de las fundaciones, extrayendo la tabla de “Joint Reactions” del programa, de la que entre las combinaciones se han seleccionado aquellas con fuerzas y momentos en cada eje las que tengan valores más altos. Como se muestran en la Figura 4.47.

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
			Max	710,4	572,74	16217,8	5580,35	57,97
			Min	-3821,13	-2401,06	-2384,15	-1196,63	-384,32
77	CP+OPEG+OPEL+SX (s)	Combination	Max	-548,95	-722,08	16217,8	2452,43	-30,04
80	CP+OPEG+OPEL+SX (s)	Combination	Min	-3821,13	-333,42	6716,78	991,76	-359,24
83	CP+OPEG+OPEL+SY (s)	Combination	Min	-1217,2	-2401,06	4032,64	991,14	-100
82	CP+OPEG+OPEL+SY (s)	Combination	Max	-508,69	-334,64	3070,65	5580,35	-47,28
79	CP+OPEG+OPEL+SX (s)	Combination	Min	-3373,58	-902,61	2580,67	2074,87	-384,32

Figura 4.47. Combinaciones de carga seleccionadas de la estructura con solución propuesta, para el chequeo de las fundaciones

Fuente: Autor (2020)

Las comprobaciones de caso a evaluar se podrán detallar en las tablas incorporadas en los anexos. Por lo que se han de resumir los resultados obtenidos. Para el Caso1 (Ver Anexo F), se da a conocer que cumple con todas las condiciones establecidas. Caso 2 (Ver Anexo G). Evaluado para el valor máximo de Fr_1 en el eje X en el también cumple con todas las condiciones. Para el caso 3 (Ver Anexo H), se tiene que de igual forma cumple cada una de las condiciones. El siguiente caso a evaluar él es 4, o M_1 o momento en X (Ver Anexo I), en el que cumple perfectamente con las condiciones y, comprueba que hubo una mejora con este reforzamiento porque anteriormente en el original se obtenía que falla en M_1 de este caso. Por último, se ha comprobado la combinación elegida para el caso 5 en M_2 (Ver Anexo J). Por lo que se observa que todas las condiciones cumplen satisfactoriamente.

Como todas las comprobaciones se han dado resultados positivos, esta última solución es la que se va a utilizar para reforzar la estructura de puente de tubería. Con esto listos ya se puede proceder a realizar los pertinentes planos con las nuevas secciones metálicas.

4.6 Planos de ingeniería y detalle para reforzamiento

Los planos para el reforzamiento serán presentados en los Anexos, de los que se destacarán, los nuevos elementos a incorporar como solución del refuerzo estructural para el PR-02:

- Planta, puente de tubería PR-02 reforzamiento estructural nivel +7800 (entre los ejes J-E), (Ver Anexo K).
- Planta, puente de tubería PR-02 reforzamiento estructural nivel +3600 (entre los ejes J-E), (Ver Anexo L).

- Frontal puente de tubería PR-02 reforzamiento estructural, pórtico 1 y 2, (Ver Anexo M).
- Vista para pórticos nuevos J' y G' y secciones nuevas para pórticos F y H, (Ver Anexo N).

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- Desde el comienzo del proyecto la empresa ha proporcionado los documentos, como planos, tanto de la estructura como del complejo; estudios de la zona importantes, e incluso normas propias para recaudar información, que han sido de gran ayuda durante todo el proceso de trabajo, con los cuales se han obtenidos la gran mayoría de los datos para los análisis.
- Se ha realizado un levantamiento planialtimetrico, dirigiéndose al lugar del caso estudiado, Centro Operativo San Joaquín (COSJ) y seguidamente al *Pipe Rack* 02, en el que se notó a simple vista la existencia de dos tuberías de 26", las cuales no están especificadas en documentos previos, aunque las mismas no se encuentran en uso actualmente, por lo que no se han tomado en consideración para los cálculos, debido a que en un futuro serán reemplazadas y no se contemplaran para trabajos futuros, por esta razón no cuentan con un análisis de flexibilidad que nos muestre las fuerzas actuantes en caso de estar operativas.
- Para todos los cálculos y construcción del modelado se han considerado los planos y documentos aportados en la empresa, por la misma razón no se incluyeron las tuberías de 26" mencionadas con anterioridad, al estar solo temporalmente y serán retiradas para trabajos futuros en el puente de tubería.
- En los estudios geotécnicos proporcionados, específicamente no se tenían detalles para la obtención del ángulo de fricción, necesaria para cálculos en la comprobación de las fundaciones, por lo que usando datos generalizados del plano de implantación del Centro Operativo San Joaquín, se ha comprobado el tipo de suelo exacto en la zona de estudio y con ello desde el libro de Fratelli,

Suelos, fundaciones y muros usando la tabla de ángulos de fricción interna para suelo húmedo con tipo de suelo arena fina limosa se da que $\phi = 36^\circ$; valor usado para la obtención de K_p necesaria para el chequeo de estabilidad.

- En el ingreso de las acciones del viento en las columnas se conoce que, al sobrepasar una altura de 4,5m, la carga distribuida lineal se transforma en una carga trapezoidal, el primer nivel del puente tiene una altura de 3,575m por lo cual del suelo hasta esa altura su carga distribuida es lineal, en cambio desde esa altura hasta el nivel superior del *Pipe Rack* su carga distribuida estará dividida en tres partes: primero desde la altura de 3,575m hasta los 4,5m por norma debe ser lineal, luego a partir de los 4,5m hasta el nivel superior (altura de 7,775m) la carga será trapezoidal.
- Cuando se dibujaron las plataformas en el SAP2000, se hizo a la altura de la viga superior, aunque en la realidad no esté de esa forma, solo se realizó para ser plasmadas en el programa.
- Revisando el plano de detalle de fundaciones para zapata aislada no se dieron a especificar las distancias exactas de las alturas “E” y “F” por ser una fundación enterrada, se usó la altura mínima de 10cm de variación, para la distancia desde el nivel del terreno hasta el tope de concreto (T.O.C)
- Para comprobación de las fundaciones se debieron chequear 5 casos para cada una de las fuerzas, F3, F1, F2, M1, M2; pero en este análisis solo se chequearon 4 casos, esto se debe a que el valor máximo de M2, es decir, caso 5 ha sido la misma combinación del caso 2. Como se muestra en la Tabla 4.38, selección de “*Joint Reactions*”.
- En la primera propuesta para el reforzamiento se añadieron dos pórticos iguales a los que venían trabajando, es decir no se han cambiado los perfiles usados. Por lo cual no ha sido necesaria un cálculo nuevo para acciones del viento y se tomaran las anteriores; pero como se tienen nuevas vigas de carga

se realizó una redistribución de cargas hidrostáticas y operacionales al estar en contacto directo con las tuberías de 36"

- Al tener todas las cargas listas son ingresadas al programa y se procede al análisis de la estructura para conocer como los elementos van a reaccionar, del que se conoce como resultado que 29 elementos están fallando y la mayoría son vigas de amarre y una de carga.
- Para la viga de amarre HEA240 se comprueba que el ratio mostrado es de 1.14 cuando por norma debe ser uno, para corregir esto se tiene que aumentar la sección. En las vigas de amarre HEA140 que están fallando que según la norma indicada no están cumpliendo, porque la luz que tiene es muy grande para soportar, así que se tiene que arriostrar o aumentar la sección.
- Para la segunda propuesta en los pórticos H y F se han intercambiado las vigas de carga superiores de HEA240 a HEA260 esto se debe a que estas vigas estaban fallando por sección, así que se tuvo que aumentar la sección para que trabajara de forma óptima, debido a que el ratio trabajado era 1.14 cuando debería ser 1 por norma.
- Adicionalmente se han colocado vigas de carga entre los demás pórticos por presentar fallas por deflexión, esto se debe a que la luz es muy grande para que las vigas puedan soportar, por los resultados que arrojó el chequeo de las secciones metálicas, estas no cumplían con la relación especificada por la norma ANSI/ AISC 341- 16 Ec. 4a, D1. 2a; de la que se pudo resolver arriostrando los elementos o aumentada sección.
- Se consideró hacer un aumento de sección entre las vigas de amarre fallando a deflexión, pero al realizar el análisis del programa, los elementos igualmente no seguían cumpliendo y fallando por la misma condición, por esta razón se decidió arriostrar y no tener que quitar secciones completas y tampoco interferir con las conexiones que podrían causar un problema de gastos para la empresa.

- Con los elementos nuevos incorporados se volvió a realizar un último análisis y se apreció que hay solo 16 elementos que no cumplen pero al detallarlas son las diagonales ubicadas en la plataforma por lo que se tiene la libertad dejarlas tal como están, y el resto de la estructura cumple bajo las especificaciones de la AISC 360-16.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda que, para futuros análisis en proyectos similares al presentado, cuando sean ingresados los valores al programa se tenga especial cuidado para evitar errores al momento de hacer los análisis respectivos en el SAP200.
- Al momento de armar la estructura ponerle atención a la dirección cuando se esté dibujando los elementos, de lo contrario podía causar confusiones al momento de ingresar valores que varían con la altura como lo son las acciones de viento sobre el elemento.
- Para el proyecto y futuros proyectos relacionados con análisis a puentes de tuberías metálicas, se tendrá que realizar una comprobación de las conexiones metálicas existentes de la estructura y así conocer cómo están respondiendo cada una de ellas.
- En los pórticos nuevos añadidos para la solución propuesta se ha de considerar el implementar también una viga riostra que conecte al pórtico nuevo con los ya existentes, así no se tendrá que realizar una excavación más profunda para nuevas fundaciones aisladas.
- La última propuesta que se contempló en el trabajo se recomienda tomarlo en consideración, por el hecho de estar trabajado en las fallas que presentaba la estructura al agregarle cargas de más para la incorporación de las válvulas y accesorios de bloqueo a las tuberías.

BIBLIOGRAFIA

- Allauca, J. (2009). *Simulación de puentes mediante el software SAP2000 y calificación de materiales y soldaduras* [Tesis de pregrado, Escuela superior politécnica de Chimborazo].
- Arias, A. (2017). *Propuesta de fundación para torre desmetalizadora, proyecto IV tren San Joaquín, planta extracción San Joaquín, PDVSA gas Anaco, estado Anzoátegui* [Tesis de pregrado no publicada], Universidad de Oriente, Núcleo de Anzoátegui, Extensión Cantaura. Venezuela
- Arias, F. (2012). *El proyecto de investigación. Introducción a la metodología científica* (6ª ed.). Episteme.
- Azocar, M. (2010). *Elaboración de un manual de procedimiento para el diseño de fundaciones para la estación de flujo JNEF-01 PDVSA, en el área de U. P. San Cristóbal distrito San Tomé* [Tesis de pregrado, Universidad de Oriente, Núcleo de Anzoátegui]
- COVENIN 1986 (2003). *Acciones del viento sobre las construcciones (A)*. Caracas, Venezuela.
- COVENIN 1986 (2003). *Acciones del viento sobre las construcciones (C)*. Caracas, Venezuela.
- COVENIN 1988 (2002). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Caracas, Venezuela.
- COVENIN 1618 (1998). *Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites*. Caracas, Venezuela.
- Fratelli, M. (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros*.
- FIT fabricación industrial de tuberías S. L. (septiembre, 2018). *Estructuras metálicas*. <http://www.fitgroup.es>
- FONDONORMA 1753 (2006). *Norma de proyecto y construcción de obras en concreto estructural*. Caracas, Venezuela.
- Medina, A. (2014). *Diseño civil estructural de un rack de concreto reforzado para instalaciones industriales* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Autónoma de México]
- PDVSA Gas. (2007). *Actualización de la filosofía de operación y control de la planta*. Venezuela.
- PDVSA. (2001). *Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales*. Venezuela.
- PDVSA. (1999). *Criterios de diseño para estructuras de acero*. Venezuela.
- PDVSA. (2002). *Diseño de fundaciones*. Venezuela.
- PDVSA. (2013). *Diseño sismorresistente de instalaciones industriales*. Venezuela.
- PDVSA. (2013). *Diseño sismorresistente de recipientes y estructuras*. Venezuela.
- Stracuzzi, S.; Pestana, F. (2012) *Investigación cuantitativa*. FEDUPEL.

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO – 1/6**

TÍTULO	REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTE DE TUBERÍA (PR-02) UBICADO EN CENTRO OPERATIVO SAN JOAQUÍN EN EL MUNICIPIO ANACO ESTADO ANZOÁTEGUI PARA EL PROYECTO REEMPLAZO DE CABEZAL DE ENTRADA NIVEL 60 PSIG
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CVLAC / E MAIL
Alieska José Ramírez Curcu	CVLAC: 24.229.283 E MAIL: alieskajrcurcu@gmail.com
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES

PDVSA GAS
Estructura
Análisis
<i>Pipe Rack</i>
SAp2000

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO – 2/6**

ÀREA	SUBÀREA
INGENIERIA Y CIENCIAS APLICADAS	Ingeniería Civil

Resumen (abstract):

Resumen

En este proyecto se realizó un análisis estructural a un puente para soporte de tubería designado como PR-02 ubicado en el Centro Operativo San Joaquín. El cual es basado en la construcción de un modelo en 3D de la estructura metálica con el apoyo del *software* SAP2000 v20, a solicitud de la empresa, para su posterior análisis bajo las especificaciones de la norma AISC 360-16. Con el apoyo de datos obtenidos por medio de planos y documentos destinados para el proyecto, se realizó un modelo acercado al *Pipe Rack* ya existente, además se requirieron el hacer correspondientes cálculos de: Fuerzas actuantes de las tuberías que son soportadas por el *pipe rack*, fuerzas sísmicas y eólicas que afectan a la estructura, así como también el chequeo de las fundaciones existentes. Con el fin de proponer un refuerzo estructural óptimo para el puente de tubería, que pueda soportar cargas adicionales destinadas a válvulas y accesorios de bloqueo para el mantenimiento de las tuberías a futuro.

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO – 3/6**

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL					
Ing. González, Anabel	ROL	CA	AS	X	TU	JU
	CVLAC:	16.573.233				
	E_MAIL	gonzalez85anabel@gmail.com				
	E_MAIL					
Ing. Medori, Victor	ROL	CA	AS		TU	JU
	CVLAC:	17.732.343				
	E_MAIL	victormedori@gmail.com				
	E_MAIL					
Ing. Cabrera, Daniel	ROL	CA	AS		TU	JU X
	CVLAC:	17.421.606				
	E_MAIL	danielcabrera.udo@gmail.com				
	E_MAIL					
Prof. Rondón, Elys	ROL	CA	AS		TU	JU X
	CVLAC:	8.440.241				
	E_MAIL	elysrondon@gmail.com				
	E_MAIL					

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

Año	Mes	Día
2022	03	16

LENGUAJE. SPA

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO – 4/6**

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
Tesis-AlieskaR-PR02.docx	Application/word

ALCANCE

ESPACIAL: Dpto. Gerencia de Construcción / PDVSA Gas (Anaco)

TEMPORAL: Seis meses

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pregrado

ÁREA DE ESTUDIO:

Ingeniería y ciencias aplicadas

INSTITUCIÓN:

Universidad de oriente, núcleo de Anzoátegui, extensión Cantaura

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO – 5/6**



**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO**

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

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

Estimado Profesor Martínez:

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

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

UNIVERSIDAD DE ORIENTE	
SISTEMA DE BIBLIOTECA	
RECIBIDO POR	<i>Ragley</i>
FECHA	5/8/09
HORA	5:30

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

Juan A. Bolaños Cunele
Secretario



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

JABC/YOC/maruja

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO – 6/6**

DERECHOS

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de trabajos de grado (Vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009)

“Los Trabajos de grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizadas para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Consejo Universitario para su autorización”

Br. Ramírez, C. Alieska, J.

AUTOR

Prof. Anabel González

TUTOR